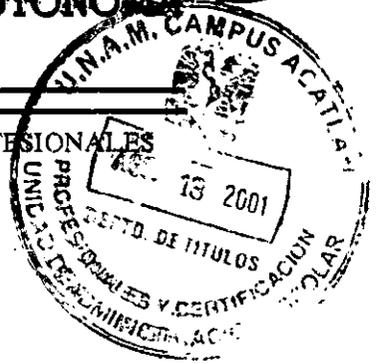


33



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN



CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGIA EN VERTEDORES DE DEMASIAS

295782

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
ISIDRO ENRIQUE ZEPEDA ORTEGA

ASESOR: ING. ALEJANDRO PEÑA BONILLA.



JULIO DE 2001



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.

Dedico este trabajo a mi Madre, a mi Padre, a mis hermanos y abuela con todo el cariño y amor que les tengo.

Todo mi cariño y agradecimiento a Jessica y a mi gran amigo Jair por el apoyo que siempre me han brindado.

Mi más sincero agradecimiento a todas aquellas personas que contribuyeron a mi formación profesional y al desarrollo de este trabajo, de una manera particular, al Ing. Alejandro León Ramírez.

**CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE  
DISIPADORES DE ENERGÍA EN  
VERTEDORES DE DEMASÍAS**



**TESIS PROFESIONAL**

**ISIDRO ENRIQUE ZEPEDA ORTEGA**

**México, 2001**

# CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGÍA EN VERTEDORES DE DEMASÍAS

<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 1</b>	
<b>ANTECEDENTES</b>	<b>3</b>
1.1. Aprovechamientos hidráulicos	3
1.2. Componentes de una presa de almacenamiento	4
1.2.1. Vaso	4
1.2.2. Obra de toma	5
1.2.3. Cortina	5
1.2.4. Obras de excedencias	7
<b>CAPÍTULO 2</b>	
<b>ASPECTOS GENERALES DE LOS VERTEDORES</b>	<b>8</b>
2.1. Generalidades	8
2.2. Clasificación general	9
2.3. Componentes	10
2.3.1. Canal de acceso	11
2.3.2. Zona o estructura de control	12
2.3.3. Conducto de descarga (rápida)	13
2.3.4. Disipador de energía	14
2.3.5. Canal de salida	14
2.4. Tipos básicos	15
2.4.1. Vertedores de cresta controlada	15
2.4.2. Vertedores de cresta no controlada	17
<b>CAPÍTULO 3</b>	
<b>DISIPADORES DE ENERGÍA</b>	<b>23</b>
3.1. Antecedentes	23
3.2. Tipos	26
3.2.1. Cubetas de lanzamiento	28
3.2.2. Cubetas disipadoras	29
3.2.3. Tanques amortiguadores	33
3.2.4. Disipación por interacción del agua consigo misma	33
<b>CAPÍTULO 4</b>	
<b>EL SALTO HIDRÁULICO</b>	<b>36</b>
4.1. Generalidades	36
4.2. Energía del flujo	36
4.2.1. Energía en una sección	36
4.2.2. Ecuación de Bernoulli	37
4.2.3. Energía específica	38
4.3. Condiciones de flujo	39
4.4. Salto hidráulico	39
4.4.1. Descripción	39
4.4.2. Tipos de saltos	41

4.4.3. Características básicas del salto en canales rectangulares	43
4.4.4. Formación de un salto	46

## **CAPÍTULO 5**

### **CONSIDERACIONES PARA DISEÑO**

**52**

5.1. Introducción	52
5.2. Cubeta de lanzamiento	56
5.2.1. Características geométricas	56
5.2.2. Características hidráulicas	57
5.2.3. Dispersión del chorro.	64
5.3. Cubetas disipadoras	68
5.3.1. Cubetas dentada del "Bureau of Reclamation"	68
5.3.2. Cubetas lisas	75
5.4. Tanques amortiguadores	79
5.4.1. Tanques amortiguadores diseño generalizado USBR	80
5.4.2. Tanque tipo SAF	89
5.4.3. Geometría transversal del tanque	92
5.5. Algunos aspectos sobre modelos hidráulicos	92
5.5.1. Antecedentes	92
5.5.2. Objetivo	92
5.5.3. Importancia	94

### **CONCLUSIONES**

**99**

### **BIBLIOGRAFÍA**

**101**

## INTRODUCCIÓN

Los recientes avances tecnológicos permiten la construcción de presas de mayor altura que aquellas que se contemplaban algunos años atrás, lo cual involucra mayor responsabilidad de aquellos ingenieros que participan en su diseño y construcción.

La falla de una presa trae consigo grandes pérdidas, sin embargo, hoy debe ponerse mayor énfasis en el uso racional de recursos. El criterio de diseño debe escrutarse para eliminar los excesos. Es necesario determinar niveles de riesgo aceptable para diferentes combinaciones de condiciones. También debe prestarse la atención a la justificación en el empleo de cualquier criterio diferente entre presas viejas y las nuevas presas.

Las obras de control y/o excedencias de las presas modernas son con frecuencia estructuras de gran tamaño, por lo que son requeridas para controlar y disipar grandes volúmenes de agua a elevadas presiones. Vertedores de todo tipo han fallado a lo largo de la historia por causas diversas, siendo una de las principales, las originadas por el paso de una avenida, o por el paso continuo y prolongado del caudal hacia aguas abajo. Por esta razón y considerando que dicha estructura representa el "seguro" de la presa es importante conocer a fondo los elementos que intervienen en su diseño y funcionamiento hidráulico general.

El objetivo principal de este trabajo, es la recopilación de criterios de diseño actualizados para proporcionar una metodología de cálculo confiable de los principales tipos de disipadores de energía utilizados actualmente en los vertedores.

Cada proyecto tiene su conjunto de estructuras y en cierta medida el diseño de una depende de la otra. En los primeros capítulos se hace una rápida revisión sobre los vertedores de demasías en las presas.

Se presenta en el tercer capítulo una descripción de los disipadores de energía más comunes, describiendo sus características. Se han usado muchos tipos de disipadores de energía a lo largo del mundo, y normalmente el diseño de cada uno ha variado a fin de encontrarse una solución adecuada ante las circunstancias específicas del proyecto.

Un conocimiento de los principios fundamentales de mecánica de fluidos se presupone, sin embargo se ha anotado todo aquello que parezca sumamente necesario, incluyendo un capítulo sobre salto hidráulico.

Se presentan las reglas de diseño generales para que las dimensiones necesarias para una estructura particular puedan ser fácil y rápidamente determinadas.

El criterio para cubetas y tanques amortiguadores se presenta a fin de servir como una guía de diseño. Se busca que el criterio presentado aquí proporcione sólo una solución general y que para las estructuras grandes o bajo condiciones especiales se recomiende un estudio en modelo hidráulico.

Sabiendo que el ingeniero responsable del diseño hidráulico de un proyecto recibe la ayuda de las pruebas del modelo, particularmente cuando no existen medios de análisis adecuados, se ha anexado un apartado introductorio sobre los modelos y su importancia.

En este trabajo son incluidos comentarios sobre socavación y retroceso del cauce debajo de las estructuras disipadoras, mismos que son considerados experiencias y con los cuales se puede entender mejor la importancia de la disipación de energía.

# CAPÍTULO 1

## ANTECEDENTES

### 1.1 APROVECHAMIENTOS SUPERFICIALES

El hombre ha construido siempre obras hidráulicas, con el objeto de manejar el agua óptimamente para usos múltiples.

Cuando se habla de un aprovechamiento para diversos usos, como pueden ser industrial, abastecimiento humano, generación de energía, recreo, desarrollo agropecuario, etc, es conveniente ubicar la fuente a partir de la cual se realizará. Este puede ser subterráneo, cuando el agua se encuentra en el subsuelo y superficial cuando ésta se encuentra en la superficie terrestre.

Los elementos que constituyen un aprovechamiento hidráulico superficial en general son los siguientes; área de captación, almacenamiento, derivación, sistema de conducción, sistema de distribución, zona de utilización, y sistema de eliminación; figura 1.1.

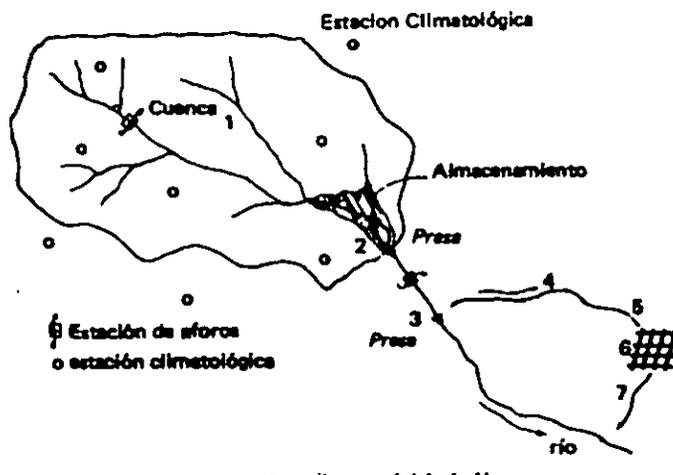


Figura 1.1 Esquema de un sistema de aprovechamiento superficial.

- El área de captación es la cuenca hidrográfica de un río definida a partir del sitio del almacenamiento
- El Almacenamiento formado por una presa, es donde se cambia el régimen natural del escurrimiento al régimen artificial de demanda
- La Derivación, en donde por medio de una presa se deriva escurrimiento hacia el sistema de conducción, que por conveniencia a menudo se localiza a niveles superiores del río

- El Sistema de conducción puede estar formado por conductos abiertos o cerrados y conduce el agua desde el punto de derivación hasta la zona de aprovechamiento
- El sistema de distribución se constituye de acuerdo con el fin específico del aprovechamiento
- La zona o área de utilización es el punto exacto en donde se le dá el uso al agua
- El sistema de eliminación de volúmenes sobrantes, la cual se efectúa por medio de un conjunto de estructuras especialmente construidas para tal efecto

Una presa es el aprovechamiento hidráulico más completo, que se construye para controlar el agua que escurre a través de un río, manejando la cantidad que continuará sobre el cauce hacia aguas abajo según los fines que se persigan para su uso.

Las presas pueden clasificarse de acuerdo a su función específica en presas de almacenamiento, derivación y retención.

Las presas de almacenamiento se construyen para contener el agua que en ciertos periodos se encuentra en abundancia y utilizarla cuando escasee. Estos periodos pueden ser estacionales, anuales o hiperanuales.

Las presas de derivación se construyen generalmente para elevar el nivel del agua en el cauce y así llevar el agua a través de canales o cualquier otro sistema hasta el lugar de utilización. Este tipo de presas es propio para sistemas de riego y otros usos cuando la cantidad de agua que circula por el río es adecuada para sus usos durante todos los periodos.

Las presas de retención se construyen para regular las crecidas y disminuir el efecto de las avenidas repentinas. Se construyen también con el fin de retener sedimentos o acarreos.

Las presas también pueden tener usos múltiples que pueden cubrir por ejemplo una combinación de los fines de: embalse, control de avenidas, riego, generación de energía, etc.

Una presa en general consta de las siguientes partes; vaso, cortina, obra de toma, obra de desvío y obra de excedencias. De acuerdo a su función y al uso que se le de al agua existen otras estructuras, véase la figura 1.2

## **1.2 COMPONENTES DE UNA PRESA DE ALMACENAMIENTO**

### **1.2.1 Vaso**

El vaso es el almacenamiento natural que se produce al momento de colocar un obstáculo en el cauce del río. La capacidad de almacenamiento del vaso depende de la topografía de la zona aguas arriba.

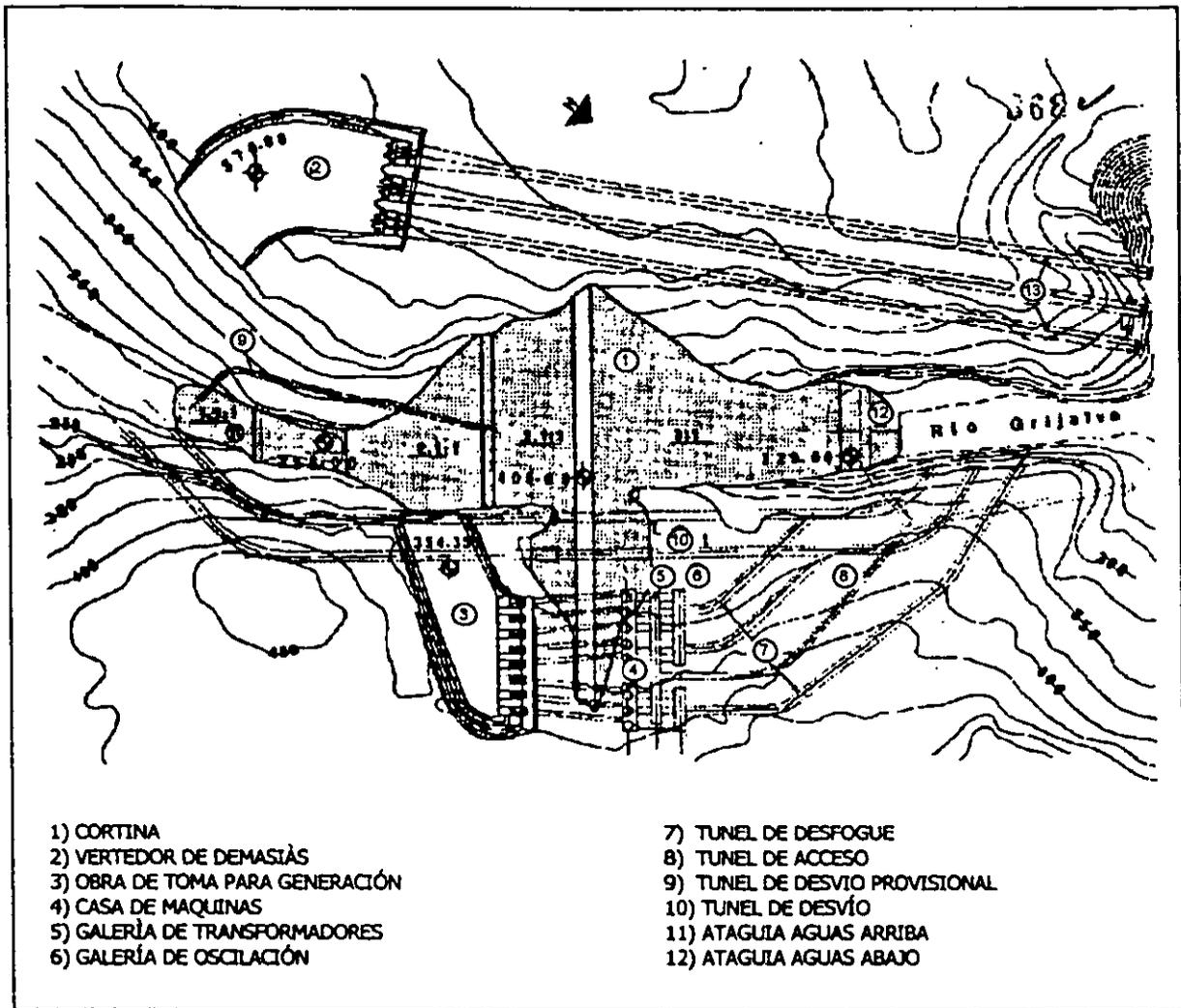


Figura 1.2 Esquema en planta de la presa Chiocasén, México

### 1.2.2 Obra de toma

La obra de toma es una estructura a través de la cual se extrae agua del vaso y que permite condiciones satisfactorias de flujo, eficiente control y regulación de las extracciones en cualquier circunstancia.

Los conductos de la obra de toma se pueden localizar a través de las cortinas de concreto y en túneles o canales localizados en la margen del río.

### 1.2.3 Cortina

La cortina es la estructura que se coloca sobre el cauce de un río, como obstáculo al flujo del mismo.

Las cortinas se pueden clasificar principalmente según los materiales empleados en su construcción y por sus características hidráulicas. En este último caso las cortinas pueden clasificarse como vertedoras y no vertedoras.

Las vertedoras son aquéllas que pueden efectuar el vertido de los volúmenes excedentes sobre la corona y están construidas con materiales que el agua no erosiona a su paso. Las cortinas no vertedoras son aquéllas que han sido proyectadas para que no viertan sobre la corona.

De acuerdo a los materiales con que se construye la cortina se pueden tener:

- Presas de tierra. Son las de tipo más común debido a que en su construcción se emplean materiales en estado natural con un proceso mínimo. Las presas de tierra requieren de vertedores de excedencia independientes, esto es que las presas de tierra difícilmente son vertedoras.
- Presas de enrocamiento. Son las que se construyen con rocas de todos los tamaños que aseguran su estabilidad y una pantalla impermeable que evita la filtración del agua. Estas presas al igual que las de tierra pueden ser dañadas completamente debido a un desbordamiento por la corona y por tanto debe construirse un vertedor de excedencias separado.
- Presas de material graduado (tierra y enrocamiento). Son aquéllas construidas a base de materiales graduados colocados en capas. Básicamente son una combinación de los otros dos tipos mencionados anteriormente.
- Presa de concreto. Estas pueden construirse como vertedoras debido a la resistencia del concreto a la erosión. Pueden dividirse en tipo gravedad, tipo arco o de contrafuertes según su comportamiento estructural.
  - Las presas de gravedad transmiten la carga del agua a la cimentación a través de la misma presa. Dependen de su propio peso para su estabilidad.
  - Las presas de arco transmiten la carga del agua hacia los empotramientos en las laderas, por ello se adaptan bien para usarse en cañones angostos.
  - Las presas de contrafuertes son semejantes en muchos aspectos a las presas de gravedad. Cada elemento con contrafuerte actúa como viga volada soportando la carga del agua con paramentos de diferentes formas. En general, el paramento clasifica a la presa. Estos son: de arcos múltiples, de losas sin nervaduras, de cúpulas múltiples, de cabeza redonda, de cabeza de diamante, contrafuertes de viga volada. Las presas de contrafuertes necesitan comúnmente de 30 a 40 por ciento menos concreto que presas equivalentes de gravedad.
- Presa con cara de concreto aguas arriba. Esta básicamente parte de una presa de materiales graduados, pero a diferencia de esta, el enrocamiento del talud de aguas arriba ha sido sustituido por una pantalla de concreto. Lo anterior conlleva varias ventajas como la reducción del ancho de la base de la presa y la eliminación de graduaciones en los materiales componentes. Ver figura 1.3

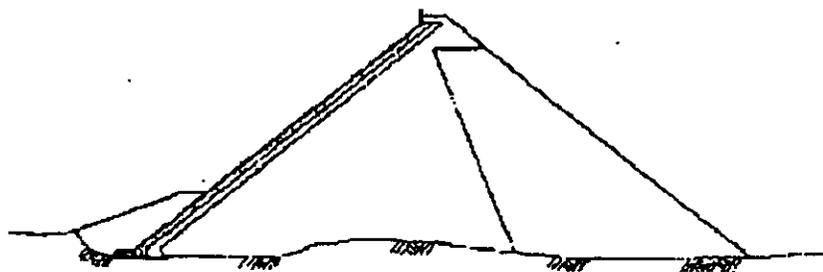


Figura 1.3 Sección típica de una cortina con cara de concreto aguas arriba con diferentes graduaciones de materiales

#### 1.2.4 Obras de excedencias

Las obras de excedencias tienen la función de permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes a la capacidad del vaso de almacenamiento.

