

64



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS
EN OBRAS DE TOMA PARA RIEGO
DE PRESAS DERIVADORAS

TESIS

Como requisito para obtener el título de
Ingeniero Civil

Presenta

HÉCTOR HERNÁNDEZ HERRERA

DIRECTOR DE TESIS

ML VÍCTOR FRANCO



MÉXICO. D.F.

junio 2001

204373



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



INSTITUTO NACIONAL
DE INVESTIGACIONES
CIENTÍFICAS

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/092/01

Señor
HÉCTOR HERNÁNDEZ HERRERA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. VICTOR FRANCO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS EN OBRAS DE TOMA PARA RIEGO
DE PRESAS DERIVADORAS"**

- INTRODUCCIÓN
- I. PRESAS DERIVADORAS
- II. PLANTAS DE BOMBEO
- III. SIFONES
- IV. PUENTES CANAL
- V. DIQUE
- VI. ESTRUCTURAS DE DISTRIBUCIÓN
- VII. ESTRUCTURAS DE PROTECCIÓN
- VIII. ESTRUCTURAS DE CRUZAMIENTO
- IX. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria 25 de mayo de 2001.

EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

con profundo cariño y admiración
a mis padres:

Sra. Magdalena Herrera Hernández
Sr. Cipriano Hernández Herrera

ya que gracias a su apoyo y sacrificio
hoy alcanzo una de mis mas grandes metas

a la Universidad Nacional Autónoma de México
por darme la oportunidad de desarrollar en
sus instalaciones una formación profesional

A todas aquellas personas
que creyeron en mí y que estuvieron conmigo
en los momentos más significativos

A mis hermanas:
Fabiola y Cinthia

Al ing. Víctor Franco
por todos los consejos y el apoyo
brindado durante la realización
del presente trabajo

A Dios:
Por permitirme vivir este momento

NDICE

APITULO

1. PRESAS DERIVADORAS

- 1.1. Cortinas
- 1.2. Obra de desvío
- 1.3. Obra de excedencias
- 1.4. Obra de Toma
- 1.5. Presas derivadoras
- 1.6. Presas de Almacenamiento
- 1.7. Estructuras complementarias
- 1.8. Objetivo de la Obra de Toma

2. PLANTAS DE BOMBEO

- 2.1. Generalidades
- 2.2. Perdidas en Instalaciones de Bombeo
- 2.3. Carga Dinámica de las Bombas
- 2.4. Factores que Determinan el Numero de Unidades de Bombeo
- 2.5. Arreglos del Sistema
- 2.6. Selección del Tipo de Bomba
- 2.7. Diseño de la obra civil

3. SIFONES

- 3.1. Generalidades
- 3.2. Elección del Tipo de Estructura
- 3.3. Estructura de Sifón
- 3.4. Desarenador
- 3.5. Desagüe de excedencias
- 3.6. Compuerta de Emergencia y Rejilla de Entrada
- 3.7. Transiciones de Entrada y Salida
- 3.8. Conducto o Barril
- 3.9. Registro para Limpieza y Válvula de Purga
- 3.10. Tipos de Secciones
- 3.11. Calculo Hidráulico
- 3.12. Calculo Estructural

4. PUENTES CANAL

- 4.1. Generalidades
 - 4.2. Calculo Hidráulico
 - 4.3. Calculo Estructural
-

5. DIQUES
 - 5.1. Generalidades
 - 5.2. Características Hidráulicas y Estructurales
 - 5.3. Causas de falla en Diques de Tierra
 - 5.4. Casos de Análisis

6. ESTRUCTURAS DE DISTRIBUCIÓN
 - 6.1. Represas
 - 6.2. Tomas para Canales
 - 6.3. Estructuras Aforadoras

7. ESTRUCTURAS DE PROTECCIÓN
 - 7.1. Rápidas y Caídas
 - 7.2. Tanque Amortiguador
 - 7.3. Desagües Parciales
 - 7.4. Desagüe total

8. ESTRUCTURAS DE CRUZAMIENTO
 - 8.1. Puentes
 - 8.2. Alcantarillas
 - 8.3. Empleo de Elementos Preesforzados

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Bibliografía

INTRODUCCIÓN

Las primeras civilizaciones tuvieron, como una de las actividades primordiales, el aprovechamiento del agua y su energía. Del empleo racional del líquido dependía la fertilidad de la tierra, y de ella el principal sustento de los pueblos. Del dominio sobre las fuerzas desbordadas de los ríos dependía la vida humana en muchas regiones. Es por eso que una de las primeras y más importantes actividades ingenieriles de la antigüedad fue la hidráulica: la irrigación de la tierra, el control de los ríos y, casi al mismo tiempo, el almacenamiento y aprovisionamiento de agua para la población.

Como ejemplo notable de las obras de irrigación realizadas por el hombre, se tienen los trabajos de los gobernantes egipcios, al hacer productivas las tierras desérticas del valle del Nilo. Los "ingenieros" tuvieron que construir sistemas de presas de contención para recoger las aguas de la época de lluvias; en caso de excesivas crecientes de agua, podían desviarla y almacenar parte de ella. Se construyeron canales, obras de desvío, compuertas de regularización, todo ello para una mejor operación del sistema de riego.

En general los sistemas de riego comprenden una gran cantidad de estructuras hidráulicas, cuya finalidad es la de obtener el agua necesaria, regularizarla, transportarla y distribuirla a los terrenos de cultivo.

Los proyectos de irrigación se clasifican generalmente, de acuerdo al método con que se obtiene el agua, así se tienen proyectos por gravedad o por bombeo, o por una combinación de ambos.

Los distritos de riego pueden ser de distintos tamaños, variando desde superficies de unas cuantas hectáreas hasta grandes distritos de mas de 200 000 hectáreas. Asimismo, pueden comprender una pequeña presa derivadora y una reducida red de canales y sus estructuras, o pueden constar de presas de almacenamiento y estructuras hidráulicas de gran envergadura, según sea el caso.

El sistema de distribución de un sistema de riego por gravedad consta de una serie de canales y sus estructuras requeridas para conducir el agua a todos los puntos de la zona regable, dichas estructuras son:

- Canal principal
- Canales laterales, sublaterales, ramales, subramales y regaderas

El canal principal es el que domina toda el área regable y abastece a los sublaterales. Los sublaterales son necesarios para ramificar un lateral en dos o mas canales. Y finalmente los ramales son abastecidos por los sublaterales y a su vez abastecen a las regaderas.

Para un buen funcionamiento de la red de distribución, es necesario que se construya una serie de estructuras hidráulicas que se pueden clasificar de acuerdo a su propósito en:

- Estructuras de Conducción
- Estructuras de Operación o Control
- Estructuras de Protección

Entre las principales estructuras que se pueden encontrar en cada uno de los términos anteriores se tiene:

- Estructuras de Conducción
 - Sifones Invertidos
 - Puente Canal
 - Transiciones
 - Caídas y Rápidas
 - Alcantarillas para cruce con carretera o línea de ferrocarril
 - Estructuras de Control
 - Represas
 - Tomas
 - Descargas laterales
 - Estructuras de Protección
 - Vertedores laterales
 - Entradas de agua al canal
-

CAPÍTULO 1

PRESAS DERIVADORAS

Las obras hidráulicas constituyen un conjunto de estructuras construidas con el objeto de manejar el agua, cualquiera que sea su origen, con fines de aprovechamiento o de defensa.

Los elementos que forman un aprovechamiento hidráulico son en general siete, los que se agrupan y relacionan como sigue:

- ❖ Area de captación o cuenca hidrográfica de un río, definida a partir del sitio de almacenamiento.
- ❖ Almacenamiento, formado por una presa, en un sitio previamente escogido, que es donde se cambia el régimen natural del escurrimiento al régimen artificial de la demanda, de acuerdo con el fin o los fines que se destine, una presa consta, en lo general, de las partes siguientes:
 - ◆ Vaso
 - ◆ Cortina
 - ◆ Obra de Desvío
 - ◆ Obra de Toma
 - ◆ Obra de Excedencias
- ❖ Derivación, en donde, por medio de una presa, se deriva el escurrimiento del río hacia el sistema de conducción, el que, por conveniencia, a menudo se localiza a niveles superiores a los del lecho del río.
- ❖ Sistema de conducción que puede estar formado por conductos abiertos o cerrados y sus estructuras; a través del cual se conduce el agua desde el punto de derivación hasta la zona de aprovechamiento.

- ❖ Sistema de distribución, el cual se constituye de acuerdo con el fin específico del aprovechamiento. Por ejemplo: canales para riego por gravedad, tuberías a presión para plantas hidroeléctricas y poblaciones, etc.
- ❖ Utilización directa del agua, la cual se efectúa también mediante elementos específicos según el fin e que se trate. Por ejemplo: turbinas en el caso de plantas hidroeléctricas, tomas domiciliarias en el caso de abastecimiento, procedimientos directos de riego, etc.
- ❖ Eliminación de volúmenes sobrantes, la cual se efectúa por medio de un conjunto de estructuras especialmente construidas al efecto: sistema de alcantarillado en el caso de abastecimiento; drenes, en el caso de sistemas de riego; estructuras de desfogue, en el caso de plantas hidroeléctricas, etc.

1.1 CORTINAS

Se entiende por cortina una estructura que se coloca en el lecho de un río, como obstáculo al flujo del mismo, con el objeto de formar un almacenamiento o una derivación. Tal estructura debe satisfacer las condiciones normales de estabilidad y ser relativamente impermeable, es mas conveniente que la cortina tenga un eje normal a las líneas de corriente que un eje esviado, ya que este puede ocasionar corrientes paralelas a su propio eje. El muro construido a lo ancho del río puede ser vertedor total o parcial, también puede ser vertedora con o sin control.

La cortina vertedora sin control, es aquella que tiene la elevación de la cresta constante en toda su longitud y permite el paso de cuerpos flotantes por el río.

La cortina vertedora controlada, es aquella en que se puede variar la elevación de la cresta y requiere de operación adecuada para su funcionamiento.

Las vertedoras sin control son recomendables en ríos de poco arrastre sólido en donde la variación del régimen tomando en cuenta la elevación de la cresta, no dañe los terrenos ribereños, cuando se tenga poca altura de cortina y se requiera una operación segura y económica.

Las controladas son para cuando el gasto máximo de las avenidas no tenga cabida en el cauce del río por el estrechamiento de una presa de cresta fija o si el río trae consigo una gran cantidad de azolves y los desarenadores son insuficientes.

Por lo que se refiere a la cimentación de la cortina es una parte vital de la estructura por lo que debe dársele una atención preferente. En general se presentan dos casos típicos de cimentación:

Primer caso: Que aflore la roca o bien que se encuentre a poca profundidad en el cauce y las laderas

Segundo caso: Que se encuentre cubierta la roca del lecho del río por una capa potente de relleno aluvial

Para el primer caso, la limpia deberá llevarse hasta encontrar roca en toda el área de cimentación comprendida dentro de las trazas de la cortina vertedora, para lo cual deberán retirarse todos los materiales indeseables tales como suelo con alto contenido de materia orgánica, escombros o productos de derrumbes de laderas, roca intemperizada, acarreo fluviales.

Para el segundo caso, será necesario descubrir únicamente las formaciones de gravas y arenas limpias sobre la cual se desplantara la cortina eliminando los materiales de mala calidad que puedan producir asentamientos u otro tipo de fallas.

Dependiendo directamente del tipo de material de cimentación es evidente la utilización de los materiales que formen la cortina, así por ejemplo, en una cimentación en roca se podrá utilizar mampostería, concreto, enrocamiento, mientras que en material de acarreo del río solo se podrá utilizar enrocamiento. A este tipo de sección vertedora se le ha denominado comúnmente flotante.

Clasificación

Se puede intentar una clasificación de las cortinas considerando varios aspectos, y así se tiene:

Por su eje en planta:

- Rectas
- Curvas

La línea del eje generalmente es recta, y normal a la corriente, pero en ocasiones debido a la topografía o geología, del cauce se adaptan ejes curvos y mixtos con el fin de disminuir las excavaciones y volúmenes de material en el cuerpo de la cortina o bien por cimentarla en los estratos geológicos más favorables del sitio.

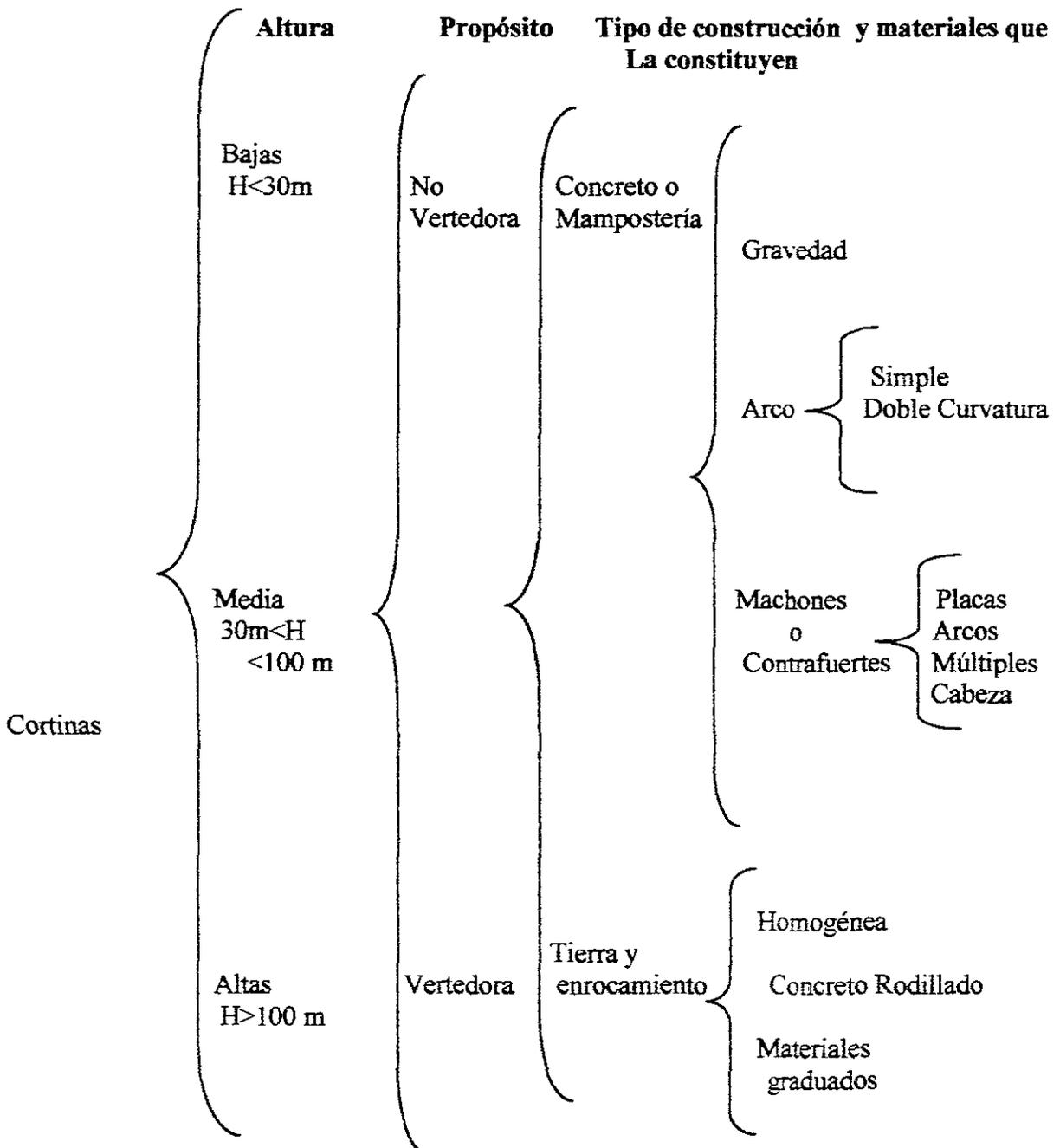
Por tipo de materiales

- Flexibles
- Rígidas
- Mixtos

Las cortinas flexibles se forman con materiales naturales colocados en forma adecuada, para aprovechar eficazmente las características físicas particulares de cada elemento, permitiendo que estas cortinas se adapten a las deformaciones naturales plásticas de esos elementos.

Las cortinas rígidas se construyen con materiales pétreos unidos con algún compuesto cementante, mediante el cual, se produce casi una masa homogénea. Las cortinas rígidas más empleadas, son hechas de mampostería con mortero de cemento, concreto ciclópeo, concreto simple y ocasionalmente de mampostería con mortero de cal y canto.

Una clasificación mas generalizada de las cortinas es la presentada en le siguiente cuadro:



Altura estructural de las cortinas

La altura de una cortina de concreto se define como la diferencia en elevación entre la corona de la cortina y el punto inferior en la superficie de desplante, sin incluir dentellones o trincheras, mientras que para una cortina de tierra y enrocamiento, la altura se define como la diferencia en elevación entre la corona de la cortina y el punto inferior en la superficie de desplante, incluyendo la trinchera principal, si existe, pero excluyendo pequeñas trincheras y zonas angostas de relleno.

Altura hidráulica de cortinas de concreto, de tierra y enrocamiento y materiales graduados

La altura hidráulica o altura hasta la cual se eleva el agua debido a la presencia de la cortina es la diferencia en elevación entre el punto mas bajo en el lecho original del río, en el plano vertical del eje de la estructura, y el nivel de control mas alto en el vaso. Para presas de almacenamiento sin capacidad de control el nivel de control mas alto se considerara como el nivel mas alto en el vaso que pueda alcanzar sin descargas por la obra de excedencias. En presas de almacenamiento con capacidad de control el nivel de control mas alto será el correspondiente a dicha capacidad de control. El nivel de control mas alto no incluirá ninguna carga por superalmacenamiento.

La altura hidráulica de una cortina estará formada por la suma de las alturas correspondientes a las capacidades de azolves, mas la de aprovechamiento, o sea:

$H_b = h_1 + h_2$; y la altura total de una cortina será:

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

En donde:

h_1 = altura correspondiente a la capacidad para azolves, o capacidad muerta, en su caso.

h_2 = altura correspondiente a la capacidad para aprovechamiento

h_3 = altura correspondiente al superalmacenamiento

h_4 = altura correspondiente al bordo libre

Se acostumbra denominar “capacidad de azolves” a la necesaria para retener los azolves que lleguen al vaso de la presa y sedimenten la “vida útil” de la misma, en donde vida útil es un concepto económico en relación con depreciaciones y costos de las estructuras, y en el caso de azolvamiento de presas es conveniente referirse a la vida “vida física” de las mismas, la cual debe ser la mayor posible con el fin de no provocar conflictos de aprovechamiento del agua a las generaciones futuras.

Para el efecto, se puede prever la construcción de descargas profundas en las presas, las que se deben operar con frecuencia para no permitir la consolidación de los azolves.

Se conoce como capacidad o volumen de aprovechamiento, a la necesaria para satisfacer las demandas de extracción de agua del vaso, se obtiene mediante análisis de funcionamiento del vaso, para un lapso suficientemente grande, de manera que queden comprendidos periodos de escasez y abundancia de agua, según las características hidrológicas de la cuenca. Es el volumen comprendido entre el N.A. Min. Y el NAMO, y se expresa en millones de m^3 .

Por superalmacenamiento se entiende el volumen retenido para regulación de avenidas, expresado en millones de m^3 , y es el volumen comprendido entre el NAMO y el NAME, en donde:

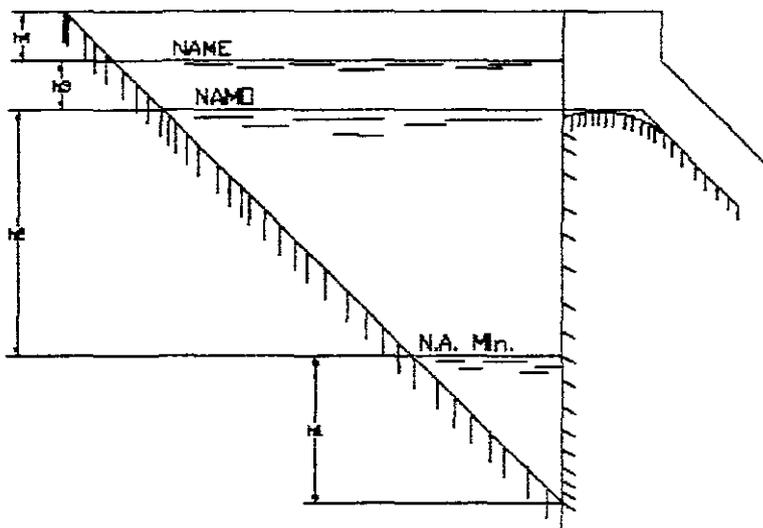
NAMO = Nivel de aguas máximas de operación

NAME = Nivel de aguas máximas extraordinarias

El bordo libre, h_4 , es una magnitud en metros, que mide el desnivel entre el NAME y la corona de una cortina. Es una función de:

- Marea de viento
- Oleaje de viento
- Pendiente y características del paramento mojado
- Factor de seguridad

Todas las características anteriores de la cortina, se pueden ver en la siguiente figura:

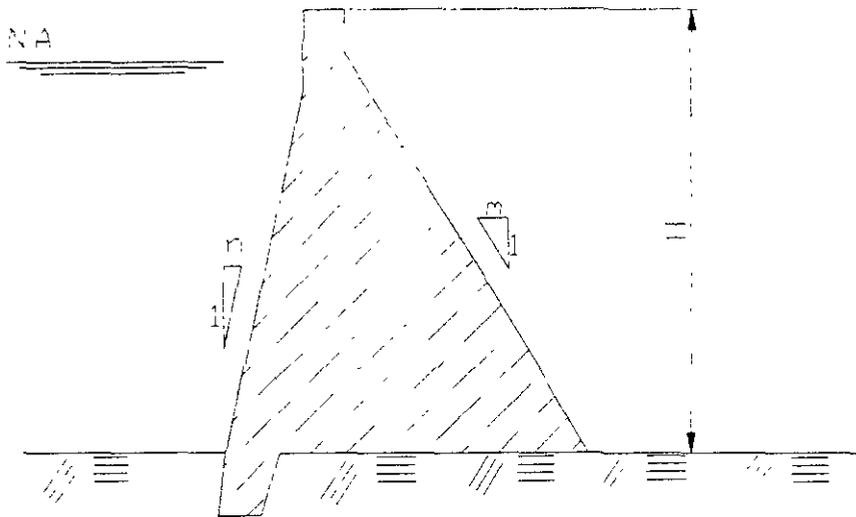


Tipos de cortinas según el tipo de construcción y los materiales que la constituyen

Cortinas Tipo Gravedad

Es costumbre limitar el termino cortina gravedad a las cortinas masivas de concreto o mampostería, las cuales resisten al sistema de fuerzas que les son impuestas, principalmente por el peso propio de ellas mismas. Sin embargo, si la cortina es ligeramente convexa en planta, hacia aguas arriba, en toda su longitud, una pequeña proporción de las cargas impuestas se transmitirá por acción de arco.

Las cortinas gravedad tienen una sección casi triangular. Con mucha frecuencia se construyen en planta recta, aun cuando pueden tener desviaciones que permitan aprovechar con ventaja las características topográficas del sitio.

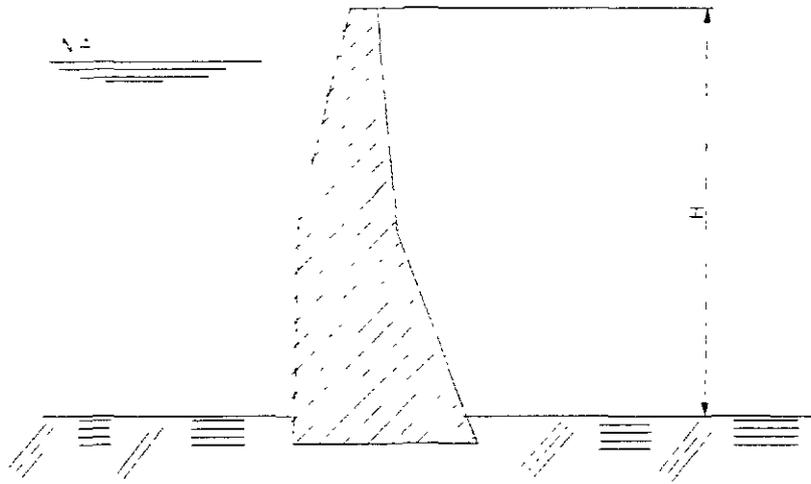


Cortina tipo Gravedad

Cortinas en arco

El termino cortina en arco se usa para designar una estructura curva, masiva, de concreto o mampostería, con convexidad hacia aguas arriba, la cual adquiere la mayor parte de su estabilidad al transmitir la presión hidráulica y las cargas adicionales, por acción de arco, a las superficies de la cimentación.

Las cortinas en arco, a su vez, se pueden clasificar de varias maneras, haciendo referencia a su forma en planta, elevación y secciones. Por ejemplo, una cortina en arco puede ser simétrica o asimétrica, en planta y elevación; de espesor constante o variable; centro de curvatura constante o variable; de uno o varios centros de curvatura, etc.



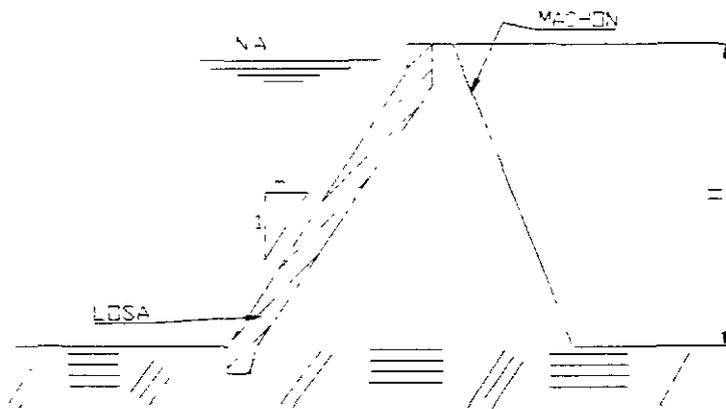
Cortina en arco

Cortinas de machones o contrafuertes

Las cortinas clasificadas con esta denominación comprenden dos elementos estructurales principales: una cubierta inclinada que soporta el empuje hidráulico y machones, contrafuertes o muros que soportan la cubierta y transmiten las cargas a la cimentación a lo largo de planos verticales.

No obstante que se han usado dos tipos de machones, simples y dobles, es costumbre usar solo el termino machones y efectuar subclasificaciones con referencia a la cubierta que soporta la presión hidráulica

Cortina de machones

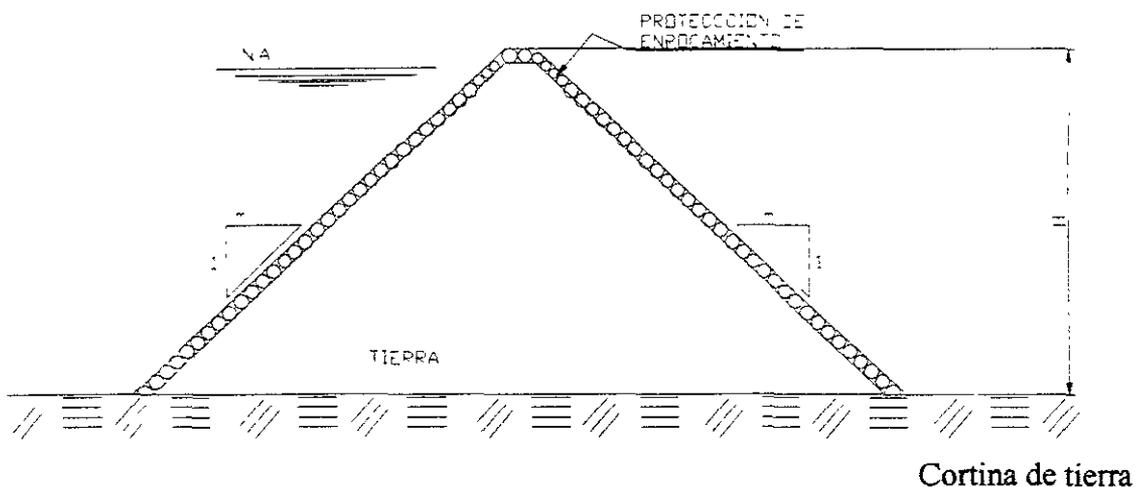


- ◆ **Cortinas de machones y losas.**- La cubierta para este tipo de cortina esta formada por losas planas apoyadas en ménsulas construidas en la parte de aguas arriba de los machones. Debido a la articulación formada entre losas y machones, este tipo de cortinas son aptas para adaptarse a pequeños asentamientos diferenciales de la cimentación, sin que ello represente la formación de grietas peligrosas en los elementos de concreto.
- ◆ **Cortinas de arcos múltiples.**- La cubierta formada por arcos múltiples consiste en una serie de cascarones cilíndricos inclinados, apoyados en los machones. La ventaja de los arcos múltiples, en comparación con la de las losas, es la de poder soportar y transmitir cargas mayores, para un claro determinado, en condiciones económicas mas favorables.
Sin embargo, la construcción con arcos múltiples es mas costosa, y debido a la rigidez de su unión con los machones es menos apta que la de placas para soportar asentamientos diferenciales de la cimentación
- ◆ **Cortinas de machones con cabeza.**- Las cortinas de machones con cabeza se forman adelgazando el machón, propiamente dicho, hacia aguas abajo, y dejando un ensanchamiento o cabeza en el lado de aguas arriba. Los términos “cabeza redonda” o “cabeza de diamante” que se refieren a la forma del ensanchamiento en la cara de aguas arriba ilustran el tipo de cortina.

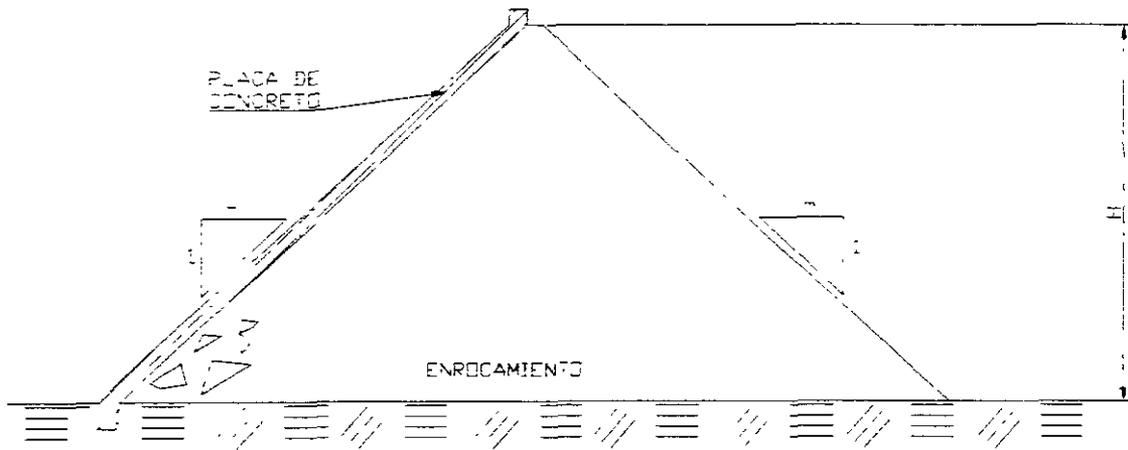
Cortinas de Tierra y Enrocamiento

Este tipo de cortina esta formada por roca suelta, grava, arena, limo o arcilla en muy variadas combinaciones de colocación, con el fin de obtener un grado de impermeabilidad y compactación aceptables y previamente establecidos, ya sea por medio de rodillo liso, rodillo con patas de cabra, rodillo vibratorio o paso de equipo de construcción.

- ◆ **Cortina Homogénea de tierra.**- El cuerpo total de la cortina esta formado por tierra común, con ambos taludes protegidos por una capa de enrocamiento. La tierra se coloca en capas delgadas y se le da mecánicamente la compactación de proyecto. Es muy probable que este tipo de cortina haya sido la de construcción mas antigua del hombre, aun cuando no existan restos de ellas.