## CAPÍTULO 2

### ASPECTOS GENERALES DE LOS VERTEDORES

#### 2.1 GENERALIDADES

En términos muy generales, cuando la descarga de un flujo se efectúa por encima de un muro o una placa y a superficie libre, la estructura hidráulica en que ocurre se llama vertedor.

En una presa, la estructura que permite descargar los volúmenes de agua que exceden a la capacidad del almacenamiento, constituye un vertedor de excedencias, al cual denominaremos a lo largo de este trabajo vertedor de demasías.

Un vertedor de demasías puede ser parte integrante de la cortina de la presa o una estructura separada, como lo muestra la figura 2.1.



Figura 2.1 Cortinas tipo arco de concreto no vertedora y vertedora respectivamente.  
A la izquierda se muestra el vertedor de la presa Santa Rosa , Jalisco separado de la cortina.  
En la derecha el vertedor es parte de la cortina.

Los vertedores de demasías proveen liberaciones controladas del agua excedente de la capacidad de reserva y la conducen nuevamente al río aguas abajo, de tal manera que la cortina y su cimentación estén protegidos de la erosión y socavado. El objetivo del diseño del vertedor es generar una estructura adecuada y segura a un costo vertedor-presa mínimo.

## 2.2 CLASIFICACIÓN GENERAL

Por su perfil, los vertedores pueden ser básicamente de pared gruesa y pared delgada. Figura 2.2. Los vertedores de pared delgada y gruesa pueden usarse como dispositivos de aforo en laboratorio o para descargas en canales de pequeñas dimensiones.

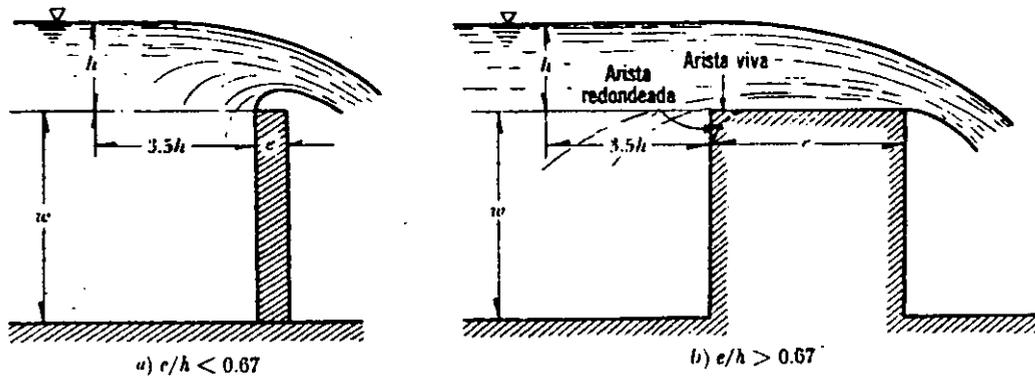


Figura 2.2 Vertedor de pared delgada y pared gruesa

El perfil o cresta del vertedor de demasías se diseña de modo que coincida con la forma del perfil inferior de la lámina del flujo vertiente para un vertedor de pared delgada. Fue Creager el primero que ideó este tipo de cresta a la cual se le denomina "cimacio"

Los vertedores de demasías se pueden clasificar por su posición, forma y sistema de control. En planta, estos pueden ser rectos, curvos, semicirculares, en forma de "u", o redondos. Según lo anterior se tienen diversos tipos de vertedores como: de abanico, de canal lateral, de embudo, recto, etc. En la figura 2.3 se muestra la cresta circular de un vertedor.



Figura 2.3 Vertedor semicircular de la presa Fruitgrowers (Colorado)

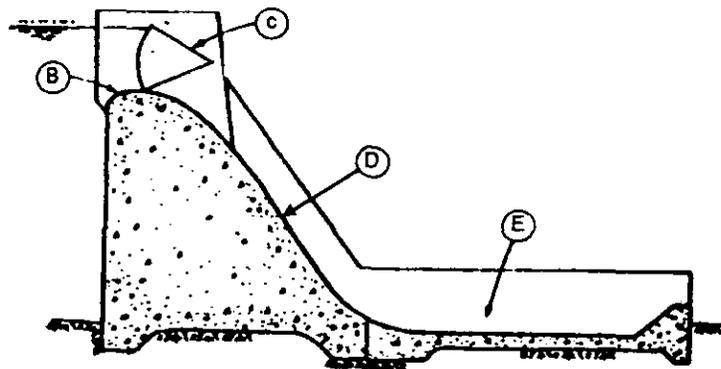
El criterio de clasificación que se adoptará en esta tesis es el que involucra la posibilidad de control del agua. De acuerdo a lo anterior existen dos grupos; vertedores con descarga libre y con descarga controlada. En los vertedores con descarga libre se produce el vertido libre al alcanzar el agua en el embalse el nivel de la cresta en el cimacio (no tiene compuertas). En los vertedores de cresta controlada las descargas se controlan mediante compuertas de distintos tipos.

Otra clasificación de los vertedores de demasías que no toma en cuenta el manejo del agua, sino la forma del conducto de descarga consiste en denominarlos; vertedores en canal o en túnel. En ambos se utiliza un vertedor separado del cuerpo de la cortina, con o sin compuertas. En el caso de los vertedores en canal, la conducción se realiza mediante un canal a cielo abierto de geometría variable. En los vertedores en túnel, la conducción se realiza mediante un conducto cerrado a través de la montaña.

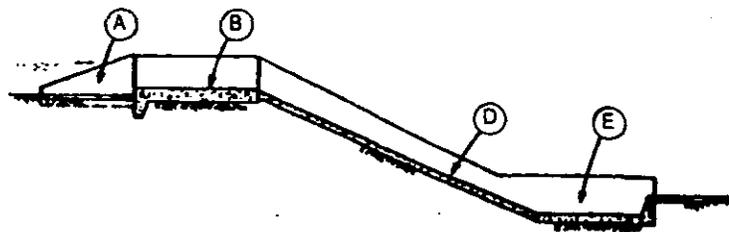
## 2.3 COMPONENTES

Los vertedores de demasías en general se componen de los siguientes elementos: el canal de acceso o de llamada, la estructura o zona de control, el conducto o canal de descarga (rápida), la estructura terminal y el canal de desfogue o de salida.

Los componentes o partes de un vertedor pueden parecer distintos y por tanto susceptibles de mencionarse por separado, sin embargo existe una correlación estrecha y de mutua influencia entre ellos.



Vertedor de cresta controlada en una presa tipo gravedad



Vertedor de cresta no controlada en una presa de tierra y enrocamiento

Figura 2.4 Elementos de un vertedor:  
a) Canal de acceso, b) zona de control, c) compuerta, d) rápida, e) dissipador de energía

El arreglo geométrico de las partes componentes de un vertedor, puede ser tan variado como los problemas de la práctica. Ver figura 2.4. Conforme a lo anterior se hace hincapié en que no todos los vertedores tienen todas y cada una de las partes mencionadas. Por ejemplo, puede requerirse por razones topográficas, geológicas etc., un vertedor de caída libre en el que no exista el conducto de descarga, ya que el agua al pasar por la cresta del cimacio, se precipita en caída libre hasta el río, o bien primero pasa por una cubeta de lanzamiento. Su cresta puede ser recta, curva y poseer o no compuertas.

### 2.3.1 Canal de acceso

Esta estructura es la encargada de conducir el agua desde el almacenamiento hasta la estructura o zona de control, de manera que llegue perpendicular a la cresta en toda su longitud y de ser posible libre de turbulencias, a fin de lograr el coeficiente de descarga máximo y el mínimo de problemas en el vertido.

Cuando el agua entra directamente del vaso a la estructura, como en el caso de un vertedor colocado sobre una presa de concreto, no es necesario el canal de acceso o llegada. Por otro lado, en el caso de un vertedor alojado en una ladera en que se apoya la presa, casi es segura la necesidad de un canal que oriente el agua hacia el cimacio.

En el canal, las velocidades de entrada deberán limitarse también las curvaturas y transiciones deberán hacerse graduales, con el objeto de disminuir las turbulencias y uniformar el flujo sobre la zona de control del vertedor. La mala distribución del agua en el canal de acceso puede persistir a lo largo de la estructura del vertedor y hasta ser la causa de erosiones perjudiciales en el cauce ocasionadas por flujos asimétricos durante las descargas. Así mismo, la falta de uniformidad en la cresta puede producir una reducción en el gasto descargado y en el caso de presencia de compuertas, puede generar esfuerzos indeseables que las puede atascar y/o deformar.

La velocidad de llegada y la profundidad que hay entre el piso del canal de llegada y el nivel de la cresta tienen una influencia importante en la descarga del vertedor. A una mayor profundidad de llegada, resulta un coeficiente de descarga mayor. Así por ejemplo, para una carga dada sobre la cresta, una llegada más profunda permite acortar la longitud de la misma debido a que se incrementa la eficiencia de la descarga.

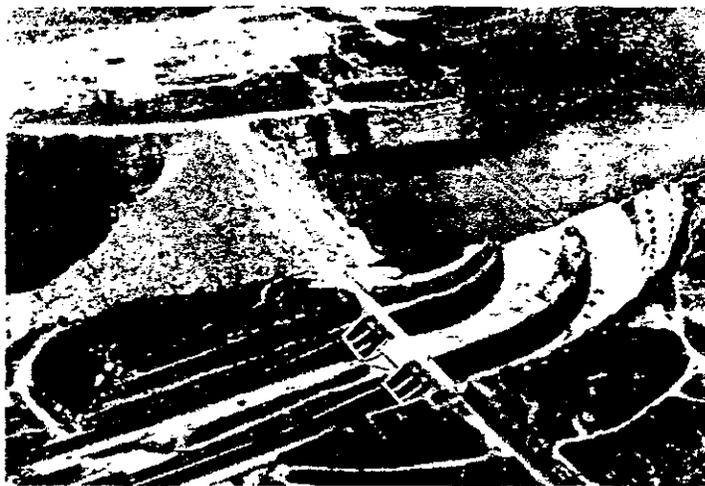


Figura 2.5 Vista de los vertedores de la presa La angostura, Chiapas. En la imagen, se aprecian los canales de acceso, la zona de control y los canales de descarga.

En la figura 2.5, se muestran el vertedor de la presa La Angostura (México), el cual esta formado por dos canales construidos en la margen izquierda de la cortina.

### 2.3.2 Zona o estructura de control

Uno de los componentes principales de un vertedor es la zona o estructura de control, porque regula y gobierna los volúmenes excedentes del vaso. Este control limita y evita las descargas cuando el nivel del vaso llega a niveles predeterminados y también regula las descargas cuando el vaso alcanza los niveles ya fijados.

La relación entre la carga hidráulica del vertedor y la descarga que pasa en la zona de control pueden fijarse como en el caso de un simple rebosadero sin regulación, o puede ser variable como en el caso de una cresta con compuertas, o de un tubo controlado con una válvula.

En general existen muchas secciones cuando se proyecta una zona de control.

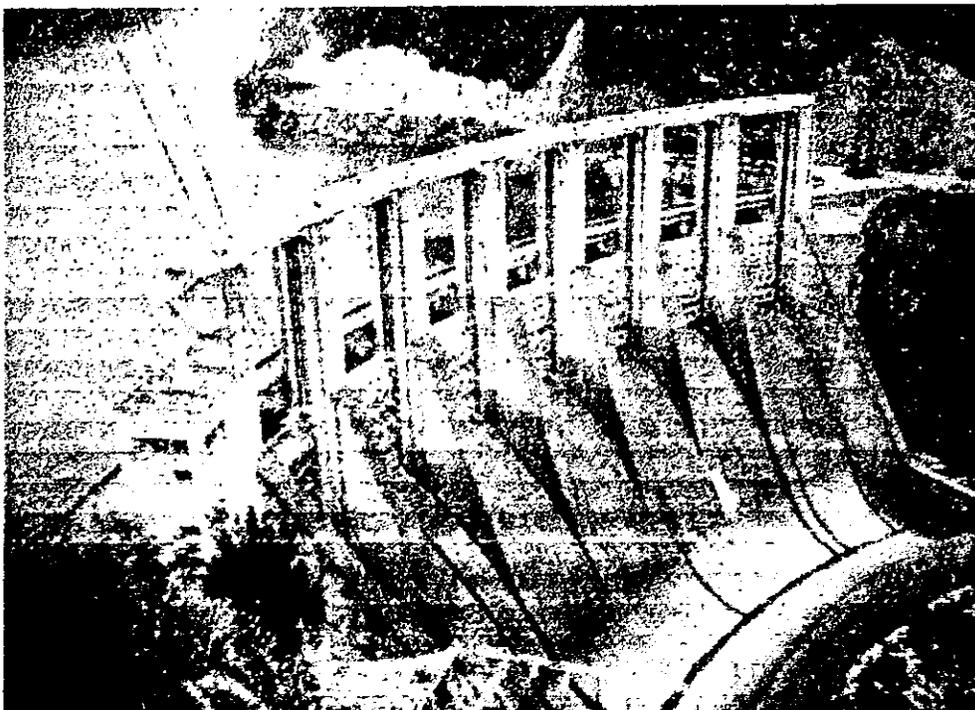


Figura 2.6 Vertedor con cresta controlada tipo cimacio dotado de compuertas deslizantes en la presa Nanairo, Japón.

Debido a su alta eficiencia, la cresta tipo cimacio es la que se usa en la mayoría de los vertedores; en ellos la curva superior del cimacio ordinariamente se hace que se ajuste rigurosamente al perfil de la superficie de una lámina de agua con ventilación cayendo de un vertedor de cresta delgada. La lámina de agua se adhiere al paramento del perfil evitando el acceso de aire a la cara inferior de la lámina. Para las descargas efectuadas con la carga de diseño, el agua se desliza sobre la cresta

sin interferencia de la superficie que la limita y alcanza casi su eficiencia máxima. Una curva inversa al pie del talud desvía el agua hacia una estructura terminal, o hacia un canal de descarga. En la figura 2.6 se muestra claramente la curvatura del cimacio en un vertedor.

### 2.3.3 Conducto de descarga (rápida)

Los volúmenes descargados por la estructura de control generalmente se conducen hacia aguas abajo de la presa a través de un canal de descarga o rápida. Las excepciones son cuando se hace libremente la descarga de una presa de tipo arco, o cuando se envía directamente por la falda de la ladera para que forme una cascada en la misma. El conducto de descarga puede ser el paramento de aguas abajo de una presa de concreto, un canal abierto excavado a lo largo de la superficie del terreno, un canal cubierto colocado a través o debajo de la presa, o un túnel excavado en una o ambas laderas.

Las dimensiones del conducto de descarga dependen principalmente de los requisitos hidráulicos, pero la selección del perfil, la forma de las secciones transversales, anchos, longitud etc, dependen de las características geológicas y topográficas del sitio.

El perfil puede tener tramos con poca pendiente o muy inclinados; la sección puede variar de rectangular a trapezoidal, circular, o puede ser de cualquier otra forma. Los canales abiertos excavados en las laderas generalmente siguen el perfil de la superficie del terreno; cuando las laderas forman un cañón, es conveniente un túnel.

En planta los canales abiertos pueden ser rectos o curvos con los costados paralelos, convergentes, divergentes o una combinación de éstas formas; la sección de estos puede variar de rectangular a trapezoidal, circular, o ser de cualquier otra forma. Un conducto cerrado puede consistir en un tiro vertical o inclinado descargando en un túnel casi horizontal. Ocasionalmente se puede optar por una combinación de un conducto cerrado y un canal abierto. En las figuras 2.5 y 2.7 se ilustran algunos ejemplos de conductos de descargas para presas construidas en México.

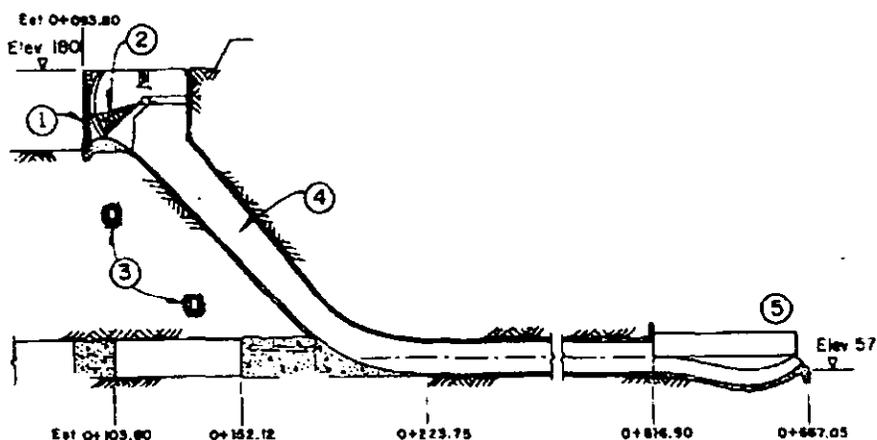


Figura 2.7 Corte por el vertedor con canal de descarga en túnel de la presa El Infiernillo. 1) Rejilla, 2) Compuerta, 4) Rápida, 5) Dissipador de energía

### 2.3.4 Disipador de energía

Permite la restitución del flujo al cauce del río, disipando la energía cinética excedente que adquiere el agua en su descenso desde el embalse hasta el río aguas abajo, o bien permite lanzar el agua directamente al río para lograr su disipación.

Esta última solución se adopta cuando existe roca firme en la descarga, tirantes de poca profundidad en el canal y a lo largo de las laderas, o donde la salida del vertedor está suficientemente alejada de la presa o de otras estructuras auxiliares que pudieran resultar dañadas por socavación, arrastre o reblandecimiento de las laderas.

Cuando se requiere evitar erosiones intensas en el cauce, se debe disipar la energía de la corriente antes de descargarla al cauce del río; esto puede efectuarse usando dispositivos especialmente diseñados como tanques para la formación del resalto, un trampolín sumergido, un lavadero con dados, una fosa con deflectores amortiguadores y muros etc. Ver figura 2.8.

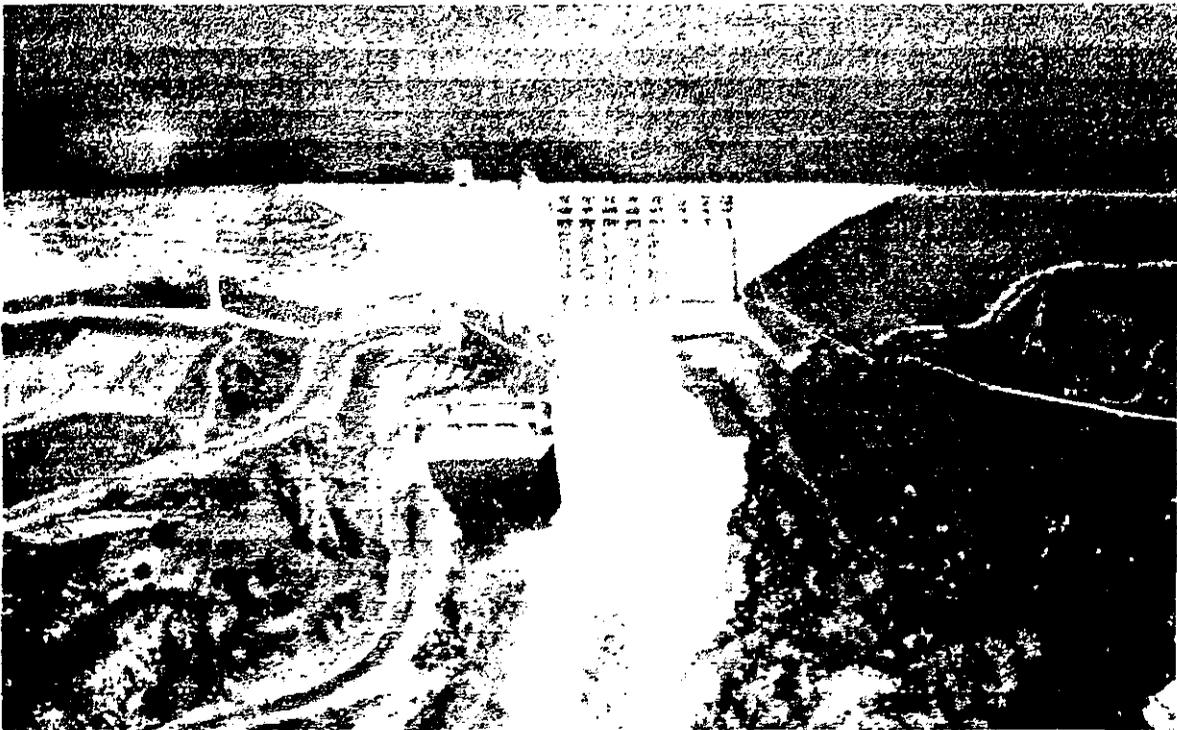


Figura 2.8 Vertedor de la Presa Folsom, EUA, operando. Se aprecia perfectamente la zona en que el flujo disipa su energía.

### 2.3.5 Canal de salida

Después de la estructura terminal se proyecta (según el caso) el canal de salida, mismo que permite que el agua llegue al cauce sin producir remansos hacia aguas arriba que afecten el funcionamiento de la propia estructura terminal o de otras estructuras.

En algunos casos solo se construye un canal piloto haciendo la suposición de que por arrastre se ampliará la sección durante mayores gastos. Donde el canal se hace de material que no se erosiona, debe excavarse hasta que tenga la sección adecuada para que pase el gasto previsto sin que constituya una estrangulación que afecte el tirante de la estructura terminal.

Las dimensiones del canal de salida y la necesidad de protegerlo con revestimientos o enrocamientos depende de la posibilidad de erosionarse. Aunque se construyan estructuras amortiguadoras, puede resultar difícil reducir las velocidades resultantes por debajo de la que admite el cauce original y, por tanto, no se podrá evitar que se produzca alguna erosión en el mismo. Además en las condiciones naturales, los lechos de muchas corrientes se socavan al aumentar el tirante de las avenidas y se azolvan cuando desciende por los depósitos que se producen con el material que arrastra la corriente.

## 2.4 TIPOS BÁSICOS

### 2.4.1 Vertedores de cresta controlada

Los vertedores de cresta controlada son aquellos que por su forma, funcionamiento o construcción pueden ser dotados de compuertas o válvulas. Entre los tipos más comunes se encuentran los que a continuación se describen.

#### 2.4.1.1 Vertedores en canal

En este vertedor la estructura de control consiste en un cimacio compuesto por pilas que generan vanos donde se alojan las compuertas y cuyo eje coincide con la dirección del canal de descarga. Este último normalmente lo constituye un canal excavado a cielo abierto, separado del cuerpo de la cortina, de donde obtiene el nombre. Sin embargo, el nombre se aplica con mayor frecuencia cuando el control del vertedor se coloca normal o casi normal al eje de un canal abierto y donde las líneas de corriente, tanto arriba como abajo de la cresta, se mueven en dirección al eje.

Los vertedores de demasías en canal se han usado en las presas de tierra más que las de cualquier otro tipo. Los factores que influyen en la selección de estos vertedores son la sencillez de su proyecto y construcción, su adaptabilidad a casi cualesquiera condiciones de cimentación, y a la economía que con frecuencia se obtiene por el uso del material de excavación en la presa.



Figura 2.9 Vertedores en canal de la presa Netzahualcoyotl, Chiapas.

Los vertedores de canal son aquellos en los cuales se denotan perfectamente sus partes constitutivas, ya que constan de canal de entrada, estructura de control, canal de descarga, estructural terminal y canal de salida. Como se observa en la figura 2.9, la estructura de control, en este caso, se ubica coincidiendo prácticamente con el eje de la cortina.

#### 2.4.1.2 Vertedores en túnel

Los vertedores en los que se usa un canal cerrado para conducir las descargas de la presa, con frecuencia se llama en túnel. El canal cerrado puede tomar la forma de un tiro vertical o inclinado, de un túnel horizontal a través de tierra o roca, o de un conducto de concreto construido a cielo abierto y cubierto de tierra. En este tipo de vertedores es muy común el uso de estructuras de control.

En los vertedores en túnel, se debe prevenir una aireación suficiente con el fin de evitar que se presenten efectos de sifón que se producen en los conductos con tendencia a obturarse temporalmente por el arrastre de aire, por la vibración de la vena líquida, o la acción de ondas y remansos. Para garantizar la circulación en régimen libre en el túnel, la relación del área hidráulica al área total del túnel se limita, con frecuencia, aproximadamente al 80%.

Estos vertedores pueden tener ventajas para su emplazamiento en cañones angostos, con laderas inclinadas, o en los lugares donde existen peligros para los canales abiertos por taludes o derrumbes de roca.

Cuando la caída es grande se generan velocidades de agua excesivas que pueden dañar seriamente los revestimientos del túnel. Su reparación trae consigo maniobras más complicadas y costosas que en los vertedores del canal. Por tanto es recomendable utilizar vertedores de túnel cuando se agoten las posibilidades de empleo de otros tipos.

En México se han construido múltiples vertedores en túnel, como es el caso de los proyectos hidroeléctricos "El Infiernillo" (figura 2.10) y "Chicoasén".



Figura 2.10 Vista de la presa El Infiernillo, se ha indicado la salida de los túneles de descarga de los vertedores aguas abajo.

### 2.4.1.3 Vertedores de caída recta

Los vertedores denominados de caída recta son aquéllos en los que el agua cae libremente de la cresta. Este tipo es el conveniente para algunas presas de gravedad, las formadas por arcos delgados, contrafuertes y para las presas derivadoras. La descarga puede ser libre como en el caso de un vertedor de pared delgada o correr a lo largo de una sección angosta de la cresta. En los vertedores de caída recta, el lado inferior de la lámina se ventila suficientemente para evitar pulsaciones en ella.

Un vertedor de caída recta se puede proyectar para utilizarse con una amplia variación de tirantes en la descarga. En la figura 2.11, se muestra la concepción de una estructura de este tipo. Consiste principalmente en un vertedor recto construido en el extremo de un canal de descarga de sección rectangular, con un lavadero horizontal colocado al nivel del cauce. En este caso se han colocado dados y una solera horizontal a la salida para facilitar la formación del salto hidráulico y reducir la erosión en el cauce de aguas abajo.

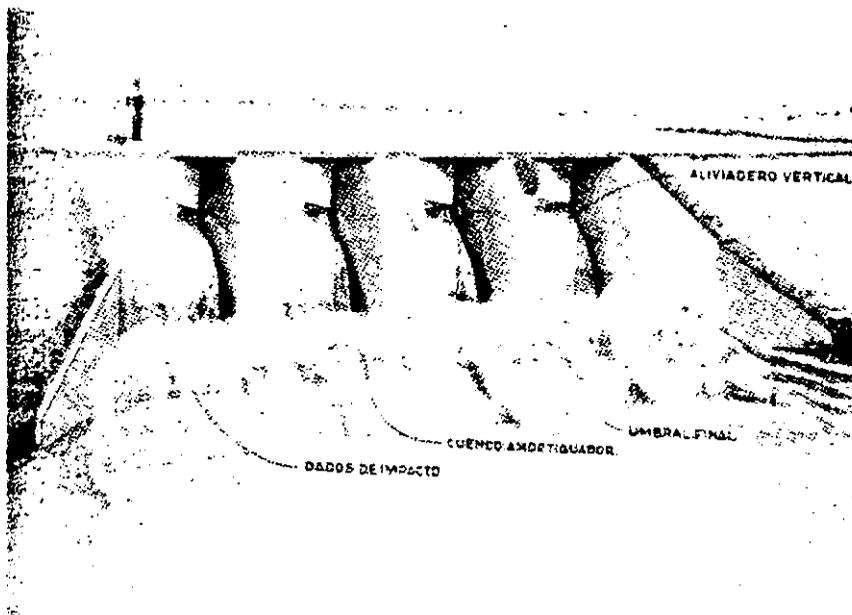


Figura 2.11 Esquema de un vertedor de caída recta

Este tipo de estructura no se recomienda para presas con grandes caídas en cimentaciones inestables, debido a las grandes fuerzas producidas por los impactos que debe absorber el lavadero en el punto que cae la lámina de agua. Las vibraciones producidas por el impacto pueden agrietar o dislocar la estructura con el peligro de que falle por tubificación o socavación. Ordinariamente, no debe considerarse el uso de esta estructura en caídas mayores a 6 metros (20 pies).

### 2.4.2 Vertedores de cresta no controlada

A estos tipos de vertedores, generalmente no se les instalan compuertas u otro medio para controlar el flujo del agua que no sea la capacidad de su propia sección.

### 2.4.2.1 Vertedor en abanico

Cuando es necesario proporcionar una longitud de cresta considerable con cargas pequeñas, se emplea este tipo de vertedor. Su geometría requiere de un espacio amplio y se adapta a la topografía en la que existe un puerto o una boquilla abierta. Esto permite una longitud de cresta mayor con un canal de menor ancho, lo que ayuda a economizar grandes volúmenes de excavación en comparación con los vertedores de cresta recta, de transición y canal de descarga. La figura 2.12 presenta un vertedor de este tipo; en ella se observa que su forma en planta se asemeja a un abanico y esto origina su nombre.



Figura 2.12 Vista del vertedor en abanico de la presa Sanalona, Oaxaca

Este vertedor está constituido por un cimacio de trazo curvo cuya geometría en planta está concebida de manera que dirija y concentre el escurrimiento hacia el eje de la estructura, a fin de que la transición del canal de descarga no sea tan brusca. Sin embargo, lo anterior implica que el diseño geométrico en planta del canal de acceso sea de gran amplitud a fin de que el escurrimiento llegue al cimacio en dirección normal a la cresta.

A fin de impedir ondas cruzadas en la transición, es necesario que el cimacio descargue en una plataforma horizontal llamada colchón, conectado con el perfil del cimacio mediante una curva circular para disminuir el impacto de la corriente.

En varios países se han construido con éxito este tipo de vertedores, en México entre algunos ejemplos están la presa Miguel Hidalgo (Sinaloa), El Azúcar (Tamaulipas) y Agostitlán (Michoacán).

Cuando el vertedor de abanico se divide en dos siguiendo el eje de simetría, se obtienen dos vertedores conocidos con el nombre de medio abanico, con capacidad cada uno de la mitad del caudal.

### 2.4.2.2 Vertedores de embudo o pozo

Un vertedor de pozo o de embudo, como su nombre lo indica, es aquel en que el agua entra sobre un bordo en posición horizontal, cae en un tiro vertical o inclinado y luego corre hacia el cauce del río aguas abajo por un entubamiento horizontal. Cuando la entrada tiene forma de embudo, con frecuencia se le denomina también vertedor de bocina.

Se puede considerar que la estructura está formada por tres elementos que son: una cresta libre, un conducto de descarga vertical que después se toma horizontal y un canal de descarga.

La estructura de control de este consiste en un cimacio colector de planta curva circular, que conecta a una lumbrera vertical o inclinada y mediante una o dos curvas verticales hacia un canal de descarga. La lumbrera, la cual en realidad es una rápida, debe ser preferentemente inclinada a fin de propiciar la separación del escurrimiento desde la clave superior del túnel y permitir que éste trabaje parcialmente lleno. Cuando existen otras razones más importantes, la lumbrera puede ser vertical y cambiar de dirección hacia el túnel de descarga mediante una sola curva.

Los vertedores de pozo o embudo, se pueden usar ventajosamente en los emplazamientos de las presas con cañones muy angostos, en que las laderas son muy inclinadas o donde se dispone de un túnel de derivación o de un entubamiento, para usarse como ramal de aguas abajo. Otra ventaja de este tipo de vertedor es que casi se alcanza la máxima capacidad con cargas relativamente pequeñas; esta característica hace que el vertedor sea ideal para usarse cuando su gasto está limitado. Esta característica también puede considerarse una desventaja, porque aumenta poco su capacidad de descarga cuando las cargas son mayores al ocurrir una avenida mayor que la de diseño. Lo que no sería una desventaja si este tipo de vertedor se fuera a usar como un vertedor de servicio, en combinación de un vertedor auxiliar o de emergencia.

En la figura 2.13 se muestra un esquema representativo de un vertedor de embudo usado en una pequeña presa de tierra.

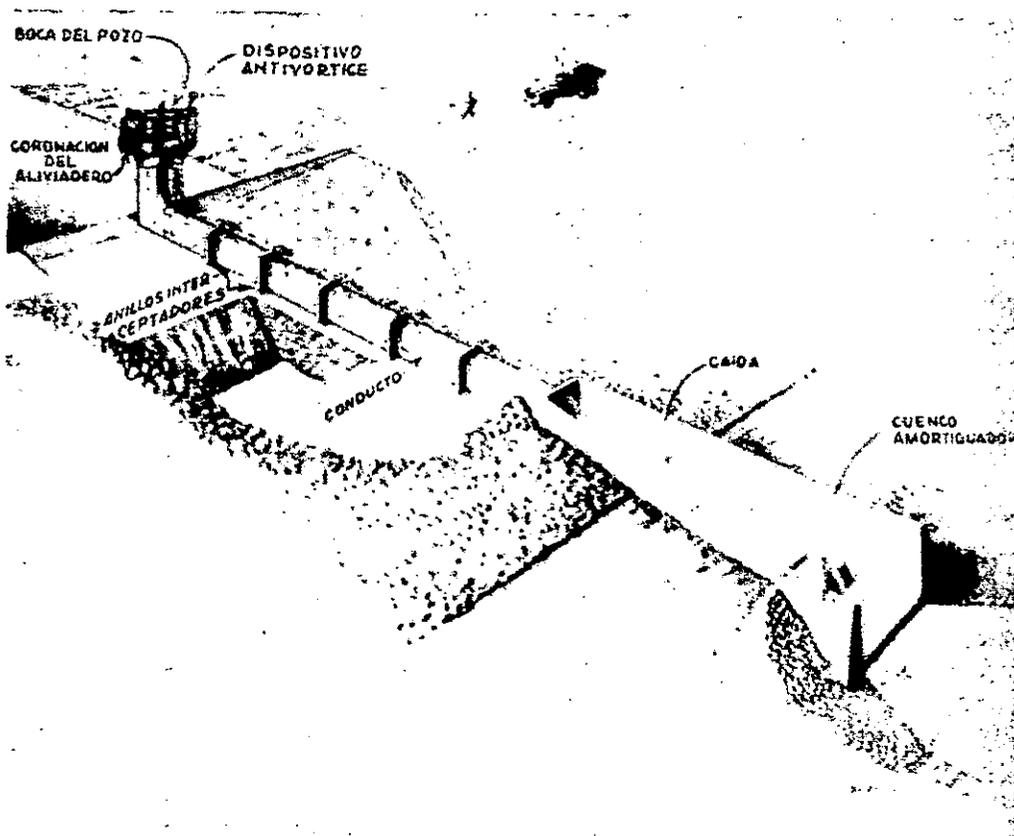


Figura 2.13 Esquema de un vertedor de pozo

### 2.4.2.3 Vertedores de canal lateral

Los vertedores de canal lateral son aquellos en los que la sección vertedora se coloca a lo largo del costado y aproximadamente paralelo a la porción superior del conducto de descarga del mismo.

En estos vertedores la estructura de descarga la forma un cimacio, de cresta recta o curva que descarga hacia un canal paralelo a dicha cresta, el cual colecta los volúmenes vertidos y los conduce en dirección perpendicular a la que llegan. El agua que se vierte sobre la cresta cae en un conducto angosto opuesto al vertedor, gira aproximadamente un ángulo recto y luego continúa hasta caer dentro del canal de descarga principal. En la figura 2.14 se muestra el aspecto típico de estos vertedores.