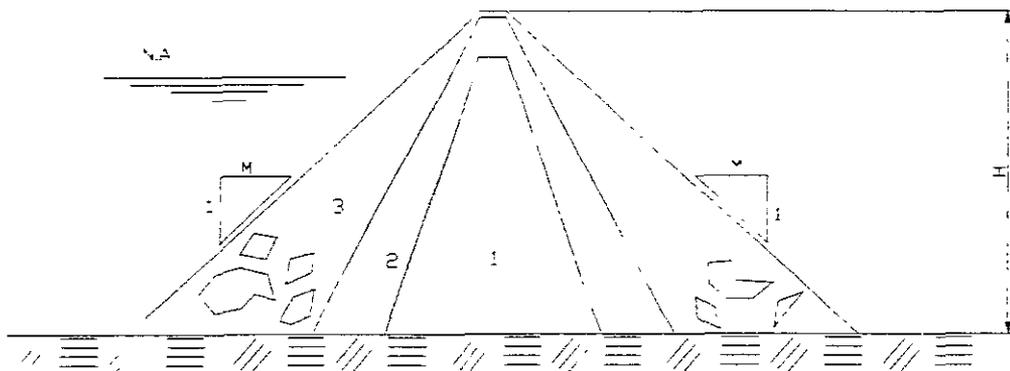


- ◆ **Cortina Homogénea de enrocamiento.-** A las cortinas construidas principalmente de roca suelta, con el paramento de aguas arriba revestido de losas de concreto hidráulico o concreto asfáltico, placas de acero o madera se les ha dado el nombre de cortinas de enrocamiento. Este tipo de cortinas, con losas de concreto en el paramento mojado, han caído en desuso, debido a que las losas se fracturan por los asentamientos del enrocamiento y hay que ejecutar reparaciones frecuentes, a fin de reducir las pérdidas de agua que se presentan a través de las grietas en tales losas.



Cortina de enrocamiento

- ◆ **Cortinas de Materiales graduados.-** Este tipo de cortinas consisten en una zona central o corazón impermeable, con zonas semipermeables y permeables colocadas progresivamente hacia aguas abajo y aguas arriba de dicho corazón. Dependiendo de los materiales disponibles en la región, los respaldos de material permeable se pueden construir con gravas o enrocamiento de buena calidad.



- 1 Material fino: Zona Impermeable
- 2 Transición: Material Permeable
- 3 Respaldos de grava o roca: permeable

Cortina de materiales graduados

- ♦ **Cortina de Concreto Rodillado.**- Este tipo de cortina, esta constituida principalmente de roca suelta, con el paramento de aguas arriba revestido con una losa de concreto compactado a base de rodillos.

El concreto utilizado en este tipo de cortina, es un material fácil de fabricar y colocar, además no requiere de maquinaria especial para su manipulación.

En este tipo de concreto, se hace una sustitución parcial de cemento por otros productos, predominantemente cenizas volantes, las cuales dan al concreto características como: Conductividad, Calor específico y difusividad térmica entre otros.

En las obras hidráulicas especialmente, se agregan este tipo de cenizas (que son puzolanas artificiales) al concreto sobre todo cuando al agregado le falta arena, con el objeto de hacerlo mas trabajable, uniformando en consecuencia la estructura del concreto y aumentando su impermeabilidad reduciendo además el calor de fraguado pero también prolonga el periodo de endurecimiento.

1.2 OBRA DE DESVIO

Las obras de desvío o desviación tienen por objeto dejar en seco el sitio de una cortina y las obras auxiliares durante el periodo de construcción, para lo cual es necesario desviar temporalmente el escurrimiento del río.

En general los esquemas los esquemas que se estudien para el desvío del escurrimiento de un río serán diferentes cuando se trate de una cortina de concreto o de enrocamiento o una de materiales graduados. Para las dos primeras poco o ningún daño ocasionaría que ciertos volúmenes de agua pasaran por encima de la estructura; no así en el tercer caso, en que el agua podría erosionar la estructura y provocar una falla de graves consecuencias.

Cuando se trate de cortinas de concreto, de gravedad y arco, ya sean vertedoras o no vertedoras, y haya suficiente espacio para el equipo de construcción, con frecuencia es conveniente hacer colados por bloques y dejar pasar el flujo entre ellos, sin que tenga gran influencia el gasto máximo que brinde sobre la estructura.

En otras ocasiones es probable que el flujo pueda pasar a través de un hueco que se deje en la estructura; al igual que en cortinas de machones, el desvío se puede hacer entre ellos, y posteriormente a través de un hueco en la cubierta.

El desvío por medio de túneles construidos en las laderas de los cañones y que liberen la zona de construcción pueden tener alguna ventaja en cortinas de concreto, y su uso es casi obligado en cortinas de tierra y materiales graduados.

Para cortinas de tierra y materiales graduados con mucha frecuencia hay necesidad de hacer el desvío en dos etapas: una primera en tajo o canal y una segunda en túneles. Los túneles de desviación se pueden usar con ventaja en la descarga de vertedores con canal lateral y en obras de toma y de control, por lo que en la planeación general se debe tener en cuenta esa posibilidad.

Por otra parte, puede influir en la selección del desvío el tamaño de la estructura, pues para una estructura relativamente pequeña, en la que el tiempo de construcción sea menor que el periodo de secas, el desvío será distinto que para una estructura relativamente grande en la que el tiempo de construcción sea mayor a uno o varios periodos hidrológicos anuales consecutivos, comprendiendo secas y lluvias. En este ultimo caso habrá necesidad de desviar el escurrimiento total, tanto de secas como de lluvias, de varios periodos hidrológicos anuales; o escoger un periodo abundante que se considere típico, valuando los gastos máximos probables.

Con el objeto de poder determinar el conjunto y la dimensión de las estructuras que formen la mejor solución para el desvío se consideran los factores siguientes:

- ❖ Aspectos Hidrológicos
- ❖ Condiciones del sitio: topográficos, geológicos, materiales de construcción
- ❖ Tipo de cortina por construir: de concreto o materiales graduados; vertedora o no vertedora
- ❖ Características y localización del resto de las estructuras hidráulicas que forman la presa, como obra de toma, obra de excedencias, obras de control, etc.
- ❖ La probable secuencia de las actividades constructivas.

1.3 OBRA DE EXCEDENCIAS

Las obras de excedencias son estructuras que forman parte intrínseca de una presa, sea de almacenamiento o derivación y cuya función es la de permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes a los de aprovechamiento.

Lo anterior establece de manera tácita la condición de que previamente se haya satisfecho la capacidad de aprovechamiento de la presa, o sea que el vaso se encuentre lleno hasta su nivel de "conservación" o "máximo de operación" antes de que se inicien los desfogues por la obra de excedencias.

Es frecuente que los volúmenes de agua excedentes de una presa se devuelvan al cauce el propio río a través de estructuras de descarga proyectadas convenientemente; sin embargo, en ocasiones las descargas se efectúan a ríos pertenecientes a cuencas de otro río o subcuencas del mismo.

En las cortinas tipo gravedad y de machones con placas con facilidad se pueden adaptar vertedores de demasías que viertan por encima de ellas, incluso para gastos de gran consideración; en cambio las cortinas tipo arco, vertedoras, se limitan a pequeños gastos y con caídas reducidas.

Las cortinas de machones y placas no se adaptan bien para vertedores controlados con compuertas radiales de grandes dimensiones, aun cuando puedan serlo para compuertas relativamente pequeñas. Las cortinas de machones con arcos múltiples no son muy favorables para ser vertedoras, debido a la dificultad de acondicionar el cimacio del vertedor.

Los vertedores con canal lateral y descarga en túnel en la ladera son adaptables a cualquier tipo de cortina.

Cuando se requieren vertedores de gran capacidad, y donde el agua adquiera altas velocidades, es recomendable que la descarga sea en canal abierto, razón por la cual resulta favorable la solución de cortinas gravedad y de machones y placas, vertedoras. Las cortinas de tierra, enrocamiento y materiales graduados no son aptas para vertedoras, debido a que los elementos del vertedor quedarían cimentados sobre materiales sometidos a asentamientos diferenciales durante el proceso de consolidación residual que casi siempre se presenta. En estas condiciones el canal de descarga no sería estable y se presentaría la falla de la estructura.

1.4 OBRA DE TOMA

Para el aprovechamiento eficiente del agua retenida por la cortina es necesario construir una estructura para disponer de este almacenamiento. A dicha estructura se le denomina comúnmente obra de toma, esta se deberá localizar en un lugar apropiado para evitar otras obras costosas, como túneles, cortes profundos, rasante del canal de conducción arriba del terreno natural. De preferencia se buscare tener paralelos el eje de la obra de toma y el eje de la cortina.

La obra de toma se puede localizar a través de las cortinas de concreto, dentro de trincheras sobre roca sólida, en cimentaciones de cortina de tierra o tierra y enrocamiento, o en túneles localizados en las márgenes del río.

Obras de Toma a través de cortinas de concreto

Cuando las obras de toma se construyen cruzando cortinas de concreto, los conductos comúnmente se colocan atravesando la sección de concreto, a lo largo de líneas horizontales o con pendiente hacia aguas abajo, con el objeto de que en ningún caso la línea de gradiente hidráulico intercepte dicho conducto.

Las obras de toma a través de cortinas de concreto, usualmente están formadas por conductos de sección circular, aunque también se hace uso de secciones rectangulares para la instalación de cierto tipo de válvulas o compuertas

Obras de toma a través de cortinas de tierra o de tierra y enrocamiento

Este tipo de estructuras se deben construir en la superficie de desplante, en roca firme o en trincheras excavadas en terreno firme. Nunca es conveniente cimentar alguna parte de esta estructura arriba de la superficie de desplante, sobre rellenos, donde pueda ser dañada por los asentamientos diferenciales

Obras de toma en túnel

Las obras de toma a través de túneles en las laderas son el tipo de estructura mas conveniente para presas con cortinas de tierra, tierra y enrocamiento o arcos delgados.

Sin embargo este tipo de estructura se puede emplear en todos los tipos de cortinas, siempre y cuando las laderas estén formadas de roca sana y permitan diseños económicos.

En general para el estudio de las obras de toma, se consideran las siguientes partes:

- ♣ Entrada
- ♣ Conducción
- ♣ Salida

Entrada

Las estructuras de entrada en obras de toma constan principalmente de rejillas o de una combinación de rejillas y compuertas de emergencia o control.

Las rejillas evitan que los sólidos flotantes atraviesen la estructura de entrada y entren a los sistemas de conducción, pudiendo afectar los mecanismos que estén instalados aguas abajo, sean válvulas de emergencia, de servicio, turbinas hidráulicas o bombas.

Puede no ser necesario instalar rejillas en tomas que trabajen con descarga a canales abiertos o túneles trabajando como tales.

Conducción

El paso del agua de la toma hacia el canal de conducción puede ser a base de conductos de diferentes formas geométricas, un túnel, o directamente

Salida

La salida corresponde al tramo de la unión entre los conductos y el canal de conducción. Esta unión generalmente es a base de una transición.

En el caso de irrigación, la margen en donde se localiza la toma, corresponde al lado en donde se tiene la zona de riego, pero pudiera suceder que los terrenos de cultivo se localicen en ambas márgenes del río y entonces probablemente convenga tener una boca toma en cada margen. Esto último es siempre recomendable, ya que independiza la operación de las tomas, de acuerdo con las necesidades de los usuarios, evitando problemas de tipo social de cada margen y además, desde el punto de vista técnico, el funcionamiento del aprovechamiento es mejor.

No obstante lo anterior, en ocasiones sucede que una de las laderas es muy escarpada o de geología poco atractiva y que no sea conveniente económicamente construir la toma en ella, aun correspondiendo con la zona de riego y entonces se debe pensar en derivar el agua por la ladera más cómoda y después de llevar el canal por esta margen hasta un cierto tramo, cuando ya se encuentren características favorables, construir una estructura de cruce para llevar el agua al otro lado.

La estructura de cruce puede ser: un sifón invertido, un puente canal o una combinación de dichas estructuras.

En algunos proyectos puede suceder que se tengan terrenos en ambas márgenes, pero que en una de ellas se localice la mayor parte del área cultivada, entonces se puede pensar en construir una sola toma capacitada para derivar todo el gasto y mediante un conducto alojado dentro de la cortina vertedora llevar el gasto menor al otro lado. Esta solución no es recomendable, por que ocasiona problemas de azolvamiento y obstrucción del citado conducto y en ocasiones del tipo social en la operación: por lo que se optara cuando la longitud de la cortina sea corta, ya sea por que el cauce este encajonado o por que el gasto de la avenida sea pequeño.

1.5 PRESAS DERIVADORAS

Una presa es un conjunto de estructuras que se construyen en el cauce de un río con el fin de almacenar o derivar agua. Cuando se diseña para que el flujo de agua sobrepase la cortina, se llama presa vertedora.

Por lo que respecta a su función, las presas pueden ser de dos tipos: Presas Derivadoras y Presas de Almacenamiento.

Las presas derivadoras se construyen con el objeto de levantar el tirante en el río y mantenerlo para poder abastecer un canal, una planta hidroeléctrica, una planta de bombeo u otra estructura.

En general los sistemas de derivación pueden dividirse en los siguientes grupos:

- Toma directa
- Barrajes
- Presa de almacenamiento y canal principal
- Presa de almacenamiento, presa derivadora y canal de conducción
- Presa derivadora y canal de conducción

1. - Toma Directa.- representa una de las soluciones mas simplistas para efectuar una derivación y se adopta cuando la fuente de aprovisionamiento puede proporcionar un caudal mucho mayor que el gasto deseado. En estos casos no es necesario elevar el nivel del agua de la fuente para encauzarla hacia el sitio deseado, ya que se busca contar en forma natural, con un tirante adecuado y condiciones topográficas favorables que posibiliten un funcionamiento hidráulico correcto.

Este tipo de obra no cuenta con ningún dispositivo para evitar el azolvamiento de la estructura y lo que se procura, es captar las aguas a un nivel mas alto que sea posible del fondo del cauce.

2. - Barrajes. – Los barrajes son quizá la forma mas rudimentaria de las obras derivadoras utilizados en ríos y arroyos. La idea que se persigue con ellos, es constituir una pantalla que obstaculice el paso de la corriente, obligándola a formar un tirante mayor al normal, para desviar parte del agua y encauzarla a un canal localizado en una de las márgenes del río. Los barrajes se construyen transversalmente a la corriente y se forman con tablaestacados, ramas de arboles y diques de arcilla o con material de acarreo del mismo río.

Generalmente se emplean en aprovechamientos provisionales y de poca magnitud ya que se tiene la necesidad de un constante acondicionamiento, por que son fácilmente deteriorados por la corriente, especialmente en épocas de crecidas.

2. - Presa de almacenamiento y canal principal o

Presa de almacenamiento, presa derivadora y canal de conducción.- Al existir presa de almacenamiento con fines de riego se pueden presentar las dos soluciones mencionadas. Prácticamente de la comparación del costo entre el canal principal y la presa derivadora con su canal de conducción y estimando los volúmenes perdidos por conducción en ambos casos, se define la mas conveniente.

3. -Presa derivadora y canal de conducción.- Las presas de derivación, son estructuras que se originaron al mejorar el funcionamiento de los barrajes y la efectividad de las tomas directas. Consecuentemente mediante este tipo de obra se controla el paso de la corriente, se eleva el tirante del agua para encauzarla hacia la obra de toma y el gasto de derivación, es controlado con esta ultima estructura.

De una manera general las presas derivadoras constan con las siguientes estructuras:

- ❖ Cortina
- ❖ Obra de Toma
- ❖ Estructura de Limpia
- ❖ Estructuras Complementarias

La Cortina. – Las características de esta estructura ya fueron explicadas anteriormente, pero cabe añadir que El tipo de cortina flexible mas empleado en derivadoras, es el llamado cortina “tipo indio” construido fundamentalmente de una pantalla impermeable y enrocamiento.

Obra de Toma. – Las características de esta estructura, también fueron ya explicadas anteriormente

Estructura de limpia. - La finalidad de la estructura de limpia es como su nombre lo indica, mantener libre de azolves la entrada a la obra de toma y formar un canal definido frente a la obra de toma, evitando la entrada de materiales gruesos al canal y regulando el nivel del agua dentro de pequeños límites cuando las variaciones en el río son pequeñas.

Las partes de que consta son:

- Canal de entrada
- Estructura de limpia propiamente dicha
- Canal de salida

El azolve acumulado en las estructuras de toma de una presa derivadora y el que se llega a pasar a los canales de riego, traen problemas relativos al funcionamiento de la obra, que redundan en una baja eficiencia del sistema de aprovechamiento, aumento en los costos de operación y conservación de la misma, así como suspensión temporal del servicio de riego, etc.

El material en suspensión que lleva la corriente es difícil de controlar y evitar su paso a la zona de riego debido a su finura y en general no perjudica en sí a las estructuras, pues por lo contrario puede beneficiar a los terrenos contribuyendo con sustancias fertilizantes. En cambio los azolves formados con materiales que arrastra la corriente, como son: arenas, gravas y cantos rodados son los que ocasionan problemas en el funcionamiento de la derivadora y consecuentemente son los que se deben eliminar.

En las presas de derivación, se construyen estructuras con el objeto de prever una limpieza periódica a la bocatoma. La estructura consiste fundamentalmente y en general, en un canal que se localiza frente a la toma; así este canal, llamado desarenador, queda formado por dos paredes verticales y paralelas, una que separa el cauce del río y el desarenador, y la otra al desarenador y la ladera en donde se llevara la extracción de la toma.

En otros casos además del desarenador se le provee a la bocatoma un sistema de cribas para impedir el paso de acarreo a la misma y propiciar su decantación ante la toma. Con esto se logra facilitar el desalojo de acarreo de tiempo en tiempo.

1.6 PRESAS DE ALMACENAMIENTO

La función principal de este tipo de presas es el almacenamiento de grandes volúmenes de agua, lo cual se lleva a cabo durante periodos de tiempo relativamente amplios. Para cumplir con esta función se cierra el paso a un río y se obliga a que el agua se acumule sobre el valle aguas arriba, formando el vaso de almacenamiento; este mismo hecho provoca un remanso que facilita la derivación del agua para el uso deseado.

Las presas de almacenamiento retienen los torrentes de los ríos después de lluvias fuertes, para su utilización durante los periodos de sequías, pero además, reducen el daño de inundaciones aguas abajo del vaso.

Como la función principal de los vasos es proporcionar almacenamiento, su característica física mas importante es la capacidad de almacenamiento, la cual generalmente se determina por medio de levantamientos topográficos, para formar la curva de áreas - elevaciones

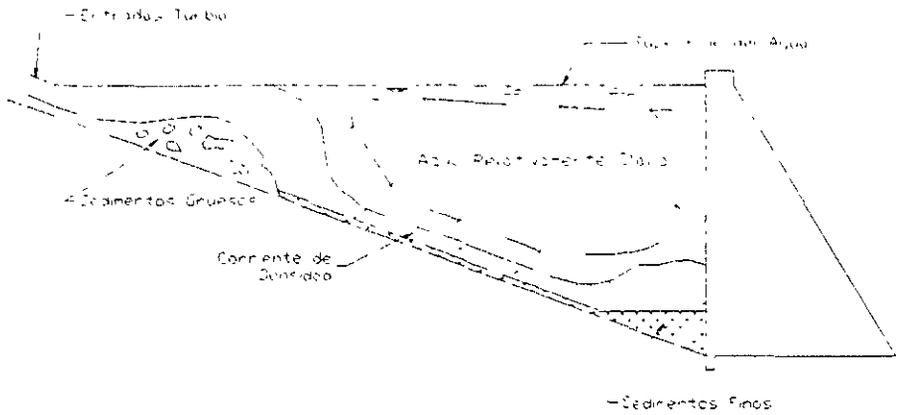


Diagrama Esquemático de la acumulación de azolves o sedimentos en un vaso típico de almacenamiento

Uno de los principales problemas de los vasos es el deposito de azolves, estos se acumulan en el vaso de la manera siguiente:

Cada corriente lleva o acarrea algo de sedimentos en suspensión y mueve los sólidos mas grandes a lo largo del lecho. Las partículas del sedimento en suspensión tienden a depositarse en el fondo del cauce, pero las corrientes superiores en el escurrimiento turbulento, contrarrestan a este deposito.

Cuando el agua cargada de sedimentos llega a un vaso, la velocidad y turbulencia se ven disminuidas. Las partículas mayores en suspensión y la mayor parte de la carga del lecho, se deposita en la cabecera del vaso, las partículas mas pequeñas permanecen en suspensión mucho mas tiempo y se depositan mas aguas abajo en el vaso, aunque las partículas mucho mas pequeñas permanecen en suspensión por un largo periodo de tiempo, pudiendo pasar la presa junto con el agua descargada por compuertas, turbinas o por la obra de excedencias.

El destino final de todos los vasos de almacenamiento es llenarse con los sedimentos o azolves. Si la aportación de sedimentos o azolves es grande en comparación con la capacidad del vaso, la vida útil de este puede ser muy corta. La planeación de un vaso de almacenamiento debe considerar la intensidad o ritmo probable de la sedimentación, con objeto de determinar si la vida útil del vaso propuesto será suficiente para garantizar su construcción.

El procedimiento mas común para tratar con el problema del azolve, es diseñar una parte de la capacidad del vaso como almacenamiento de azolves.

1.7 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

Bordos de Protección. Se puede determinar, si se considera necesario, la curva de remanso producida al construir la cortina vertedora, obteniéndose los niveles probables alcanzados por el agua.

Dependiendo de estos niveles se vera la necesidad de construir bordos de protección, también podrán utilizarse aguas debajo de la cresta vertedora como protección al canal de conducción.

Puente-Vado. Si se requiere comunicar ambas márgenes a través de un vado, es necesario adicionar un puente entre la zona de compuertas y el canal de salida de la estructura de limpia.

En la sección vertedora habrá necesidad de tomar en cuenta el vado, mientras que en la sección no vertedora será necesario construirla en donde la topografía presente puertos, o incluso en la zona de la cortina vertedora para cerrar el cauce.

1.8 OBJETIVO DE LA OBRA DE TOMA

Presas de Almacenamiento

En este tipo de presas, la obra de toma tiene por objeto captar las aguas del aprovechamiento mediante uno o varios pasajes o conductos, los cuales pueden ser túneles o tuberías, donde las tuberías trabajaran a presión y los túneles pueden también trabajar a presión o trabajar como canales abiertos.

Las extracciones obtenidas de la obra de toma, pueden emplearse para diferentes actividades, como pueden ser: irrigación, abastecimiento de agua potable, producción de fuerza motriz, conservación de niveles, etc.

De esta forma tenemos que la capacidad y funcionamiento de una obra de toma, están condicionadas a los usos que se destinen a las extracciones que de ellas se hagan.

Presas de Derivación

En el caso de las presas de derivación, la obra de toma tiene por objetivo, extraer agua del vaso de una presa, cuya capacidad de almacenamiento no existe o es despreciable, por lo cual dicha estructura, solo puede construirse para una de las dos condiciones siguientes:

- ◆ Con el mismo régimen del escurrimiento, si aguas arriba esta construida una presa de almacenamiento cuyas extracciones correspondan a cierto régimen preestablecido.
- ◆ Con un gasto mas o menos constante que pueda corresponder al mínimo del escurrimiento, cuando la presa derivadora se construye en un río sin regulación aguas arriba.

CAPITULO 2 PLANTAS DE BOMBEO

2.1 GENERALIDADES

Una máquina es un dispositivo que produce movimiento. En general, se busca que ella haga girar un eje o flecha, de manera que esta accione algún dispositivo cuya utilización sea de interés.

Cuando la maquina es accionada por la fuerza del agua o transmite a ella su energía se dice que es hidráulica. En el primer caso se habla de una turbina y en el segundo de una bomba, que son los dos tipos clásicos de maquinas hidráulicas. Las bombas reciben energía mecánica, que puede proceder de un motor eléctrico, térmico, etc.; y la convierte en energía que un fluido adquiere en forma de presión, de posición o de velocidad.

Lo inverso a lo que sucede en una bomba se tiene en la turbina, la cual transforma la energía de un fluido, en sus diferentes componentes citadas, en energía mecánica.

Para una mayor claridad, buscando una analogía con las máquinas eléctricas, y para el caso específico del agua, una bomba seria un generador hidráulico, en tanto que una turbina seria un motor hidráulico.

Normalmente un generador hidráulico (bomba) es accionado por un motor eléctrico, térmico, etc.; mientras que un motor hidráulico (turbina) acciona un generador eléctrico

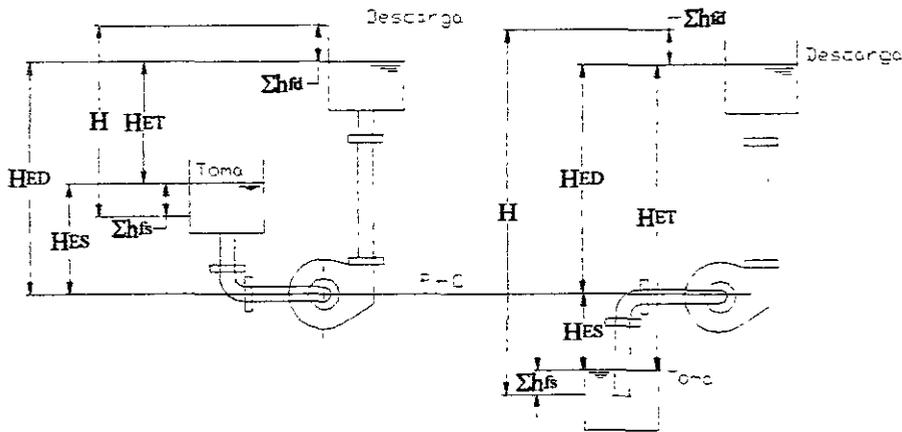
Existen bombas trabajando con presiones y alturas iguales que únicamente adicionan energía de velocidad. Sin embargo, a este respecto, hay muchas confusiones en los términos presión y velocidad, por la acepción que llevan implícita de las expresiones fuerza tiempo. En la mayoría de las aplicaciones de energía conferida por una bomba es una mezcla de las tres, las cuales se comportan de acuerdo con las ecuaciones fundamentales de la Mecánica de los Fluidos.

Existen dos tipos principales de bombas: las de émbolo o reciprocantes y las centrifugas. Estas ultimas se han desarrollado notablemente con la generalización de la energía eléctrica.

Las bombas de émbolo son mas convenientes cuando hay necesidad de operarlas manualmente, con vapor o, en algunos casos, cuando se trata de manejar líquidos muy viscosos. Sin embargo, tienen la gran desventaja de no proporcionar un gasto constante, característica que si se logra con una bomba centrífuga.

Una bomba centrífuga consta de dos partes principales: el impulsor y la voluta en que se encuentra alojado. El impulsor, el cual puede estar alojado en un eje horizontal, vertical o inclinado, recibe energía mecánica transmitida por la flecha del motor de la bomba, en el impulsor se produce el intercambio de energía. Algunas bombas tienen dentro de la voluta un difusor, cuya misión es ayudar a que la descarga sea uniforme y a disminuir la velocidad del agua, aumentando mas rápidamente la presión, que es la función principal de estas maquinas.

Básicamente existen dos formas de instalar una bomba y estas tienen que ver con la posición de la bomba con respecto a la toma. Se indican estas dos posibilidades, en la figura siguiente:



a) Carga estática de succión
HES Positiva

b) Carga estática de succión
HES Negativa

Dos formas para instalar una bomba

donde

- H — Carga dinámica de una bomba
- H_{ET} — Carga estática total
- h_{fs} y h_{fd} — Perdidas en la conducción
- H_{ED} — Carga estática en la descarga
- H_{ES} — Carga estática en la succión

Si el impulsor se encuentra en un plano horizontal superior al de la toma, para las mismas características de instalación e igual gasto, la presión a la entrada del impulsor es menor que en el caso representado por la figura 2.1.a. Existe el peligro de que se presente el fenómeno de cavitación, ya que aparecen bajas presiones en la rama de succión, es decir existe el peligro de cavitación a la entrada del líquido al impulsor de la bomba. Esto debido a que si la temperatura del agua en esa zona llega a la presión de vaporización, al pasar las burbujas por los alabes del impulsor e incrementarse en ellos la presión, dichas burbujas implotan causando serios daños en el equipo.

La forma mas común de evitar bajas presiones en el eje del impulsor es colocar la bomba a un nivel inferior al de la superficie del agua en la toma.

Las bombas centrifugas se clasifican por la forma en que el liquido pasa a través del impulsor y con este criterio se conocen tres tipos principales de bombas centrifugas que son: de flujo radial, mixto y axial.

La cámara o caja de las bombas de flujo radial bien puede ser del tipo voluta, o bien del tipo turbina. Una carcasa o cámara de voluta se diseña para producir una velocidad igual del flujo alrededor de la circunferencia del impulsor y para reducir la velocidad del agua conforme entra a la tubería de descarga. En la bomba del tipo de turbina, el impulsor va rodeado por alabes fijos direccionales o para guía, las cuales reducen la velocidad del agua y convierten a la carga de velocidad en carga de presión. La cámara que rodea a los alabes es generalmente circular y concéntrica en relación con el impulsor.

Una bomba de un solo paso solamente tiene un impulsor. Una bomba de pasos múltiples o varios pasos, posee dos o mas impulsores arreglados en una forma tal, que la descarga de un impulsor entra al siguiente impulsor. Una bomba de turbina de pozo profundo tiene varios impulsores en un eje vertical, suspendido del motor principal en la superficie. Este tipo de bomba se instala en el ademe de un pozo que tiene un tamaño limitado y , entonces la instalación o montaje debe tener un diámetro pequeño.

El tipo correcto de bomba, se determina en función de la velocidad especifica por unidad, $N's$, la cual es dada por una bomba especifica, esta es una bomba hipotética que trabaja con carga y gasto unitarios. Para seleccionar el tipo adecuado de bomba centrifuga, puede recurrirse a los siguientes valores de la velocidad especifica, expresados en el sistema métrico:

Radial	$N's < 245$
Mixto	$245 < N's < 490$
Axial	$N's > 490$

$N's$ se obtiene con la siguiente expresión:

$$N's = \frac{NQ^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{3}{4}}}$$

donde:

N = velocidad de giro de la bomba en R.P.M

Q = gasto de la bomba en m^3/s

H = carga dinámica en m

2.2 PÉRDIDAS EN LAS INSTALACIONES DE BOMBEO

En los proyectos de bombeo deben considerarse todas las pérdidas, que es la suma de las locales o menores y de las de fricción. En muchas ocasiones, las locales provocadas por la presencia de: codos, válvulas, etc; mal llamadas en ocasiones menores, tienen mucho mayor importancia que las de fricción.

La magnitud de estas pérdidas se expresa como una fracción de la carga de velocidad, inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produjo la pérdida; la fórmula general de pérdida local es:

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

donde:

h = pérdida de energía en m.

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

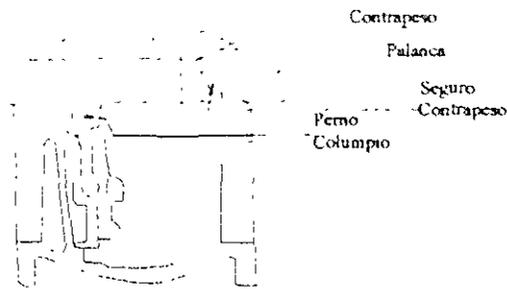
$V^2/2g$ = la carga de velocidad, aguas abajo, de la zona de alteración del flujo

Los coeficientes que se usan más comúnmente en el análisis de instalaciones de bombeo, para el cálculo de pérdidas locales, se presentan en la tabla siguiente:

Accesorio	K
Válvula de globo abierta	10
Válvula Check totalmente abierta	1.5 – 2.5
Codo estándar de 90°	0.9
Codo estándar de 45°	0.4
Válvula de compuerta totalmente abierta	0.2
Perdida por entrada brusca	0.8
Perdida por entrada gradual	0.2
Perdida por Pichancha	5.5

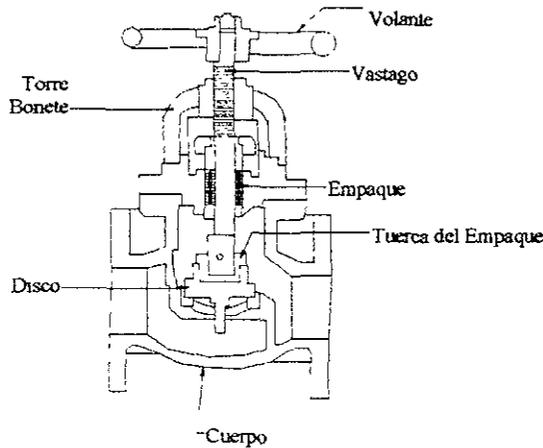
Coeficientes para el cálculo de pérdidas locales

La válvula Check permite el escurrimiento únicamente en una dirección y se utiliza cuando la bomba se encuentra por encima de la toma y tiene por objeto evitar que la rama de succión se vacíe al suspenderse el bombeo. Motivo por el cual se coloca a la entrada de la succión. La válvula Check o de no retorno, también se instala en ocasiones a la salida de la bomba con el objeto de proteger al impulsor de los efectos del golpe de ariete al regresarse la columna de agua en la descarga debido a un paro súbito de la bomba.