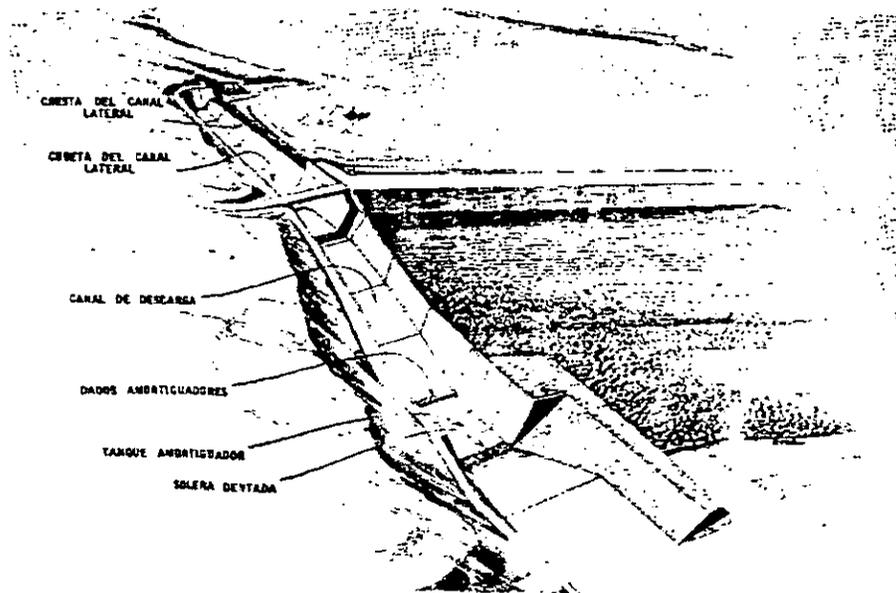


Figura 2.14 Esquema de un vertedor de canal lateral.

Las descargas del canal lateral puede conducirse directamente a un canal de descarga abierto, a un conducto cerrado, o a un túnel inclinado. El conducto de descarga capta la totalidad del volumen vertido, disipa gran parte de la energía ganada en la caída y cambia la dirección media del movimiento. El agua puede entrar al canal lateral por uno solo de los lados del canal en el caso de que este localizado en una ladera empinada o en ambos lados (bilateral) y por extremo si está ubicado en la cumbre de una loma o en una ladera suave. El vertedor de la figura 2.15 ilustra este tipo.

El vertedor en canal lateral ha sido muy utilizado en México en obras grandes y pequeñas. Se considera buena solución en boquillas con laderas de poca inclinación, o cuando el conducto de descarga tiene que ser un canal muy angosto o un túnel, toda vez que su geometría permite que una cresta de gran desarrollo pueda alojarse en dirección longitudinal al río sin ocupar gran espacio.



Figura 2.15 Vertedor en canal lateral de la presa La Soledad, Guanajuato.

#### 2.4.2.4 Vertedor de sifón

Los vertedores de sifón son sistemas de conductos cerrados con la forma de una "U" invertida, colocada en tal posición que el interior de la curva del pasaje superior tenga la altura del nivel normal de almacenamiento en el vaso. Las descargas iniciales del vertedor, al tener el nivel del vaso arriba de lo normal, tienen un funcionamiento semejante al de un vertedor con cimacio curvo. El funcionamiento como sifón tiene lugar después de que se ha agotado el aire en la cámara que se forma sobre la cresta. La corriente continua se sostiene por el efecto de succión debida a la rama inferior del sifón.

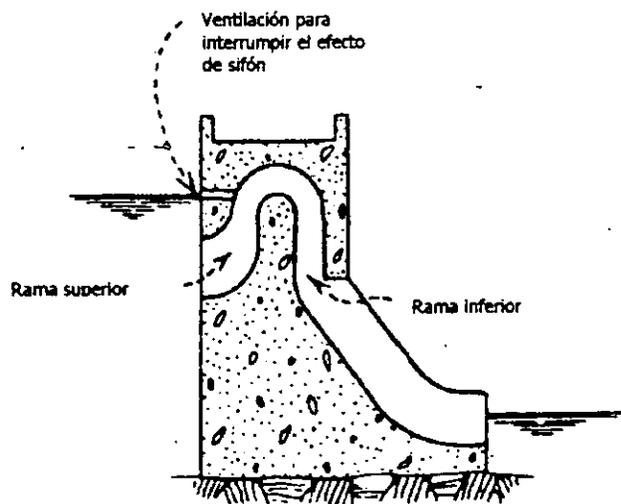


Figura 2.16 Esquema de un vertedor tipo sifón

La mayor parte de los vertedores de sifón están formados por cinco componentes como se aprecia en la figura. Incluyen una entrada, una rampa superior, una garganta o boquilla (cresta), una rama inferior (rápida) y un conducto de salida. Se instala también una ventilación para interrumpir el efecto de succión y para que deje de funcionar cuando el nivel del agua de la superficie baje al nivel normal. De otra manera el sifón continuaría operando hasta que el aire pase por la entrada.

La entrada generalmente se coloca bastante abajo del nivel normal de la superficie del agua, para impedir la entrada de basura que pueda interrumpir el efecto de sifón. La rama superior está formada por una transición curva convergente, para unir la entrada a una sección vertical de la garganta. La garganta o estructura del control es, generalmente, de sección rectangular y está situada en la cresta de la curva superior del sifón. Luego, la curva superior continúa para unir un tubo vertical o inclinado que forma la rama vertical del sifón. La rama inferior puede terminarse de manera que descargue verticalmente a lo largo del paramento de una presa de concreto, o puede tener una curva inferior y un tubo de descarga divergente para descargar el agua en una dirección horizontal. La descarga puede ser libre o ahogada, según la disposición que tenga la rama inferior y de las condiciones de las descargas.

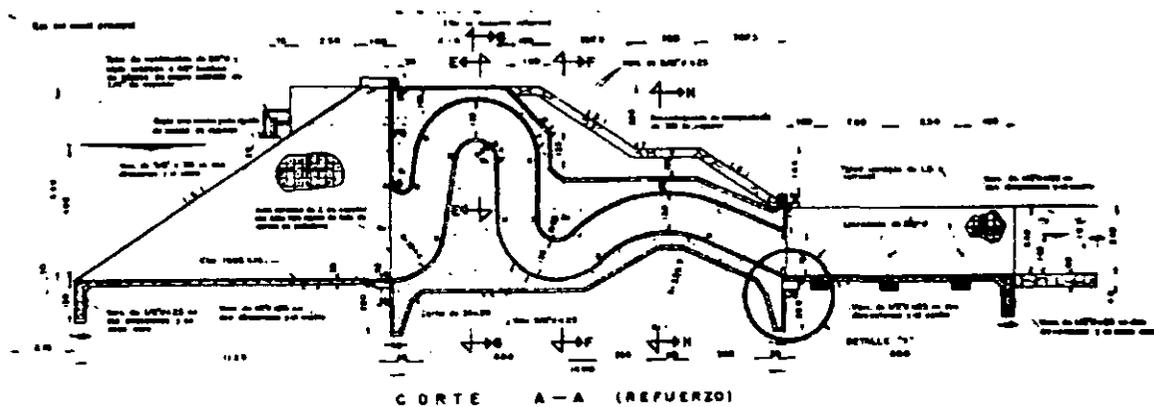


Figura 2.17 Sifón en la presa del distrito de riego del río Tula, Hidalgo.

## CAPÍTULO 3

### DISIPADORES DE ENERGÍA

#### 3.1 ANTECEDENTES

Las presas modernas y las obras hidráulicas son con frecuencia de gran tamaño y requieren controlar grandes volúmenes de agua. La velocidad y la presión del flujo en la base de las estructuras vertedoras ocasionan serios problemas para su diseño.

Cuando el agua que pasa por el vertedor desde el embalse al nivel del río aguas abajo, la carga estática se convierte en energía cinética; esta energía se manifiesta en forma de altas velocidades que a su vez producen grandes erosiones. Para prevenir el socavamiento de la plantilla del río, establecer las condiciones de flujo en el canal de salida, minimizar la erosión y evitar el debilitamiento de la presa misma se construye un dissipador de energía en la base de la estructura.



Fig. 3.1 Flujo de agua con alta velocidad saliendo de un vertedor

Hubo un tiempo en el pasado que, en aras de una economía mal entendida, se procuraba eludir la construcción de los disipadores de energía, limitando la longitud del revestimiento en el canal de descarga y terminándolo con un dentellón a mitad de la ladera, dejando escurrir libremente el agua sobre la superficie de la roca.

A efecto de recalcar la importancia de la estructura disipadora de energía, por ejemplo mencionamos el vertedor de medio abanico de la presa Endo, sobre el río Tula, en el estado de Hidalgo con un gasto de diseño de  $1100\text{m}^3/\text{seg}$ , que descarga sobre un canal. En el diseño original se limitó la longitud del canal de descarga y se colocó un pequeño trampolín para lanzar el agua sobre el cauce. En 1958, se produjeron erosiones de consideración abajo del deflector que obligó a prolongar el canal de descarga y construir un tanque amortiguador.

Durante 1947, una erosión extensa en la base de pizarra bajo la losa de revestimiento de la presa Waco en Texas, causó no solo la destrucción completa de la losa sino también derribó grandes cantidades de la base. La sección dañada, ilustrada en la figura 3.2, fue rápidamente rellena para evitar cualquier movimiento de la presa hacia aguas abajo.

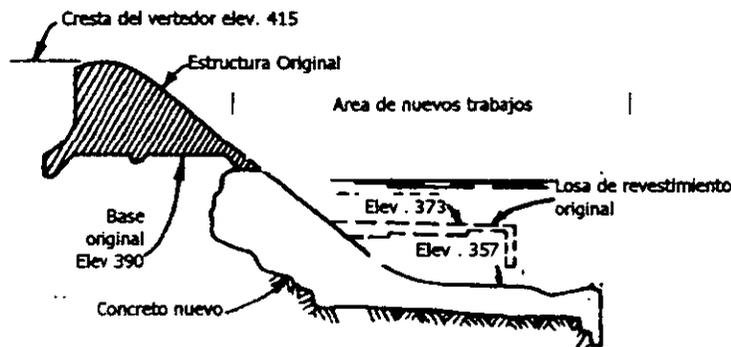


Figura 3.2 Esquema del daño al vertedor de la presa Waco, Texas

Un poco más de seis metros (22 pies) de pizarra debajo de la losa de revestimiento fueron removidos y cerca de  $38,000\text{ m}^3$  (50,000 yardas cúbicas) de concreto y pizarra fueron perdidos en el proceso de erosión. Además, la desintegración de la base había proseguido a una extensión donde la falla de la estructura del vertedor era inminente. Como una medida correctiva, la losa de revestimiento fue construida nuevamente a un nivel más bajo para dar un adecuado nivel de tirante y obligar la formación de un salto hidráulico que disipara la energía y evitara las erosiones futuras. Una fotografía del daño en el vertedor de la presa Waco se muestra en la figura 3.3.

En otro ejemplo, el flujo excesivo desgastó un considerable volumen de roca debajo de la presa Wilson, localizada en el río Tennessee. Cuando fue vaciada en junio de 1926, se observó que una amplia erosión ocurrió al final de la losa de aproximadamente 77 m de ancho. Grandes lajas de roca fueron desprendidas del lecho del río bajo la base de la losa de revestimiento, extendiéndose varios metros aguas abajo de la losa de revestimiento, como se muestra en la figura 3.4. Una fotografía de la erosión de la base de la presa se muestra la figura 3.5.

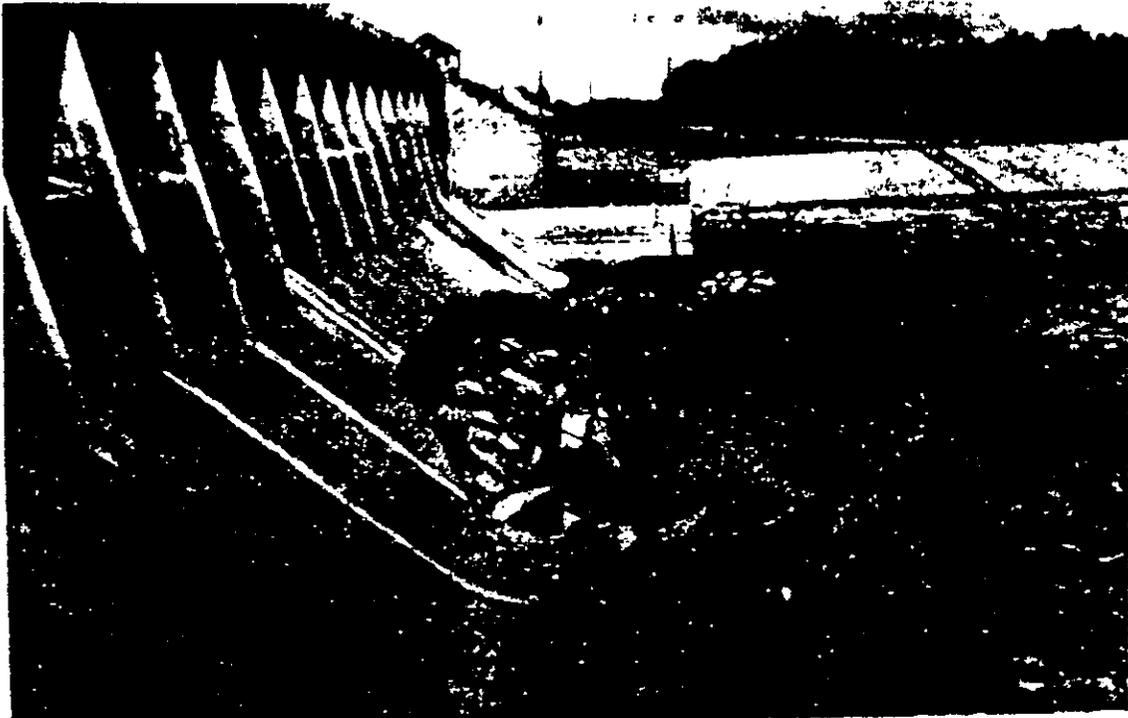


Figura 3.3 Vista de la socavación aguas abajo del vertedor de la presa Waco, Texas

Muchas lajas pesaban 200 toneladas, lo cual puede dar una idea de la energía del flujo. La erosión fue mayor en la base de la losa de revestimiento, la cual fue erosionada a una profundidad de 4 metros (13 pies) aproximadamente.

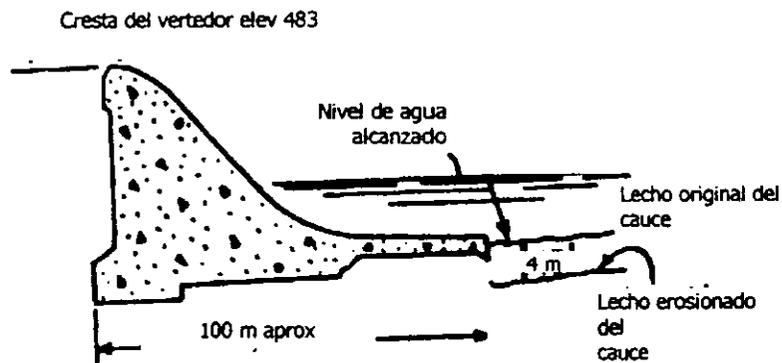


Figura 3.4 Esquema del daño al vertedor de la presa Wilson

En el caso de la presa Wilson, el salto hidráulico que disiparía la energía, no se formó en la base debido a la deficiencia del tirante de agua como se explicará en el siguiente capítulo.

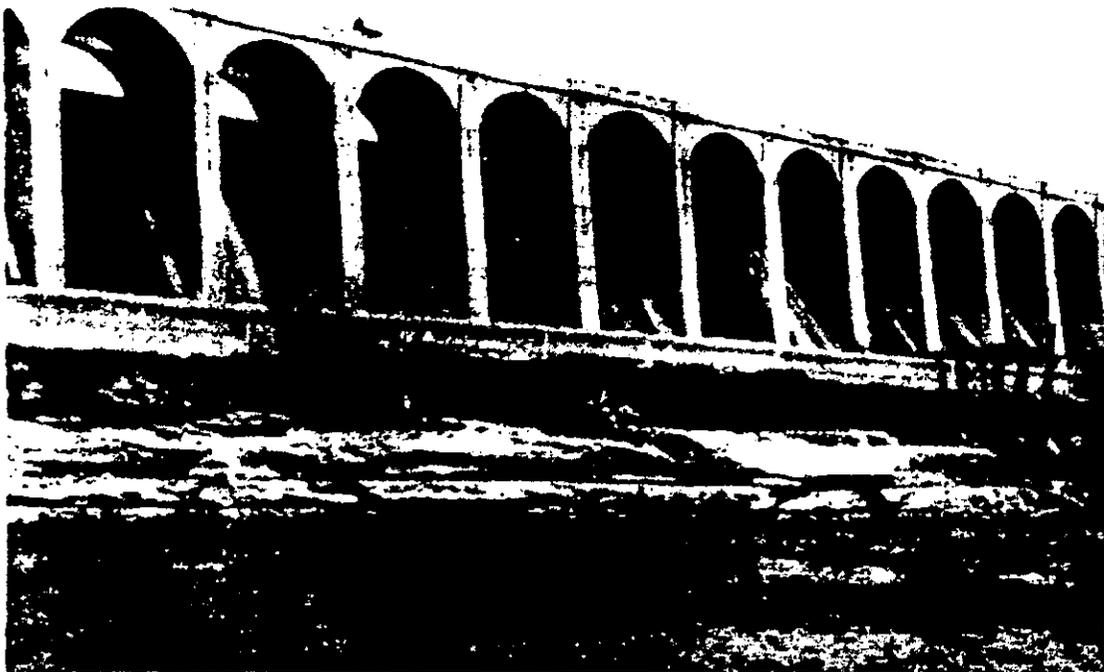


Figura 3.5 Vista del lecho del río Tennessee después de la erosión aguas abajo del vertedor

### 3.2 TIPOS

La función de cualquier disipador de energía hidráulica es la de perder una parte de la energía que el flujo en su alta velocidad posee, a través de algunas combinaciones de los siguientes métodos; por fricción externa entre el agua y el canal, entre el agua y el aire, o por fricción interna y turbulencia. Fundamentalmente los disipadores de energía convierten la energía cinética en turbulencia y finalmente en calor. De los varios mecanismos para disipar la energía del flujo en la base de un vertedor, el más común es el salto hidráulico que en su proceso cambia el régimen del flujo.

En algunas presas como estructura disipadora de energía, solamente se ha construido una plancha de protección o losa de revestimiento, para proteger de la erosión al cauce mientras sucede el salto. En otros casos se emplea como estructura disipadora, un tanque amortiguador o una cubeta disipadora de energía. Si existe la posibilidad de que el vertedor descargue al río en forma directa, ello se realiza mediante una cubeta de lanzamiento también llamada salto de esquí. Estos son los tipos básicos de disipadores de energía; sus partes generales se pueden observar en la figura 3.6.

La selección de cualquiera de estos tipos requiere un análisis de las particularidades del caso entorno y de las condiciones del remanso en la descarga, así como un estudio económico de las alternativas. El tipo de estructura se escoge, entonces, en función de la elevación que el conducto de descarga tenga al final y del nivel del agua en el río en la zona de descarga.