Válvula Check o de Retención

Es común instalar una válvula de compuerta o de globo al principio de la rama de descarga, con el fin de controlar el gasto y evitar que el flujo se invierta al detener el funcionamiento de la bomba.



Válvula de Globo

En lo que respecta al cálculo de las pérdidas por fricción, en 1850, Darcy Weisbach y otros investigadores, dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular en un tubo dicha pérdida:

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

donde:

f = factor de fricción, sin dimensiones

g = aceleración de la gravedad en m/seg^2

h_f = pérdida por fricción en m .

L = longitud del tubo en m .

V = velocidad media, en m/seg

El factor de fricción es función de la rugosidad ε y del número de Reynolds R_e en el tubo.

2.3 CARGA DINÁMICA DE LAS BOMBAS

La carga dinámica H de una bomba es la presión que esta necesita para elevar el gasto deseado a la altura proyectada. Es decir, H es la carga estática total mas todas las perdidas en la conducción. Su valor, como se puede ver en la Fig. 2.1, es igual a:

$$H = H_{ET} + h_{fs} + h_{fd}$$

Ahora bien, observando nuevamente la misma figura la carga estática total vale:

$$H_{ET} = H_{ED} - H_{ES}$$

y las pérdidas valen:

$$h_{fs} = \sum_{i=1}^n k_i \frac{V_s^2}{2g} + f \frac{l_s}{d_s} \frac{V_s^2}{2g}$$

$$h_{fd} = \left(\sum_{i=1}^n k_i + 1 \right) \frac{V_d^2}{2g} + f \frac{l_d}{d_d} \frac{V_d^2}{2g}$$

El uno que aparece entre el paréntesis de la expresión de h_{fd} se refiere a la pérdida de energía en la descarga, que no es mas que la carga de velocidad en la tubería, considerando que la velocidad ya fuera de la tubería es despreciable.

Una vez calculada la carga dinámica, puede obtenerse la potencia necesaria de la bomba, con la expresión:

$$P = \frac{9.81 \gamma Q H}{\eta}$$

donde

Q = gasto

H = carga dinámica

η = eficiencia de la bomba

γ = peso específico del liquido

2.4 FACTORES QUE DETERMINAN EL NÚMERO DE UNIDADES DE BOMBEO

Los factores que determinan el número de unidades de bombeo, consisten en una serie de recomendaciones deducidas de la experiencia en este tipo de estructuras, en general, se consideran las siguientes:

- A)** Que las unidades que forman la planta de bombeo sean de la misma marca y de características iguales o semejantes, lo que facilita al personal encargado de la operación y mantenimiento un conocimiento mejor y más rápido del equipo. Además, la uniformidad reduce al mínimo la variedad de piezas de repuesto o refacciones indispensables en el almacén, puesto que las mismas pueden emplearse indistintamente en cualquier unidad y en consecuencia, la inversión por concepto de refacciones se reduce.
- B)** Instalar el menor número posible de unidades que se adapte mejor a las demandas mensuales. Una unidad de gran capacidad tiene menor costo de adquisición y mayor rendimiento que varias pequeñas para la misma capacidad.

En general, se puede decir, que no es recomendable utilizar una sola unidad para satisfacer el servicio; aún teniendo menor costo de adquisición y requerirse una estructura menos complicada; esto debido a que si no se dispone de otra unidad de igual capacidad para emergencia, el servicio tendría que suspenderse en caso de paro por avería, inspección u otra causa; además, como la demanda es variable en los distintos meses del año trabajaría con baja eficiencia.

2.5 ARREGLOS DEL SISTEMA

Las unidades del sistema, deben instalarse de manera que cumplan en las mejores condiciones posibles con los requerimientos del problema que se pretende resolver. Existen dos tipos de arreglos que son:

1. **Sistema en serie.** Se llama así cuando las bombas se colocan a lo largo de la misma tubería. En este tipo de instalación el gasto es el mismo para todas las bombas, y la carga total del sistema es la suma de las cargas producidas por cada una de las bombas que lo forman. Se usa cuando la carga a vencer es muy grande
2. **Sistema en paralelo.** En este caso, de la toma sale una tubería de succión por cada bomba, y las descargas de cada unidad se unen en una sola tubería de mayor diámetro que conduce el líquido al lugar deseado. La carga total del sistema es la de una sola de las bombas; generalmente se colocan bombas exactamente iguales, y el gasto obtenido es la suma de los gastos proporcionados por cada máquina. Este arreglo conviene cuando son más los requerimientos de gasto que los de carga, o cuando durante la operación se van a presentar variaciones importantes en el gasto, ya que pueden desconectarse una o varias unidades sin interrumpir el suministro.

2.6 SELECCIÓN DEL TIPO DE BOMBA, DE LA FUERZA MOTRIZ Y DE LA TUBERÍA DE DESCARGA

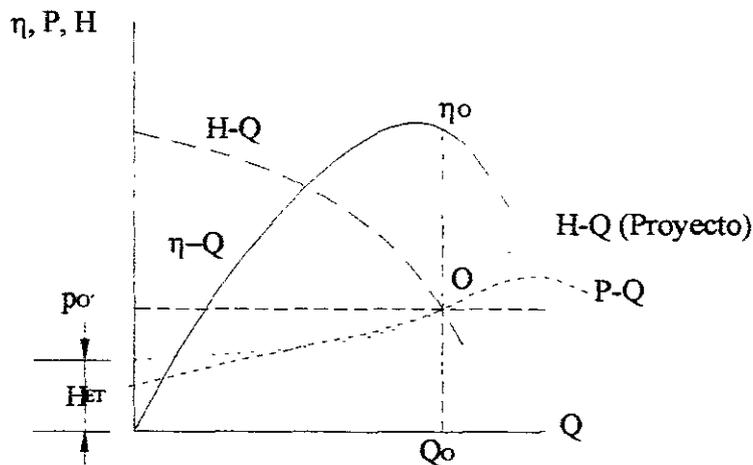
En el comercio existen gran variedad de tipos de bombas, todas ellas de diferentes características. De la correcta selección del tipo de bomba dependerá el buen funcionamiento, bajo costo de operación y mantenimiento del equipo.

Estos diferentes tipos que existen en el mercado deberán ser comparados entre si, pero estando en igualdad de condiciones, el tipo mas conveniente de bomba será aquella cuyas características sean las mas ventajosas.

Las bombas centrífugas, horizontales y verticales o de turbina son las mas usuales.

En el aprovechamiento de las aguas superficiales o en los drenajes existe cierta preferencia hacia las centrífugas.

Para seleccionar el tipo y marca de bomba centrífuga adecuada, se recurre a las llamadas curvas características que proporciona el fabricante y que son básicamente las representaciones graficas de las siguientes leyes: $H-Q$, llamada curva de carga; $\eta-Q$, llamada curva de eficiencia y $P-Q$, llamada curva de potencia. Las curvas características se obtienen normalmente para una velocidad de giro constante.



O Punto de operación de la bomba.

Curva Característica de una bomba centrífuga

De la fuerza motriz

Los motores utilizados para accionar las bombas son los de combustión interna y los eléctricos.

De los de combustión interna existen los de diesel, gasolina, tractolina, siendo los mas eficientes los de diesel pues tienen una relación de compresión mucho mayor que los de gasolina.

El motor eléctrico es el que presenta las mayores ventajas en eficiencia y seguridad, economía y facilidad de operación produciendo un funcionamiento normal y sin grandes variaciones de velocidad en la bomba que se traduce en una mayor economía de conservación y duración.

Los motores eléctricos pueden ser verticales o de cabeza, usados especialmente con las bombas de turbina y los horizontales que transmiten su potencia por medio de flechas directas o por bandas.

De la tubería de descarga

La tubería de descarga debe ser tan corta y tan recta como sea posible; entre mas corta y recta, menor será la fricción por vencer y por consiguiente, el gasto de energía será también menor.

La elección del diámetro de la tubería esta basada en el costo inicial así como del costo de energía necesaria para operar la bomba.

El diámetro económico es aquel que requiere el mínimo de gastos totales, suma de gastos fijos y por energía.

2.7 DISEÑO DE LA OBRA CIVIL

En general una planta de bombeo consta de todos o de algunos de los siguientes conceptos dependiendo del fin que se persiga:

- a) Obra de Toma
- b) Conductos de alimentación
- c) Tanques de sedimentación
- d) Carcamo de succión
- e) Tubería de descarga
- f) Tanque amortiguador
- g) Medidor de gastos
- h) Caseta de operación
- i) Casa para el operador

A continuación se describe cada una de estas partes.

- a) Obra de Toma.

Este concepto ya ha sido explicado en el Cap. 1, por lo cual no es necesario explicarlo nuevamente.

- b) Conductos de Alimentación.

Riego : Se utilizan para comunicar la toma con el cárcamo de bombeo, evitando construir un canal de acceso que estaría sujeto a derrumbes y azolves en la época de avenidas.

Riego y drenaje: Independizan cada unidad de bombeo, haciendo una buena distribución del gasto, controlando la velocidad y haciéndola uniforme.

c) Tanques de sedimentación.

Riego y drenaje: Con los tanques de sedimentación se pretende eliminar las partículas arrastradas por la corriente de un tamaño que perjudique el equipo de bombeo, esto es, materiales que no son retenidos por las rejillas, como por ejemplo arenas.

Para determinar el volumen de azolve que transporta un río o un dren, se hará por medio del volumen depositado en un estanque de dimensiones propuestas; dependiendo estas de la frecuencia con la que se quiera o se pueda suspender el bombeo, para proceder a efectuar la limpieza.

d) Cárcamos de succión.

Las dimensiones de los cárcamos y la elevación del fondo del mismo dependen: de la longitud de la tubería de succión, de la distancia de esta a las paredes laterales de los cárcamos y de la distancia que debe guardar el extremo de la tubería de succión al fondo de los mismos.

e) Tubería de descarga

La descarga puede efectuarse directamente en un canal o conducir el agua por una tubería hasta el punto deseado.

f) Tanque amortiguador

Con el objeto de garantizar un régimen tranquilo se construye un tanque amortiguador en la descarga de la tubería.

g) Medidor de gastos

Al proyectarse un sistema de riego por bombeo no debe olvidarse la medición de los gastos, con este fin se puede construir un medidor de gastos parshal u otro tipo de estructura.

h) Caseta de operación

Es necesario proteger el sistema de controles eléctricos de operación del equipo, para ello se construye una caseta de operación que pueda estar incorporada a la estructura principal o estar aislada.

i) Casa para el operador

En caso de que la planta de bombeo se encuentre en un lugar aislado es necesario considerar una casa habitación para el o los operadores de la planta de bombeo.

CAPITULO 3

SIFONES

3.1 GENERALIDADES

Un sistema de conducción de agua esta formado por un canal principal y por las estructuras necesarias para salvar obstáculos como son por ejemplo: depresiones, desniveles, cruzar cerros, desviar el agua a otros canales, drenes, vías de ferrocarril, caminos, etc.

Con objeto de dar solución a lo mencionado, es necesario construir alguna estructura que permita el paso del flujo del canal por encima o por debajo de ellos. Ellas pueden ser:

1. Alcantarillas
2. Puentes para camino o ferrocarril
3. Puentes canal
4. Sifones

En algunos casos los problemas pueden resolverse en dos o mas formas diferentes, por lo que hay necesidad de proponer varias alternativas estudiando el costo y ventajas de cada una de ellas, decidiéndose por la que sea mas adecuada y que hidráulicamente funcione mejor.

Para cruzar algún río, una barranca, otro canal, un dren, etc.; la estructura conveniente puede ser un sifón invertido o un puente canal.

El cruce de una carretera o una vía de ferrocarril, podrá hacerse por medio de un sifón o por medio de una alcantarilla si las condiciones topográficas son adecuadas y lo permiten, dejando un colchón suficiente en la parte superior de la altura marcada por las exigencias que hubiere.

Cuando el obstáculo por vencer sea una montaña, habrá necesidad de hacer en ella un túnel.

3.2 ELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA

Al proyectar un cruce se deben tomar en cuenta para escoger la estructura mas conveniente, los factores siguientes:

A) Cuando el nivel de la superficie libre del agua es menor que la rasante del obstáculo, se puede utilizar como estructura de cruce una alcantarilla o bien un puente.

En el caso de que se puedan utilizar cualquiera de las dos estructuras como solución al cruce, se deben hacer anteproyectos y escoger la estructura mas funcional y económica.

B) Cuando el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del cruzamiento se puede utilizar como estructura de cruce un puente canal o un sifón.

Para decidir en definitiva cual deberá ser la estructura que se emplee en cada caso, se tomara en cuenta el aspecto económico, haciendo y comparando anteproyectos de las diferentes alternativas de estructuras que se hayan elegido previamente para que se adapten a las condiciones topográficas del sitio y funcionen hidráulicamente bien. Se preferirá la mas económica.

A continuación se hara una descripción de las cuatro estructuras que usualmente se utilizan.

3.3 ESTRUCTURA DE SIFON

Los sifones son conductos cerrados que trabajan a presión y que se proyectan de acuerdo con el gasto y la carga a que van a estar sujetos temporal o definitivamente.

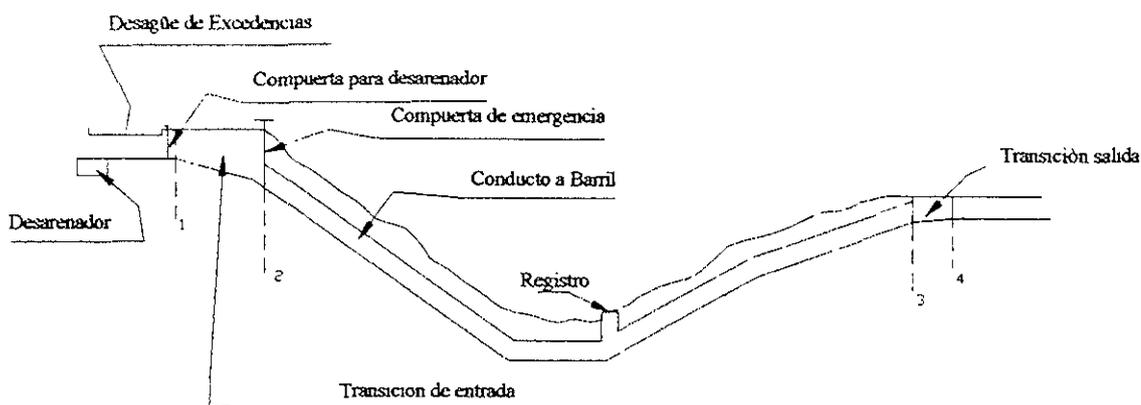
Pueden construirse de concreto, asbesto cemento, lamina de acero o mixtos. Su sección será cuadrada, rectangular, circular, herradura u ovoide.

Las cargas que obran sobre las tuberías son las que señalan el tipo de material a usar, ya sea concreto, asbesto cemento o acero.

Los sifones constan de las partes siguientes:

1. Desarenador
2. Desagüe de excedencias
3. Compuerta de emergencia y rejilla de entrada
4. Transición de entrada
5. Conducto o barril
6. Registros para limpieza y válvula de purga
7. Transición de salida

Algunas veces no son necesarias todas las partes descritas y pueden suprimirse algunas de ellas.



Perfil de un sifón

3.4 DESARENADOR

Consiste en una o varias compuertas deslizantes colocadas en una de las paredes laterales, que descargan a un canal con pendiente superior a la del propio canal. Sirven a la vez para desalojar el agua del sifón, cuando por reparaciones en éste sean cerradas las compuertas o agujas de emergencia y se recomienda hacerlos de las dimensiones convenientes para que pase el gasto por desalojar y unirlos al canal colector de la obra de excedencias. Conviene localizarlo antes de la transición de entrada.

3.5 DESAGÜE DE EXCEDENCIAS

Es una estructura que evita que el nivel del agua suba mas de lo tolerable en el canal de llegada, desalojando el gasto que no pueda pasar por el sifón. Generalmente, consiste en un vertedor lateral construido en una de las paredes del canal.

La cresta del vertedor estará al nivel de la superficie libre del agua para el tirante normal.

3.6 COMPUERTA DE EMERGENCIA Y REJILLA DE ENTRADA

Por facilidad en la construcción se localizan a la entrada del conducto o sea al finalizar la transición de entrada. La compuerta de emergencia consiste en una o varias compuertas deslizantes o agujas de madera que corren sobre ranuras hechas en las paredes laterales o en viguetas de fierro y que en un momento determinado pudieran cerrar la entrada al conducto para poder hacer limpieza o reparaciones al mismo.

El objeto de la rejilla de entrada es el impedir o reducir la entrada al conducto de basuras y objetos extraños que impidan el funcionamiento correcto del conducto.

3.7 TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA

Como en la mayoría de los casos, la sección del canal es diferente a la adoptada en el conducto o barril, es necesario construir una transición de entrada y otra de salida para pasar gradualmente de la primera a la segunda.

En el diseño de una transición de entrada y salida es aconsejable tener la abertura de la parte superior del sifón un poco por abajo de la superficie normal del agua. Esta práctica hace mínima la posible reducción de la capacidad del sifón causada por la posible introducción de aire. La profundidad de sumergencia de la abertura superior del sifón se recomienda que este comprendida entre un mínimo de $1.1 hv$ y un máximo de $1.5 hv$, donde hv es la carga de velocidad.

Las transiciones tienen su justificación cuando el canal en su localización tenga que intercalarse a una estructura que obliga a cambiar de sección, ya que este cambio no debe hacerse bruscamente, sino por medio de transiciones con la finalidad de reducir al mínimo las pérdidas de carga y así obtener la mayor eficiencia hidráulica posible.

La longitud de la transición se determina de acuerdo con el criterio de Hinds, que consiste en considerar que el ángulo que deba formar la intersección de la superficie el agua y la pared, en el principio y fin de la transición, con el eje de la estructura sea $12^{\circ} 30'$.

Según experiencias de la desaparecida Comisión Nacional de Irrigación, el ángulo puede ser aumentado hasta $22^{\circ} 30'$, sin que el cambio de secciones de la transición sea brusco y con el cual se reduce ligeramente el costo de ellas. Por lo tanto, la longitud queda definida por la fórmula siguiente:

$$L = \left(\frac{T - t}{2} \right) \cos \alpha$$

donde :

- T ancho superficie libre del agua sección mayor
- t ancho superficie libre del agua sección menor
- L longitud de Transición
- α ángulo necesario e igual a $22^{\circ} 30'$

3.8 CONDUCTO O BARRIL

Es la parte mas importante y necesaria de los sifones.

Los sifones de asbesto cemento presentan muchas ventajas sobre los de concreto, entre las cuales podemos mencionar la facilidad y rapidez de instalación, disminución de pérdidas por fricción debido a que por ser mas lisa, admite una sensible disminución del coeficiente de rugosidad ($n = 0.011$), mayor adaptación al terreno natural debido a que las juntas que se usan para unir un tubo al otro, lo que permiten tener deflexiones con ángulos pequeños.

Para este tipo de tuberías se recomienda profundizarlas dejando un colchón mínimo en la ladera de 1.00 m. y de 1.50 m. en el cruce del cauce para evitar probables fracturas que pudieran presentarse debido a cargas excesivas como la ocasionada por el paso de camiones y tractores.

Se llama "tipo" de una tubería de asbesto cemento, a la carga de ruptura por presión interna que resiste esa tubería. El tipo de tubería para un caso dado se calcula, considerando un factor de seguridad, ya que un tubo sometido a una carga hidrostática hasta el límite de ruptura, fallara si recibe la aplicación de cualquier carga externa.

3.9 REGISTRO PARA LIMPIEZA Y VÁLVULA DE PURGA

Se coloca en la parte mas baja de los barriles y su objeto será el de desalojar el agua que se quede aprisionada dentro de ellos y que es necesario retirar, para su limpieza o reparación y consistirá en válvulas de compuerta deslizante, de las dimensiones que se estime conveniente de acuerdo con el gasto a desalojar; también se pueden usar para desalojar lodos. Algunas veces estas válvulas se pueden colocar en la parte mas baja del sifón cuando se trata de salvar el fondo del cauce del río, habiendo necesidad cuando se presente el caso, de alguna bomba que succione el agua restante. Estas válvulas se protegen por medio de un registro de tabique o concreto que llega hasta la parte superior del terreno. Deben abrirse gradualmente para evitar aumentos de velocidades en las tuberías.

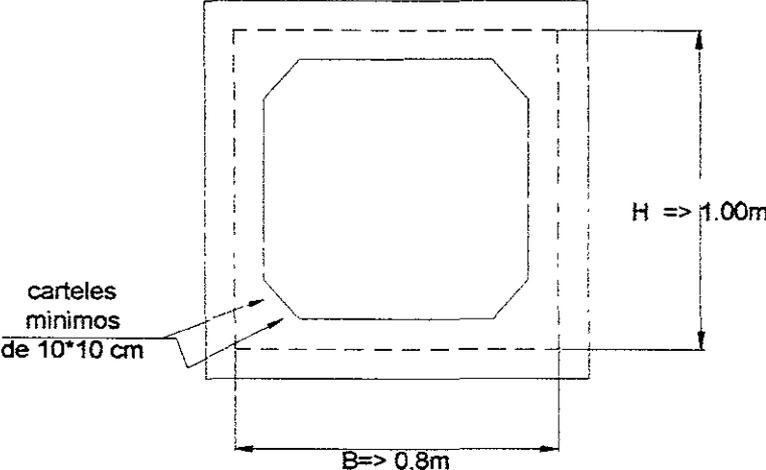
3.10 TIPOS DE SECCIONES

Las secciones mas usuales en los proyectos son la rectangular y la circular aunque en algunos casos especiales se utilizan las de en herradura.

- 1. **Conductos Rectangulares.** La sección de los conductos rectangulares deberá cumplir con la relación siguiente:

$$\frac{H}{B} = 1.25$$

La sección mínima aceptada en conductos rectangulares es B = 0.80m y H = 1.00m. La dimensión mínima de los carteles en las esquinas del conducto será de 0.10m



2. **Conductos Circulares.** El diámetro mínimo aceptado en secciones circulares es de 30" para tubos precolados y de 1.25 m para tubos colados en el sitio.

3.11 CALCULO HIDRÁULICO DEL SIFÓN

Una vez escogida la sección del conducto y determinadas la longitud de transición; con la topografía detallada del cruce, se traza el perfil del terreno y sobre este se dibuja el perfil longitudinal del sifón.

Trazado el sifón se procede a calcular la geometría del mismo; así como las pérdidas de carga.

El desnivel entre los gradientes de energía de entrada y de salida de la estructura tendrá que ser igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón, estas son:

1. Transición exterior de entrada
2. Entrada al conducto
3. Fricción en los conductos
4. Codos o cambios de dirección
5. Salida del conducto
6. Transición exterior de salida

Trazado el sifón y contando con la planta y el perfil del terreno en el sitio de la obra, se procederá a diseñar la forma y dimensiones de la sección del conducto mas económico y conveniente, para lo cual habrán de hacerse varios tanteos, tomando en cuenta las pérdidas de carga que han de presentarse.

Muy importante será determinar las dimensiones de la sección del ducto y estas dependen del gasto que deba pasar y de la velocidad que se pueda dar. Se considera una velocidad conveniente del agua en el barril de 2.50 a 3.50 m/s que evita el depósito de azolves en el fondo del conducto y que no es tan grande que pueda llegar a producir la erosión en el material de los barriles. Cuando por las condiciones del problema, no sea posible dar el desnivel que por estas limitaciones resulten, se podrán reducir las pérdidas, disminuyendo prudentemente la velocidad del agua, con las reservas de que con esto se aumenta el peligro de azolvamiento del sifón, por lo que habrá necesidad de mejorar las facilidades para limpiar el interior del barril.

En muchos de los sifones que se proyectan en Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural hay necesidad de admitir velocidades inferiores a la antes mencionada, pero nunca menores de 1.25m/s. Para disminuir el depósito de azolves en la rama inferior del sifón, y dado que en la mayoría de los casos se trata de conductos de poco diámetro y por lo tanto sin facilidad de limpieza, se recomienda proyectar en el canal de entrada, antes de la obra de excedencias una caja de azolves. En este caso las principales pérdidas de carga que se presentan son por:

1. Transición de entrada y salida
2. Rejilla
3. Entrada al conducto
4. Fricción en conducto o barril
5. Codos o cambios de dirección
6. Pérdidas por válvula
7. Pérdida por ampliación

Pérdida de carga por transición de entrada o salida

$$h_{1e} = 0.1 \frac{(v_2^2 - v_1^2)}{2g}$$

$$h_{1s} = 0.2 \frac{(v_3^2 - v_4^2)}{2g}$$

donde

- v1 velocidad en sección 1 de transición
- v2 velocidad en sección 2 de transición
- v3 velocidad en sección 3 de transición
- v4 velocidad en sección 4 de transición de salida

Para encontrar la pérdida por transición de entrada es conveniente aplicar la ecuación de la energía entre los puntos 1 y 2 de la figura anterior y determinar la velocidad en el punto 2, para la pérdida por transición de salida se aplica lo mismo pero en sentido contrario ya que los datos que son conocidos son los del canal de salida.

El tubo a la entrada y salida, conviene que quede ahogado de un 10% a un 50% de h_v para evitar la entrada de aire que pueda producir un funcionamiento defectuoso.

Pérdida por rejilla

Cuando la estructura consta de bastidores de barrotes y rejillas para el paso del agua, las pérdidas originadas se calculan con:

$$h_2 = K \frac{Vn^2}{2g}$$

$$K = 1.45 - 0.45 \left(\frac{An}{Ag} \right) - \left(\frac{An}{Ag} \right)^2$$

- K coeficiente de pérdida en la rejilla
- An área neta de paso entre rejillas
- Ag área bruta de las estructuras y su soporte, que quede dentro del área hidráulica
- Vn velocidad a través del área neta de la rejilla dentro del área hidráulica

Pérdida de carga por entrada al conducto

$$h_3 = Ke \frac{v^2}{2g}$$

V velocidad del agua en el barril

Ke coeficiente que depende de la formula de entrada

VALORES DE Ke

Compuerta de pared delgada – Contracción suprimida en los lados y en el fondo	1.00
Para entrada con arista en ángulo recto	0.5
Para entrada con arista ligeramente redondeada	0.23
Para entrada con arista completamente redondeada $r/d = 0.15$	0.10
Para entrada abocinada circular	0.004

Pérdida por Fricción en el Conducto

Una fórmula muy empleada para determinar las perdidas por fricción es la de Manning

$$v = \frac{1}{n} r^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}}$$

$$hf = SL = \left(\frac{Vn}{\frac{2}{r^{\frac{2}{3}}}} \right)^2 L$$

n coeficiente de rugosidad

S perdida por fricción

V velocidad del agua en el conducto

r radio hidráulico

L longitud total del conducto

Cuando se trata de conducto circular, que funciona a tubo lleno se tiene que $r = \frac{d}{4}$

Pérdida de carga por cambio de dirección o codos

La fórmula mas utilizada es

$$h_5 = K_c \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} \frac{v^2}{2g}$$

Δ deflexión del cambio de dirección

K_c coeficiente para codos comunes = 0.25

Pérdida por válvula de limpieza

Las pérdidas de carga que se originan en los sifones por el hecho de insertar lateralmente una tubería en la que se coloca una válvula para desagüe y limpieza se deben considerar como pérdida por bifurcación de tubería.

Esta pérdida existe aun cuando una de las partes este cerrada por la válvula, ya que se forman turbulencias dentro de la tubería, pero en vista de que se considera muy pequeña y no se ha podido evaluar se desprecia.

Pérdida por ampliación

Algunas veces por exigencias topográficas no es posible localizar una transición a la salida del sifón para el cambio de sección, haciéndolo en una caja, de la cual saldrá el agua al canal. La pérdida de carga se produce por la ampliación brusca en la sección, y se aplicara la fórmula de Borda.

$$h_7 = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

V_1 velocidad en el sifón

V_2 velocidad aprox. en la caja

3.12 CALCULO ESTRUCTURAL

El calculo estructural deberá efectuarse para dos alternativas:

1. Barril lleno
2. Barril vacío

Para la primera condición deberá calcularse un conducto con gasto normal sin considerar cargas exteriores como caso mas desfavorable, ya que para poder observar el funcionamiento de la estructura cuando se efectúa la prueba del sifón con presión de agua, no se permite que se cubra el barril hasta tener la seguridad de que la estructura y su impermeabilidad son aceptables.

El calculo estructural de los conductos rectangulares seguirá los pasos siguientes.

Análisis a Barril lleno

Cargas que se deben considerar:

a) Losa superior.- Presión hidrostática del agua igual a:

$$W1 = wh1 - p.p$$

p.p peso propio de la losa superior por m²

w peso esp. del agua 1000 Kg/m³

h1 carga hidrostática sobre la losa superior, en m

h1 = Elev. a la entrada del conducto - Elev. del lecho inf. de la losa superior

b) Losa Inferior.- reacción del terreno (debido al peso del conducto mas el peso del agua) menos presión hidrostática del agua, menos peso propio de la losa

$$R_{\text{terreno}} = \frac{\text{Peso del conducto} + \text{peso del agua interior}}{\text{Ancho del conducto}}$$

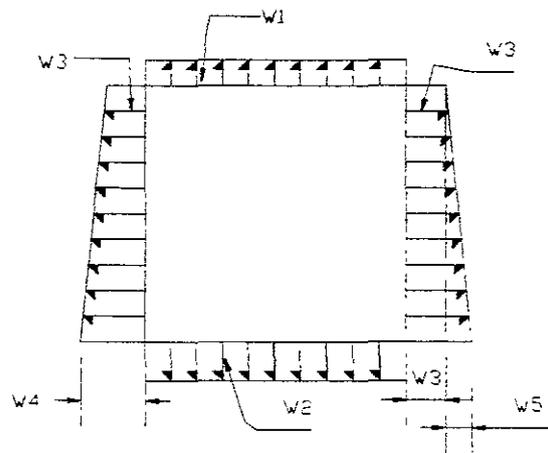
W2 = Reacción del terreno - 1000h2 - p. propio losa

h2 carga hidrostática sobre la losa inferior, en m

h2 = Elev. a la entrada del conducto - Elev. del lecho sup. de la losa inferior

c) Paredes laterales.- Diagrama trapecial formado por la presión hidrostática del agua a la altura de la losa superior.

W3 = 1000h1 y de la inferior W4 = 1000h2

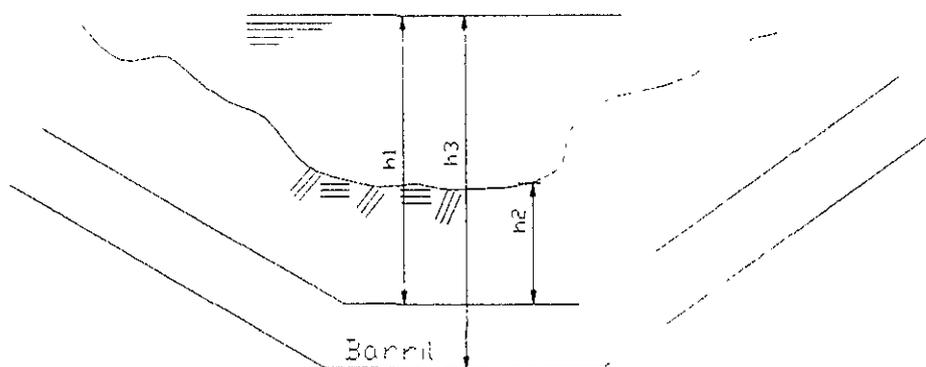


$$W5 = W4 - W3$$

Diagrama de Cargas

Análisis de barril vacío

Barril vacío y sujeto a cargas máximas exteriores. Para esta alternativa se consideran tantos casos como sean necesarios para satisfacer las necesidades que se presenten. Generalmente se requiere hacerlo para dos tramos, el que esta arriba de los bordos del arroyo y el que esta por abajo de éste.