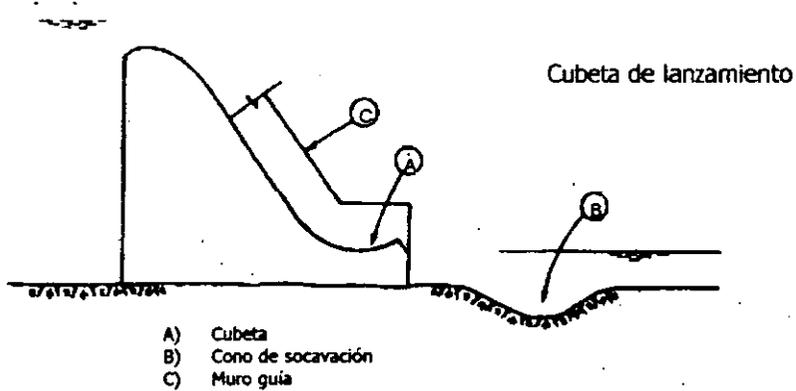
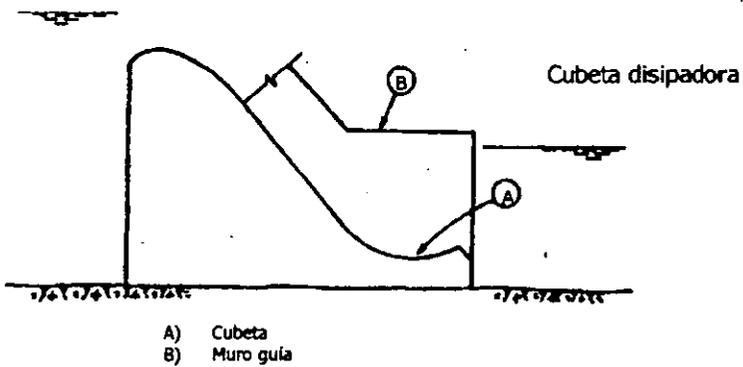
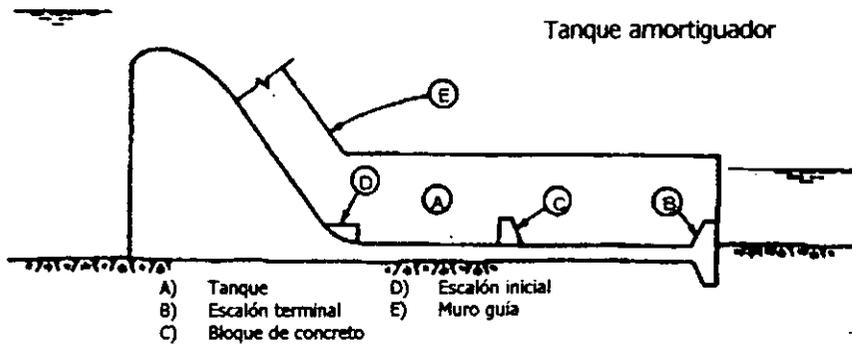
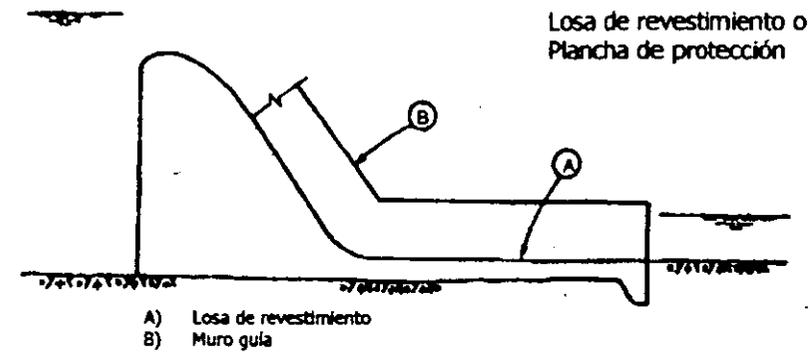


Figura 3.6 Disipadores de energía más comunes en vertedores de demasías

### 3.2.1. Cubetas de lanzamiento

Hay muchos ejemplos en Ingeniería del uso de aire para absorber la energía que el flujo por su velocidad lleva. Un ejemplo es el uso de las cubetas de lanzamiento tipo salto de esquí

Una cubeta de lanzamiento es una estructura que se coloca en el extremo de un vertedor o en el extremo de una obra de desagüe en presas, con la intención de que el agua que se descarga con altas velocidades del vertedor, sea lanzada libremente para que disipe su energía por choque. La erosión se localiza aguas abajo en un punto menos crítico del lecho del río. Debe tenerse precaución de que la posible erosión que se produce en la zona de disipación de energía, no ponga en peligro la estabilidad del vertedor, lo cual podría ocurrir si la erosión retrocede y deja sin apoyo alguna parte de la cimentación del vertedor.

Los disipadores de energía tipo salto de esquí son diseñados principalmente con el propósito de expandir el flujo de alta velocidad, de manera que el aire circulante pueda atacar la mayor cantidad del flujo y alejar el impacto del agua del pie de la presa.

Cuando el chorro deja el vertedor es afectado por la turbulencia interna debido a la acción cortante del aire circulante, y por tensión superficial. Si la turbulencia interna o la acción cortante es demasiado grande, el chorro puede ser parcialmente desintegrado antes de que golpee el lecho del río. Es posible que la energía del chorro se desintegre completamente, en forma de un pesado rocío formado de gotas de agua de varios tamaños, burbujas y sonido.

Este dispositivo ha funcionado muy bien en todas partes del mundo. Los detalles del diseño de las cubetas de lanzamiento se deben principalmente al trabajo del diseñador francés Andre Coyne.



Figura 3.7 Imagen de una cubeta de lanzamiento al pie de un vertedor

La primer estructura de este tipo fue construida en Francia en la presa Marages, con un altura de 100 m. En ella el flujo del vertedor es arrojado a una altura en el aire y a más de 30 m aguas

abajo de la cortina. Después de quince años de operación con un flujo variando de 500 a 1500 m<sup>3</sup>/seg, el agua había excavado un gran pozo en la formación de aluvión y roca de granito. Ninguna tendencia hacia la regresión erosiva había sido encontrada.

### 3.2.2. Cubetas disipadoras.

Cuando el tirante del agua de descarga es demasiado grande para la formación de un resalto hidráulico, la disipación de la elevada energía de la corriente se puede efectuar con el uso de un deflector de trampolín sumergido conocido como cubeta disipadora.

Cuando el lecho del río está compuesto de roca, un disipador de energía de este tipo puede permitir el uso de una estructura relativamente más corta, con una economía marcada sobre un tanque amortiguador.

En las cubetas disipadoras, una considerable porción de energía es disipada dentro la cubeta, mientras que una cubeta de lanzamiento es empleada para arrojar el agua tan lejos de la presa como sea posible.

El desarrollo de cubetas disipadoras ha ido en progreso por muchos años, varios tipos han sido propuestos, probados y rechazados por una razón u otra. En 1933 con la ayuda de los modelos hidráulicos, el USBR desarrolló una cubeta disipadora lisa del tipo mostrada en la figura 3.7. En 1945, una cubeta dentada del tipo mostrado en la figura 3.8, fue desarrollada por el USBR para su uso en la presa Angostura<sup>1</sup>.

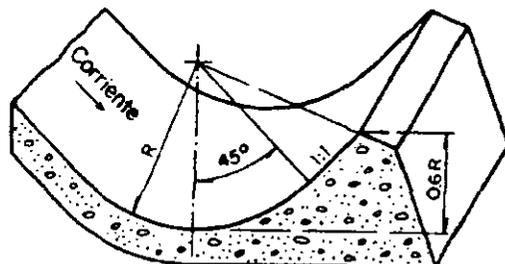


Figura 3.7 Cubeta lisa

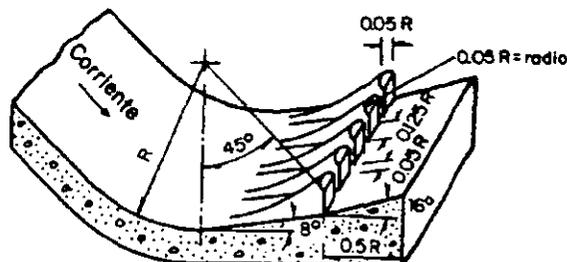


Figura 3.8 Cubeta dentada

<sup>1</sup> La presa Angostura es una de las principales estructuras del proyecto del río Missouri, localizada sobre el río Cheyene, en Dakota del Sur, EUA.

Una cubeta disipadora lisa puede ser apropiada, cuando la profundidad del tirante es moderadamente mayor que el requerido para la formación de un salto hidráulico. La cubeta lisa dibujada en la figura 3.7, consiste simplemente de una losa de revestimiento con una curvatura cóncava de radio considerable y un labio que deflectará al flujo lejos del lecho de río.

La cubeta lisa fue usada primero en el diseño del vertedor para la presa Grand Coulee. Para un gasto de diseño de  $28,300 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Las cubetas disipadoras dentadas han sido adoptadas para presas bajas y de mediana altura, operando satisfactoriamente al prevenir que los materiales del lecho del río sean atrapados dentro de la cubeta

El funcionamiento hidráulico de las cubetas disipadoras, tanto lisas como dentadas, se manifiesta principalmente por la formación de dos remolinos; uno en la superficie moviéndose, en el sentido contrario a las manecillas del reloj, situado dentro de la región que queda arriba del trampolín curvo, y el otro sobre el piso que se mueve en el sentido de las manecillas del reloj y que está situado aguas abajo del trampolín. Un esquema de este funcionamiento aparece en la figura 3.9 y 3.10. Los movimientos de los remolinos, en la combinación con la mezcla del agua de llegada, disipan efectivamente la energía del agua y evitan la erosión excesiva aguas abajo del trampolín.

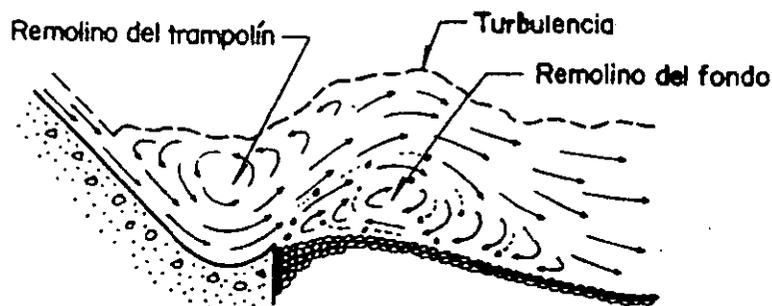


Fig. 3.9 Funcionamiento de las cubetas lisas

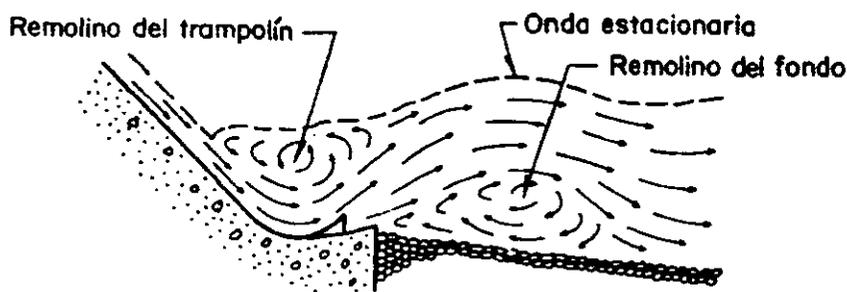


Fig. 3.10 Funcionamiento de las cubetas dentadas

Aunque el funcionamiento hidráulico de ambas cubetas tiene las mismas características generales mencionadas en el párrafo anterior, los detalles distintivos del flujo difieren en las limitaciones que tienen cada una de ellas.

La corriente de alta velocidad que sale de la nariz del deflector liso se dirige hacia arriba, lo que produce una gran turbulencia en la superficie del agua y un violento remolino en el fondo, que se mueve en el sentido de las manecillas del reloj aguas abajo de la cubeta, este remolino del fondo absorbe continuamente material suelto hacia atrás del borde del trampolín y mantiene algo del material en un estado de agitación continua.

En el deflector dentado, el chorro de alta velocidad sale del borde con un ángulo menor y solamente parte del chorro de alta velocidad va a dar a la superficie. En esta forma, se produce una turbulencia menor en la superficie y existe una dispersión menor de la corriente en la región situada arriba del remolino del fondo, lo que produce una menor concentración de corrientes con mucha energía a través del trampolín y un flujo más uniforme aguas abajo.

Ambos tipos de cubetas requieren un mayor tirante de agua que un tanque amortiguador. La agresividad con que puede presentarse la turbulencia en las superficie del agua y el remolino del fondo depende de la profundidad del tirante del río; un tirante bajo del río produce agitaciones más violentas.

En la cubeta lisa, la corriente aguas arriba en los remolinos, mueve el material del lecho del río aguas abajo y los deposita en el labio de la cubeta. Aquí, se recoge, se lleva y se deposita nuevamente. El movimiento constante del material suelto contra el labio de concreto y el hecho de que la operación no-simétrica del vertedor puede causar remolinos al arrastrar el material acumulado en la cubeta, hace a ésta indeseable en algunas instalaciones. El material atrapado puede causar abrasión en la misma cubeta. Con la cubeta dentada, parte del flujo atraviesa los dentellones, se esparce lateralmente y es levantado del fondo del cauce por el deflector. Así, el flujo es dispersado y distribuido en un área mayor, generando concentraciones de flujo menos violentas que las que ocurren con la cubeta lisa. El material del lecho no es depositado ni arrastrado de la orilla de la cubeta. Los escombros que pueden entrar a la cubeta son inmediatamente eliminados. Con la cubetas dentadas, la barredura ocurre a una elevación de tirante de agua ligeramente superior que con la cubeta lisa y si el tirante del agua es extremadamente alto, el flujo puede descender del borde del deflector para erosionar el lecho del canal como se muestra en la figura 3.11. Con la cubeta lisa el zambullido no ocurre.

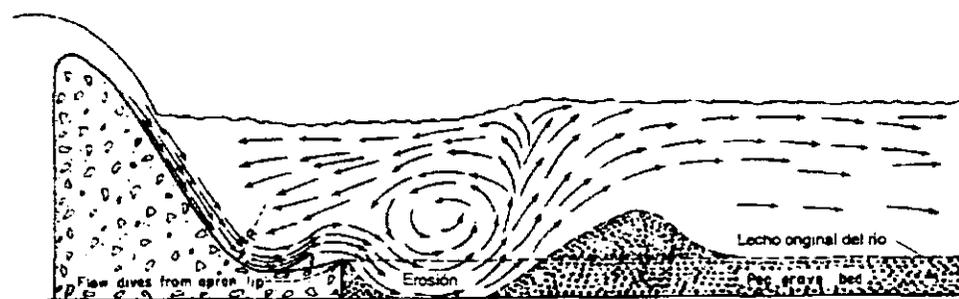


Figura 3.11 Esquema de la socavación al final de la cubeta dentada

El uso de cubetas disipadoras lisas puede ser perjudicial debido al desgaste que se produce en la superficie de concreto, este es causado por el material que se regresa a lo largo del borde del deflector debido al remolino del fondo. Además la mayor rugosidad producida en la superficie por la turbulencia se prolonga más aguas abajo del río, produciendo remolinos que contribuyen a la erosión de las márgenes. Aunque en la cubeta dentada se obtiene una mayor disipación de energía, con menos perturbaciones en la superficie y en el cauce, es más sensible a correrse con tirantes pequeños en la descarga y a producir un chorro ahogado erosivo con tirantes grandes. Este efecto no se produce en las cubetas lisas, por tanto, la variación de tirantes en los que funciona la cubeta dentada es mucho más estrecha que para la cubeta lisa.

La cubeta lisa no se debe usar cuando se pueden satisfacer las limitaciones en los tirantes correspondientes a la cubeta dentada.

La características del funcionamiento hidráulico de la cubeta dentada se ilustran en la figura 3.12.

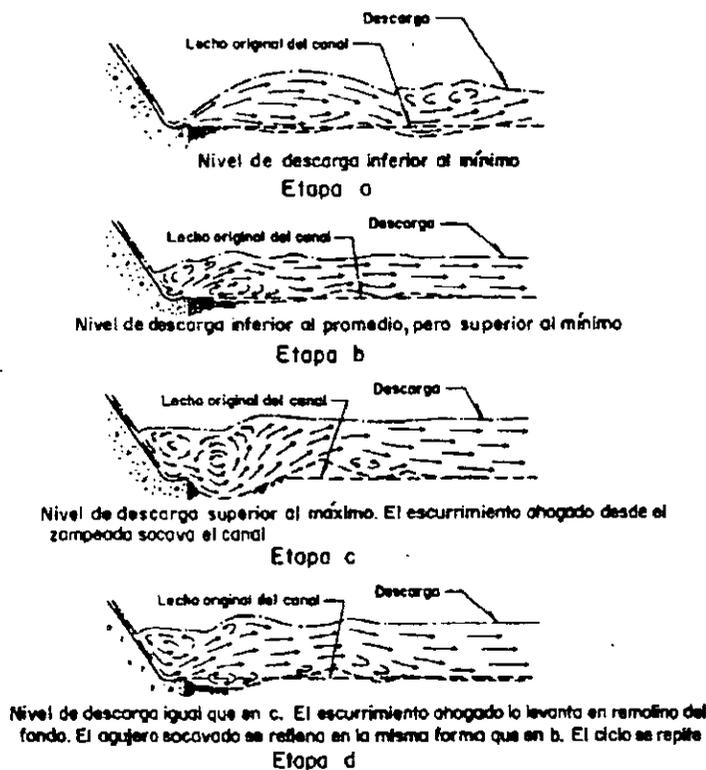


Figura 3.12 Características del funcionamiento de la cubeta dentada

Cuando los tirantes en el agua de descarga son insuficientes, el chorro de llegada empujará al remolino superficial fuera del trampolín y producirá aguas abajo, una fuerte corriente tanto a lo largo de la superficie del agua como a lo largo del cauce. (figura 3.12a). Al aumentar el tirante del agua de descarga, habrá un gasto en el que se producirá la inestabilidad del régimen y en el que predominarán alternativamente el corrimiento y la sumergencia. Para obtener una operación

continúa cuando el chorro está sumergido, el tirante mínimo del agua de salida debe quedar arriba en este estado inestable.