Para el tramo abajo de los bordos del arroyo como caso mas desfavorable, se consideran las cargas máximas exteriores siguientes:

- a) Losa Superior.- Peso del agua en el arroyo y peso del agua infiltrada en el terreno o colchón de tierra; se considera el peso de un volumen de agua con una altura h_1 .

Peso de la tierra dentro del agua con una altura h_2 ; (colchón de tierra), se supone un peso volumétrico de 900 Kg/m^3 ;

Peso propio de la losa. (Se considera peso volumétrico para la tierra seca de 1600 Kg/m^3 . Caso mas general, con 30% de vacíos que serán llenados por el agua, lo que da un peso de 1900 Kg/m^3 . Como se consideraron 1000 del agua, faltan 900 Kg (Valor supuesto como peso volumétrico de tierra).

$W_1 = \text{Peso del agua} + p.\text{tierra dentro del agua} + \text{peso propio de la losa}$

$W_1 = h_1 \cdot \gamma_{\text{agua}} + h_2 \cdot \gamma_{\text{terreno}} + \text{peso propio de la losa.}$

b) Losa Inferior.- Se calcula sujeta a la reacción del terreno menos el peso propio de la losa. La reacción en el terreno bajo la losa inferior estará sujeta a las siguientes cargas: peso del agua para una altura h_1 , aplicada a todo lo ancho del conducto = P_w ; peso de la tierra dentro del agua con una altura h_2 y un peso volumétrico de 900 Kg/m^3 para iguales condiciones = P_t , mas peso propio de los barriles = p_p

$$\text{Reacción del terreno} = \frac{P_w + P_t + P. \text{ Prop. Conducto} - \text{subpresión en todo lo ancho}}{\text{Ancho del conducto}}$$

P_w = Peso del agua a altura h_1

P_t = peso de tierra sumergida a altura h_2

Subpresión = $Wh_3 = 1000h_3$ (altura parte inferior de la losa)

W_2 = Carga sobre la losa inferior = Reacc. Terreno + subpresión – peso propio.

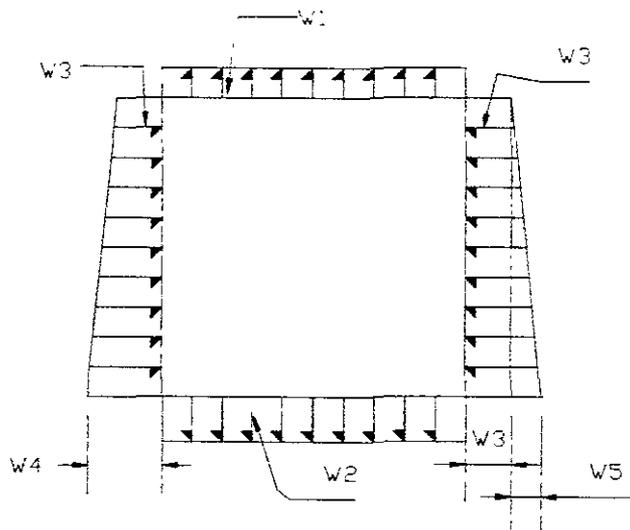
c) Paredes verticales.- Se calculan sujetas a empujes de tierra y empuje de agua. El diagrama de presiones sobre las cargas se forman con la presión hidrostática a la altura de la losa superior que será $P_a = 1000 h_1$ y la presión de la tierra dentro del agua $P_t = cwh_2^2$ (Formula de Rankine) para la parte superior.

$$W_3 = P_a + P_t$$

$$c = \text{coeficiente que depende del material} = \frac{1}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

ϕ = ángulo de reposo del material

Se considerara $w = 900 \text{ Kg/m}^3$ por las razones antes indicadas y W_5 , se formara con: la presión hidrostática a la altura de la losa inferior



$$W_5 = W_4 - W_3$$

Diagrama de cargas

Para el tramo por analizar arriba del nivel del cauce se hacen las mismas consideraciones suprimiendo las debidas a presión hidrostática exterior y subpresión.

Con las cargas encontradas en el conducto, se hace el análisis para cada uno de los casos , considerando los barriles como marcos rígidos y determinando los momentos de continuidad por cualquiera de los métodos usados.

Se determinan los momentos flexionantes entre los nodos de cada pieza. Se calculan los esfuerzos cortantes en cada barra y se corrigen por diferencias de los momentos de continuidad.

De acuerdo con el momento flexionante mayor encontrado para el caso mas desfavorable, se calcula el espesor necesario para resistirlo y se revisa por esfuerzo cortante, aumentándole las dimensiones si fuera necesario.

Para las condiciones de cargas externas las piezas del marco propuesto trabajaran a flexo-compresión, por lo que habrá necesidad de verificar cuales serán las fatigas externas de trabajo del acero y del concreto. Las compresiones en las piezas horizontales serán las fuerzas cortantes en las verticales o viceversa.

El marco se calcula para carga exterior e interior determinando el refuerzo necesario por flexión. Se arma el conducto para cada caso colocando el fierro en cada pieza del marco de acuerdo con el momento que se presenta.

Se procura conservar el espesor de las paredes del barril de las mismas dimensiones por comodidad de construcción en todo el conducto.

Para los sifones con cargas hidrostática grandes generalmente el caso mas desfavorable y que gobernara el calculo de este, será el barril lleno y el espesor quedara regido por la fuerza cortante máxima. Para los sifones de poca altura el espesor del marco podrá regirse por el máximo momento flexionante.

Los sifones con tubería de asbesto cemento no requerirán de calculo estructural ya que están fabricados para las cargas recomendadas por los fabricantes y ellos se responsabilizan de las especificaciones, solo habrá que cumplir con las indicaciones.

Los sifones de fierro son poco frecuentes en Obras Hidráulicas para el desarrollo rural, ya que se justifican solamente para cargas hidrostática superiores de 140 m y su calculo debido a las fuertes presiones en la parte muy cargada es mas laborioso.

CAPITULO 4 PUENTES CANAL

4.1 GENERALIDADES

La presencia de depresiones, cursos de agua o accidentes topográficos, incorporan condiciones límites especiales y particulares a un canal, de manera que será necesario considerar elementos complementarios, que permitan superar estos obstáculos, entre las principales estructuras para salvar los obstáculos antes mencionados se encuentran los sifones (descritos en el capítulo anterior) y los puentes canal.

El puente canal o acueducto es el conjunto formado por un puente y un conducto, por el cual escurre el agua como canal; es decir, a la presión atmosférica y por gravedad.

El acueducto servirá entonces para vencer algún accidente topográfico y acortar la longitud del canal en el tramo considerado. Este puente canal servirá así mismo para el paso de peatones, por lo que se deberá prever en la estructura estas formas de utilización

Es importante considerar también las necesidades de mantenimiento del acueducto, incorporando obras de limpieza y evacuación, como compuertas, que permitan aislar y desviar las aguas en una sección anterior al puente, principalmente en situaciones de emergencia.

Los materiales de construcción de los acueductos dependerán de las condiciones de estabilidad, definida normalmente por las dimensiones del canal y la longitud del acueducto, así como del análisis económico de las variantes consideradas.

El puente canal, como todas las estructuras de cruce, se construye con un material al que se le puede dar mejor acabado, que el canal, con el objeto de que este admita velocidades mayores en el agua, por ser mas resistente a la erosión. Por lo tanto y como redundancia en beneficio de la economía de la obra, al puente canal se le dará una sección hidráulica mas pequeña que la del canal.

Como la estructura trabaja como canal, de acuerdo con su sección, pendiente y rugosidad, su funcionamiento hidráulico puede estudiarse con la fórmula de Manning (la cual se explicará más adelante).

$$v = \frac{1}{n} r^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}}$$

El puente canal se calcula para gasto y condiciones normales de trabajo, teniendo cuidado en tomar para "n" el valor adecuado.

La sección resultante debe tener un bordo libre apropiado, para permitir cierta fluctuación en el gasto. Si el claro es corto su funcionamiento estará regido por la posición y las condiciones de las transiciones de entrada y salida. En el puente canal, se tendrá como pérdida de carga la diferencia de niveles entre la superficie libre del agua entre el principio y el final de la estructura será igual al que haya entre las plantillas de las mismas secciones si trabaja como canal en régimen tranquilo y si no influye ningún otro factor. A esta pérdida hay que sumarle las originadas en las transiciones de entrada y salida.

El funcionamiento correcto del puente canal se termina con el estudio de las transiciones, lo cual indicará la posición relativa que deben guardar en elevación las diferentes partes que lo integran, para que trabajen correctamente.

En caso de que haya peligro de azolves en la estructura, se puede colocar un desarenador, a la entrada de la misma, o bien darle mayor velocidad al agua.

Una vez definido el funcionamiento hidráulico y por consiguiente de las dimensiones que deben tener sus partes, se continuará con el cálculo estructural.

Desde el punto de vista de la estructura civil, los acueductos pueden ser de dos tipos: Acueducto sobre una estructura de soporte (puente), y canal cuyas paredes y base forman parte estructural del puente.

El puente canal debe dejar espacio libre suficiente para que por debajo de él pasen las aguas máximas extraordinarias del arroyo, dren, o río que se cruce sin obstruir la sección y cual es el nivel que tendrá al construirse la obra. Cuando lo que se cruza es un camino, o ferrocarril hay que dejar el galibo suficiente que permita el paso de los vehículos.

El puente canal puede ser de un solo claro o de varios, será de un solo claro cuando de un modo económico se pueda salvar el espacio de la depresión con él; pero si el espacio es grande, tendrán que construirse varios tramos.

En cada caso se deben hacer las alternativas que se crean convenientes para escoger las longitudes correctas, el número de tramos y las posiciones de los apoyos.

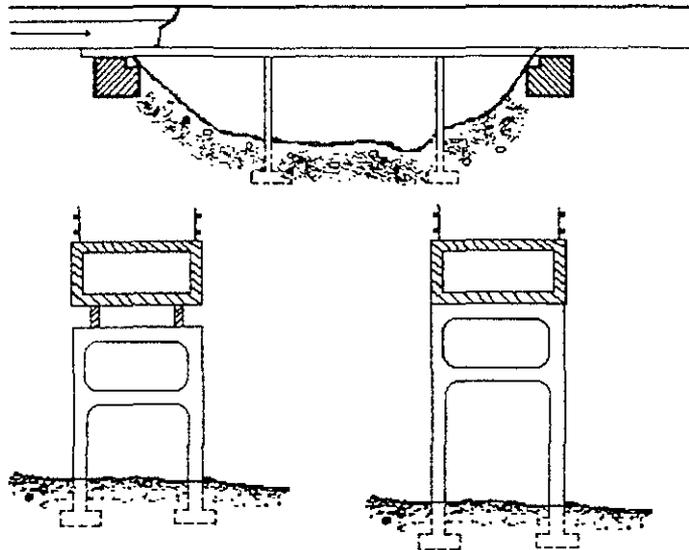
Cuando el puente canal se construye para cruzar un río, un dren o un canal, los caballetes intermedios caerán dentro de la sección hidráulica de estos, reduciendo su área, y esto se traduce en una sobreelevación del agua antes del puente; esta sobreelevación se estima de un modo aproximado y es igual a la diferencia de cargas de velocidad del agua, de la sección libre y de la sección obstruida, suponiendo que no varía el nivel del agua y que el gasto permanece constante.

Los apoyos deben calcularse como los de caminos o ferrocarriles, para que soporten todos los esfuerzos que les transmita la superestructura y las cargas que reciba directamente, y deben quedar desplantados sobre material firme y protegidos contra posibles asentamientos, deslaves, socavaciones, etc.

Conviene estudiar primero la superestructura, para que definidas las cargas que transmite a la subestructura se proceda a calcular esta.

En la superestructura se distinguen dos formas de trabajo.

1. El primero es el de formar una cubeta impermeable, de una canal por donde escurra el agua
2. El segundo es en sentido longitudinal, para lograr que todo el tramo, cargado con agua y todas las cargas que deba soportar, trabaje como viga o como puente apoyado en sus extremos.



Esquemas de un puente canal

4.2 CALCULO HIDRÁULICO DEL PUENTE CANAL

Generalidades

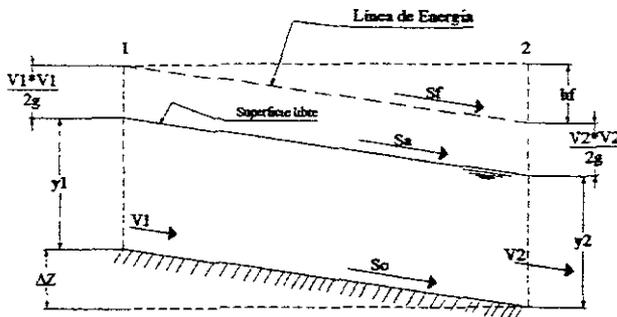
Los canales se pueden clasificar según el uso final que tengan: canales para agua potable, riego, drenaje, energía hidroeléctrica, etc.

Para el diseño de un canal se presume que el escurrimiento se desarrollará en condiciones de flujo uniforme. El flujo no uniforme se presentará en situaciones de cambios en la pendiente, rugosidad, dimensiones de la sección, embalsamientos, caídas o por cambios inducidos por la operación de órganos de operación o seguridad.

Si el canal se construye con una sección transversal y pendiente de plantilla constante, se denomina canal prismático. De no satisfacer estas condiciones, el canal es no prismático, como en el caso de los canales naturales.

El flujo que escurre en un canal, puede clasificarse como alguno de los siguientes tipos:

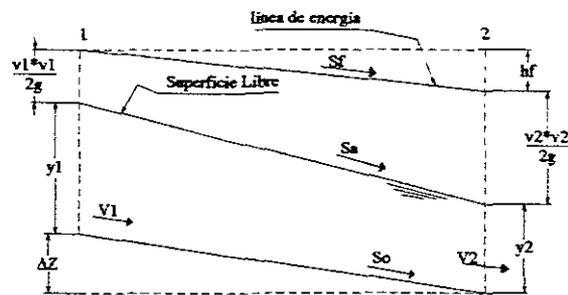
a) Flujo permanente y no permanente.- Esta clasificación obedece a la utilización del tiempo como un criterio. El flujo es permanente si el tirante permanece constante en cualquier instante o en un lapso especificado. Lo contrario acontece si el flujo es no permanente



$$y_1 = y_2, A_1 = A_2, V_1 = V_2, Q_1 = Q_2$$

$$S_f = S_a = S_o$$

FLUJO UNIFORME



$$y_1 \neq y_2, A_1 \neq A_2, V_1 \neq V_2, Q_1 = Q_2$$

$$S_f \neq S_a \neq S_o$$

FLUJO VARIADO PERMANENTE

b) Flujo uniforme y variado.- Esta clasificación obedece a la utilización del espacio como un criterio. El flujo uniforme se presenta cuando la velocidad media permanece constante en cualquier sección del canal. Con una superficie libre, esto implica que la sección transversal y el tirante permanecen también constantes. Como consecuencia de lo antes mencionado en flujo uniforme la pendiente S_f de la línea de energía de fricción, la pendiente S_a de la superficie libre del agua y la pendiente geométrica S_o del canal son iguales: $S_f = S_a = S_o = S$. Las características de flujo uniforme se pueden satisfacer únicamente si el canal es prismático, es decir, el flujo uniforme solo puede ocurrir en canales artificiales, pero no en los naturales.

El flujo es variado si la velocidad media cambia a lo largo del canal y, por lo mismo, posee características opuestas a las de flujo uniforme, los cambios de velocidad se pueden producir por una variación en la sección del canal, por un cambio en la pendiente o por una estructura hidráulica tal como un vertedor o compuerta interpuesta en la línea de flujo

El flujo variado se puede a su vez clasificar en gradual, rápida y espacialmente variado. El flujo gradualmente variado es aquel en que el tirante cambia en forma gradual a lo largo del canal. En el flujo rápidamente variado acontece lo contrario, en el flujo espacialmente variado cambian además las características hidráulicas a lo largo del canal o de un tramo del mismo

c) Flujo laminar y turbulento.- El comportamiento del flujo en un canal está gobernado principalmente por los efectos de las fuerzas viscosas y de gravedad con relación a las fuerzas de inercia internas del flujo. La tensión superficial del agua sobre la superficie puede afectar al comportamiento del flujo en el caso de tirante o secciones transversales pequeñas, pero no juega un papel importante en la mayoría de los problemas de canales.

Con relación al efecto de la viscosidad, el flujo puede ser laminar, de transición o turbulento, la importancia de la fuerza viscosa se mide a través del número de Reynolds, que se obtiene de la siguiente manera:

$$R_e = \frac{VR_h}{\nu}$$

donde:

Rh - radio hidráulico en la sección en m

V - velocidad media en la sección en m/seg

ν - viscosidad cinemática del agua, en m/seg²

Para propósitos prácticos, en el caso de un canal se tiene:

Flujo laminar para $R_e < 500$ a 600

Flujo de transición para $500 < R_e < 2000$

Flujo turbulento para $R_e > 2000$

Flujo Uniforme (Diseño hidráulico de un canal)

Para el diseño de un canal se presume que el escurrimiento se desarrollará en condiciones de flujo uniforme. El flujo no uniforme se presentará en situaciones de cambios en la pendiente, rugosidad, dimensiones de la sección, embalsamientos, caídas o por cambios inducidos por la operación de órganos de operación o seguridad.

La velocidad media de flujo en un canal se determina por medio de la fórmula desarrollada por Chezy, esta formula desarrollada por Chezy en 1755 fue obtenida originalmente para su aplicación en canales y su validez se restringe al flujo uniforme.

$$V = C\sqrt{Rh * S}$$

donde:

V - Velocidad media de flujo en m/s

C - Coeficiente de fricción

Rh - Radio hidráulico en m

S - Pendiente hidráulica

La mayor parte de los problemas que se presentan en la practica son con flujo turbulento uniforme, y por esta razón se han desarrollado varias formulas para calcular las perdidas por fricción en canales con ese flujo.

Todos los esfuerzos han sido encaminados a valuar el coeficiente C de Chezy, entre las formulas mas empleadas para valuar dicho coeficiente, se encuentra la obtenida por Manning-Strickler.

Según Manning-Strickler, el coeficiente de Chezy adquiere la siguiente forma:

$$C = \frac{Rh^{\frac{1}{6}}}{n}$$

donde

Rh – Radio hidráulico

n - Coeficiente de fricción de Manning

C - Coeficiente de Chezy

Aplicando la ley de continuidad y sustituyendo el coeficiente de Chezy se obtiene:

$$Q = \frac{A}{n} Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

donde :

Q – Caudal en m³/s

A – Área efectiva en m²

El caudal Q manifiesta la capacidad de conducción, la pendiente hidráulica del canal que será función de las condiciones topográficas podrá estar asociada al mismo tiempo a las velocidades límites; éstas se establecerán con base en las características del material que conforme el perímetro mojado y tomará en cuenta la probabilidad de erosión y sedimentación.

El coeficiente de fricción de Manning-Strickler dependerá del tipo de material que conforma el perímetro mojado, del caudal y de las características morfológicas del canal. La influencia de la rugosidad será mayor para caudales menores, reduciéndose en función de su incremento. Por otra parte, la configuración en planta también tendrá efectos sobre la rugosidad, siendo mayor para trayectorias con numerosos curvas y cambios de sección, sin embargo esta influencia en la práctica solo es posible determinar mediante mediciones en canales ya construidos.

En la siguiente tabla se presentan algunos de los valores mas comunes del coeficiente n

MATERIAL	n
Paredes muy lisas (esmaltadas)	0.009
Cemento bien pulido	0.010
Acero bien acabado y pulido	0.011
Concreto acabado normal	0.014
Tierra bien limpia	0.028
Tierra con plantas y piedras	0.040

El diseño de un canal requiere del análisis de las velocidades medias de flujo, de manera que no se presente sedimentación ni erosión; en el primer caso nos referimos a la velocidad mínima o velocidad "que no sedimenta" vn.s y en el segundo a la velocidad máxima o "velocidad no erosiva" vn.e.

B. Boor recomienda los límites que se indican en la siguiente tabla para las velocidades máximas permisibles en algunos materiales y también para las velocidades mínimas aceptables, según el tipo de material en suspensión y la profundidad del agua en el canal.

MATERIAL	V (M/S)
Arena muy fina	0.15 – 0.25
Arena gruesa	0.45 – 0.60
Arcilla y tierra arcillosa suelta	0.60 – 0.90
Tierra arcillosa apisonada	1.20 – 1.80
Tierra apisonada con grava	1.50 – 2.10
Recubrimiento de piedra suave	1.80 – 2.40
Roca dura	< 5
Madera	< 6
Concreto	< 30

Velocidades máximas permisibles en canales

Velocidad mínima (m/s) para un tirante h

DIÁMETRO MEDIO			
mm	h = 1m	h = 2m	h = 3m
0.2 – 0.3	0.25 – 0.40	0.31 – 0.46	0.33 – 0.50
0.3 – 0.4	0.36 – 0.55	0.46 – 0.62	0.50 – 0.67
0.4 – 0.5	0.45 – 0.69	0.62 – 0.78	0.67 – 0.83
0.5 – 1.0	0.69 – 0.90	0.78 – 1.34	0.83 – 1.46

Velocidades mínimas permisibles en canales según el tipo de material en suspensión

El problema del diseño de un canal generalmente se presenta teniendo como datos el gasto que debe transportar, la pendiente disponible y la rugosidad de sus paredes. Con estos datos es posible determinar, un único valor para el módulo de sección $ARh^{2/3}$. Sin embargo, dicho factor se puede satisfacer con distintas formas de la sección, unas más eficientes que otras, lo que implica más de una solución.

En el proyecto de un canal revestido se calculan las dimensiones óptimas de la sección que proporcione máxima eficiencia hidráulica, mínimo costo o ambas. En cambio, en el diseño de un canal no revestido rigen los criterios de velocidad no permisible o de esfuerzo tangencial crítico los cuales dependen del tipo de material en que se excava la sección del canal y que determinan también la rugosidad, la velocidad mínima permisible para evitar el depósito, taludes de la sección, pendiente longitudinal, el bordo libre y la sección óptima.

La sección de máxima eficiencia hidráulica será la de mínimo perímetro mojado para una área dada ya que en ella se tendrá la mínima resistencia al escurrimiento.

Para un gasto dado, la sección hidráulica óptima sería aquella para la cual el área es mínima; esto implica que la velocidad sea máxima, esto significa que el radio hidráulico $R_h = A/p$ fuera el máximo. Para ello será necesario minimizar también el perímetro mojado.

Así tenemos que las características que debe tener una sección de máxima eficiencia para un canal trapecial son:

$$b = 2h(\sqrt{m^2 + 1} - m)$$

Las secciones de máxima eficiencia en canales trapeciales implican anchos de plantilla b muy pequeños y aun menores que el tirante cuando $m > 0.75$, que es un caso muy común en la práctica. En canales rectangulares, la sección de máxima eficiencia debe tener la característica siguiente:

$$b = 2h$$

4.3 CALCULO ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES CANAL

En el calculo estructural de los canales, se deben considerar las siguientes cargas:

1. -Empuje del agua $Ph = \frac{\gamma_a * h^2}{2}$

donde :

Ph Empuje Hidrostático en Kg

γ_a Peso específico del líquido en Kg/m^3

h tirante o altura del agua en el canal en m

2. - Empuje del Viento $Ev = Pv * h_1 * \alpha$

donde :

Ev Empuje del viento en Kg

Pv Presión del viento en Kg/m^2

h_1 Altura de la sección en m

α = Coeficiente que ayuda a expresar el empuje en Kg

$\alpha = 1.00$ m

La presión del viento " Pv " depende de la zona geográfica donde se construya el canal y de la altura que tenga la estructura

3. - Cargas Verticales

a) Peso Propio de la sección $W1 = A * \gamma_c$

donde

$W1$ Peso de la sección en Kg/m

A área transversal de la sección en m^2

γ_c Peso específico del concreto en Kg/m^3

b) Peso del agua considerando lleno el conducto

$$W_2 = Ah \cdot \gamma$$

W_2 Peso del agua en Kg/m

Ah Área hidráulica en m^2

γ Peso esp. del agua en Kg/m^3

4. - Cargas que actúan sobre la losa central (losa de piso)

Peso propio $\gamma_c \cdot \epsilon$

Peso Agua $1000 \cdot h$

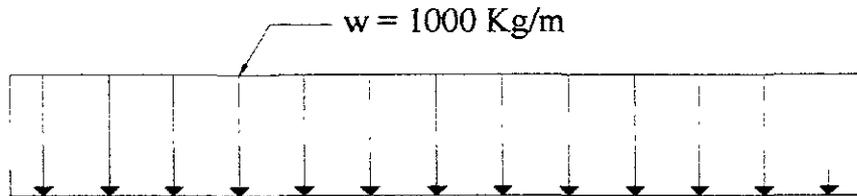
donde :

γ_c peso específico del concreto

ϵ espesor de la losa

h altura del agua en el conducto

Ahora para el cálculo estructural de la cubeta longitudinal se considera una carga unitaria de $w = 1000 \text{ Kg/m}$ y se procede al cálculo de las rigideces



Pilas

La pila de un puente es aquella que tiene como función el transmitir las cargas al terreno y repartirlas en tal forma que no excedan al esfuerzo admisible del terreno.

Las pilas deberán causar la menor perturbación posible al paso del agua, por lo que su forma generalmente empleada es rectangular con triángulos o segmentos de círculo en los extremos aguas arriba y aguas abajo, estos extremos frontales a la dirección de la corriente reciben el nombre de "tajamares", y tienen por objeto el de presentar la menor resistencia posible al flujo.

Un aspecto muy importante que hay que tomar en cuenta en la cimentación de las pilas de puente, es el relacionado con la socavación debida a la acción erosiva del agua.

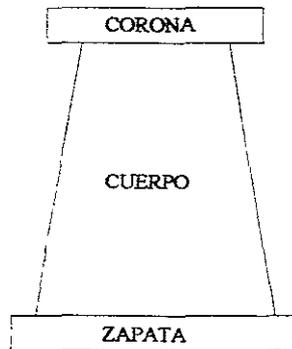
La socavación consiste en el arrastre de los materiales desde el fondo del cauce, debido a la velocidad del agua. Sin embargo, este termino también se aplica al material que se queda sin presiones efectivas aunque no sufre arrastre, es decir, el material que permanece en suspensión. Si queda desplantado algún apoyo del puente en la zona de socavación para una avenida determinada, al presentarse esta el elemento estructural sufrirá un asentamiento, con los consiguientes daños de la obra.

En general se puede decir que las partes principales de una pila son las siguientes:

Corona.- La parte que recibe directamente la carga de la superestructura para transmitir al cuerpo

Cuerpo.- Su función principal es la de ligar y transmitir las cargas de la corona a la zapata

Zapata.- Transmite las cargas al terreno de manera que no sobrepasen el esfuerzo admisible de este



Partes Principales de una pila

Las fuerzas que deberán ser soportadas por cualquier plano horizontal de una pila son las siguientes:

a) Fuerzas Verticales

- Carga muerta de la superestructura
- Carga móvil de la superestructura
- Peso propio de la pila arriba del plano considerado

b) Fuerzas laterales

- Presión debida al viento sobre la superestructura
- Presión debida al viento sobre la pila
- Presión debida al agua

Para que una pila sea estable deberá ser proyectada contra volcamiento, deslizamiento y aplastamiento

CAPITULO 5 DIQUES

5.1 GENERALIDADES

Quando un canal principal se encuentra con un obstáculo(un bajo, una cañada, una corriente natural), se puede cruzar, entre otras, con alguna de las siguientes estructuras:

1. Mediante la construcción de un sifón largo
2. Desarrollando el canal y construyendo un sifón corto
3. Desarrollando el canal y permitiendo una entrada de agua
4. Construyendo un dique

En esta capítulo se tocara solo el tema de la ultima alternativa.

Un dique es una estructura empleada para contener o retener las aguas, tratándose de canales, es la estructura usada para lograr con el canal, cruzar una depresión natural en el terreno, en la cual generalmente existen escurrimientos o arroyos, que pueden variar en su régimen, según sea la fuente que los produce.

Existen diversos factores que intervienen en la construcción de un dique, entre los cuales podemos mencionar los siguientes:

- a) Factibilidad
- b) Estudio
- c) Beneficios derivados de su uso

a) Factibilidad: Al presentarse el problema de cruzar una depresión o arroyo con el canal deberá, en primer lugar determinarse la factibilidad de construcción del dique.

Por razones topográficas puede producirse imposibilidad, tal es el caso, cuando el cauce arroyo es demasiado cerrado y la capacidad del vaso por formarse, resulta muy reducido. En este caso, el dique es incosteable, dado que, no se contaría con capacidad de regularización y la obra de excedencias, resultaría desproporcionadamente costosa.

Otro caso de solución no factible, es cuando el suelo en que debe alojarse el vaso del dique es demasiado permeable, resultando en consecuencia, que se tendrían grandes pérdidas de agua por filtración.

Por ultimo no deberá construirse dique, en el caso de que el subsuelo en que se alojara la cimentación, presente gran permeabilidad, o inestabilidad en los materiales que la integran, y económicamente no sea conveniente ni posible el tratamiento o sustitución de los materiales en que se desplantara la estructura.

b) Estudio económico comparativo: Una vez que se ha visto que de acuerdo con los puntos anteriores es factible la construcción de un dique, deberá procederse al estudio económico comparativo, entre las diferentes alternativas propuestas para cruzar el obstáculo.

Sin este estudio económico comparativo, resulta de menor costo la construcción del dique, no quedara duda de que esa solución debe adoptarse, pero si el dique resulta de mayor costo que las otras dos alternativas, deberán, todavía considerarse los beneficios derivados del uso de los diques.

c) Beneficios derivados de su uso.

Beneficios de funcionamiento. Los diques presentan la gran ventaja de regularizar en el canal las extracciones de las presas, o las derivaciones directas de los ríos no controladas, pudiéndose efectuar entregas de régimen constante, aunque las derivaciones no lo sean, es decir, se hace funcionar el canal como si fuera una presa.

Beneficios económicos. Muy de tomarse en cuenta como beneficio económico, es la reducción de la longitud de los canales que resulta cuando se sigue el criterio de construir diques, ya que además de lograrse un mejor aspecto, debido, a que se propicia en los canales, un trazo rectilíneo con abundancia de grandes tangentes, se obtiene, posteriormente un menor costo de conservación, ya que esta se aplicara en una menor longitud.

Como beneficio social y también económico, puede citarse la recreación y turismo que son propiciados en los lagos artificiales o vasos de los diques, pueden desarrollarse atractivos, como la pesca deportiva, el esquí acuático y navegación deportiva. Pensando en estos beneficios, se estima conveniente desmontar, durante la construcción del dique, las áreas que ocupara el embalse del vaso.

Diversos tipos de diques

Los diques son sinónimos de presas, pero de menores dimensiones, por lo tanto pueden ser de tipos tan variados como las presas, Sin embargo, los diques en los canales, se limitan a los de tipo de sección gravedad con materiales graduado, y de tierra.

Los diques mas usuales que se construyen en los canales, están constituidos por un corazón impermeable de arcilla compactada al 95% de la prueba Proctor, con taludes variables según diseño. En seguida se colocan los materiales de respaldo que generalmente están constituidos de rezaga producto de excavación del propio canal, procurándose que esta sea de características permeables y con el mayor peso volumétrico posible. Exteriormente se coloca una capa de roca de espesor variable según diseño. La cimentación va provista de una trinchera, la cual es llenada con material impermeable compactado y que viene ser la base del corazón del dique. Debe procurarse que los respaldos del dique se asienten sobre material no arcilloso, para evitar riesgos de falla por deslizamiento. En algunas ocasiones se provee a los dique de una zona de filtros de arena, que se sitúa en la parte inferior del respaldo del lado de aguas abajo, y anexa al corazón impermeable. Cuando se hace necesario desplantar toda la cortina sobre materiales arcillosos, se requiere acostar los taludes para lograr una mayor estabilidad.

También son muy usados en canales, los diques totalmente de tierra los cuales se protegen exteriormente por una chapa de roca, tanto en su talud de aguas arriba como de aguas abajo.