El régimen dentro de las condiciones aceptables de operación se ilustra como etapa b. Cuando el tirante del agua de salida es excesivamente grande, se produce el fenómeno de chorro ahogado. En esta etapa el chorro al salir del borde del trampolín ya no se eleva ni continúa a lo largo de la superficie, sino que intermitentemente se hunde y corre por el fondo del cauce. La posición del remolino de aguas abajo cambiará al cambiar la posición del chorro, se formará en la superficie cuando el chorro está sumergido. Se produce erosión en el cauce en el punto en que choca el flujo de agua cuando el chorro es sumergido, pero se rellenará cuando vaya en la superficie.

El proyecto de la cubeta dentada incluye la determinación del radio de curvatura de la misma y la variación de tirantes en el agua de descarga que se puede permitir.

### **3.2.3 Tanque amortiguador**

A fin de disipar la energía, los estanques para la formación de un salto hidráulico son un medio efectivo para reducir la velocidad de la descarga y llevar al flujo a un estado tranquilo.

El tanque en el que se produce el salto, denominado tanque amortiguador, tiene características especiales y toma una forma definida, que depende de la energía por disiparse en relación al tirante.

El funcionamiento del tanque amortiguador depende del comportamiento del salto hidráulico, descrito ampliamente en el capítulo 4.

La carga de energía debe de estar entre 10 y 30 m, a fin de que el funcionamiento sea exitoso. El tanque está conformado básicamente por una losa de revestimiento, bloques y umbrales.

Cuando la energía por disipar es muy alta, no es factible la construcción de un tanque amortiguador como estructura terminal, pues su costo es prohibitivo dadas las dimensiones requeridas.

### **3.2.4. Disipación por interacción del agua consigo misma**

Los dispositivos anteriormente descritos, que como estructuras terminales clásicas se utilizan en vertedores de demasías han demostrado su eficiencia en muchas ocasiones. Sin embargo, pueden presentarse efectos indeseables, producto de la interacción del agua en movimiento con fronteras sólidas.

Una manera de evitar o disminuir los efectos destructivos de las corrientes de agua en estructuras disipadoras, sería el contar con dispositivos que produjeran interacción del agua consigo misma, con el fin de disipar su energía.

Existen diversos ejemplos de estructuras de este tipo, aquí se ha realizado una clasificación de éstos en dos grupos, dependiendo de la interacción fluidica que exista.

### a) Interacción de chorros libres

El choque libre de dos chorros de agua en el aire, producen diferentes efectos que tienen como resultado una sensible reducción de la energía cinética del agua. Por principio de cuentas, se produce una reducción brusca de velocidad del flujo debido a la colisión de las partículas, la cual a su vez ocasiona la difusión de los chorros, así como la inclusión de gran cantidad de aire en forma de burbujas.

Un amortiguador de este tipo consiste en una hilera de bloques prismáticos con forma de salto de esquí sobre el paramento de un vertedor, por efecto de los cuales la corriente que fluye sobre el paramento se divide en dos, una que es deflectada por los propios bloques, y otra que sigue su camino aguas abajo, para ser desviada finalmente por la acción de una cubeta, colocada al final de la rápida. De esta manera se produce una hilera de chorros en el punto de la primera deflexión que chocan con el chorro producido por la cubeta. Este amortiguador de energía se aplicó con éxito en el vertedor de la presa Vaitarna (Bombay) observándose que el comportamiento en prototipo ha sido satisfactorio.

Variando la posición de los deflectores, su número y separación, puede incrementarse la eficiencia de este tipo de estructuras; por ejemplo una como la de la figura 3.14, para la cual se comprobó que se requería, bajo ciertas condiciones aguas abajo, un tanque amortiguador 51% menor que en el caso de que el vertedor no contara con los deflectores.

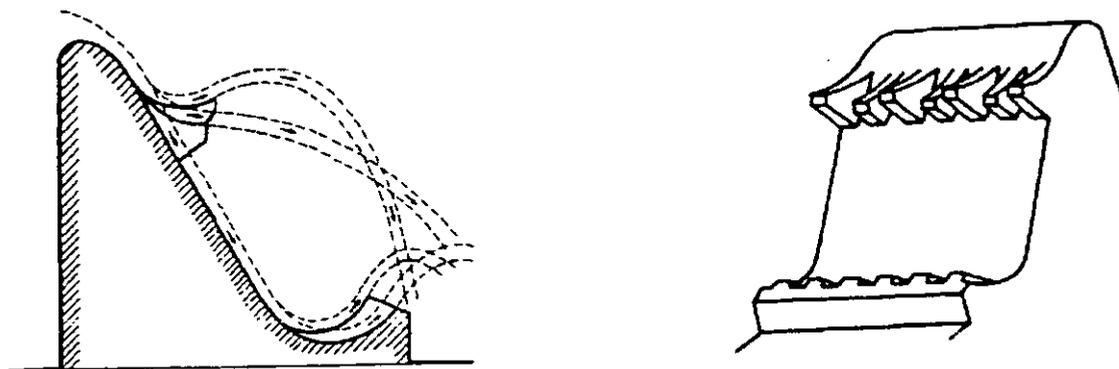


Figura 3.14 Disipador de energía por interacción de chorros que pasan por un conjunto de deflectores

## b) Acción de chorros sumergidos

Como se ha mencionado, frecuentemente el salto hidráulico se ha utilizado como medio para disipar energía en obras hidráulicas; su formación depende de las condiciones de escurrimiento aguas abajo, lo cual representa una desventaja, ya que para que ocurra (como de veré en el 4.4.4) es necesario garantizar que el nivel de energía de éste coincida con el nivel de la energía del salto. Con tal objeto muchas veces es necesario disponer de un escalón aguas abajo del salto para contar con una reacción horizontal adicional. Es común que la construcción de este último, requiera excavaciones profundas, lo que se refleja en el costo de la obra.

Consideraciones como las anteriores justificarían utilizar un dispositivo como el propuesto por Levi y Sotelo, figura 3.15.

El disipador de energía que ellos proponen puede ser de gran interés en los casos en que, por razones especiales del proyecto, no pueda usarse la solución tradicional que consiste en forzar el salto hidráulico mediante un tanque amortiguador que cuente con un umbral terminal.

Las características principales consisten en sustituir el tanque y el umbral aguas abajo, por un sifón de sección rectangular y de geometría tal que, localizados debajo del fondo del tanque y funcionando con la misma energía que posee el flujo, permita el desvío de un cierto gasto que provoque un chorro en dirección opuesta a la del escurrimiento general, lo que dichos investigadores denominan barrera hidráulica. Esta última proporciona un impulso horizontal que estabiliza el salto, de esta manera la acción del chorro sumergido sustituye ventajosamente la del escalón.

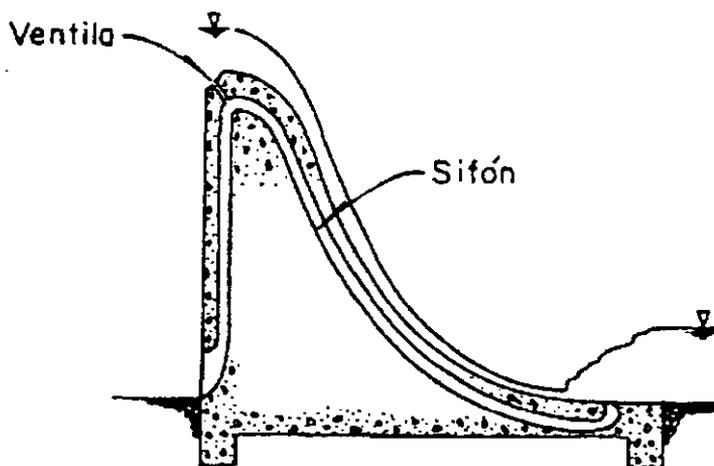


Figura 3.15 Disipador de energía por barrera hidráulica, propuesto por Sotelo y Levi.

Los primeros modelos de la estructura con las características anotadas permitieron cerciorarse de la aplicabilidad de las ideas expresadas y demostraron que es posible forzar un salto en circunstancias tan adversas como la de no tener garantía de que aguas abajo se presente determinado tirante.

## **CAPÍTULO 4**

### **EL SALTO HIDRÁULICO**

#### **4.1. GENERALIDADES**

El estado o comportamiento de un flujo en un canal abierto es gobernado básicamente por los efectos de la viscosidad y las fuerzas de inercia del flujo.

Dependiendo del efecto de la viscosidad el flujo puede ser laminar, turbulento o de transición.

En el flujo laminar las partículas del fluido parecen moverse en recorridos calmados definidos, o líneas de corriente, y las capas infinitesimalmente delgadas del flujo parecen deslizarse sobre capas adyacentes; en él, las fuerzas de viscosidad son relativamente más grandes que las inerciales. En el flujo turbulento, las partículas de fluido se mueven en recorridos irregulares y en forma aparentemente aleatoria; en éste, las fuerzas inerciales son más grandes que las de viscosidad. Entre los estados laminar y turbulento existe un mixto, denominado de transición.

El efecto de la gravedad se representa por una relación entre las fuerzas de la inercia y las fuerzas de gravedad. Esta relación es conocida como número de Froude y es definido con la siguiente expresión para canales:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

donde V es la velocidad media del flujo en pies por segundo, g es la aceleración de la gravedad en pies/s<sup>2</sup>, D es la profundidad hidráulica o tirante hidráulico definido como la sección transversal del agua dividida entre el ancho de la superficie libre, en pies.

#### **4.2. ENERGÍA DEL FLUJO**

##### **4.2.1. Energía en una sección**

Es conocida en la hidráulica elemental que la energía total en cualquier línea de corriente pasando por la sección de un canal, se puede expresar como, la suma de la elevación que se tiene respecto al nivel de referencia, a la que se denomina carga de posición, la altura de la columna de agua sobre la sección o carga de presión y la energía cinética del flujo en la sección o carga de velocidad.

### 4.2.2. Ecuación de Bernoulli

De acuerdo a lo anterior y para la sección de la figura 4.1, se puede escribir:

$$H = z_A + d_A \cos \theta + \alpha \frac{V_A^2}{2g} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Donde  $z_A$  es la elevación del punto A sobre el plano de referencia.  $d_A$  es la profundidad del punto A debajo de la superficie del agua.  $\theta$  es el ángulo de la pendiente del fondo del canal y  $V_A^2/2g$  es la carga de velocidad del flujo en la línea de corriente cuando pasa por A. En general, cada línea de corriente pasando por una sección tiene una carga de velocidad diferente, debido a la distribución no uniforme de la velocidad del escurrimiento, sin embargo se puede hacer una corrección con  $\alpha$  para suponer que la velocidad en todos los puntos es igual.

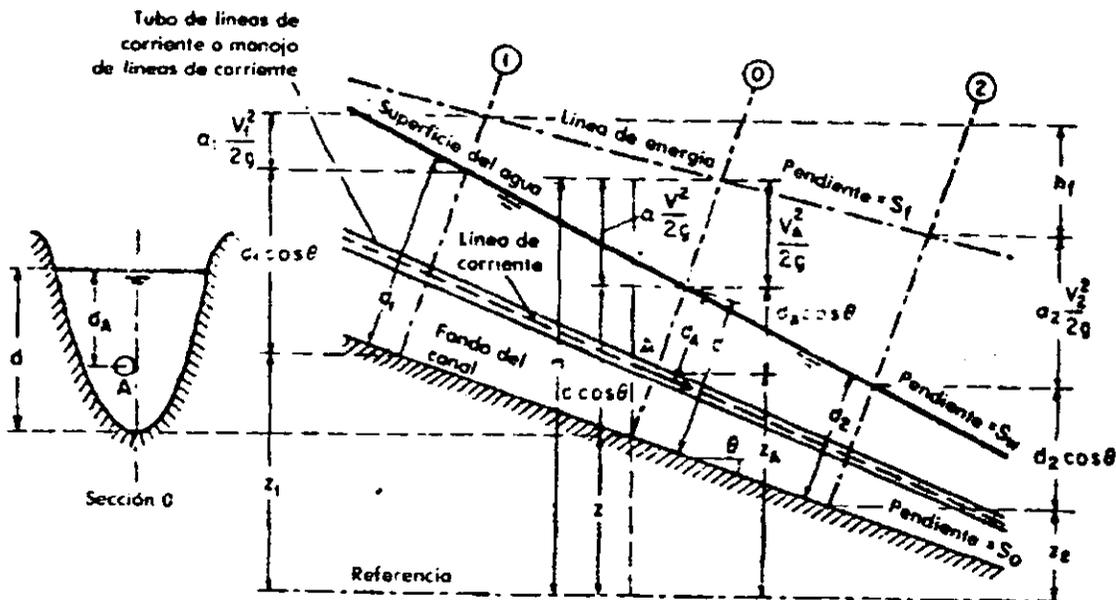


Figura 4.1. Energía en un flujo gradualmente variado en una canal abierto

De acuerdo a la conservación de la energía, para dos secciones distintas en el flujo tenemos:

$$z_1 + d_1 \cos \theta + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos \theta + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + hf \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Que es conocida como ecuación de la energía,  $hf$  representa la pérdida de carga por fricción, energía transformada en otro tipo, como calor.

Para canales con pequeña pendiente  $\theta \approx 0$ , por lo que el  $\cos \theta$  es prácticamente igual a 1, y si escribimos que  $Y = d \cos \theta$ . Para  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$  y  $hf = 0$ , y para un canal de pequeña pendiente, la ecuación queda.

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = \text{constante} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Esta es conocida como ecuación de energía de Bernoulli.

### 4.2.3. Energía específica

La energía específica de un fluido, se define como la energía por unidad de masa de agua en cualquier sección de un canal medida respecto al fondo del canal. De este modo y de acuerdo a la ecuación 4.2 con  $z=0$ , la energía específica se hace:

$$E = d \cos \theta + \alpha \frac{V_A^2}{2g} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

para un canal con pequeña pendiente y  $\alpha=1$ ,

$$E = y + \frac{V_A^2}{2g} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

lo cual indica que la energía específica es igual a la suma de la profundidad del agua, llamada tirante, más la carga de velocidad.

Cuando el tirante se dibuja contra la energía específica, para una sección dada de canal y para un caudal, se obtiene una curva de energía específica como la mostrada en la figura 4.2.

La curva muestra que para una determinada energía específica existe dos valores de tirante que reciben el nombre de tirantes alternos: el alternativo menor  $y_1$  y el mayor  $y_2$ . En el punto  $C$  la energía específica es la mínima con que puede pasar el gasto  $Q$  a través de la sección, para la cual existe un único valor de tirante conocido como tirante crítico  $y_c$  y al que corresponde una velocidad llamada crítica. El estado del flujo que se desarrolla con el tirante crítico recibe el nombre de estado o régimen crítico.

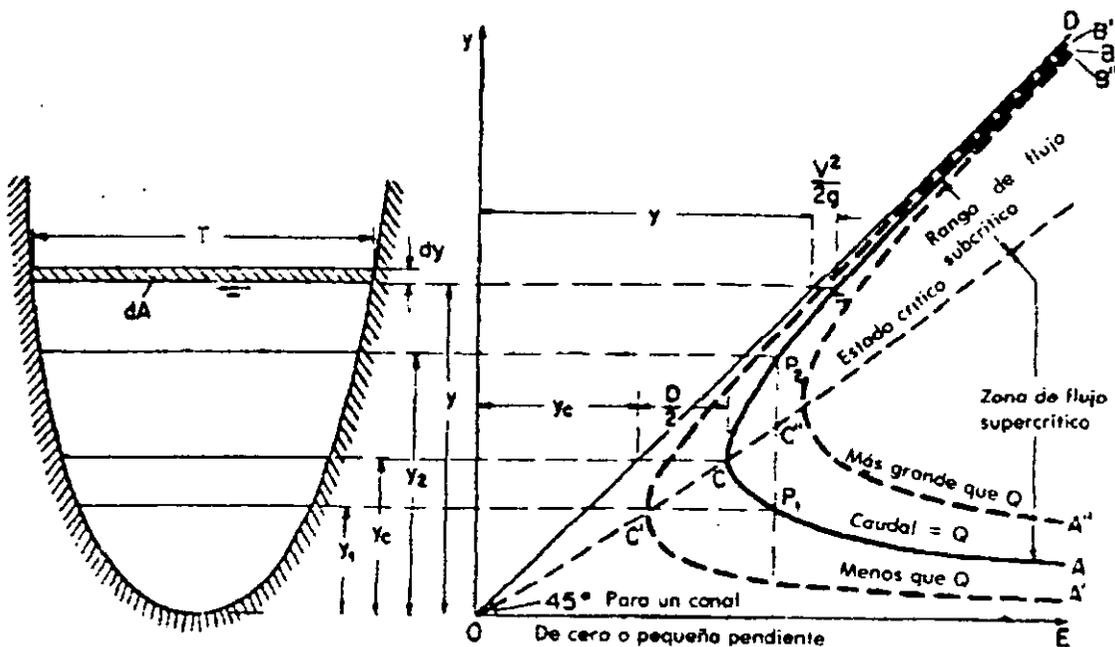


Figura 4.2. Curva de la energía específica

### 4.3. CONDICIONES DE FLUJO

El estado crítico se puede definir como la condición para la cual el número de Froude (Ec. 4.1) es igual a la unidad. Una definición más común es aquella que dice que es el estado de flujo para el cual la energía específica es un mínimo para un gasto dado. El punto C de la curva tirante-energía específica corresponde al estado crítico.

El tirante depende de los elementos geométricos de la sección del canal cuando el caudal es constante, el tirante crítico en un canal de pendiente uniforme será el mismo en todas las secciones.

Cuando el tirante del flujo es más grande que el tirante crítico, la velocidad del flujo es menor que la velocidad crítica para el correspondiente gasto, y entonces, el flujo es subcrítico. Cuando el tirante es menor que el tirante crítico, el flujo es supercrítico.

La pendiente del canal que sostiene un gasto dado para un tirante crítico se llama pendiente crítica  $S_c$ . Una pendiente del canal menor que la pendiente crítica causará un flujo más lento para el caudal dado, y en consecuencia se llama pendiente subcrítica. Una pendiente mayor que la pendiente crítica resultará en un flujo más rápido y es llamada pendiente supercrítica.

El cambio del estado subcrítico a supercrítico o viceversa ocurre frecuentemente en canales abiertos. Lo anterior se manifiesta en un cambio en el tirante, de un nivel alto a un nivel bajo o viceversa. Cuando el cambio se efectúa rápidamente sobre una distancia relativamente pequeña, el flujo se denomina rápidamente variado y se considera un fenómeno local para la hidráulica de canales.