Empleos de los diques

Un dique se puede emplear en los siguientes casos:

a) Como estructura de cruce. Cuando un canal que va en ladera se encuentra con un obstáculo cuya rasante es inferior a la superficie libre del agua (un arroyo o un bajo), se construye un dique de tal forma que el agua que se retenga en el vaso formado, alcance la altura del tirante en el canal.

b) Para levantar la rasante del canal. Cuando por condiciones topográficas la rasante del canal se ha bajado hasta una determinada cota y es necesario levantarla hasta otra cota establecida para darle agua a la franja comprendida entre las dos cotas. Esto es posible hacerlo elevando la corona del dique hasta una cota superior a la cual se quiere desplantare el canal.

c) Como regulador de los gastos en el canal. Cuando el gasto requerido aguas debajo del dique es menor que el que conduce el canal, la diferencia se puede almacenar poniendo una compuerta en el canal, a la salida del vaso, de tal forma que controle el gasto que pase por ella. De igual manera, cuando el gasto requerido aguas abajo es mayor que el que conduce el canal, la diferencia puede ser tomada del vaso, si el almacenamiento existente lo permite.

d) Captación para abastecimiento de agua potable. En regiones donde el agua es escasa, es posible obtenerla del vaso mediante la construcción de un carcamo, para abastecimiento de agua potable a poblaciones cercanas, dándole a esta un tratamiento económico.

e) Como centro deportivo y de recreo. En el vaso se pueden practicar los deportes acuáticos y la pesca, si previamente se introduce alguna variedad de peces, y como favorece el desarrollo de la flora y la fauna, el lugar puede aprovecharse como centro de recreo para familias; siempre y cuando tenga un buen camino de acceso, no este muy retirado y la población cuente con pocos lugares de esparcimiento de este tipo.

f) Para control de avenidas. Cuando las avenidas de una corriente causan perjuicios, el dique puede controlarlas y reducir la magnitud de los daños.

Un dique puede ser construido para uno o para varios de los objetivos mencionados anteriormente.

5.2 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS Y ESTRUCTURALES

Entre las características de los diques, podemos mencionar las siguientes:

- I. Por lo que se refiere a su forma en planta, se tienen diques rectos, curvos o quebrados
- II. En cuanto al proyecto hidráulico, en diques vertedores y no vertedores
- III. Por la naturaleza de los materiales que lo forman, en rígidos y flexibles. Los rígidos se dividen en: sección gravedad, contrafuertes (losa plana y de arco múltiple) y arco (gravedad y bóveda). Los flexibles se dividen en: de tierra (de sección homogénea y de materiales graduados) y de enrocamiento.

Todas las características anteriores se han discutido con mas detalle en el capítulo 1, así como las ventajas que presentan cada una de ellas.

No obstante que en los diques puede haber las mismas variaciones que en una presa, los vertedores mas comunes y recomendables son los de cresta libre, por no necesitar de operaciones para su funcionamiento, siendo los mas usados el vertedor del cimacio y el de sifón.

5.3 CAUSAS DE FALLAS EN DIQUES DE TIERRA

Dado que en su mayoría los diques que se construyen en los canales, están constituidos por materiales flexibles, a continuación se presentan los principales tipos de falla en este tipo de diques:

Las causas de falla mas comunes son las siguientes:

- I. Insuficiencia del vertedor
- II. Tubificación
- III. Agrietamiento
- IV. Deslizamiento de taludes
- V. Licuación

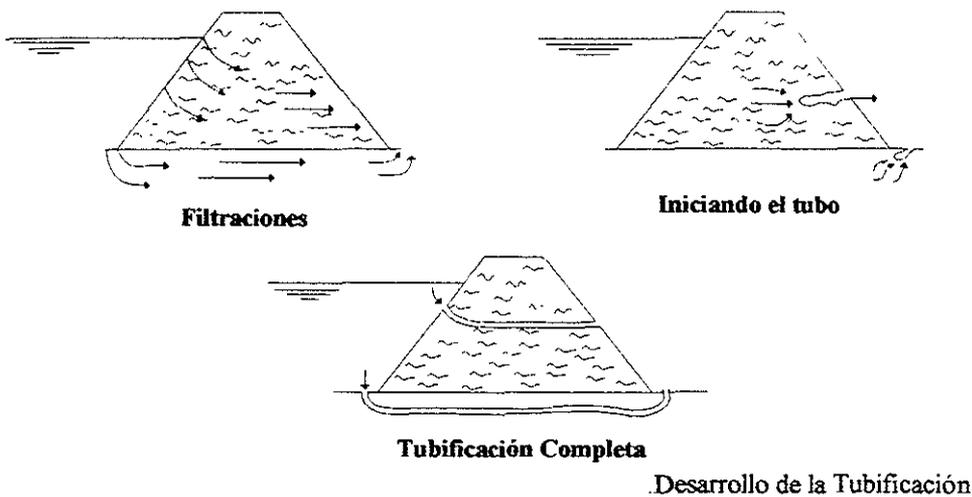
Insuficiencia del vertedor

Puede decirse que una de las causas mas frecuentes de falla ha sido la falta de una adecuada estimación del gasto correspondiente a la máxima avenida que deba pasar por el vertedor de excedencias. De tal manera que, al presentarse una avenida notablemente mayor a la máxima prevista; el agua fluye sobre la corona del dique erosionando el talud de aguas abajo y disminuyendo así la estabilidad de la sección, hasta el punto de provocar la falla completa.

Es evidente que la correcta estimación de la máxima avenida, en el diseño de cualquier tipo de dique constituye un problema importante; pero la importancia de esa estimación se vuelve critica en el caso de un dique de tierra, ya que en uno de mampostería o de concreto puede tolerarse, hasta cierto limite, que el agua vierta sobre el cuerpo del dique, mientras que en los de tierra tal situación es inadmisibile.

Tubificación

Cuando el agua fluye a través de un medio poroso, disipa su energía al vencer las fuerzas viscosas que le oponen las partículas del suelo, de igual forma el agua empuja a las partículas en la dirección del flujo; en el momento en que las partículas son arrastradas se produce el fenómeno de tubificación, cuyo nombre proviene de los tubos que se forman, en este caso, a través del cuerpo del dique o de su cimentación, por el efecto mencionado. Una característica de la tubificación es que se inicia en el talud de aguas abajo y avanza hacia atrás, es decir hacia el interior del dique, pudiendo ocasionar el colapso.



La velocidad del flujo, y por lo tanto el gasto de filtración a través del dique o de la cimentación dependen principalmente de la facilidad que los suelos que intervienen en ellos tengan para permitir el paso del agua; esta propiedad es conocida como permeabilidad. En algunos casos, la velocidad del agua a la salida de las filtraciones llega a ser suficiente para provocar en esa parte el arrastre de las partículas de suelo, iniciando así la formación de un ducto o tubo que progresa hacia aguas arriba, hasta que alcanza a establecer la comunicación entre ambos lados del dique; al entrar el agua y fluir a través de ese tubo provoca el arrastre del material de sus paredes, ampliando considerablemente la sección del tubo. El trabajo erosivo del agua progresa rápidamente, pudiendo llegar a provocar la falla completa del dique. Las fallas producidas a consecuencia de este fenómeno se han denominado “fallas de tubificación”.

No todos los suelos son igualmente susceptibles a los daños causados por la tubificación. La susceptibilidad depende de la adherencia que exista entre las partículas que constituyen el suelo, por una parte, y por la otra del tamaño y peso de cada partícula. así, las arcillas de alta plasticidad, son poco susceptibles a la tubificación, puesto que ofrecen cierta oposición a ser arrastradas por la corriente de agua. Las gravas, los cantos rodados y los enrocamientos, estando formados por granos de gran tamaño no pueden ser fácilmente arrastrados por el agua, a menos que esta fluya con una velocidad considerable (mas de un metro por segundo). En cambio, aquellos suelos formados por granos pequeños, de poco peso, pero que carecen de cohesión, como ocurre en las arenas finas y los limos de baja plasticidad, o mezclas de ambos, ofrecen la mínima resistencia a al erosión y, por consiguiente la máxima susceptibilidad a la falla de tubificación.

Medidas para evitar la tubificación

Puesto que el fenómeno de la tubificación se inicia con el arrastre del material en el lado de aguas abajo, donde la velocidad de salida de las filtraciones es mayor, todas las medidas tendientes a evitar el fenómeno se concretan a controlar el arrastre del material en el lado de aguas abajo, mediante el empleo de filtros, constituidos por materiales permeables de buena graduación, cuya granulometría esta condicionada a la del material que se pretende proteger. A continuación se mencionaran varios casos típicos.

a) Sección homogénea sobre cimentación impermeable. En un dique de sección homogénea desplantado sobre una cimentación impermeable, las filtraciones emergen arriba del pie del talud de aguas abajo y el agua escurre sobre el talud, lo cual origina arrastre del material en dicho talud. Para evitar este problema se recurre a la instalación de un filtro que puede ser de dos formas: filtro en delantal, como se muestra en la figura (a), o un filtro en talud como se muestra en la figura (b). En ambos casos se obtiene un abatimiento de la línea de saturación y las filtraciones salen a través del filtro, con ello se evitan sus efectos destructivos.

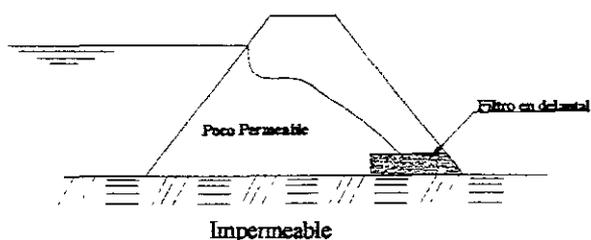


Figura (a)

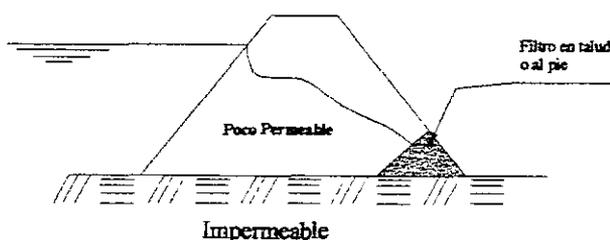


Figura (b)

b) Cimentación Permeable. Cuando el dique esta desplantado sobre depósitos aluviales de alta permeabilidad y la sección es de tipo flotante, es decir, no existe ningún elemento impermeable que intercepte las filtraciones a través de la cimentación, según se ilustra en las figuras (c) y (d), se requiere de un filtro en ángulo que permita controlar el flujo, tanto a través del corazón del dique como de la cimentación.

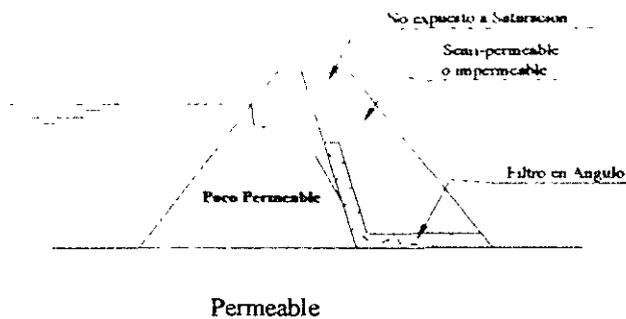


Figura (c)

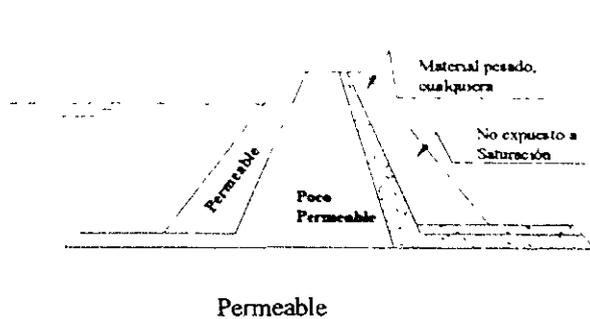


Figura (d)

c) **Secciones Mixtas, con Trinchera Impermeable.** Cuando los depósitos aluviales permeables son interceptados por una trinchera impermeable, como se muestra en la figura (e), debe colocarse un filtro que proteja a los taludes de aguas abajo del corazón impermeable y de la trinchera.

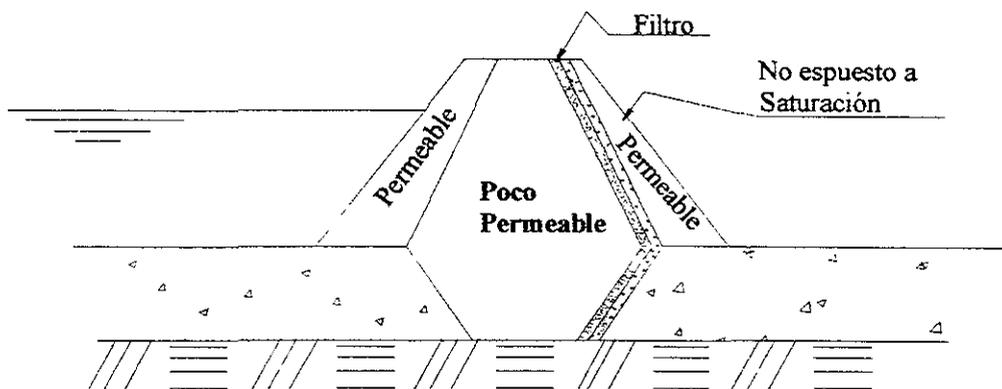


Figura (e)

Fallas por agrietamiento

Después de construido un dique de tierra, se producen asentamientos que varían de magnitud a lo largo del eje del dique, alcanzando su valor máximo generalmente, hacia la sección de mayor altura, aunque, en otras ocasiones, los máximos asentamientos se presentan en zonas de menor altura, donde la cimentación esta formada por materiales de alta compresibilidad. La magnitud de los asentamientos posteriores a la construcción, puede variar notablemente de un dique a otro, dependiendo por una parte, del tipo de suelos que la forman y de la compacidad y grado de saturación con que hayan sido colocados en el terraplén durante la construcción, y por la otra, de la compresibilidad y espesor de los suelos en que esta apoyado. En algunos casos el asentamiento se desarrolla en un tiempo relativamente corto, en cuanto los materiales del dique entran en contacto con el agua; en otros, es un proceso lento

que toma algunos años. Cuando los asentamientos de la corona llegan a ser muy diferentes de un punto a otro, se generan tensiones en el cuerpo del dique, que producen grietas. Las grietas pueden clasificarse como sigue:

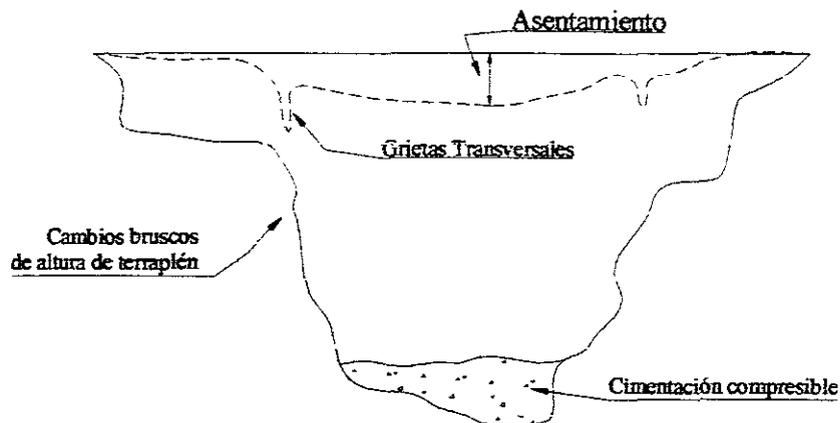
- a) Transversales. Arista de la grieta, transversal con respecto al eje de la presa
- b) Longitudinales. Arista de la grieta longitudinal con respecto al eje de la presa

Otra clasificación es la siguiente:

- a) Interiores al cuerpo del dique
- b) Exteriores al cuerpo del dique

Las grietas mas peligrosas son las transversales, ya que aun cuando midan de 1 a 2 cm son buenos conductos para el agua provocando erosión de sus paredes. El proceso destructivo puede durar algunas horas o varios días, dependiendo de la susceptibilidad de los materiales a la erosión.

En consecuencia el problema comprende dos aspectos: el desarrollo de asentamientos diferenciales de la corona y la susceptibilidad de los materiales al agrietamiento. El primero esta íntimamente ligado a la compresibilidad de los suelos y el segundo a su plasticidad.



Medidas preventivas Contra Agrietamiento.

Puesto que el fenómeno de agrietamiento tiene su origen en la producción de asentamientos diferenciales, es evidente que las medidas que se tomen contra fallas de esta clase, estén enfocadas principalmente hacia la reducción de dichos asentamientos. Pero, por otra parte, no siempre es posible reducir los asentamientos en forma importante. Se requiere entonces otro tipo de medidas precautorias para evitar las consecuencias.

Los suelos tienen un diferente grado de susceptibilidad a este fenómeno, la cual disminuye a medida que el suelo es más plástico. La mayor susceptibilidad corresponde a las arenas finas limosas o a los limos arenosos de plasticidad baja o nula, y la mínima susceptibilidad corresponde a las arcillas de alta plasticidad, las cuales son capaces de adaptarse a fuertes deformaciones, cuando su contenido de agua al colocarlas en el terraplén se aproxima al límite plástico. El conocimiento de esta escala relativa de susceptibilidad permite establecer, aunque sea en forma cualitativa el grado de riesgo de agrietamiento.

Las condiciones anteriores conducen a adoptar las siguientes normas para prevenir estas fallas.

1. - Es conveniente colocar los materiales de la zona impermeable con el máximo peso volumétrico que permita el equipo de compactación, dentro de límites económicos. De este modo se logra reducir la compresibilidad de los suelos y por consiguiente los asentamientos por compresión del terraplén.

2. - El grado de saturación que se obtenga al colocar los suelos impermeables influye notablemente en la proporción del asentamiento que ocurre durante la construcción, con respecto al asentamiento total originado por compresión del terraplén. Es conveniente por este motivo, lograr un bajo grado de saturación del material colocado, sin que este sea menor que el que podría causar asentamiento brusco por saturación posterior.

3. - Si en la cimentación del dique existen suelos finos, compresibles y se prevee que esta sufrirá asentamientos diferenciales posteriores a la terminación, por consolidación de la cimentación, puede ser conveniente colocar los materiales impermeables con un alto contenido de humedad, para lograr una mayor adaptabilidad de estos a las deformaciones diferenciales. Por otra parte, reduciendo simultáneamente el peso volumétrico, puede alcanzarse un grado de saturación suficientemente bajo para que los asentamientos propios del terraplén ocurran principalmente durante la construcción.

4. - La práctica de colocar zonas de filtro, formados por arenas y gravas de buena graduación, sobre ambos taludes del corazón impermeable, es muy recomendable para evitar la erosión de las paredes de la grieta, en caso de que esta se produzca, ya que al fluir el agua a través de ella, arrastra el material del filtro de aguas arriba, el cual se retiene en el de aguas abajo, evitando así altas velocidades del agua, al rellenarse la grieta con el material permeable.

5. - Las cimentaciones constituidas por depósitos finos, no cohesivos, en estado suelto y parcialmente saturados (arenas finas limosas y limos de terrazas aluviales o depósitos eólicos) son fuente importante de asentamientos diferenciales bruscos durante el llenado del vaso. Este fenómeno puede evitarse o disminuirse de manera notable saturando los materiales de la cimentación antes de construir, de modo que la mayor parte del asentamiento tenga lugar durante la construcción. La saturación debe mantenerse durante todo el período constructivo.

Deslizamiento de los Taludes

Los taludes de un dique de tierra deben ser estables aun en las condiciones mas desfavorables de esfuerzos que puedan presentarse en la vida del dique. Esta condición implica que los esfuerzos cortantes originados por el propio peso del dique y las fuerzas de filtración no deben exceder a los esfuerzos cortantes que los materiales del terraplén y la cimentación sean capaces de soportar. Por el contrario, la resistencia la corte debe ser superior a los esfuerzos impuestos, con el fin de disponer de un margen de seguridad.

Existen tres tipos de fallas de deslizamiento de taludes que son:

- a) **Fallas durante la construcción.** Estadísticamente se ha notado que este tipo de fallas son las menos frecuentes. Generalmente se han presentado cuando la cimentación esta formada por arcillas blandas sobre las que se forman las superficies de fallas, estos deslizamientos pueden ser rápidos, de acuerdo al tipo de material, generalmente son lentas cuando el material es homogéneo, y rápidas cuando existen estratificaciones que favorecen el movimiento. La solución a estos problemas se logra abatiendo las presiones de poro de la cimentación.
- b) **Fallas durante la operación.** Estas fallas pueden ser superficiales o profundas. Estas ultimas se relacionan con el flujo de agua a través del cuerpo del dique y de la cimentación, debido al incremento de presiones de poro. Las fallas de tipo superficial pueden estar relacionadas con agentes intemperizantes, como la lluvia, el hielo, el viento.
- c) **Fallas después de un vaciado rápido.** Se considera un vaciado rápido a un descenso del agua del orden de 20 a 30 cm por día, en general, se dice que hay vaciado rápido si el agua desciende mas rápido que la velocidad con que se disipan los excesos de presión de poro del suelo. Por lo tanto después de un vaciado rápido se tiene el peligro de falla debido a las altas presiones neutras que existen en el talud a aguas arriba. El problema se incrementa porque el efecto estabilizador del peso del agua desaparece.

Análisis de Estabilidad de Taludes

El primer intento de analizar la estabilidad de los taludes de tierra se atribuye a Coulomb, en el año de 1773. Su método consistía en suponer que la falla de un talud ocurría por deslizamiento de la masa de suelo a lo largo de un plano inclinado, y analizaba el equilibrio de la cuña deslizante, considerando su peso y la resistencia al corte del material a lo largo del supuesto plano de falla. Esta hipótesis permaneció intacta hasta 1846, año en que colín señaló que los taludes constituidos por suelos cohesivos deslizan a lo largo de superficies curvas. No obstante, tal observación a la hipótesis de Coulomb, no fue tomada en cuenta sino hasta 1916, en que K.E. Petterson volvió a insistir nuevamente en este hecho, estableciendo, sobre la base de observaciones efectuadas en algunas fallas de taludes en suelos, cohesivos que la superficie real del deslizamiento puede sustituirse sin gran error, por una superficie cilíndrica. Mas tarde, en 1926, W. Fellenius condujo una serie de investigaciones en fallas de taludes, que le llevaron al desarrollo de un método para analizar la estabilidad, basado en la hipótesis de una superficie cilíndrica de falla. En la actualidad, el método de Fellenius, denominado también Método Sueco constituye la base de los procedimientos modernos de análisis.

El método de Fellenius esta basado en las siguientes hipótesis simplificadoras:

- (a) Se supone una falla circular
- (b) El análisis es bidimensional, correspondiente a un estado de deformación plana
- (c) Se acepta la ley de resistencia de Mohr-Coulomb
- (d) La falla se alcanza simultáneamente en todos los puntos de la superficie de falla
- (e) La masa de suelo que se desliza lo hace como un cuerpo sólido
- (f) No hay interacción entre dovelas

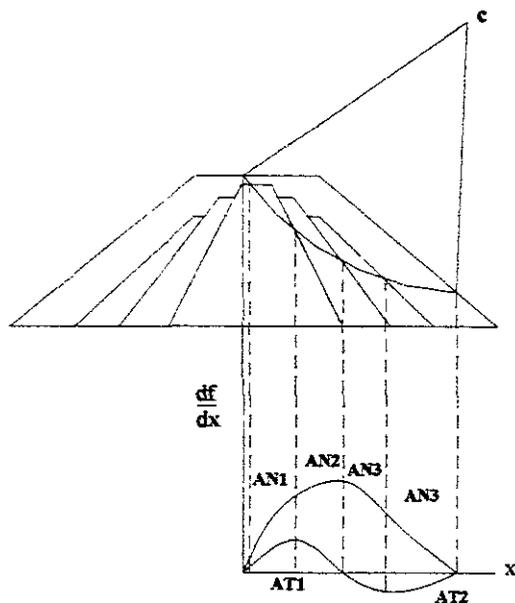
En este método se le llama “factor de seguridad de un círculo de falla” al cociente del momento de las fuerzas que se resisten al movimiento de la masa de suelo dividido entre el correspondiente a las fuerzas a favor del movimiento de la masa de suelo, para cada caso de análisis.

Se llama “factor de seguridad de la presa” para cada caso de análisis, al menor de los F.S. de los círculos analizados para ese caso.

Existe una solución gráfica para el método sueco, el cual es muy empleado en el diseño de diques de materiales flexibles, esta solución sigue los siguientes pasos:

1. Se elige un número arbitrario de puntos a lo largo del probable círculo de falla, quedando como puntos obligados del círculo aquellos donde hay cambio de pendiente en el talud o los puntos donde existe un cambio de material o se intercepta a la línea de saturación.
2. Para cada uno de los puntos elegidos se traza la vertical que intercepte al talud y al círculo, prolongándose hasta interceptar a una línea horizontal AB dibujada fuera del diagrama del dique.
3. A escala se determina la altura h del material comprendido entre el talud y el círculo de falla; para cada punto se multiplica la h por el peso volumétrico del material, para obtener de esta forma el valor de γh ; el cual en el caso de que la línea vertical intercepte varios materiales, estará formado por la suma de los valores de cada uno de los materiales interceptados.
4. Una vez obtenido el valor de γh , este se lleva en cada punto del círculo, a una escala arbitrariamente elegida, para posteriormente descomponerse cada uno de estos vectores en una componente normal y otra tangencial al círculo, utilizándose como guía el radio del círculo.
5. Teniendo a escala los valores de Normales y Tangenciales al círculo, obtenidos en el paso anterior, se representan gráficamente y a la misma escala sobre la línea horizontal AB antes mencionada, en la proyección del punto correspondiente, para posteriormente unir los puntos mediante una curva.
6. Se mide con un planimetro o haciendo uso de algún programa de dibujo, que cuente con dicha aplicación, las áreas bajo las curvas, para obtener así los valores necesarios para calcular el F.S., cabe mencionar que la masa de tierra que esta a la derecha de la vertical del centro del círculo, se opone al deslizamiento del material.

En forma general podemos ver de acuerdo a la siguiente figura, que el F.S, en este me todo gráfico, se calcula de la siguiente manera:



Cabe mencionar que la integración se hace por pedazos, y depende del material que se tenga en la base. Así podemos ver que el F.S. expresado en términos de las áreas es:

$$F.S. = \frac{\tan \vartheta_1 AN_1 + \tan \vartheta_2 AN_2 + \tan \vartheta_3 AN_3 + \tan \vartheta_4 AN_4 + \sum cil}{AT1 - AT2}$$

Fallas por Licuación

A diferencia de la falla por deslizamiento, en la que el talud se desplaza como un cuerpo mas o menos rígido, a lo largo de una superficie, sea esta una curva continua, una plana o combinación de ambas, y moviéndose a una distancia relativamente corta, la llamada falla por flujo se presenta extendiéndose el material sobre un área grande y adoptando finalmente taludes irregulares que llegan a tener pendientes mayores de 10:1, o casi horizontales en ocasiones; el material se comporta temporalmente como un líquido. Tal comportamiento es típico de materiales poco finos, no cohesivos, de estructura suelta y saturado.

La falla por flujo tiene su origen en el fenómeno de la "licuación", el cual puede describirse como la pérdida total de la resistencia la corte, como consecuencia del dislocamiento brusco de la estructura granular, suelta, bajo la acción de esfuerzos cortantes impuestos cuando el material esta saturado; dicho dislocamiento da lugar a la formación de una suspensión concentrada de suelo en agua, que carece temporalmente de resistencia.

La licuación puede presentarse, por ejemplo, por un sismo, un impacto, vibraciones, etc.

Recomendaciones para prevenir la falla por flujo

Se pueden establecer las siguientes normas para prevenir la falla de un dique de tierra a consecuencia de la licuación de los materiales que en ella intervienen:

- a) Los suelos exhiben una diferente susceptibilidad a la licuación; corresponde la máxima a los limos gruesos y a las arenas finas, uniformes y de granos redondeados. Las arenas gruesas y las gravas, por una parte, y las arcillas de mediana y alta plasticidad, por la otra, no son susceptibles de licuarse, excepto cuando se trata de depósitos naturales de arcillas de muy alta sensibilidad.
- b) Todos los materiales del dique se deben colocar con una buena compactación, generalmente una compactación al 95% de la prueba Proctor, para suelos impermeables o semi – permeables y compacidad relativa mínima de 70% para los materiales permeables.
- c) En diques de sección homogénea no deberán emplearse suelos de alta susceptibilidad a la licuación, especialmente en sitios con cimentación blanda o en zonas telúricas mientras no se disponga de procedimientos dignos de confianza para predecir el grado de riesgo. Si no se dispone de otro material impermeable se le podrá emplear en un corazón esbelto, con taludes menores de 0.6:1, protegido por respaldos de grava y arena o de enrocamiento y rezaga, con taludes exteriores de 2:1 o mayores, para garantizar que los respaldos sean capaces de soportar el empuje hidrostático, en caso de que el corazón se licúe.
- d) Es admisible desplantar un dique de tierra sobre depósitos fluviales de arena fina, cuya compacidad relativa natural sea mayor de 50% o sobre limos compactados, siempre que no exista el riesgo de sismos o mantos blandos en la cimentación. En caso contrario la compacidad de la arena no debe ser menor de 70%. En zonas de fuerte sismicidad, las cimentaciones que contengan depósitos de limo no plástico, aun cuando sean compactos, constituyen un grave peligro al ser saturados; por lo que es preferible eliminarlos del sitio mediante excavación
- e) Pueden emplearse materiales de alta susceptibilidad sin confinamiento, en zonas del dique que no estén sujetas a saturación, pero debe prestarse especial atención al control de su compactación durante la construcción.

5.4 CASOS DE ANÁLISIS

Para un dique de tierra, se debe hacer el análisis de las siguientes combinaciones de casos:

Talud

- Aguas Abajo
- Aguas Arriba

Materiales

- Condiciones iniciales (recién construida)
- Condiciones Finales (Materiales ya consolidados)

Filtraciones

- Sin filtraciones
- Con lujo establecido

Llenado

- Vaso totalmente vacío
- Embalse al NAMO
- Embalse al NAME

Sismo

- Considerando el sismo
- Sin considerar el sismo

Además se debe considerar el caso de vaciado rápido

CAPITULO 6

Estructuras de Distribución

Las estructuras que se utilizan para manejar, controlar y distribuir correctamente el agua hasta los sitios de entrega, pueden clasificarse de la siguiente manera:

1. Represas
2. Tomas para canales
3. Estructuras aforadoras

6.1 REPRESAS

Son estructuras que se proyectan y construyen con el fin, tanto de controlar los caudales, como de mantener los niveles de agua, necesarios para facilitar su derivación a otros canales o bien, a las tomas que queden localizadas aguas arriba de la represa.

Por lo general se procura que una represa sea una estructura combinada, es decir que la represa junto con algunas otras estructuras como puede ser un puente carretero y la toma, formen una sola estructura, en la que se combinan las tres antes mencionadas. Así en una estructura combinada intervienen varios elementos que prestan al mismo tiempo servicios diferentes, por ejemplo la represa y el puente carretero, que cruza el canal principal, forman una sola estructura, y aguas arriba de la represa, queda situada la toma, formando con la estructura anterior, una sola.

Se debe tener presente, al proyectar las represas que estas deberán llevar siempre unos cartones laterales con el fin de que un momento dado puedan desalojar el gasto excedente que proviene del canal debido a una sobreelevación en este; la altura de estos cartones deberá ser igual al tirante normal del canal. Los cartones serán de concreto con refuerzo por temperatura.

Clasificación de Represas

Las represas pueden clasificarse desde varios puntos de vista, y la elección del tipo adecuado estará supeditada a los siguientes lineamientos:

1. - Según los materiales de que están construidas

En lo que respecta al tipo de material predominante en la estructura, puede decirse que será necesario un estudio económico de los diferentes materiales en cuanto a su explotación, acarreo, colocación y cantidades disponibles, sobre todo si se toma en cuenta la conveniencia de uniformizar al máximo el tipo de estructuras en el sistema

La permuta o disponibilidad de tiempo con que se cuenta para la construcción es otro factor que puede influir en la elección del tipo de materiales utilizados, así tenemos los siguientes tipos:

- a) Mampostería
- b) Concreto Reforzado
- c) Otros materiales

2. - Las represas pueden clasificarse también, de acuerdo a su descarga, es decir podemos decir que existen básicamente dos tipos que son:

- represas con descarga por la parte superior
- represas con descarga por la parte inferior

Las represas que permiten el paso del agua por la parte superior, cumplen su objetivo por medio de las agujas, mientras que las que permiten el paso del agua por la parte inferior, lo hacen mediante las compuertas radiales y deslizantes.

a) Agujas. Son por lo general piezas de madera de buena calidad y de espesor suficiente para soportar el empuje del agua.

El tamaño de estas agujas queda limitado por su peso, de manera que sean fácilmente manejables y sus aplicaciones más frecuentes son en estructuras provisionales y como complemento a los sistemas de compuertas, sean radiales o deslizantes, para cuando se tenga que operar estando las compuertas principales en mantenimiento o reparación.

b) Compuertas Deslizantes.- En una forma general, las compuertas deslizantes son marcos rígidos compuestos por ángulos, a través de los cuales deslizan placas metálicas mediante un vástago o tornillo y un mecanismo elevador

d) Compuertas Radiales. Las compuertas radiales tienen como particularidad proporcionar un control más exacto y rápido del caudal, su diseño se basa en placas metálicas circulares apoyadas en armaduras cuyo centro de rotación se coloca anclado sobre mensulas empotradas en las pilas y en los muros.

Diseño Hidráulico de la Represa

El diseño hidráulico de una represa consiste en determinar el tamaño de la sección transversal necesaria, la longitud de sus transiciones y el tipo y número de compuertas

- 1) El tamaño de la sección transversal, deberá ser lo suficientemente grande para evitar un considerable aumento de velocidad dentro de la represa, ya que velocidades superiores a 1.5 m/seg dificultan la operación de las compuertas.

En general se deben seguir los siguientes pasos en el diseño hidráulico de la represa.

- a) Conociendo el gasto que pasara por la represa, se obtiene el área hidráulica mínima requerida, sabiendo que la velocidad del agua, no debe ser mayor a 1.5 m/seg.
 - b) Con el ancho mínimo y basándose en las compuertas comerciales se elige el número y tipo de compuerta adecuado, para satisfacer el ancho mínimo.
 - c) Con las compuertas elegidas, se obtienen las condiciones hidráulicas normales como son: Gasto, área hidráulica, velocidad y pendiente del canal.
- 2) Longitud de transiciones. Se determina, al igual que para las estructuras mencionadas en capítulos anteriores, haciendo uso del criterio de Hinds, el cual como recordaremos consiste en considerar que el ángulo que formar la intersección de la superficie del agua y la pared, en el principio y fin de la transición, con el eje de la estructura, sea de $22^{\circ}30'$.

Recordando, tenemos que:

$$L_{\text{mínima}} = \left(\frac{T - t}{2} \right) \cos \alpha$$

donde :

T = ancho sup. Libre del agua sección mayor

t = ancho sup. Libre del agua sección menor

L = long. mínima de la Transición

α = ángulo necesario

donde $\alpha = 22^{\circ} 30'$

Cálculos Estructurales

En el análisis de las diferentes solicitaciones se toman en cuenta las siguientes condiciones:

- I. Estructura vacía sin subpresión y con carga viva sobre el puente
- II. Estructura vacía, actuando la subpresión y sin carga viva sobre el puente
- III. Estructura llena hasta el nivel máximo de la compuerta, estando esta cerrada, con carga viva sobre el puente de maniobras y actuando la subpresión
- IV. Estructura llena al tirante normal de operación, compuerta abierta, actúa la subpresión y existe carga viva sobre el puente
- V. Estructura llena al tirante normal de operación, compuerta abierta, actúa la subpresión y existe carga viva sobre el puente

El diseño de las componentes estructurales se regirá teniendo en consideración aquella o aquellas de las anteriores combinaciones que produzcan los efectos mas desfavorables, además en el diseño de las represas, se procede a verificar la estructura, asimilándola a una presa de gravedad.

Para que una represa se considere correctamente diseñada, debe estar a salvo de cualquiera de las siguientes fallas:

1. **Volteo.** Esta falla se presenta cuando la resultante de todas las fuerzas que tienden a producir el volteo intercepta al plano de la base en un punto fuera de ella
2. **Aplastamiento del material.** Es originado por una presión superior a la fatiga del material
3. **Deslizamiento.** En la base o en otro plano critico; producido por la resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre la represa, cuando dicha fuerza es mayor que la resistencia opuesta por la fricción en el plano de deslizamiento.
4. **Ruptura.** En cualquier punto; producida por esfuerzos de tensión. Estos se presentaran cuando la resultante de todas las fuerzas arriba de cualquier sección horizontal intercepta a dicho plano fuera de su tercio medio. La subpresión esta incluida como fuerza.
5. **Flotación.** Puede ser falla directa; o bien, una vez iniciada la flotación, la falla puede ser originada por cualquiera de las otras causas.

En general las fuerzas que se consideran para el diseño de la represa son las siguientes:

1. Peso de la losa del puente de maniobras
2. peso de la losa de piso
3. Peso de las paredes laterales
4. Peso de las pilas que separan las compuertas
5. Peso de las compuertas, incluyendo accesorios de las mismas
6. Peso de las mensulas
7. Carga viva sobre el puente
8. Empuje hidrostático sobre las pilas
9. Fuerzas transmitidas por las compuertas a los pasadores
10. Subpresión

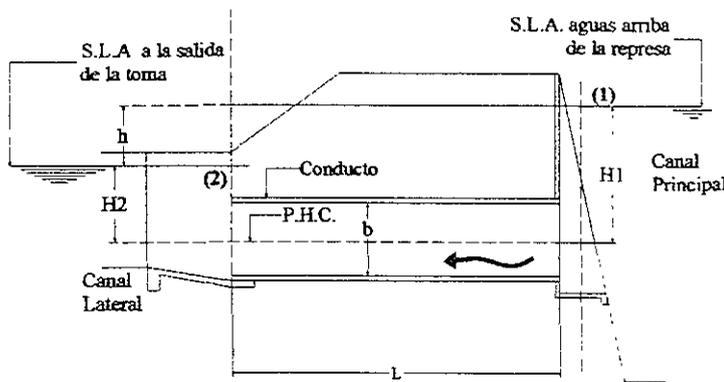
6.2 TOMAS PARA CANALES

Como ya se menciono las tomas o bocatomas son estructuras que se instalan aguas arriba de la estructura principal, la cual en este caso es la represa, y es por donde se hace la derivación del agua represada.

El análisis hidráulico de la obra de toma, generalmente se hace considerando simplemente un orificio con tubo corto sumergido, si la toma se hiciera por un conducto trabajando como canal, será necesario determinar las características del régimen para dimensionar el conducto.

Diseño Hidráulico

Con base en el teorema de Bernoulli y con la ecuación de continuidad se puede evaluar el gasto en tomas que se encuentren ahogadas, así basándonos en la fig. siguiente se tiene:



Toma Ahogada

Planteando la ecuación de Bernoulli entre dos secciones, tomando los puntos de la superficie libre del agua, de ambos canales y escogiendo como plano horizontal de comparación el que contiene al eje del conducto, se tiene lo siguiente:

$$H1 + \frac{P1}{\gamma} + \frac{v1^2}{2g} = H2 + \frac{P2}{\gamma} + \frac{v2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

Como se puede ver las presiones en los puntos elegidos, son iguales entre si y además son iguales a la Presión atmosférica, por ello podemos eliminarlas de la ecuación de Bernoulli.

$$\frac{P1}{\gamma} = \frac{P2}{\gamma} = \frac{Patm}{\gamma}$$

Y la ecuación se reduce a la siguiente expresión:

$$H1 + \frac{v1^2}{2g} = H2 + \frac{v2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

Dado que el nivel del agua en la sección 1 permanece prácticamente constante podemos considerar que la velocidad en esa sección es cero.

$$\frac{v1^2}{2g} \approx 0$$

De esta forma la ecuación queda:

$$H1 - H2 = h$$

donde

$$h = \frac{v^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

Este termino incluye todas las perdidas que se tienen entre los dos puntos, sin importar las causas que las originan.

La expresión que da la pérdida de carga total para una velocidad "v" es:

$$h = K1hv + K2hv + K3hv + \dots + Knhv$$

En donde K representa el coeficiente que multiplicado por la carga de velocidad (hv), da la pérdida correspondiente a cada uno de los conceptos que involucren perdidas, así nos queda:

$$h = \frac{v^2}{2g} \left(\sum_1^n k_i \right)$$

De lo anterior podemos ver que la velocidad en el conducto vale:

$$v = \sqrt{\frac{2gh}{\sum k}}$$

simplificando, mediante una sustitución de variables, se tiene:

$$v = C \sqrt{2gh}$$

donde:

$$C = \frac{1}{\sqrt{\sum K}}$$

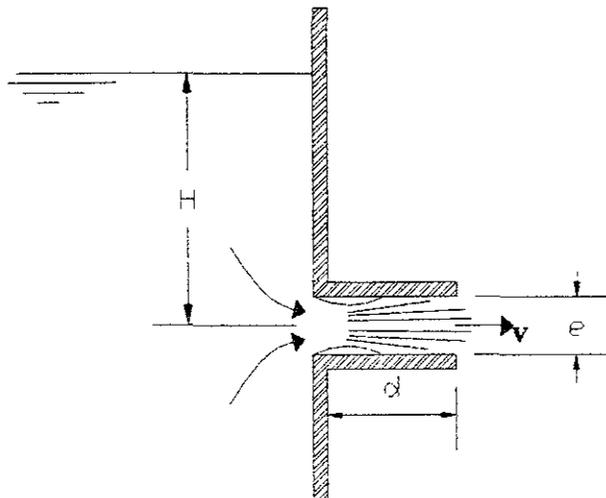
de esta forma, podemos valuar el gasto de la forma siguiente:

$$Q = CA\sqrt{2gh}$$

donde

- Q Gasto de Derivación en m³/seg
- g aceleración de la gravedad 9.8 m³/seg.
- C coeficiente de descarga para el orificio correspondiente
- h carga del orificio en metros
- A área del orificio en m²

La formula anterior, es la utilizada para valuar el gasto en un orificio de pared gruesa, en este tipo de orificios, como se observa en la figura siguiente, una vez que ha pasado la sección contraída tiene todavía espacio dentro del tubo para expandirse y llenar la totalidad de la sección, a continuación se presentan también una serie de valores para el coeficiente "C" en función del diámetro del tubo y la longitud del mismo.



Descarga a través de un tubo corto

En la siguiente tabla se presentan algunos valores para los coeficientes de gasto "C" aplicados en la ecuación, antes descrita, estos valores son los empleados para los tubos cortos mas comunes en la practica, como el mostrado en la figura 1.

Valores de C

e/d	≤ 0.5	1	1.5	2.0	2.5	3	5
C	0.60	0.75	0.78	0.79	0.80	0.82	0.79
e/d	12	25	36	50	60	75	100
C	0.77	0.71	0.68	0.64	0.60	0.59	0.55

6.3 ESTRUCTURAS AFORADORAS

Cuando es necesario conocer los volúmenes que se descargan por la obra de toma, se hace uso de estructuras aforadoras, estas de acuerdo a su funcionamiento, pueden dividirse en tres grandes grupos, que son lo siguientes:

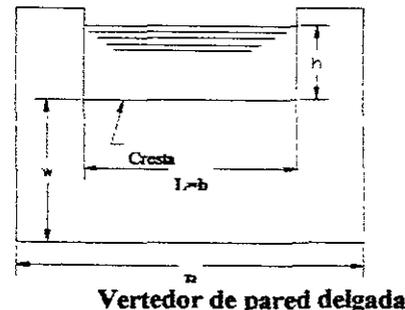
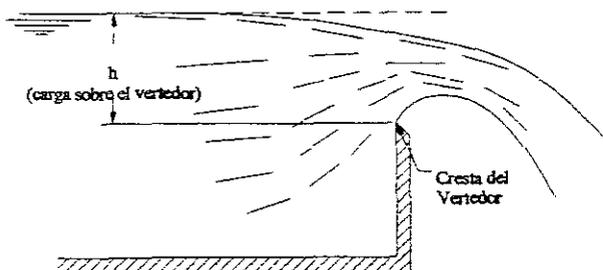
- I. Estructuras que funcionan a régimen crítico
- II. Estructuras que funcionan por medio de un resalto
- III. Estructuras que funcionan como orificios

1. - Estructuras Aforadoras que funcionan a Régimen crítico

Dentro de este grupo de estructuras se pueden mencionar, toda la gama de vertedores, tanto de cresta ancha, como de cresta delgada, recordando que la característica principal de los vertedores, es que la descarga del liquido se efectúa sobre dicha estructura.

Cuando la descarga se efectúa sobre una placa con perfil de cualquier forma, pero con arista aguda, al vertedor se le llama de pared delgada; lo contrario ocurre cuando el contacto entre la pared y la lamina vertiente es toda una superficie. Ambos tipos de vertedores pueden emplearse como dispositivos de aforo, pero el segundo puede también emplearse como obra de control o de excedencias en una presa.

El punto o arista mas bajo de la pared en contacto con la lamina vertiente, se conoce como cresta del vertedor.



Clasificación de los Vertedores

Existen muchos factores que pueden servir como base para la clasificación de los mismos, entre algunos de dichos factores, podemos mencionar los siguientes:

- ◆ Forma
 - a) Simples
 - b) Compuestos
- ◆ Altura relativa del umbral
 - a) Vertedores completos o libres
 - b) Vertedores incompletos o ahogados
- ◆ Espesor de la pared
 - a) Vertedores de pared delgada
 - b) Vertedores de pared gruesa
- ◆ Longitud de cresta
 - a) Vertedores sin contracciones laterales
 - b) Vertedores con contracciones

Se consideran vertedores con contracciones laterales, aquellos cuya longitud (L) es menor que el ancho del canal de acceso (B), como el que se observa en la figura anterior.

Vertedores Rectangulares

Para este tipo de vertedores (rectangulares), se hace uso de la siguiente ecuación general, para calcular el gasto:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu b h^{\frac{3}{2}}$$

donde:

- Q gasto que pasa por el vertedor
- μ coeficiente de gasto
- b longitud de la cresta del vertedor
- h carga sobre la cresta del vertedor

En la siguiente tabla, se presentan las formulas experimentales mas empleadas en el calculo del coeficiente de gasto μ , aplicables a vertedores con contracciones laterales o sin ellas, para la aplicación de estas formulas, se recomienda que la cresta del vertedor sea perfectamente horizontal, con un espesor no mayor de 2mm, el plano del vertedor debe ser normal al flujo y la cara aguas arriba, perfectamente vertical, plana y lisa. El vertedor deberá instalarse al centro de un canal recto que tenga una longitud mínima de diez veces la longitud de la cresta del vertedor.

Si el vertedor tiene contracciones laterales, la distancia entre los extremos del vertedor y el costado del canal no debe ser menor de 0.30m.

En la siguiente tabla, se muestran algunas formulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto μ aplicable a la ecuación general, para vertedores rectangulares, con contracciones laterales o sin ellas.

En el caso de vertedores sin contracciones laterales, se hace $b=B$, en las formulas.

Autor	Fórmula	Limites de aplicación	Observaciones
Hegly	$\mu = \left[0.6075 - 0.045 \left(\frac{B-b}{B} \right) + \frac{0.0041}{h} \right]^* \cdot \left[1 + 0.55 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right]$	$0.10\text{m} \leq h \leq 0.60\text{m}$ $0.50\text{m} \leq b \leq 2.00\text{m}$ $0.20\text{m} \leq w \leq 1.13\text{m}$	El primer limite de aplicación es el mas importante
Sociedad de Ingenieros y Arquitectos Suizas	$\mu = \left[0.578 + 0.037 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + \frac{3.615 - 3 \left(\frac{b}{B} \right)^2}{1000h + 1.6} \right]^* \cdot \left[1 + 0.5 \left(\frac{b}{B} \right)^4 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right]$	$0.025 \leq h \leq 0.80\text{m}$ $b \leq 0.30B$ $w \leq 0.30\text{m}$ $\frac{h}{w} \leq 1$ en el caso de contracciones laterales	Para vertedores sin contracciones los limites son: $0.025\text{m} \leq h \leq 0.80\text{m}$ $0.30 \text{ m} \leq w$ $\frac{h}{w} \leq 1$ w
Hamilton-Smith	$\mu = 0.616 \left(1 - \frac{b}{10B} \right)$	$0.075\text{m} \leq h \leq 0.60\text{m}$ $0.30 \text{ m} \leq b$ $0.30 \text{ m} \leq w$ $h \leq \frac{w}{2}$ $b \leq (B-2h)$ $\frac{h}{b} \leq 0.5$	Si $B(h+w) < 10bh$, se deberá cambiar en la ecuación general, para vertedores de pared delgada, el valor de h por el de h' donde: $h' = h + 1.4(V_0^2/2g)$ donde: $V_0 = Q/(B(h+w))$ Que es la velocidad de llegada
Francis	$\mu = 0.623 \left[1 - 0.1n \frac{h}{b} \left[\left(1 + \frac{V_0^2}{2gh} \right)^{\frac{3}{5}} - \left(\frac{V_0^2}{2gh} \right)^{\frac{3}{5}} \right] \right]$	$0.18\text{m} \leq h \leq 0.50\text{m}$ $2.40\text{m} \leq b \leq 3.00\text{m}$ $0.60\text{m} \leq w \leq 1.50\text{m}$ $b \geq 3h$	La velocidad de llegada se obtiene de igual forma que en la formula anterior $n = 2$ en vertedores con contracciones laterales $n = 0$ en vertedores sin contracciones laterales
Rehbock	$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h+0.0011}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{\frac{3}{2}}$	$0.01\text{m} \leq h \leq 0.80\text{m}$ $b \geq 0.30\text{m}$ $w \geq 0.060\text{m}$ $\frac{h}{w} \leq 1$ w	Esta fórmula es valida solo para vertedores sin contracciones laterales

Vertedores Triangulares

Para vertedores de sección triangular, simétricos con respecto a su eje vertical y con un ángulo en el vértice θ , la ecuación general del gasto es la siguiente:

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g \tan(\theta/2)} \mu h^{\frac{5}{2}}$$

donde:

- Q gasto que pasa por el vertedor
- h carga sobre el vertedor
- μ coeficiente de gasto
- h carga sobre el vertedor
- θ ángulo en el vértice del vertedor

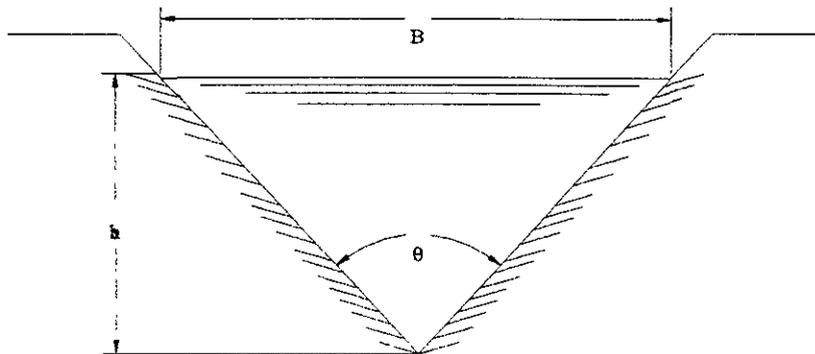
Si se define una nueva variable "C", donde C vale:

$$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g \tan(\theta/2)} \mu$$

el gasto queda:

$$Q = Ch^{\frac{5}{2}}$$

En la siguiente figura se muestra un vertedor triangular, así como la representación de sus partes, para la obtención del gasto que pasa por el mismo.



Vertedor Triangular

En la siguiente tabla, se muestran las formulas experimentales mas empleadas para calcular, estas formulas son validas para diferentes valores del ángulo en el vértice del vertedor.

Los vertedores triangulares se recomiendan para el aforo de gastos inferiores a 30 lt/seg. Y cargas superiores a 6cm. Su precisión es mejor que la del rectangular, para gastos pequeños e incluso

para gastos de entre 40 y 300 lt/seg. Para gastos mayores es recomendable el rectangular ya que requiere de mayor exactitud en la medición de las cargas, ya que el gasto varía con la potencia $5/2$ de las mismas

En la siguiente tabla, se muestran algunas fórmulas experimentales para determinar los coeficientes de gasto μ o C , para vertedores triangulares con diferentes ángulos e el vértice

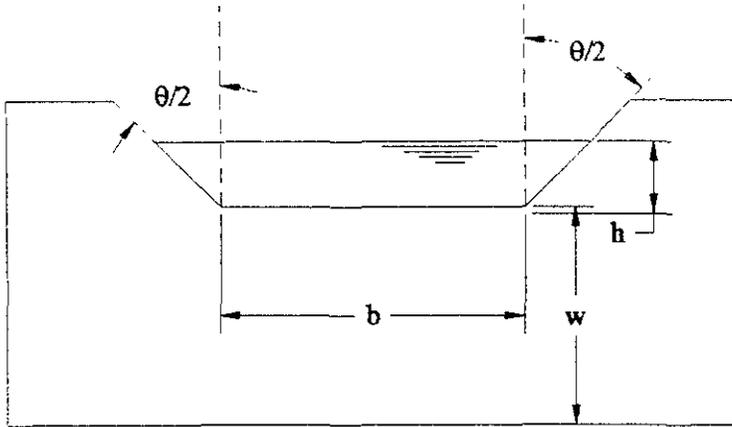
Autor	Fórmula	Limites de aplicación	Observaciones
Universidad Católica de Chile	$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g \tan(\theta/2)} \mu K$	$15^\circ \leq \theta \leq 120^\circ$ La profundidad w no tiene influencia en el coeficiente de gasto	μ es un coeficiente experimental que depende de h y θ , K es otro coeficiente que depende de B/h y vale 1 si $B/h \geq 5$ para $\theta = 90^\circ$ y si $B/h \geq 2.75$ para $\theta = 45^\circ$
Gourley y Chrimp	$C = \frac{1.32 \tan(\theta/2)}{h^{0.03}}$	Valida para ángulos θ de 45° , 60° y 90° y para profundidades w grandes	
Hegly	$\mu = \left[0.5812 + \frac{0.00375}{h} \right] * \left\{ 1 + \left[\frac{h^2}{B(h+w)} \right]^2 \right\}$	Vale para $\theta = 90^\circ$ $0.10 \text{m} \leq h \leq 0.50 \text{m}$ y profundidades w pequeñas	Es de las formulas mas precisas para vertedores con ángulo en el vértice de 90°
Barr	$\mu = 0.565 \frac{0.0087}{h^{0.5}}$	Vale para $\theta = 90^\circ$ $0.05 \text{m} \leq h \leq 0.25 \text{m}$ $w \geq 3h$ $B \geq 8h$	
Koch Yarnall	$\mu = 0.58$	Vale para $\theta = 90^\circ$ con cargas muy grandes $w \geq 3h$ $B \geq 8h$	
Heyndrickx	$\mu = \left[0.5775 + 0.214h^{1.25} \right] * \left\{ 1 + \left[\frac{h^2}{B(h+w)} \right]^2 \right\}$	Vale para $\theta = 60^\circ$	Es bastante precisa

En la practica solamente son empleados los vertedores triangulares con forma isósceles, siendo los mas usuales los de 90° , para estos vertedores en la formula de la U. Católica de Chile, se emplean los siguientes valores de μ

h en m	0.05	0.10	0.15	0.20	≥ 0.25
μ	0.60	0.59	0.585	0.585	0.585

Vertedor Trapecial

El gasto de un vertedor trapecial, como el mostrado en la figura siguiente, se puede calcular suponiendo la suma del gasto correspondiente a un vertedor rectangular con longitud de cresta b y uno triangular, formado con las dos orillas.



Vertedor Trapecial

Los tres tipos de vertedores descritos anteriormente, son las estructuras principales pertenecientes a este grupo y por ende son las mas empleadas en el aforo de canales.

2. - Estructuras Aforadoras que funcionan por medio de un resalto

Estas estructuras se forman por medio de una reducción de la sección transversal de la corriente, aumentando la velocidad de la misma y presentándose el régimen crítico; al salir el agua de la sección reducida, la velocidad disminuye produciéndose un resalto hidráulico.

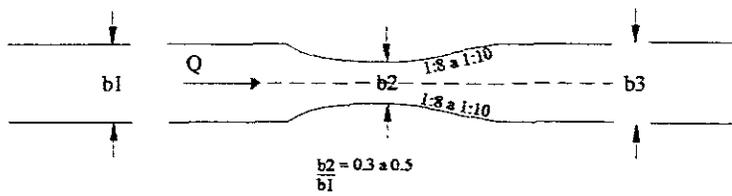
A continuación se describen dos tipos de estructuras aforadoras pertenecientes a este grupo:

a) Estructura Aforadora Tipo Venturi

Esta estructura consiste en un estrechamiento practicado en la sección transversal de la corriente, ya sea en las paredes laterales, en el fondo mediante un umbral, o por una combinación de ambos, el cual es capaz de provocar la formación del tirante crítico en esta sección

En el caso del estrechamiento mediante las paredes, el mismo es de sección rectangular, formado por dos paredes laterales de longitud igual a tres veces el ancho del estrechamiento. Su parte inicial se forma con un segmento de círculo y las paredes terminan con un ensanchamiento brusco para empotrarse en los taludes del canal.

En la siguiente figura se muestra un esquema en planta y perfil, de un medidor de Venturi



a) Planta



b) Elevación

Vertedero Venturi

El gasto que pasa a través de un medidor de venturi, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{Cd * b2 * y2}{\sqrt{1 - \left(\frac{b2y2}{b1y1}\right)^2}} * \sqrt{2g(y1 - y2)}$$

donde:

- b2 ancho del canal en el estrangulamiento
- y2 tirante en el estrangulamiento
- b1 ancho del canal en la sección normal
- y1 tirante en la sección normal
- Q gasto que pasa por el venturi
- Cd coeficiente de corrección y varía entre 0.96 y 0.99.

En el caso de emplear un umbral con altura "w" en el fondo del venturi, además de la contracción en el ancho, la ecuación anterior se transforma en:

$$Q = 0.99 * C \sqrt{g} * b2 h1^{\frac{3}{2}}$$

donde h1 representa el desnivel entre la superficie aguas arriba de la contracción y el umbral, mientras que C es un coeficiente que depende de la siguiente relación

$$\frac{b2}{b1} \left(\frac{h1}{h1 + w} \right)$$

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

b) Medidor Parshall

Este tipo de aforador, consta de tres partes fundamentales que son:

La entrada, formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes y de una plantilla horizontal; la garganta, que esta formada por dos paredes verticales y paralelas con la plantilla inclinada hacia abajo; por ultimo la salida que esta formada también por dos paredes verticales pero divergentes y la plantilla ligeramente inclinada hacia arriba. La arista formada por la unión de las plantillas de la entrada y de la garganta, se llama Cresta del "Vertedor", y a su longitud, o sea, la distancia entre las paredes de la garganta, se le llama "ancho de la garganta" (W).

El diseño de un medidor Parshall consiste en comparar la relación de un par de valores, como son: el tamaño del medidor y la perdida de carga ocasionada probando diversos tamaños, escogiendo el que presente mayores ventajas, otras consideraciones que se deben tomar en la elección de un medidor de este tipo son: ancho del canal existente, tirante del agua en ese canal, posibilidad de caudales futuros diferentes.

En la siguiente tabla se presentan 22 diseños estándar que cubren gastos desde 0.0001 m³/s hasta 93 m³/seg. , en esta tabla se presenta también las formulas para el gasto de cada ancho de garganta del vertedor, estas formulas son del siguiente tipo:

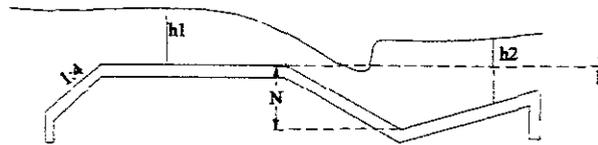
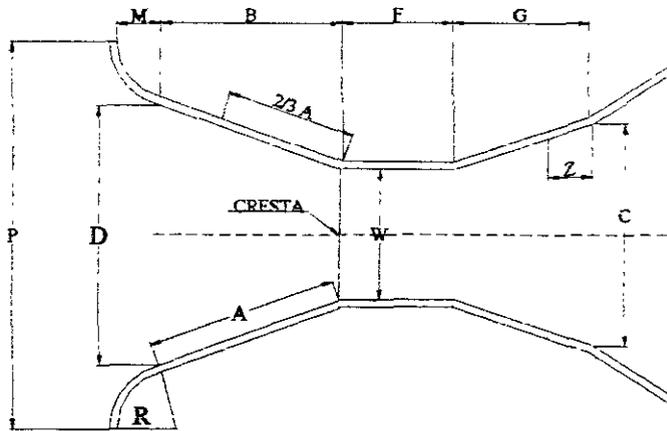
$$Q = kh^1.5$$

donde

Q gasto en m³/seg.
h¹ tirante aguas arriba en m

Dimensiones como se indican en la figura

W (mm)	A	B	C	D	E	F	G	H	K	M	N	P	R	Z
25.4	363	356	93	167	229	76	203	206	19	--	29	--	--	3
50.8	414	406	135	214	254	114	254	257	22	--	43	--	--	6
76.2	467	457	178	259	457	152	305	309	25	--	57	--	--	13
152.4	621	610	394	397	610	305	610	--	76	305	114	902	406	--
228.6	879	864	381	575	762	305	457	--	76	305	114	1080	406	--
304.8	1372	1343	610	845	914	610	914	--	76	381	229	1492	508	--
457.2	1448	1419	762	1026	914	610	914	--	76	381	229	1676	508	--
609.6	1524	1495	914	1206	914	610	914	--	76	381	229	1854	508	--
914.4	1676	1645	1219	1572	914	610	914	--	76	381	229	2222	508	--
1219.2	1829	1794	1524	1937	914	610	914	--	76	457	229	2711	610	--
1524.0	1981	1943	1829	2302	914	610	914	--	76	457	229	3080	610	--
1828.8	2134	2092	2134	2667	914	610	914	--	76	457	229	3442	610	--
2133.6	2286	2242	2438	3032	914	610	914	--	76	457	229	3810	610	--
2438.4	2438	2391	2743	3397	914	610	914	--	76	457	229	4172	610	--
3048	--	4267	3658	4756	1219	914	1829	--	152	--	343	--	--	--
3658	--	4877	4470	5607	1524	914	2438	--	152	--	343	--	--	--
4572	--	7620	5588	7620	1829	1219	3048	--	229	--	457	--	--	--
6096	--	7620	7315	9144	2134	1829	3658	--	305	--	686	--	--	--
7620	--	7620	8941	10668	2134	1829	3962	--	305	--	686	--	--	--
9144	--	7925	10566	12313	2134	1829	4267	--	305	--	686	--	--	--
12192	--	8230	13818	15481	2134	1829	4877	--	305	--	686	--	--	--
15240	--	8230	17272	18529	2134	1829	6096	--	305	--	686	--	--	--



Medidor Parshall

Los gastos para los diferentes anchos de garganta, se presentan en la siguiente tabla:

Rango de Gastos

Rango de Cargas

W (mm)	Mínimo	Máximo	Ecuación (métrico)	Mínimo	Máximo	Limite para descarga libre h2/h1
	l/seg	l/seg	$Q = kh_1^n$			
25.4	0.09	5.4	$0.604h_1^{1.55}$	0.015	0.21	0.50
50.8	0.18	13.2	$0.1207h_1^{1.55}$	0.015	0.24	0.50
76.2	0.77	32.1	$0.1771h_1^{1.55}$	0.03	0.33	0.50
152.4	1.50	111	$0.3812h_1^{1.56}$	0.03	0.45	0.60
228.6	2.50	251	$0.5354h_1^{1.53}$	0.03	0.61	0.60
304.8	3.32	457	$0.6909h_1^{1.52}$	0.03	0.76	0.70
457.2	4.80	695	$1.056h_1^{1.536}$	0.03	0.76	0.70
609.6	12.1	937	$1.428h_1^{1.55}$	0.046	0.76	0.70
914.4	17.6	1427	$2.184h_1^{1.566}$	0.046	0.76	0.70
1219.2	35.8	1923	$2.953h_1^{1.576}$	0.06	0.76	0.70
1524.0	44.1	2424	$3.732h_1^{1.567}$	0.06	0.76	0.70
1828.8	74.1	2929	$4.519h_1^{1.595}$	0.076	0.76	0.70
2133.6	85.8	3438	$5.312h_1^{1.601}$	0.076	0.76	0.70
2438.4	97.2	3949	$6.112h_1^{1.607}$	0.076	0.76	0.70
	m ³ /seg	m ³ /seg				
3048	0.16	8.28	$7.463h_1^{1.6}$	0.09	1.07	0.80
3658	0.19	14.68	$8.859h_1^{1.6}$	0.09	1.37	0.80
4572	0.23	25.04	$10.96h_1^{1.6}$	0.09	1.67	0.80
6096	0.31	37.97	$14.45h_1^{1.6}$	0.09	1.83	0.80
7620	0.38	47.14	$17.94h_1^{1.6}$	0.09	1.83	0.80
9144	0.46	56.33	$21.44h_1^{1.6}$	0.09	1.83	0.80
12192	0.60	74.70	$28.43h_1^{1.6}$	0.09	1.83	0.80
15240	0.75	93.04	$35.41h_1^{1.6}$	0.09	1.83	0.80

En el caso de flujo libre es suficiente medir la carga H para determinar el caudal. En el caso de que el medidor sea ahogado, es necesario medir también la carga H_2 , en un punto próximo a la sección final de la garganta.