### 4.4. SALTO HIDRÁULICO

#### 4.4.1. Descripción

Cuando se produce un cambio en el tirante del flujo, que va desde un nivel más bajo a un nivel más alto, el resultado es normalmente un brusco levantamiento de la superficie del agua. Esto puede ocurrir cuando en el canal de sección uniforme hay una transición en la pendiente que va de supercrítica a subcrítica. Este levantamiento local se llama salto hidráulico.

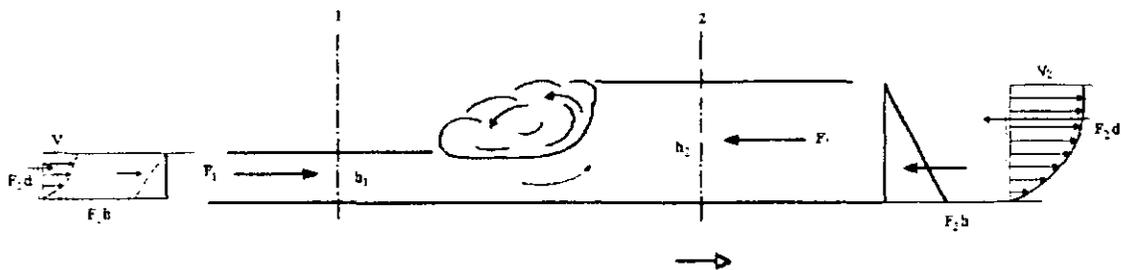


Figura 4.3. Análisis del salto hidráulico

Este fenómeno presenta un estado de fuerzas en equilibrio, en el que tiene lugar un cambio violento del régimen de flujo, de supercrítico en la sección 1 a subcrítico en la sección 2.

En la sección 1, actúan las fuerzas hidrostática  $F_{1h}$  y dinámica  $F_{1d}$ ; en forma similar pero en sentido contrario en la sección 2,  $F_{2h}$  y  $F_{2d}$ . En ambas secciones la sumatoria de fuerzas da como resultado  $F_1$  y  $F_2$  respectivamente. En el estado de equilibrio, ambas fuerzas tienen la misma magnitud pero dirección contraria (la fuerza  $F_{1h}$  es menor a  $F_{2h}$ , inversamente  $F_{1d}$  es mayor a  $F_{2d}$ . En razón a la condición de líquido, las partículas que la componen adquirirán la tendencia de fluir en la dirección de las fuerzas predominantes, presentándose la mezcla del agua con líneas de flujo superficiales moviéndose en sentido contrario a la dirección de flujo y de manera inversa en la zona cercana al fondo. El repentino encuentro entre las masas de líquido y el inevitable choque entre partículas, provocan la aparición de un medio líquido de gran turbulencia que da lugar a la absorción de aire de la atmósfera, dando como resultado un medio mezcla agua-aire.

Aplicando el principio del momentum a un tramo corto horizontal de un canal prismático, la fuerza externa y la de fricción pueden ser ignoradas; se escribe:

$$\frac{Q\omega}{g}(V_2 - V_1) = P_1 - P_2 \quad (\text{Ec. 4.7})$$

En donde,  $Q$  es el gasto,  $\omega$  es el peso unitario del agua,  $V$  la velocidad media y donde además, las presiones hidrostáticas  $P_1$  y  $P_2$  se pueden expresar como:

$$P_1 = \omega Z_1 A_1 \quad P_2 = \omega Z_2 A_2 \quad (\text{Ec. 4.8})$$

Donde  $Z_1$  y  $Z_2$  son las distancias de los centroides de las respectivas áreas  $A_1$  y  $A_2$  debajo de la superficie de flujo. También,  $V_1=Q/A_1$ , y  $V_2=Q/A_2$ . Entonces la ecuación de momentum se puede escribir

$$\frac{Q^2}{gA_1} + Z_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + Z_2 A_2 \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Los dos lados de la ecuación son análogos y se pueden expresar para cada sección del canal por medio de una función general

$$F = \frac{Q^2}{gA} + ZA \quad (\text{Ec. 4.10})$$

Esta función consiste de dos términos. El primer término es el momentum del flujo pasando a través de la sección del canal por unidad de tiempo y por peso unitario de agua, y el segundo es la fuerza por peso unitario de agua, su suma puede llamarse fuerza específica. Las fuerzas específicas de dos secciones son iguales siempre que las fuerzas externas y el efecto del peso del agua en el tramo entre las dos secciones puedan ser ignorados.

Para un gasto dado, la función momentum o fuerza específica es únicamente función del tirante, de manera similar a la energía específica.

Dibujando el tirante contra la fuerza específica para una sección dada del canal y para un gasto, se obtiene una curva de fuerzas específicas como la mostrada en la figura 4.4. Para un valor dado de la fuerza específica, la curva tiene dos posibles tirantes, dichos tirantes constituyen los tirantes antes y después de un salto hidráulico, denominados también tirantes conjugados.

El punto C de la figura 4.4 corresponde al mínimo de fuerza específica, este corresponde al tirante crítico y por ello al estado crítico. El tirante conjugado menor debe corresponder al régimen supercrítico y el mayor al subcrítico. Al referir los tirantes conjugados  $y_1$  y  $y_2$  se observa que estos corresponden a las energías específicas  $E_1$  y  $E_2$  distintas, cuya diferencia  $\Delta E$  es la pérdida de energía interna debida a las turbulencias propias del salto.

#### 4.4.2. Tipos de saltos

Si en un salto hidráulico, el cambio en el tirante del flujo es pequeño, el agua no se levantará tan notada y abruptamente, pero pasará de un nivel bajo a uno alto a través de series de ondulaciones que van disminuyendo gradualmente en tamaño. Tal salto bajo se llama salto ondular.

Cuando el salto es alto, es decir, cuando el cambio de tirante es grande, el salto se llama directo. El salto directo incluye una cantidad relativamente grande de pérdida de energía en el cuerpo turbulento de agua dentro del salto. Consecuentemente el contenido de energía en el flujo es menor después del salto que antes de este.

Se puede destacar que el tirante antes del salto es siempre menor que el tirante después del salto. La profundidad antes del salto se llama tirante conjugado menor  $y_1$  y aquella después se llama tirante conjugado mayor  $y_2$ . Los tirantes conjugados  $y_1$  y  $y_2$  se muestran sobre la curva de energía específica. Estos deben diferenciarse de los tirantes alternos del flujo  $y_1'$  y  $y_2'$ , los cuales son dos profundidades de agua posibles para la misma energía específica. Los tirantes conjugados menor y mayor, son profundidades actuales antes y después del salto en el cual hay una pérdida de energía incluida  $\Delta E$ . En otras palabras la energía específica  $E_1$  en el tirante conjugado menor  $y_1$  es más grande que la energía específica  $E_2$  en el tirante conjugado mayor  $y_2$  en una cantidad igual a la pérdida de energía  $\Delta E$ . Si no hubieran pérdidas de energía, los tirantes conjugados podrían hacerse idénticos con los tirantes alternos del flujo en un canal prismático.

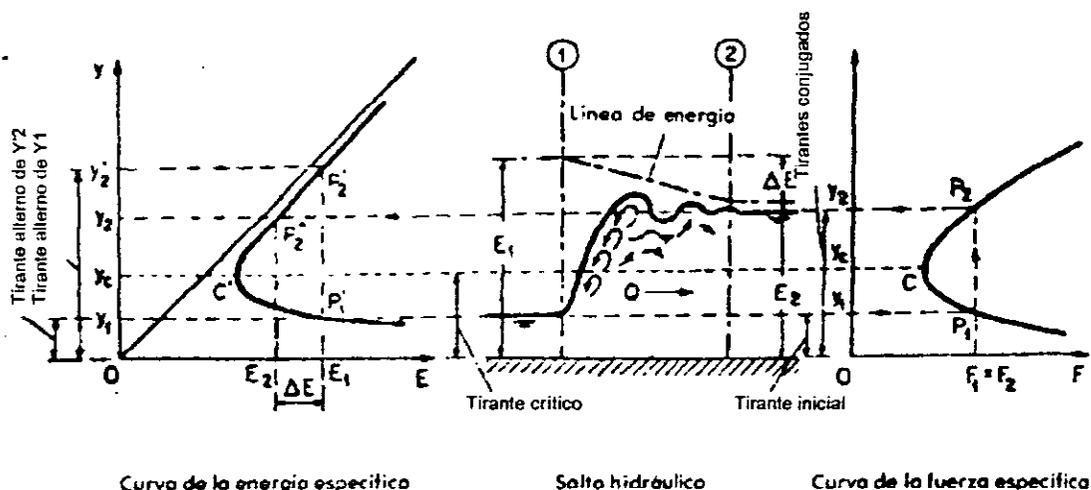


Figura 4.4 Curvas de energía específica y fuerza específica para una zona en que se presenta un salto.

Se puede clasificar al salto también de acuerdo al número Froude  $F_1$  del flujo poco antes del salto como sigue: (ver figura 4.5)

- Para  $F_1=1$ , el flujo es crítico, y de aquí, no se puede formar ningún salto.



$1 < F_1 < 1.7$  Salto ondular



$1.7 < F_1 < 2.5$  Salto débil



$2.5 < F_1 < 4.5$  Salto oscilante



$4.5 < F_1 < 9$  Salto permanente



$F_1 > 9$  Salto fuerte

Figura 4.5. Varios tipos de salto hidráulico según el valor del número de Froude

- Para  $1 < F_1 < 1.7$ , la superficie del agua muestra ondulaciones, este es el denominado salto ondular.
- Para  $1.7 < F_1 < 2.5$ , una serie de pequeños movimientos circulares se desarrolla sobre la superficie del salto, pero la superficie del agua, aguas abajo permanece lisa. La velocidad a lo largo es ligeramente uniforme, y la pérdida de energía es baja. Este salto se puede llamar un salto débil.
- Para  $2.5 < F_1 < 4.5$ , hay un chorro oscilante entrando al salto desde el fondo hacia la superficie y hacia atrás sin mostrar un periodo. Cada oscilación produce una gran onda de periodo irregular, la cual comúnmente en canales, puede viajar haciendo daño ilimitado a bancos de tierra y piedras sueltas aguas abajo. El salto puede llamarse salto oscilante.
- Para  $4.5 < F_1 < 9.0$ , existe un remolino en la superficie del salto, cuya extremidad aguas abajo coincide con el punto en que el flujo entra, formándose un remolino completo. La acción y posición de este salto son menos sensibles a la variación de profundidad aguas abajo. El salto está bien balanceado y el rendimiento es el mejor. La disipación de energía varía desde 45 a 70%. Este salto se puede llamar permanente.
- Para  $F_1 > 9.0$ , el chorro de alta velocidad agarra golpes intermitentes de agua hacia la sección supercrítica, generando ondas aguas abajo, por lo que puede prevalecer una superficie de agua ondulada. La acción del salto es turbulenta pero efectiva ya que la disipación de la energía puede alcanzar 85%. Este salto puede llamarse un salto fuerte.

Cabe destacar que los rangos del número de Froude dados arriba para los diversos tipos de salto, no son cortes nítidos.

#### 4.4.3. Características básicas del salto en canales rectangulares

##### 4.4.3.1. Tirantes del salto

A partir de la condición general para la formación del salto, se obtienen las ecuaciones que permiten calcular el tirante conjugado mayor y menor. Para un canal rectangular, conocido el menor y el número de Froude  $F_1$  antes del salto, se puede obtener el mayor a partir de la ecuación 4.11, indicada abajo.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Esta ecuación se puede representar por la curva en la figura 4.6. La ecuación 4.12 permite calcular el conjugado menor, conocido el mayor y el número de Froude  $F_2$  después del salto.

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_2^2} - 1) \quad (\text{Ec. 4.12})$$

#### 4.4.3.2. Altura del salto

La diferencia entre los tirantes conjugados del salto es la altura del salto, o  $h_j = y_2 - y_1$ . Expresando cada término con respecto a la energía específica inicial podemos escribir:

$$\frac{h_j}{E_1} = \frac{y_2}{E_1} - \frac{y_1}{E_1} \quad (\text{Ec. 4.13})$$

Donde  $h_j / E_1$  es la altura relativa,  $y_1 / E_1$  es el tirante conjugado relativo menor,  $y_2 / E_1$  es el tirante conjugado relativo mayor. Todas estas relaciones también pueden expresarse en términos de  $F_1$ .

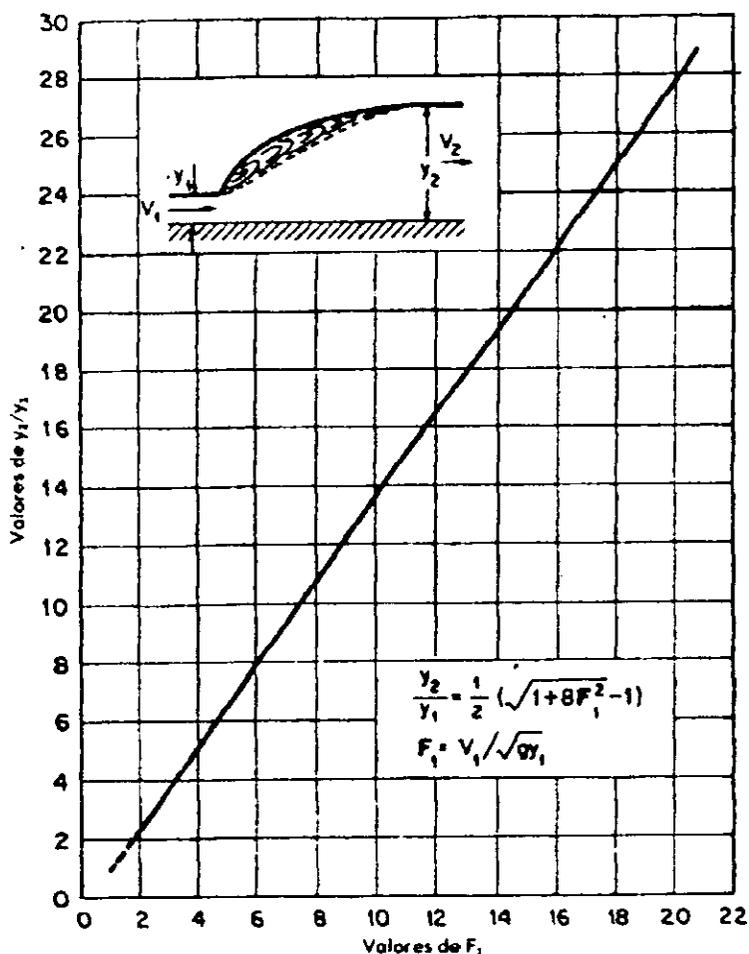


Figura 4.6 Relación entre  $F_1$  y  $y_2/y_1$  para un salto hidráulico en un canal horizontal

#### 4.4.3.3. Longitud del salto

La longitud del salto puede definirse como la distancia medida desde la cara del frente del salto a un punto en la superficie inmediatamente aguas abajo del remolino. Esta longitud no puede ser

determinada fácilmente por la teoría, pero ha sido investigada experimentalmente por muchos hidráulicos.

En un criterio simple se puede utilizar la siguiente ecuación<sup>1</sup> para determinar la longitud del salto en un piso horizontal:

$$L = 7 (y_2 - y_1) \quad (\text{Ec. 4.14})$$

Una curva de  $F_1$  vs  $L/y_2$  basada sobre los datos experimentales de seis modelos de canal, ha sido preparado por el Bureau of Reclamation sobre la longitud del salto (Figura 4.7).

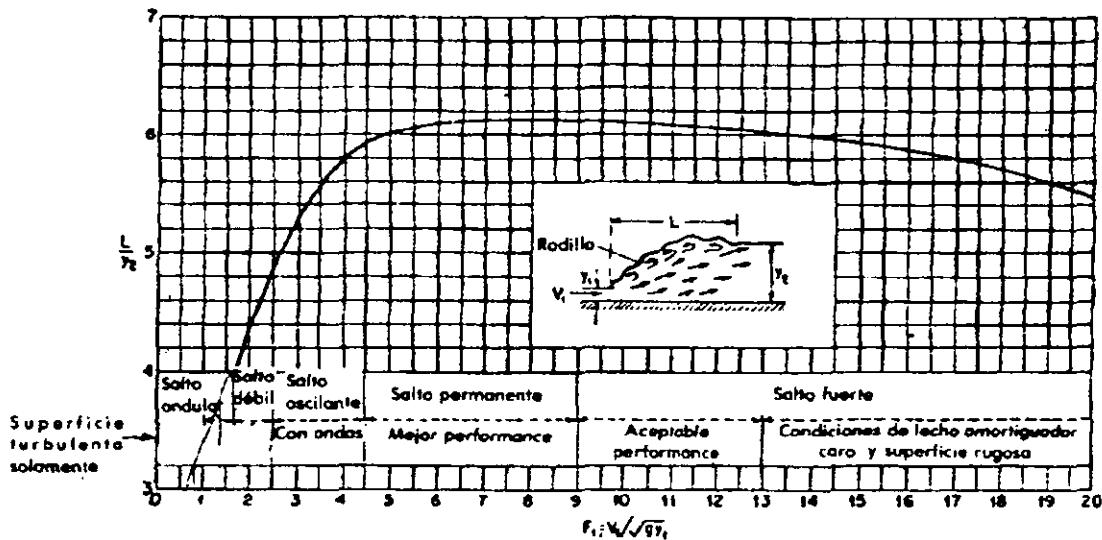


Figura 4.7 Longitud del salto hidráulico para canales rectangulares en términos de la profundidad conjugada  $y_2$

Bakhmeteff y Matzke han encontrado que el perfil de la superficie de un salto hidráulico se puede representar por curvas adimensionales para varios valores de  $F_1$ , como se ve en la figura 4.8. y a partir de ellas se puede obtener la longitud del salto.

#### 4.4.3.4. Pérdida de energía

La pérdida de energía en el salto es igual a la diferencia en energías específicas antes y después del salto. Se puede mostrar que la pérdida es

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2} \quad (\text{Ec. 4.15})$$

La relación  $\Delta E/E_1$  se conoce como la pérdida relativa.

La relación de la energía específica después y antes del salto a aquella antes del salto se define como eficiencia del salto.