El ahogamiento, es causado por condiciones de aguas abajo, como pueden ser obstáculos existentes, falta de declive o niveles obligados en tramos o unidades subsecuentes..

El flujo es sumergido cuando h_2/h_1 (porcentaje de ahogamiento) excede los valores señalados en la tabla anterior, la descarga real en el caso de ahogamiento, es inferior a la obtenida por la formula o por medio de tablas o gráficas, por ello es indispensable aplicar una corrección negativa, la cual se puede leer de gráficas como las mostradas a continuación, dichas gráficas relacionan la carga con la corrección.

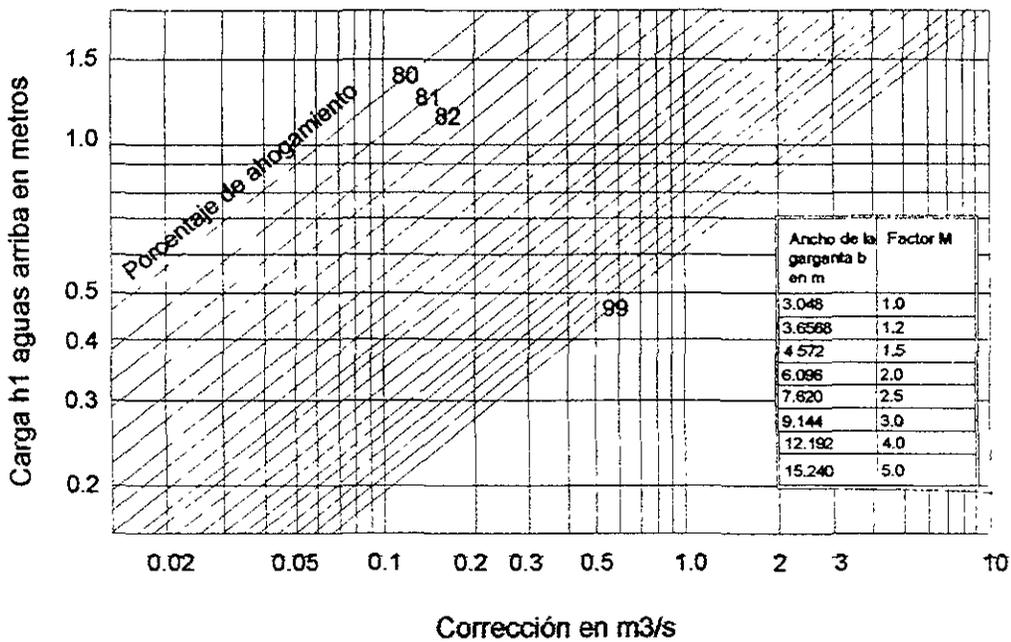


Diagrama para determinar la corrección deducible a la descarga libre, para obtener la descarga ahogada en medidores Parshall, de 3.048m a 15.240 m

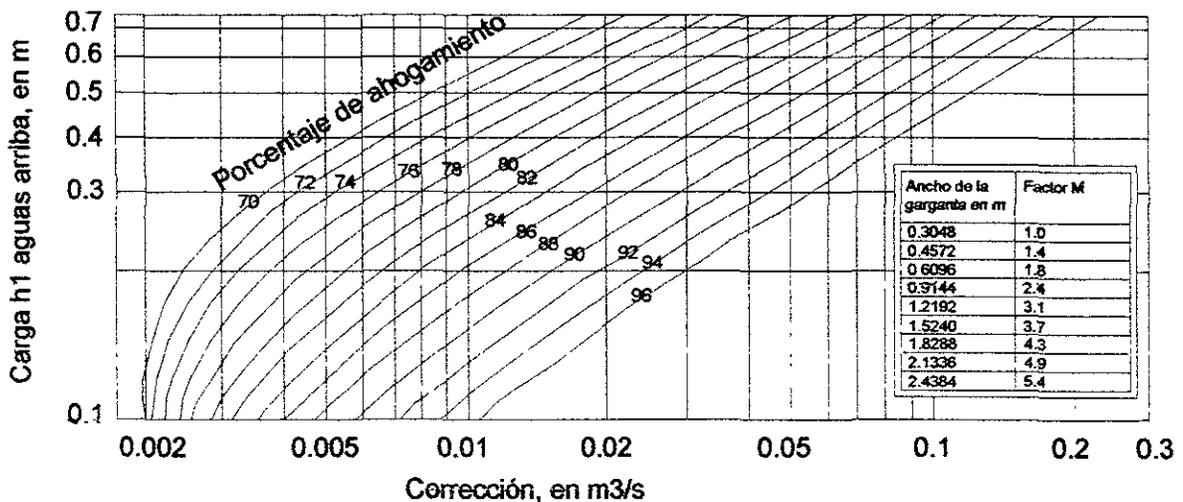


Diagrama para determinar la corrección deducible a la descarga libre, para obtener la descarga ahogada en medidores Parshall, de 0.3048m a 2.4348 m

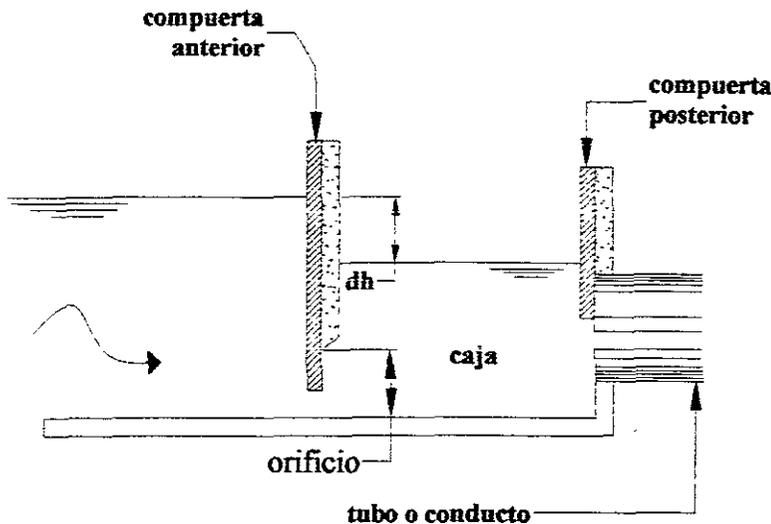
Cabe mencionar que en ambos diagramas, la corrección obtenida del mismo, debe multiplicarse, dependiendo del ancho de garganta del medidor, por un factor "M", mostrado en una tabla adjunta, a los diagramas de corrección.

3. - Estructuras Aforadoras que Funcionan como Orificio

En este tipo de estructuras el agua fluye a través de una sección de control, operada por medio de una compuerta que permite regular la carga "H" con que trabaja el orificio.

Estructura Aforadora de Carga Constante

Estructura consiste en una caja construida a la entrada de la bocatoma, en la cual se colocan dos compuertas: una controla el paso del agua del canal a la caja y se denomina "compuerta anterior"; la otra, llamada "compuerta posterior", controla el paso del agua de la caja a la tubería o conducto que la conduce al canal.



Estructura Aforadora de Carga Constante

La operación de la estructura consiste en lo siguiente: estando ambas compuertas cerradas, se abre la compuerta anterior hasta una abertura tal que pueda proporcionar el gasto necesario; teniendo la compuerta anterior hasta la abertura adecuada, se abre la compuerta posterior hasta que " dh " sea igual a la pérdida de carga necesaria " h " para proporcionar el gasto deseado. Estas pérdida de carga debe mantenerse durante la operación de la estructura.

Las ventajas que presenta la estructura aforadora de carga constante son las siguientes:

- Se requiere de poca carga para su operación
- Tiene poco rango de variabilidad de gastos
- Las pérdidas de carga en la estructura son pocas

Como desventajas se pueden mencionar las siguientes:

- La afectan las condiciones de entrada y salida, así como las propias dimensiones de la caja
- El régimen en el canal se debe mantener sin muchas fluctuaciones

CAPITULO 7

ESTRUCTURAS DE PROTECCIÓN

7.1 RÁPIDAS Y CAÍDAS

Las rápidas y caídas sirven para conducir el agua de una elevación superior a otra inferior, con la disipación consiguiente del exceso de energía y con la protección debida del tramo de terreno donde se localicen. Cuando la caída del gradiente de energía en una estructura no es mayor de 4.50m, a la estructura se le llama por lo general “Caída inclinada”, en el caso contrario, es decir cuando el gradiente es mayor de 4.50m, la estructura, recibe el nombre de “rápida”. Las rápidas pueden tener secciones rectangulares o trapeciales.

La decisión de usar una rápida en lugar de una serie de caídas, se basa, primordialmente en estudio hidráulicos y económicos.

El estudio económico debe comparar el costo de una serie de caídas con el costo de una rápida, tomando en cuenta las ventajas y desventajas pertinentes a las condiciones que se presenten.

Elementos que Constituyen las Rápidas y Caídas

Los elementos hidráulicos principales de una rápida son:

- ❖ La entrada
- ❖ El canal de la rápida
- ❖ La trayectoria
- ❖ El tanque amortiguador

El canal de la rápida y la trayectoria, generalmente se conocen en conjunto como "canal de la rápida". Una caída tiene los mismos elementos que una rápida.

Entrada

La entrada de una rápida o caída, puede tener distintas formas, dependiendo de la finalidad deseada, así se pueden tener por ejemplo: entradas de forma rectangular o trapezoidal.

En algunos casos se utilizan represas a la entrada de las rápidas, como control, para impedir la aceleración del agua, aguas arriba de la entrada; cuando no se requiere de una estructura de control y el canal aguas arriba no tenga revestimiento, la entrada a la rápida se debe diseñar para proporcionar una sección de control que prevenga la aceleración del agua y la socavación aguas arriba.

Es conveniente que la entrada sea simétrica con respecto al eje y, siempre que sea posible, quede a suficiente distancia aguas abajo de curvas horizontales del canal, para de esta forma, limitar la acción indeseable de las ondas debidas al movimiento asimétrico del agua.

Canal de la Rápida

Los canales de las rápidas usualmente son de sección transversal, rectangular o trapezoidal, pero se pueden usar otras formas, lo que depende de consideraciones económicas. Las rápidas de concreto de sección trapezoidal, generalmente se construyen totalmente dentro de una excavación de suficiente profundidad para que la sección del canal se pueda apoyar sobre terreno natural inalterado, ordinariamente estable, en cambio, una rápida de sección rectangular, se puede localizar en corte de tal forma que alcance una cimentación firme, y los muros de esta estructura, pueden o no estar recubiertos.

El canal de la rápida, consta de dos partes: un tramo largo de canal con pendiente paralela a la configuración general de la superficie original del terreno, y al final un tramo corto muy escarpado, que conduce hasta el tanque amortiguador. La pendiente de la sección escarpada no debe ser mayor de 1.5:1, ni menor de 3:1

Trayectoria

En los puntos situados a lo largo del canal de la rápida, donde cambia la pendiente a un declive mas escarpado, se diseña una trayectoria, la cual sigue la trayectoria libre de una partícula de agua que tiene cierta velocidad longitudinal y que esta sometida a una cierta fricción de la fuerza de gravedad.

La trayectoria debe terminar en el punto de intersección de los muros del canal de la rápida con los muros del estanque amortiguador, en caso de que lo anterior no sea posible, la trayectoria debe terminar, aguas arriba de dicho punto.

La trayectoria se puede determinar por medio de las siguientes expresiones:

$$Y = \operatorname{tg} \phi_0 + \frac{(\operatorname{tg} \phi_L - \operatorname{tg} \phi_0) X^2}{2L_t}$$

$$K = \frac{(\operatorname{tg} \phi - \operatorname{tg} \phi_0) 2h_v \cos^2 \phi_0}{L_t}$$

en donde

- X longitud horizontal desde el origen hasta un punto de la trayectoria
- Y caída vertical desde el origen hasta el extremo de la trayectoria
- L_t longitud horizontal desde el origen hasta el extremo de la trayectoria
- ϕ_0 ángulo de inclinación del canal de la rápida en el origen de la trayectoria
- ϕ_L ángulo de inclinación del canal de la rápida al final de la trayectoria
- h_v carga de velocidad
- K curvatura vertical, la cual debe ser ≤ 0.5

La curvatura vertical "K" reduce la presión hidrostática en el piso del canal de la rápida, limitando K a 0.5, o a un valor inferior para asegurar que existan presiones positivas en el piso.

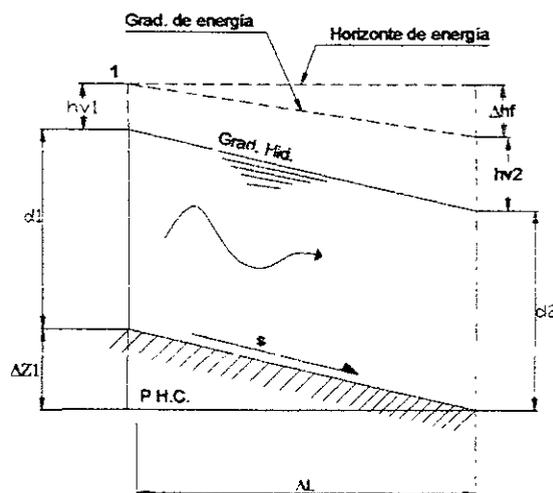
Diseño Hidráulico

Para el diseño hidráulico del canal, se requiere conocer los siguientes datos de la rápida:

- gasto
- pendientes y longitudes del canal
- ancho del canal
- talud de las paredes
- coeficiente del material con que esta construido el canal

En el diseño de la rápida, se deben seguir cada uno de los siguientes pasos:

- I. Se divide la longitud horizontal de la rápida, en n tramos horizontales de igual longitud, en la practica suelen obtenerse tramos a cada 5 metros.
- II. Para aquellos tramos obtenidos en el punto anterior, se obtiene la longitud de los tramos inclinados, esto gracias a que se tienen las pendientes y longitudes del canal.
- III. El siguiente paso es resolver el teorema de Bernoulli por medio de incrementos finitos, para cada uno de los tramos obtenidos, esto es de la siguiente manera:



Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 1 y 2 de la figura anterior se tiene:

$$\Delta Z_1 + E_1 = E_2 + \Delta h_f$$

Como las energías específicas en las secciones 1 y 2 son:

$$E_1 = d_1 + hv_1$$

$$E_2 = d_2 + hv_2$$

por tanto:

$$\Delta Z_1 + E_1 = E_2 + \Delta h_f$$

Además se tiene que:

$$S = \frac{0.015v^2}{rh^{\frac{5}{3}}}$$

$$\Delta h_f = S * L$$

donde:

Δh_f pérdidas de energía en el tramo
S pendiente del Gradiente Hidráulico
V velocidad del agua en la sección
rh radio hidráulico

el radio hidráulico se obtiene:

$$rh = A / P_m$$

donde

A área de la sección
Pm perímetro mojado de la sección

El siguiente paso es construir las gráficas E_1 y $E_1 + \Delta h_{f1}$ contra tirantes, así como también las gráficas de E_2 y $E_2 + \Delta h_{f2}$, también contra tirantes, para posteriormente resolver gráficamente la ecuación planteada como sigue:

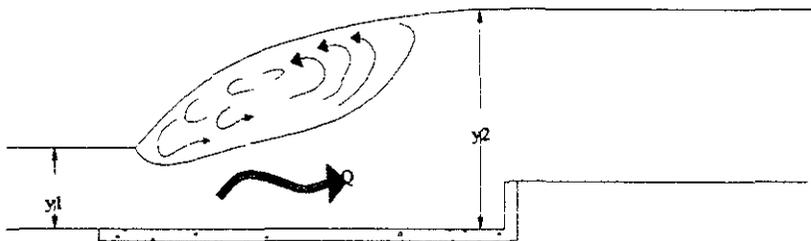
Con el valor del tirante crítico se entra en el eje vertical hasta cortar la gráfica de E, una vez estando sobre dicha gráfica se agrega ΔZ y se traza una horizontal hasta cortar la gráfica $E + \Delta h f_1$; la abscisa, es decir el tirante en este punto de intersección es el valor buscado. Con este segundo tirante se sube verticalmente hasta la gráfica E, se le agrega su correspondiente ΔZ y se traza otra horizontal hasta cortar a la gráfica $E + \Delta h f_2$; la abscisa de este otro punto de intersección nos proporciona el valor del siguiente tirante. Procediendo en forma análoga a la descrita, se calculan gráficamente los tirantes correspondientes a los tramos de la rápida.

Con el dato del último tirante obtenido de la gráfica se prolonga verticalmente hasta la gráfica E y se le agrega ΔZ_2 , se traza una horizontal hasta cortar la gráfica $E + \Delta h f_2$, desplazándose horizontalmente hacia la derecha, lo que indica que el tirante aumentara de valor. La abscisa del punto de intersección proporcionara el valor del tirante del nuevo tramo.

7.2 TANQUE AMORTIGUADOR

La función de un tanque amortiguador es la de disipar la energía cinética del flujo supercrítico al pie de la rápida de descarga. Todos los diseños de tanques amortiguadores se basan en el principio del salto hidráulico, el cual es la conversión de altas velocidades del flujo a velocidades que no puedan dañar el conducto de aguas abajo.

Los tanques amortiguadores para alojar el salto hidráulico, se ubican generalmente en el extremo inferior de rápidas y caídas, para obtener la disipación requerida de la energía entre el extremo inferior de la rápida y la corriente normal del canal, aguas abajo del tanque.



Tanque Amortiguador

La longitud del tanque amortiguador se debe hacer aproximadamente igual a la longitud del salto, la cual se define como la distancia medida entre la sección de inicio y la sección inmediatamente aguas abajo en que termina la zona turbulenta. Para obtener dicho longitud existen varias formulas, entre las cuales se encuentran las siguientes:

Según el U.S.Bureau of Reclamation, la longitud del salto en un canal rectangular horizontal varia de acuerdo a la siguiente tabla:

$Fr_1 = v_1 / \sqrt{gy_1}$		1.7	2	2.5	3	3.5	4	5	6	8	10
L / y_2		4	4.35	4.85	5.28	5.55	5.8	6	6.1	6.12	6.1

donde:

- Fr₁ numero de Froude
- V₁ velocidad del liquido antes del salto
- g aceleración de la gravedad
- y₁ tirante antes del salto
- L longitud del salto
- y₂ tirante después del salto

Debido a la asimetría que se produce por efecto de la distribución no uniforme de las velocidades, la longitud del salto en un canal trapecial es mayor.

Según Sieñichin vale:

$$L = A(y_2 - y_1)$$

donde A depende del talud del canal, según la tabla siguiente

Talud K	0	0.5	0.75	1	1.25	1.5
A	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15

Por otro lado Hsing propone la siguiente formula para obtener la longitud del salto en un canal trapecial:

$$L = 5y_2 \left(1 + 4 \sqrt{(y_2 - y_1) / y_1} \right)$$

7.3 DESAGÜES PARCIALES

En todo canal de conducción, es necesario construir dos tipos de desagües: de excedencias y total

Los desagües de excedencias son indispensables en canales de conducción, se emplean para dar salida a las aguas sobrantes, que pueden presentarse por diversas razones, entre las cuales podemos mencionar las siguientes:

- ❖ Por un mal funcionamiento en las compuertas de la toma, pasando con esto un gasto mayor que el gasto normal del canal
- ❖ Por obstrucciones en el canal ocasionadas por derrumbes o materiales que en él caigan, que obligaran a que se incremente el tirante.

Cabe mencionar que de no colocarse estructuras que permitan desalojar un gasto extra al gasto normal del canal, se presentara una sobreelevación del tirante, asociada al gasto excedente, este nuevo tirante podría sobrepasar el bordo libre del mismo y por consiguiente causar destrucción.

Localización

La ubicación de los desagües de excedencias se hace de acuerdo al fin que vayan a cumplir, así por ejemplo para los casos antes mencionados se tiene:

Caso 1 (mal funcionamiento de las compuertas de la toma). - En este caso se ve la necesidad de que el desagüe se coloque a una corta distancia aguas abajo de la toma, con el fin de poder desalojar en el mas corto tiempo el gasto excedente proveniente de la misma

Caso 2 (obstrucciones en el canal). - Para este caso se colocara el desagüe aguas arriba de los lugares en que se tema puedan ocurrir las obstrucciones

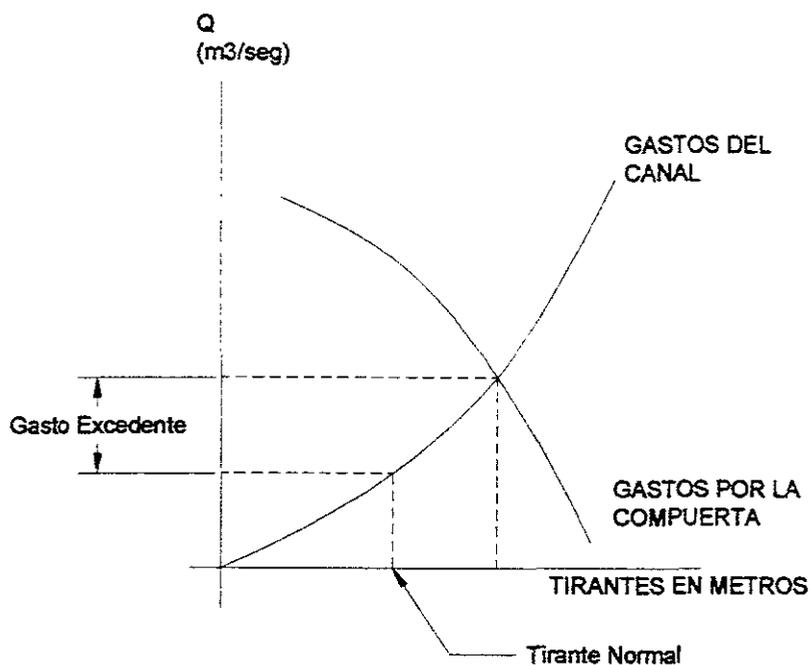
Capacidad

La capacidad con que deben proyectarse este tipo de estructuras esta basada en la causa que origina el gasto excedente por desalojar, así tenemos para los casos antes descritos lo siguiente:

Para el caso 1. - Si suponemos que la compuerta de la toma queda abierta durante una avenida, que será el caso mas desfavorable en que falle la compuerta, entrara en el canal un exceso de agua que hará que aumente su tirante en el tramo anterior al desagüe, con esto disminuirá la carga hidráulica del paso de aguas con la compuerta, hasta que se establezca un equilibrio en donde el gasto que pase por la compuerta es igual al que pasa por el canal en el tramo anterior al desagüe.

Se pueden dibujar las dos curvas para el caso anterior en las cuales las abscisas estarán representando a los tirantes en el canal y las ordenadas a los gastos.

Si suponemos un nivel de avenida máxima, la diferencia entre este y el tirante en el canal nos representara la carga hidráulica para la compuerta. El punto de intersección de las dos curvas establece el régimen y la diferencia entre el gasto de este y el gasto normal del canal nos da el gasto excedente, que se tendrá que desalojar, es decir nos representa la capacidad de la estructura.



Curvas de gasto

Para el caso 2. - En este caso se tendrá que estimar la obstrucción para determinar la sobreelevación del tirante y en caso de esperarse una obstrucción total, se tendrá que proyectar la estructura para desalojar todo el gasto del canal, teniéndose en este caso un desagüe total.

Tipos de Estructuras

En los desagües los tipos de estructuras mas comúnmente usadas son las siguientes:

1. Vertedor
2. Compuerta
3. Vertedor de Sifón

Vertedor

Existen dos tipos de vertedores usados en este tipo de estructuras, ellos son:

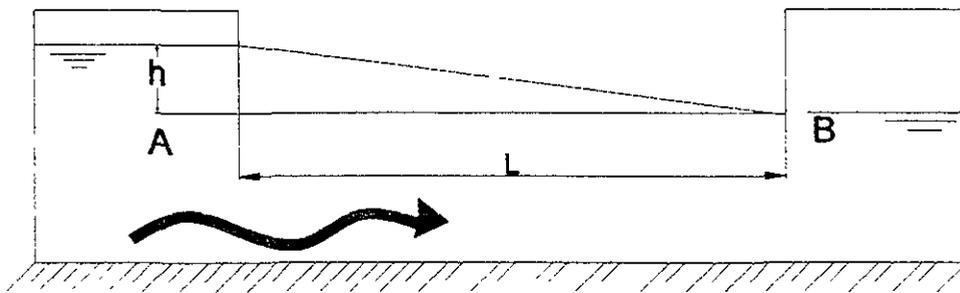
Vertedor de Cresta Fija.- Este vertedor consta de un umbral colocado en la margen en que se necesite descargar las excedencias, la cresta de dicho vertedor debe estar al nivel de las aguas normales en el canal; una transición para recibir el agua de todo el ancho de la cresta y conducirla al canal de descarga, el cual generalmente es de un ancho menor.

Una vez encontrado el gasto Q excedente, se puede encontrar la longitud de cresta necesaria

Diseño Hidráulico

- Una vez encontrado el gasto Q excedente, se puede encontrar la longitud de cresta necesaria para desaguar dicho gasto, de la siguiente manera:

Con el gasto excedente se puede encontrar la altura “ h ” máxima que puede alcanzar el agua sobre la cresta del vertedor, como se muestra en la figura, al final de la longitud de la cresta, es decir en el punto “ b ” la altura deberá ser nula.



La variación de la carga en el vertedor del punto “ a ” al punto “ b ” puede suponerse lineal, así se puede obtener la longitud del vertedor por medio de la siguiente expresión:

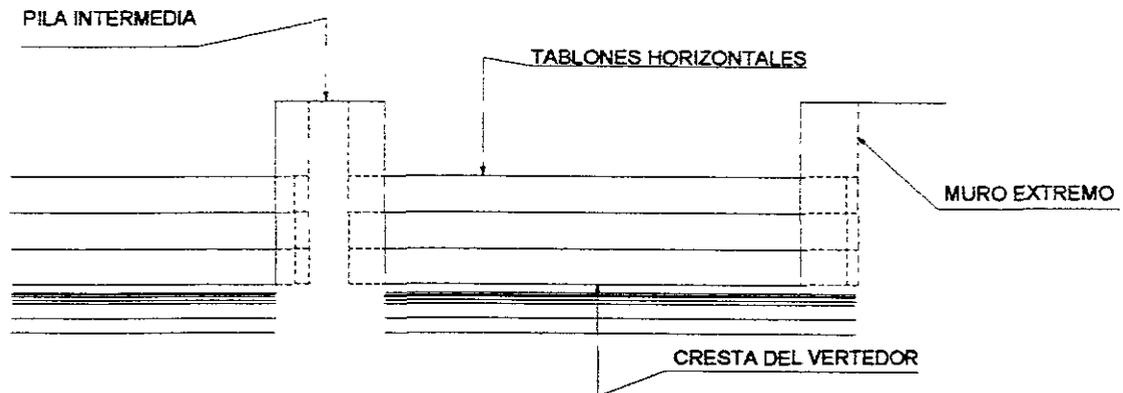
$$L = \frac{15Q}{4Ch\sqrt{2gh}}$$

En caso de existir aguas abajo del sitio de desagüe una represa, la carga será constante y la longitud de cresta se podrá calcular con la fórmula simple de vertedor:

$$L = \frac{Q}{Ch^{3/2}}$$

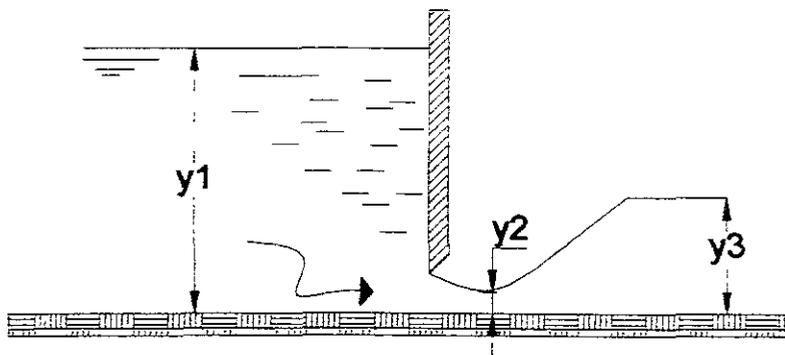
Vertedor de Cresta móvil.- Con el objeto de contar con mayor carga para el vertedor y por consiguiente poder disminuir la longitud de cresta, se emplean los vertedores de cresta móvil.

Un tipo de estos vertedores, puede hacerse colocando guías en los muros extremos [así como también pilas intermedias si la longitud es grande, sobre estas guías se deslizan tabloncillos hasta la altura que se desee, con el objeto de tener una mayor o menor carga en el vertedor.



Vertedor de cresta móvil

Compuerta- El tipo de desagüe por medio de compuerta, consiste en abrir un hueco en las paredes del canal, con fondo generalmente a la altura del mismo, el cual se cierra por medio de una compuerta que puede ser deslizante, de rodamiento o radial.



Compuerta Plana

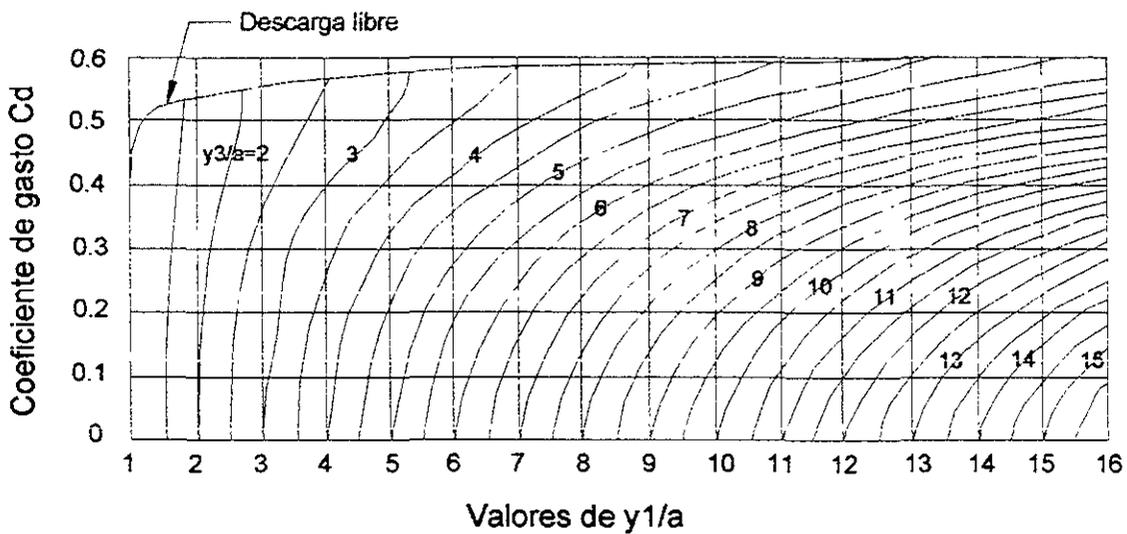
La compuerta de deslizamiento consiste en un marco cerrado que puede deslizarse por unas guías colocadas en los muros laterales, impulsadas por un vástago fijo a ella y con rosca en su parte superior en donde tiene un volante. Para disminuir la fuerza necesaria para subir la compuerta, debido a su propio peso y a la fricción ocasionada por la presión de la compuerta contra las guías, se coloca en la compuerta un mecanismo de rodillos, llamándose ahora compuerta de rodamiento.

La compuerta radial, es un segmento de círculo con su eje horizontal, alrededor del cual puede girar

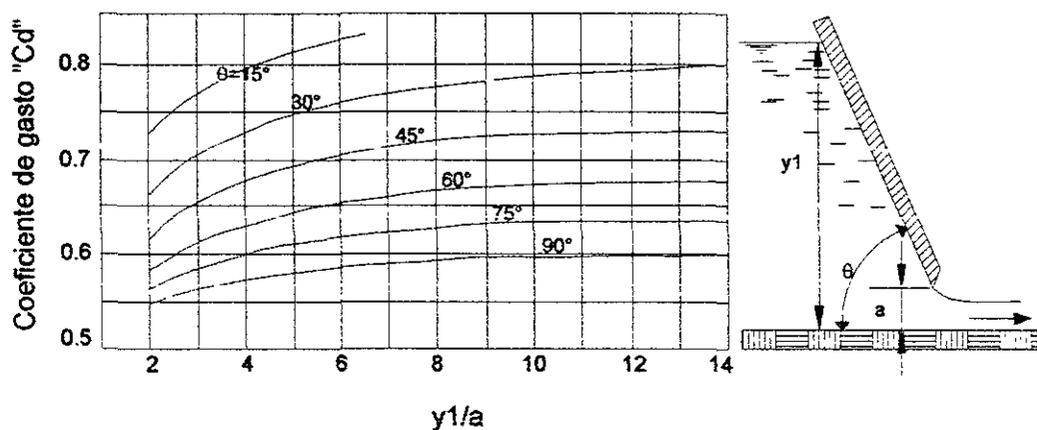
Desde el punto de vista hidráulico, pueden considerarse como orificios, es decir el gasto que pasa por una compuerta puede calcularse con la ecuación para calculo de gasto en orificios, ya vista en capitulos anteriores, dicha ecuación es la siguiente:

$$Q = CdA\sqrt{2gh}$$

Siendo h la distancia de la superficie del agua al centro de la abertura, si la descarga es libre, o la diferencia de niveles entre aguas arriba y aguas abajo, si es ahogada. El valor del coeficiente de gasto Cd se determina empleando una serie de gráficas encontradas experimentalmente, tal es el caso de la gráfica siguiente, empleada para determinar el coeficiente de gasto " Cd " en una compuerta plana vertical.



De igual manera se tienen gráficas, como la mostrada a continuación, para la obtención del coeficiente de gasto " Cd ", en el caso de una compuerta plana inclinada.



Coefficientes de gasto para compuertas planas inclinadas con descarga libre

Vertedor de Sifón.- Un tipo de estructura mas, para descargar las aguas excedentes y mantener constante el nivel de aguas en un canal, es el vertedor de sifón, el cual consta generalmente de uno o varios conductos, de forma rectangular o circular, con una rama ascendente y otra descendente.

Para que empiece a funcionar el vertedor de sifón, se necesita que la boca de entrada este cerrada, y que, al sobreelevarse el tirante, se verifique un cierre hidráulico por medio de algún dispositivo de cebado, es decir que quede una cámara cerrada que no admita la entrada de aire del exterior, obligando el escurrimiento de esta manera, a salir el aire de esta cámara en forma de burbujas, disminuyendo la presión y por ende permitiendo la entrada del agua obligada por la presión atmosférica estableciéndose un flujo continuo que podrá cortarse automáticamente cuando el tirante recobra su normalidad y permite la entrada de aire por medio de algún dispositivo, como ejemplo tenemos los siguientes:

Dispositivos de Cebado

A continuación se presentan los dispositivos de cebado mas comúnmente empleados:

Por medio de vertedor

Este dispositivo consta de un vertedor cuya cresta abarca todo el ancho del conducto y su elevación esta al nivel del tirante normal, por lo que, al subir el nivel del agua empieza a derramar el vertedor formando el cierre hidráulico.

Rama inferior escalonada

Este dispositivo se basa en darle al conducto de la rama descendente, un quiebre brusco, lo que provoca que el manto de agua choque con la pared opuesta, provocando de esta manera un cierre hidráulico.

Un dispositivo semejante consiste en que, sin hacer el cambio brusco en toda la sección del tubo cuando esta es de grandes dimensiones, se coloca un saliente en la pared inferior del conducto que desvía la trayectoria del agua, formando también en este caso el cierre hidráulico.

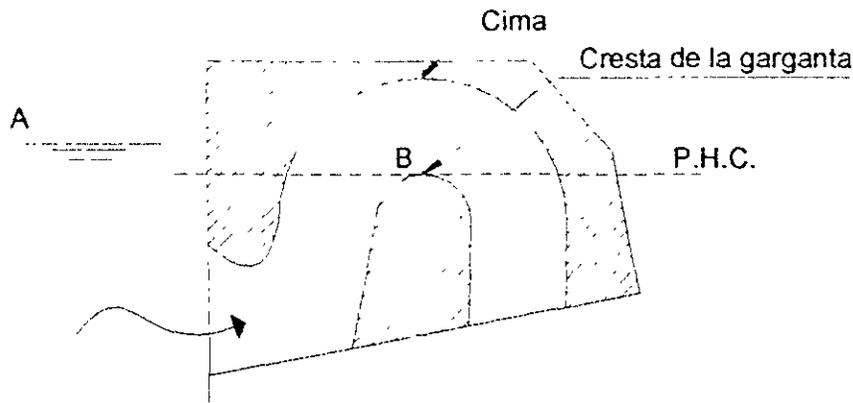
Otro sistema empleado para formar el cierre hidraulico sin necesidad de aditamentos especiales consiste en darle a la trayectoria del conducto un retroceso, de tal manera que al escurrir el agua por la cresta de la garganta, quede formado el cierre.

Diseño Hidráulico

En el diseño hidráulico del vertedor del sifón, se requiere:

- Fijar la presión mínima absoluta admisible
- Determinar la máxima velocidad correspondiente a la garganta
- Evaluar las diferentes pérdidas en todo el sistema de conducto cerrado.

Para determinar las condiciones de presión absoluta en la cresta de la garganta del vertedor de sifón, se hace uso de la ecuación de Bernoulli.



Aplicando la ecuación de Bernoulli entre los puntos "1" y "2" del dibujo anterior se tiene:

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \frac{P_1}{w} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{P_2}{w} + h_{1-2}$$

de la formula anterior y de la figura, podemos simplificar:

$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{P_1}{w} - \frac{P_2}{w} + h_1 - h_{1-2}$$

Cabe mencionar que la presión en el punto 2 no debe ser menor a la presión de vaporización para la temperatura máxima del lugar, ya que de no tomarse en cuenta lo anterior, existe la posibilidad de tener capitación en la cresta de la garganta.

La carga de presión en la cresta de la garganta (punto 2) puede ser como mínimo igual a $0.3 \frac{Pa}{w}$, para que no se presente la evaporación del agua y como consecuencia el fenómeno de la cavitación.

Ahora si llamamos h_{SA} a la diferencia de cargas de presión $\frac{Pa}{w} - \frac{Pb}{w}$ tenemos:

$$h_{SA} = \frac{Pa}{w} - \frac{Pb}{w} = \frac{Pa}{w} - 0.3 \frac{Pa}{w} = 0.7 \frac{Pa}{w}$$

$$h_{SA} = 0.7 \frac{PA}{w}$$

si sustituimos la carga de velocidad por h_{VS} , la ecuación de Bernoulli queda de la siguiente forma:

$$h_{VS} = h_{SA} + h_A - hf_{A-B}$$

Para obtener un resultado aproximado, resulta útil admitir que los valores h_A y $h_{f A-B}$ son prácticamente iguales, la formula de Bernoulli queda de la siguiente forma:

$$h_{VS} = h_{SA}$$

o sea

$$h_{VS} = 0.7 \frac{Pa}{w}$$

De esta manera se puede obtener la velocidad en la cresta de la garganta.

El gasto total que pasa por un vertedor de sifón, esta en función tanto de la curvatura en la garganta como de la curvatura superior, dicho gasto se obtiene empleando la formula siguiente:

$$Q = B \sqrt{2gh_{VS}} * R_C \log e \frac{R_S}{R_C}$$

donde

- Rc radio de la curva en la garganta
- Rs radio de la curva en la parte superior
- hvs carga de velocidad en la cresta de la garganta
- B ancho de la sección en la garganta

De esta manera se puede ver que la descarga máxima admisible para un valor dado de hvs, depende de la curva superior.

Una vez establecida la curva superior, los componentes restantes del sifón deben tener dimensiones regidas por la condición de presión ya antes mencionada:

$$h_{VS} = h_{SA} = 0.7 P_{AT}$$

Así el gasto total queda:

$$Q = 4.4274 * B * R_C * \sqrt{0.7 P_{AT}} \log e \frac{R_S}{R_C}$$

7.4 DESAGÜE TOTAL

El desagüe total tiene por objeto, poder desalojar todo el caudal del canal en un momento dado. Esta necesidad puede ser obligada por alguna de las razones siguientes:

Por un desperfecto en alguna de las estructuras del canal que debe ser reparada, teniendo en seco el canal de la parte averiada. Por lo cual el desagüe debe estar ubicado aguas arriba de dichas estructuras, que pueden ser puentes canal, sifones invertidos, etc.

También deberán colocarse desagües totales, como ya se menciono anteriormente, aguas arriba de los lugares en que se tema pueda haber obstrucciones debido a deslaves.

Otra razón que obliga a la colocación de desagües totales, es la de poder extraer los sedimentos que se depositen en el canal cuando este los lleva.

CAPITULO 8 ESTRUCTURAS DE CRUZAMIENTO

8.1 PUENTES

Generalidades

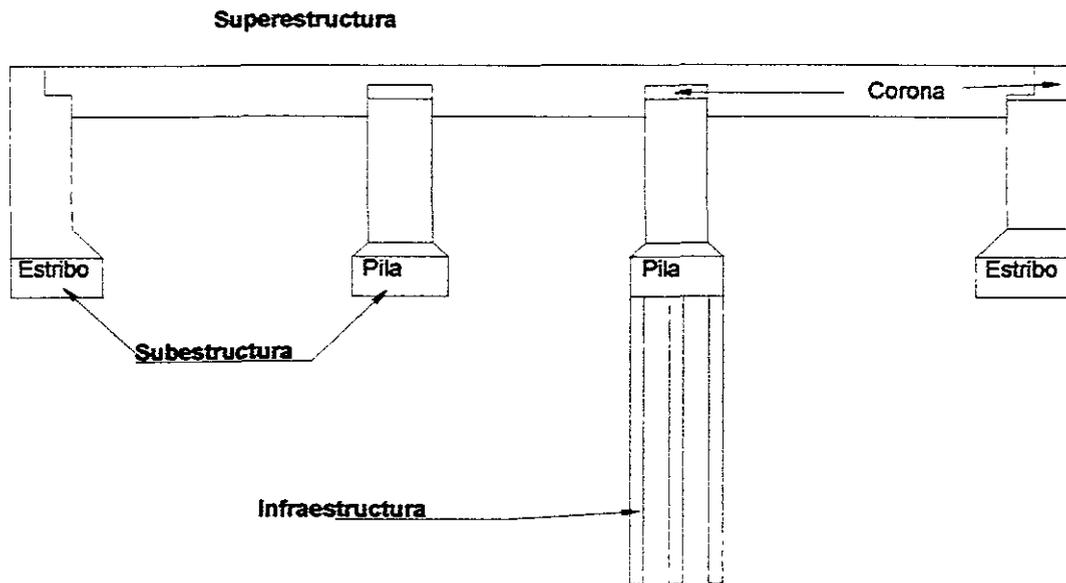
En el desarrollo de una vía de comunicación, se presentan cruces con accidentes topográficos, conducciones de agua, otras vías de comunicación, etc. Estos cruzamientos, fundamentalmente son resueltos con la construcción de puentes, alcantarillas, sifones o puentes canal, estos dos últimos ya vistos en capítulos anteriores, por lo cual en el presente capítulo solo se hablara de puentes y alcantarillas.

Un puente es una estructura en una vía de comunicación que sirve para salvar un curso de agua, una depresión del terreno u otra vía de comunicación, este puede ser una estructura de madera, piedra, ladrillo, concreto simple u armado o fierro estructural.

La estructura de un puente esta formada por la superestructura, la subestructura y la infraestructura. La superestructura puede estar formada de diferentes maneras, así se tienen por ejemplo: de piso de madera sobre largueros de madera, losa de concreto armado sobre traveses de fierro estructural, arcos de mampostería o de concreto, arcos metálicos, armaduras de fierro, colgantes, levadizos, etc.; La superestructura es la parte de la estructura destinada a transmitir las cargas (muertas y vivas) a los apoyos.

La subestructura puede ser de caballetes de madera, caballetes de concreto armado, pilas y estribos de mampostería, torres metálicas sobre pedestales de concreto, pilas y estribos de concreto simple y armado, etc.; La subestructura es la que transmite las cargas de los apoyos a la infraestructura.

La infraestructura puede estar constituida de pedestales de mampostería o de concreto, pilotes de fricción etc.; y es la encargada de llevar las cargas al suelo de cimentación.



En el proyecto de un puente es de gran importancia, cuando se va a cruzar un curso de agua, determinar las características hidráulicas de la corriente, ya que mediante estos datos se puede determinar el gasto máximo que pasa a través de la sección hidráulica por cruzar, la velocidad que alcanza cuando se presenta la máxima avenida, la frecuencia, la duración, el nivel del agua, las zonas que inunda, la dirección de la corriente; la sección de que se trata, ya sea un canal, un dren o un río, y el espacio libre vertical mínimo necesario entre el nivel máximo del agua y la super estructura.

Determinada la sección hidráulica del cruce, se procede a estimar el gasto máximo; en el caso de canales, el gasto máximo se conoce a través de los datos del proyecto respectivo.

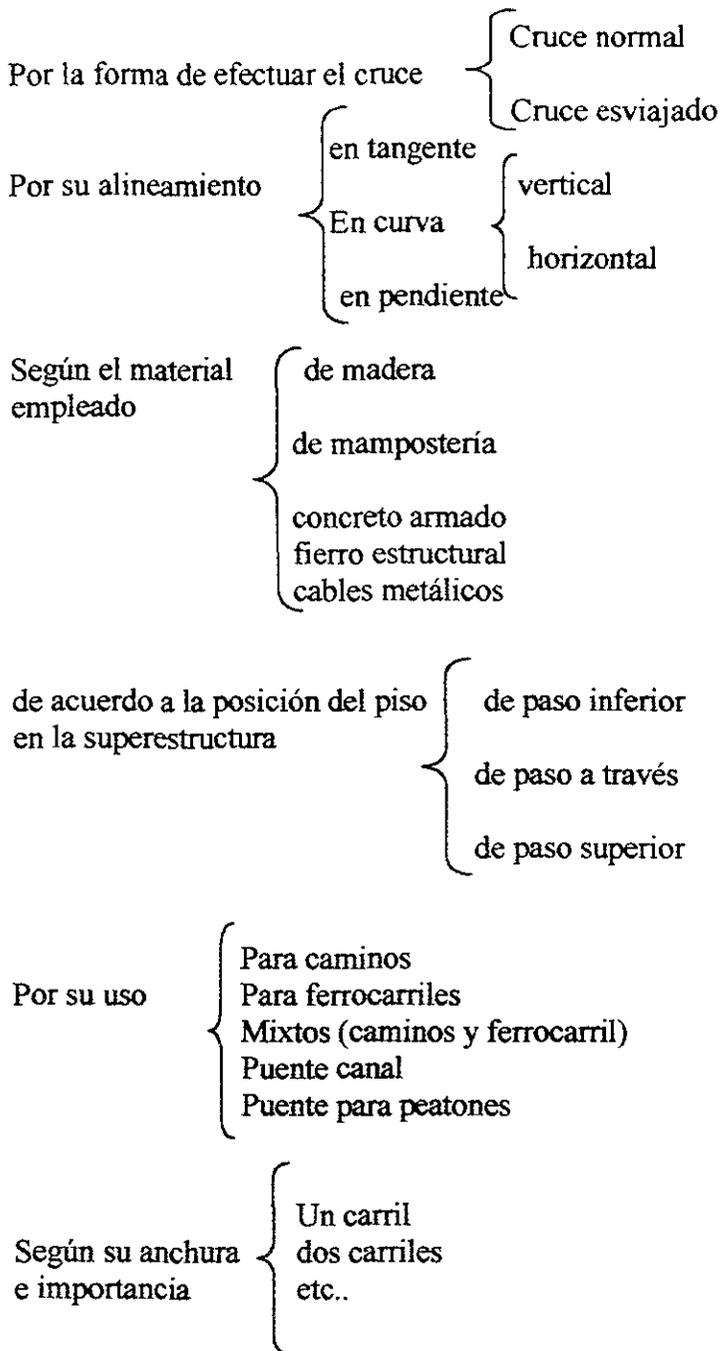
El principal peligro de fracaso de un puente es la socavación, la cual se presenta debido al arrastre del material del fondo del cauce de la corriente motivada por la velocidad del agua y las características de dicho material. De lo anterior se puede afirmar que si el desplante de la subestructura no queda a salvo de la socavación esta producirá la falla de la estructura y como consecuencia la pérdida parcial o total de la inversión; si por el contrario el desplante se excede, se hará una inversión innecesaria y antieconómica.

Estudios de Cimentación

El proyectista debe contar con un buen estudio de campo, lo mas apegado a la realidad, sobre los materiales que componen el subsuelo, por ello se realizan estudios de mecánica de suelos, con el objetivo de conocer la resistencia del suelo y poder dar las recomendaciones adecuadas para la profundidad de desplante y los tipos de cimentación mas adecuados para el caso en estudio.

Clasificación

En general los puentes se pueden clasificar de la siguiente manera:



Diseño Estructural

En general en el diseño de puentes se deben considerar las siguientes cargas:

- ❖ Carga permanente o cargas muertas
- ❖ Carga móvil
- ❖ Efecto dinámico de la carga móvil o impacto
- ❖ Empuje de viento
- ❖ Otras cargas si existen: (Fuerzas longitudinales, térmicas, fuerza centrífuga, empuje de tierras, subpresión, fuerzas sísmicas, etc.)

Cargas Muertas

Las cargas muertas son aquellas que se presentan en todo tiempo y momento en la estructura, así tenemos que se considera como cargas muertas el peso propio de la estructura, el cual depende del material y magnitud de la estructura.

Cargas Vivas

Las cargas vivas en el caso de los puentes, son las ocasionadas por los vehículos que transitan sobre la estructura y depende de la clasificación de estos, así en el diseño de puentes, se consideran principalmente tres tipos de camiones con dos ejes y con cargas totales de 20, 15 y 10 toneladas inglesas, que son representados por H-20, H-15 y H-10. Este peso se reparte en un 80% en las ruedas traseras y un 20% en las delanteras. Otra clasificación empleada en el diseño de puentes, corresponde a un camión con un semirremolque, y que se representa con las letras HS (HS15 y HS20). Las siglas representan un camión de dos ejes o en unas cargas equivalentes, en donde el numero indica el peso total del camión cargado.

Cargas Equivalentes

Para puentes de grandes longitudes (mayores de 60 pies), se considera una carga equivalente, que consiste en una carga uniformemente distribuida por cada carril, combinada con una carga concentrada, localizada en el punto en que produzca el esfuerzo máximo en la estructura. La carga concentrada se considera uniformemente repartida en dirección perpendicular al eje del puente.

Efectos Dinámicos o de Impacto sobre la Carga Viva

Los esfuerzos debidos a cargas vivas, exceptuando las cargas centrífugas, longitudinales y de viento, deben incrementarse debido a efectos dinámicos vibratorios y de impacto.

Dicho incremento es expresado como una fracción del esfuerzo debido a la carga viva y se determina con la formula siguiente:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10}$$

en donde:

- I Impacto en porciento (máximo 30%)
- L Longitud en metros de la porción del claro que debe ser cargada

Fuerzas Laterales

Las fuerzas debidas a la presión del viento por m² sobre el área expuesta, se aplicaran a todas las estructuras. El área expuesta considerada será la suma de las proyecciones verticales de las áreas de todos los miembros.

Fuerzas Longitudinales

Se considera una fuerza longitudinal del 10% de la carga viva, actuando a 1.20 m arriba del piso, como fuerza de frenado

8.2 ALCANTARILLAS

Al cruzarse una vía de comunicación con una corriente de agua, si la rasante de la primera es de una elevación superior a la de la superficie del agua de la segunda, la solución puede darse mediante un puente o bien mediante una alcantarilla.

Una alcantarilla es un conducto cerrado que trabaja a presión, pero en una u otra forma sirve para salvar un curso de agua.

En el caso de canales, con los datos hidráulicos del mismo, se procede a determinar la sección geométrica de la alcantarilla, ya sea rectangular, circular o en algún caso especial en forma de herradura, así como también el numero de conducto a utilizar.

Tipos de Alcantarillas

Por la forma de su sección y el material de que están construidas, estas estructuras se clasifican en tubos, bóvedas, losas sobre estribos y cajones

Tubos

Los tubos son alcantarillas de sección interior circular, y requieren un espesor de terraplén o un colchón mínimo de 0.60m para un mejor funcionamiento estructural

Bóvedas

Las bóvedas son estructuras cuya sección transversal interior esta formada por tres partes principales: el piso, dos paredes verticales que son las caras interiores de los estribos y, sobre estas, un arco circular de medio punto.

Cajones

Los cajones son estructuras de sección rectangular con paredes, techos y piso de concreto reforzado. Trabajan en conjunto como un marco rígido que absorbe el peso y el empuje del terraplén, la carga viva y la reacción del terreno.

Las alcantarillas rectangulares deben reunir la siguiente especificación: La relación H/B debe ser igual a 1,25

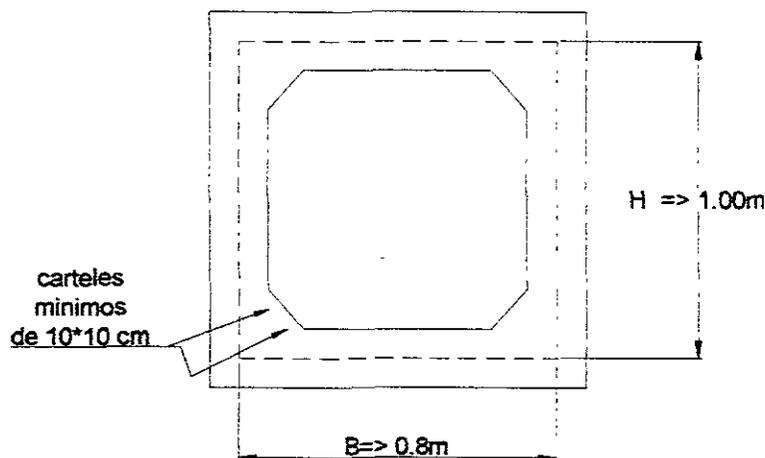
En donde

H altura inferior del conducto
B ancho de la plantilla del conducto

Y estas no serán menores de:

H = 1.00 m
B = 0.80 m

Los carteles mínimos serán de 10*10



Alcantarilla rectangular tipo

En caso de tratarse de alcantarillas circulares, el diámetro mínimo será de 30" (76.2 cm) para tubos precolados y de 1.25 m para tubos colados en sitio.

Diseño Estructural

En el diseño de alcantarillas, el conducto vacío, sujeto a cargas exteriores, es el caso más desfavorable, por lo cual es para este caso para el que se hace el diseño estructural.

Las cargas que se deben considerar en dicho diseño son las siguientes:

Sobre la losa superior se identifican las siguientes cargas:

- ◆ Peso de la tierra sobre la alcantarilla
- ◆ Sobrecarga por carga viva
- ◆ Peso propio de la losa superior

La suma de todas estas cargas nos da la carga total sobre la losa superior "W1"

Ahora sobre la losa inferior se identifican las siguientes cargas:

- ◆ Peso del conducto por m²
- ◆ Reacción del terreno

De este modo la diferencia entre la reacción del terreno y peso propio de la losa inferior nos da por resultado la carga sobre la losa inferior "W2"

La reacción del terreno, se obtiene con la suma de los pesos de tierra sobre la alcantarilla más la carga viva y el peso del conducto así se tiene:

$$R.T. = P_{\text{peso tierra}} + P_{\text{peso carga viva}} + P_{\text{peso conducto}}$$

y la carga sobre la losa inferior es la siguiente:

$$\text{Carga Sobre la losa inferior} = R.T. - \text{Peso Propio de la losa inferior} = W2$$

Finalmente en las paredes laterales se consideran las siguientes cargas:

$$W3 = (\gamma_{\text{terreno}}) * (\text{altura de la tierra} + \text{Sobrecarga por carga viva}) * (\text{Coef. Activo de Rankine})$$

$$W5 = (\gamma_{\text{terreno}}) * (\text{altura de la tierra} + \text{Sobrecarga por carga viva} + \text{altura del conducto}) * (\text{Coef. Activo de Rankine})$$

Finalmente

$$W4 = W5 - W3$$

Todas las cargas antes mencionadas se muestran en el siguiente diagrama:

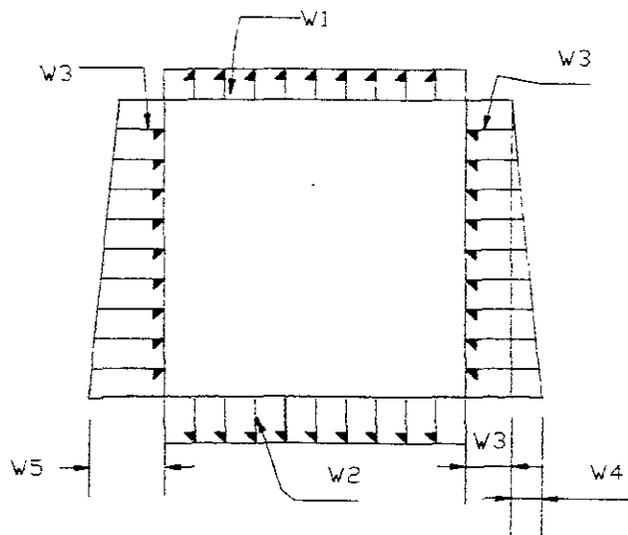


Diagrama de Cargas

8.3 EMPLEO DE ELEMENTOS PREENFORZADOS

Generalidades

Presforzar un elemento estructural significa, inducir esfuerzos internos permanentes en el elemento de tal magnitud que neutralicen los esfuerzos de signo contrario ocasionados por las cargas a las que está sometido dicho elemento estructural.

El concreto presforzado se clasifica en pretensado y postensado, dicha clasificación está basada en la forma de aplicación del presfuerzo.

Así tenemos que el concreto pretensado es aquel en que los tendones se tensan antes del colado de los elementos, anclándolos en muertos especiales. Mientras que en el concreto postensado, el concreto se cuele o se deposita en los moldes antes del tensado de los tendones.

Sistemas de Presfuerzo

El presfuerzo se aplica generalmente por medio de acero de alta resistencia y muy pocas ocasiones se induce a la estructura por medio de gatos.

Para inducir el estado de presfuerzo en una estructura, se tensan los tendones, antes del colado de los elementos, anclándolos en muertos de anclaje especiales. Al adquirir el concreto suficiente resistencia se cortan los tendones quedando anclados a las piezas de concreto por adherencia. Los tendones al tratar de recuperar sus dimensiones originales, crean un estado de esfuerzos de compresión en el elemento.

Este sistema se presta a la producción de elementos estructurales estandarizados, cuyo tamaño en general no suele ser de grandes proporciones debido a los problemas de transporte desde los centros de producción a la obra.

Sistemas Postensados

En los sistemas postensados, el concreto se cuela o se deposita en los moldes antes del tensado de los tendones; el tensado se efectúa por medio de gatos hidráulicos que reaccionan contra el concreto. Esta operación puede hacerse desde un solo extremo, anclando el tendón por medio de un dispositivo especial en el extremo contrario o puede tensarse desde ambos lados por medio de dos gatos.

Al fabricar la pieza los tendones se alojan dentro de ductos colocados en forma conveniente que evitan que queden adheridos al concreto durante la operación del tensado. En algunos casos se forman ductos dentro de los elementos de concreto por medio de mangueras o de algún otro sistema y los tendones se enhebran en los ductos después de que el concreto ha endurecido.

Una vez tensados los elementos, en la mayoría de los casos se inyecta lechada en los ductos para que en condiciones de servicio exista adherencia entre los tendones y el concreto. Cuando se ha aplicado la deformación necesaria del tendón los gatos se retiran y los tendones quedan anclados por medio de dispositivos especiales. Los diversos tipos de anclaje que se utilizan en los sistemas postensados pueden consistir en los cuatro procedimientos siguientes o en alguna combinación de ellos.

- ❖ Aprovechando el principio de la cuña así como la fricción entre las cuñas y los tendones
- ❖ Apoyando directamente el tendón sobre una placa
- ❖ Usando dispositivos a base de rosca
- ❖ Doblando los tendones

CAPITULO 9

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el diseño de cualquier tipo de estructura, que soporte el empuje debido a un flujo, se debe evitar en la medida de lo posible, que dicha estructura sea construida esviajada, es decir se debe procurar que dicha estructura se construya perpendicular al flujo de la corriente, esto debido a que el diseño en este tipo de estructuras se vuelve mas complejo, y trae como consecuencia estructuras mas costosas y con un riesgo mayor de falla.

Entre los principales factores que delimitan el tipo de estructura por diseñar y el sitio para construcción de la misma, se encuentran el geológico y el topográfico, ligados a estos factores se encuentran las condiciones económica y funcional, siendo esta ultima la de mayor importancia, ya que de nada sirven, estructuras sumamente económicas, que no cumplan con el objetivo para el que fueron diseñadas

Otro factor que puede ser determinante en la elección de uno u otro tipo de estructura, es el de los beneficios secundarios o derivados de su uso, es decir que la estructura además de cumplir con el objetivo para el cual fue creada, preste uno o mas servicios adicionales. Dichas funciones extras de la estructura deben ser previstas y tomadas en cuenta en el diseño de la misma, para de esta manera tener un correcto funcionamiento durante la operación.

Cabe mencionar que el diseño de una estructura, implica diseñar además, una serie de estructuras complementarias que son fundamentales para el correcto funcionamiento de la misma, dentro de estas estructuras, en el caso de las obras de toma, se pueden tener desarenadores, compuertas, transiciones, estructuras de limpia, etc. Pero se debe tener en cuenta que no siempre un mismo tipo de estructura hace uso de las mismas estructuras complementarias, el uso de estas, depende en gran medida de las condiciones de operación y objetivos a satisfacer. Así se puede ver, que a una estructura, se le pueden adicionar o eliminar tantas estructuras complementarias como ella necesite.

Cuando se empleen materiales y estructuras prefabricadas, durante el diseño, se debe tener cuidado en especificar adecuadamente, el tipo y calidad a emplear durante la construcción, ya que de ellos depende que se satisfagan las condiciones de operación como pueden ser: cargas por soportar, gastos por conducir, velocidades permisibles, etc.

BIBLIOGRAFÍA

Torres Herrera Francisco, "Obras hidráulicas", Ed. Limusa, Segunda Edición, México 1987

Vega Roldán Oscar, "Presas de Almacenamiento y Derivación", División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México

Velasco Sánchez Octavio, "Presas de Derivación", Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos, México

Ray E. Linsley, "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos", Ed. Continental, 1968

Sotelo Avila Gilberto, "Hidráulica General, Volumen I: Fundamentos", Ed. Limusa, México 1996

Gardea Villegas Humberto, "Plantas Hidroeléctricas y de Bombeo", Ed. Limusa, México 1992

Valdez César Enrique, "Apuntes de Abastecimiento de Agua Potable, Volumen I", Facultad de Ingeniería, UNAM, Cuarta Edición, México 1994

Zubicaray Viejo Manuel, "Bombas(Teoría, Diseño y Aplicaciones)", Ed. Limusa, México 1972

Secretaria de Recursos Hidráulicos, "Estructuras en Zonas de Riego", México

Sotelo Avila Gilberto, "Apuntes de Hidráulica 2", Facultad de Ingeniería, UNAM, México 1997

Gardea Villegas Humberto, "Hidráulica de Canales", Fundación ICA, México 1997

Olivera Bustamante Fernando, "Estructuración de Vías Terrestres", Ed. CECSA, Segunda Edición, México 1996

Villalaz Crespo Carlos, "Vías de Comunicación", Ed. Limusa, Tercera Edición, México 1996

Guaycochea Guglielmi Darío, "Máquinas Hidráulicas: Turbobombas", Universidad Autónoma Metropolitana, Segunda Edición, México 1999

Dolores Juárez José, "Centrales Hidroeléctricas", Universidad Autónoma Metropolitana, México 1992