<sup>1</sup> Torres, Obras Hidráulicas Ed Trillas

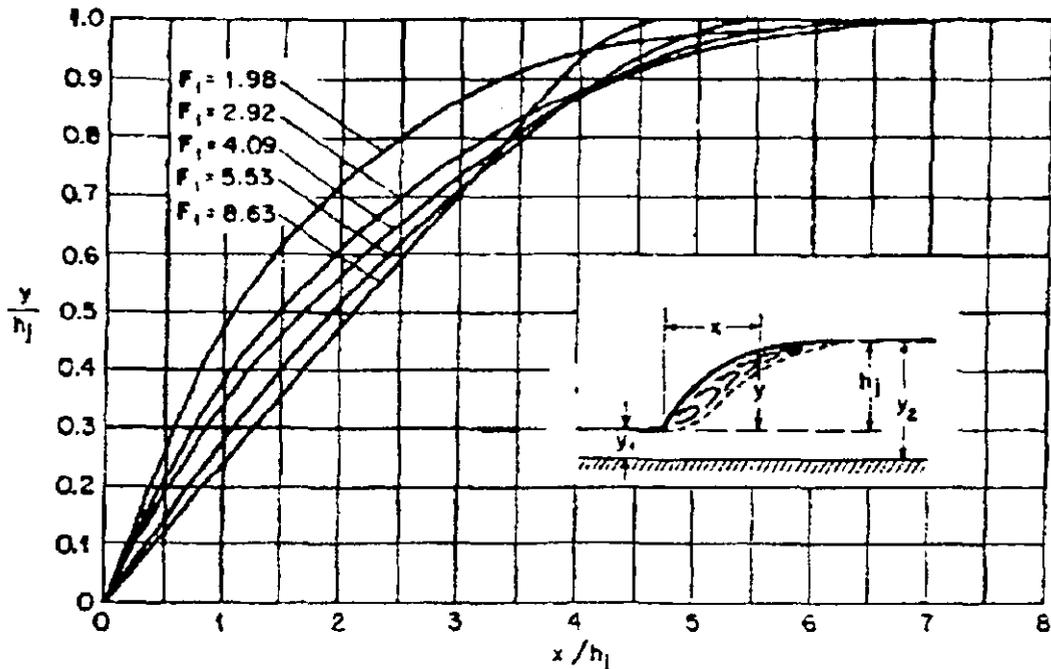


Figura 4.8. Perfiles adimensionados de superficie de saltos hidráulicos en canales horizontales.

la eficiencia se calcula como

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_1^2 + 1)^{3/2} - 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2 + F_1^2)} \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Esta ecuación indica que la eficiencia de un salto es una función adimensionada, que depende solamente del número de Froude del flujo poco antes de que se genere el salto.

#### 4.4.4. Formación de un salto

##### 4.4.4.1. Según condiciones aguas arriba

El salto hidráulico ocurre con un escurrimiento supercrítico, cuando el tirante cambia abruptamente a su conjugado mayor. Hablando teóricamente, el salto ocurrirá en un canal rectangular horizontal en un punto en el que la ecuación de momentum (ec. 4.9) se cumpla para dos secciones.

Hay tres esquemas alternativos (ver figura 4.9) que permiten a un salto hidráulico formarse en un punto.

El caso 1 representa el esquema en el cual el tirante del flujo aguas abajo  $y_2'$  es igual al tirante  $y_2$  conjugado mayor de  $y_1$ . En este caso, los valores de  $F_1$ ,  $y_1$  e  $y_2'$  ( $=y_2$ ) satisfacen la ecuación 4.11 y el salto sucederá inmediatamente adelante del tirante  $y_1$ . Sin embargo una pequeña

diferencia entre los valores supuestos puede causar que el salto hidráulico se mueva hacia aguas abajo de su posición estimada. Consecuentemente siempre es necesaria alguna herramienta para controlar la posición del salto.

El caso 2 representa el esquema en el cual el tirante del flujo aguas abajo en el caso 1 es menor. Como un resultado, el salto sucederá aguas abajo a un punto donde la ecuación 4.11 esté satisfecha otra vez. Este caso debe ser evitado en lo posible cuando se pretende usar al salto como disipador de energía al final de un vertedor, porque el salto barrido tendrá lugar en el canal enteramente desprotegido resultando en una severa erosión. El remedio para la erosión es usar un control en el fondo del canal, el cual aumentará el tirante de flujo aguas abajo y así asegurará un salto dentro del lecho protegido.

El caso 3 representa el esquema en el cual el tirante del flujo aguas abajo  $y_2'$  es más grande que  $y_2$ . Como un resultado, el salto será forzado aguas arriba, transformándose en un salto sumergido o ahogado. Este es posiblemente el caso más seguro en el diseño, porque la posición del salto ahogado se puede fijar más rápidamente. Desgraciadamente el diseño no es eficiente porque será disipada poca energía.

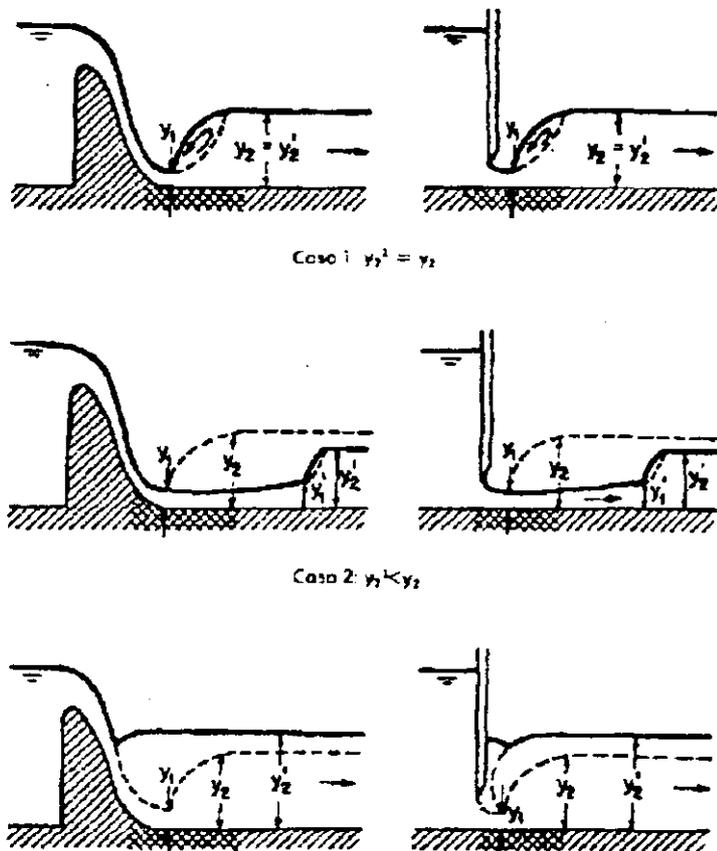


Figura 4.8. Efecto del tirante aguas abajo sobre la formación de un salto hidráulico

#### 4.4.4.2. Según condiciones aguas abajo

En la mayoría de los casos prácticos, no se cumple la suposición que hemos hecho antes de que el nivel aguas abajo es fijo. Generalmente, el nivel aguas abajo fluctúa, debido a cambios en la descarga del flujo en el canal. En tales casos, se puede trazar una curva de variación de nivel aguas abajo para mostrar la relación entre el tirante aguas abajo ( $y_2'$ ) y la descarga  $Q$ . De modo similar se puede dibujar sobre esta última, una curva de variación de saltos para mostrar la relación entre el tirante conjugado mayor  $y_2$  y la descarga  $Q$ . Dadas las condiciones del fenómeno, son posibles cinco clases de curvas (Figura 4.10.).

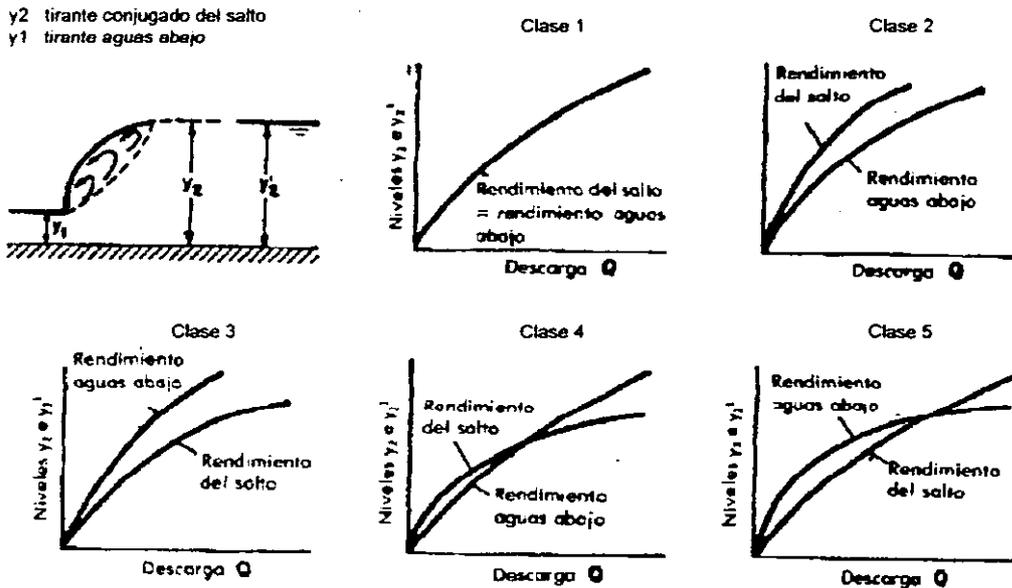


Figura 4.10. Clasificación de las condiciones aguas abajo para la formación del resato

La denominada como clase 1, representa todas las condiciones ideales en las cuales las dos curvas de variación siempre coinciden. La gráfica entonces nos muestra que en todo momento se forma el salto en el lugar deseado para todas las descargas. Esta situación sin embargo se encuentra naturalmente raras veces.

La clase 2 representa las condiciones en las cuales la curva de variación del salto está siempre a un nivel más alto que la curva de variación del nivel aguas abajo. Esto significa que el caso 2 mencionado anteriormente (figura 4.9) existe en todo momento y que el salto se formará en algún lugar lejos aguas abajo.

La clase 3 representa la condición en la cual la curva de variación del salto está siempre en un nivel más abajo que la curva de variación del nivel aguas abajo. Esto significa que en el caso 3 de la figura 4.9 ocurrirá en todo momento y que el salto se moverá aguas arriba y probablemente se ahogará. Consecuentemente y como lo hemos mencionado, será disipada poca energía

La clase 4 representa las condiciones en las cuales la curva de variación del salto está a un nivel más alto que la curva de variación del nivel aguas abajo para descargas bajas, pero a un nivel más bajo para descargas altas.

La clase 5 representa las condiciones en las cuales la curva de variación del salto está a un nivel más bajo que la curva de variación de niveles aguas abajo para descargas bajas, pero a un nivel más alto para descargas altas.

#### 4.4.4.3. Control del salto hidráulico

El salto hidráulico puede ser afectado o controlado por escalones de diversos diseños. La función del escalón es la de asegurar la formación de un salto y controlar su posición bajo todas las posibles condiciones de operación.

En el diagrama de la figura 4.11 se muestran las relaciones entre  $F$ ,  $y_3/y_1$ , y  $h/y_1$  de una subida abrupta para  $X = 5(h - y_3)$ . El diagrama permite la predicción del funcionamiento de una subida abrupta cuando  $V_1$ ,  $y_1, y_2, y_3$  y  $h$  son conocidos.

En el diagrama, un punto  $(F, y_3/y_1)$  quedando sobre la línea  $y_3 = y_2$  representa la condición de que  $y_3 > y_2$  en la cual la subida abrupta podría servir únicamente para aumentar el efecto de ahogamiento. Para un punto quedando dentro del rango experimental entre las líneas para  $y_3 = y_2$  y  $y_3 = y_c$ , la posición del punto relativo a la correspondiente curva  $h/y_1$  indica el efecto de la subida abrupta sobre el esquema de flujo. Así, si el punto queda sobre la correspondiente curva  $h/y_1$ , se formará un salto con  $x = 5(h + y_3)$ . Si el punto queda a la izquierda y arriba de la curva, la subida es demasiado alta, y el salto será forzado aguas arriba y puede ser finalmente ahogado. Si el punto está a la derecha de la curva, la subida es demasiado pequeña y el salto será forzado aguas abajo hacia la subida abrupta y puede finalmente barrerse.

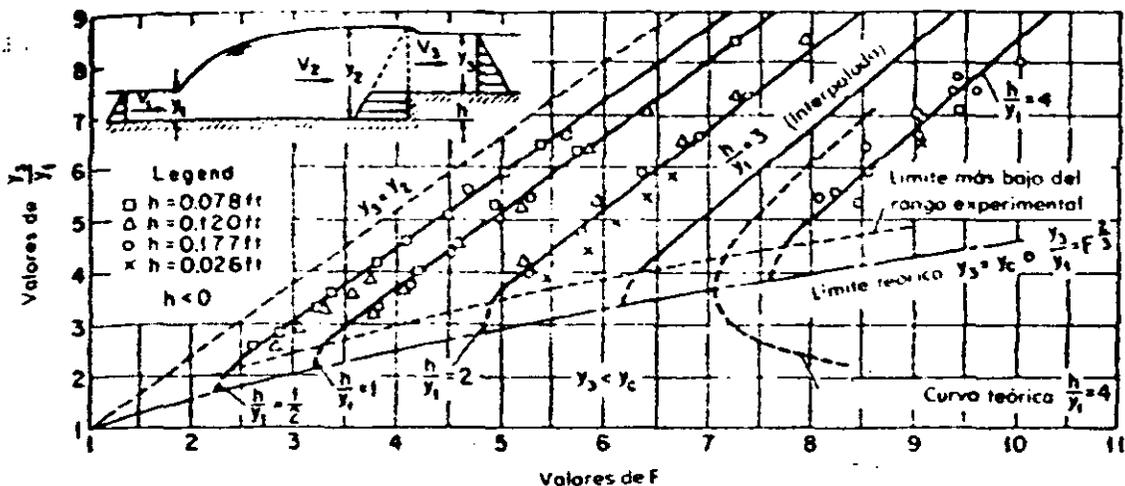


Figura 4.11 Relaciones entre los elementos de una subida abrupta

El control del salto por medio de una caída abrupta es útil si el tirante aguas abajo es más pequeño que el tirante conjugado mayor para un salto normal.

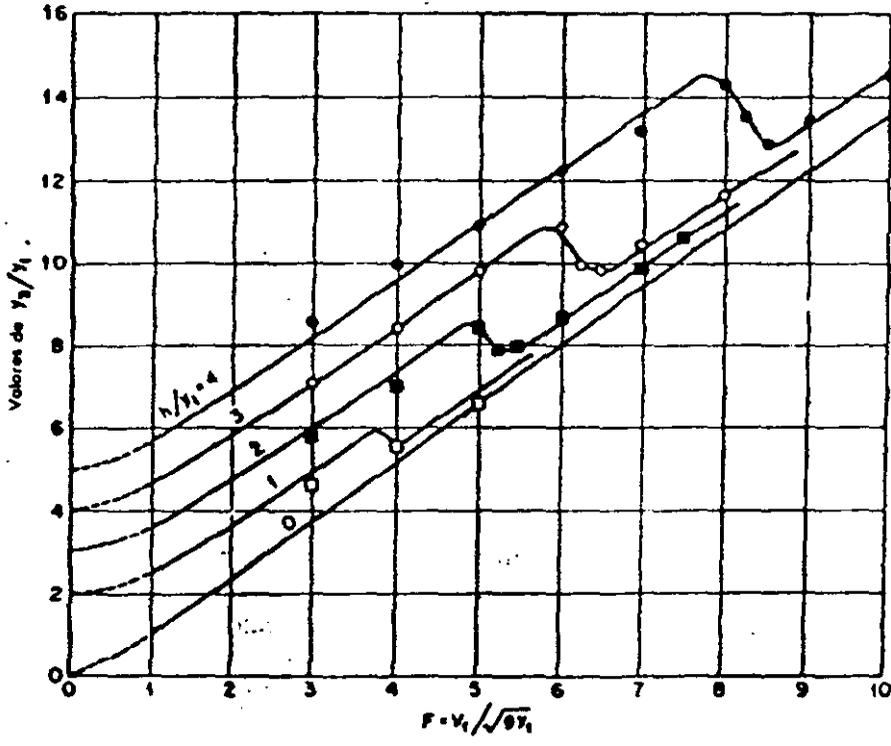
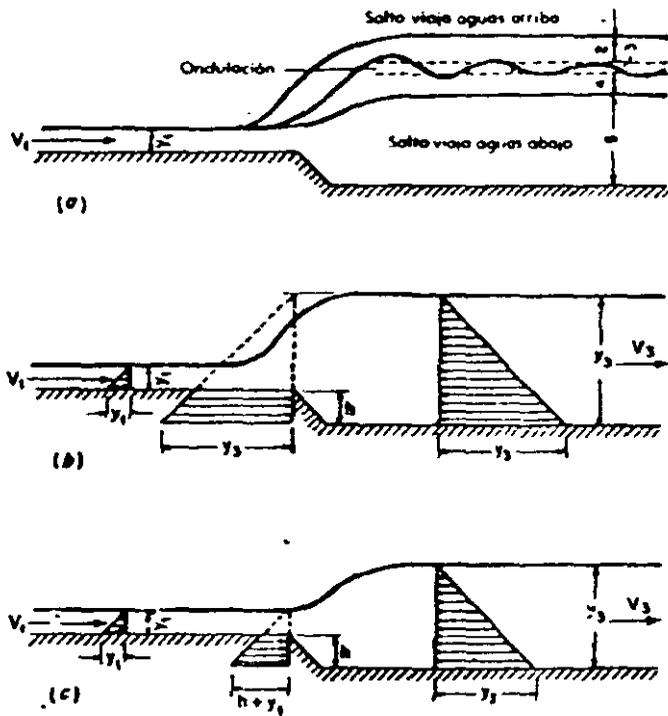


Figura 4.12 Relaciones experimentales para una caída abrupta

Para un número de Froude de llegada dado, el tirante aguas abajo de una caída puede ser uno como el mostrado en las cinco regiones de la figura 4.12. El límite inferior de la región 1 es el tirante para el cual el salto empezará a viajar hacia aguas arriba. El límite superior de la región 5 es la profundidad para la cual el salto empezará a viajar hacia aguas abajo. Obviamente el salto no es controlado por la caída en estas dos regiones. El salto es estable y la caída es efectiva para su propósito solamente para las regiones 2 y 4. La región intermedia 3 representa un estado ondular del flujo sin un frente de ruptura.

Se ha demostrado que para la región 2,

$$F^2 = \frac{1}{2} \frac{y_3}{1-y_3} \frac{y_1}{y_1} \left[ 1 - \left( \frac{y_3}{y_1} - \frac{h}{y_1} \right)^2 \right] \quad (\text{ec. 4.16})$$

y para la región 4

$$F^2 = \frac{1}{2} \frac{y_3}{1-y_3} \frac{y_1}{y_1} \left[ \left( \frac{h}{y_1} + 1 \right)^2 - \left( \frac{y_3}{y_1} \right)^2 \right] \quad (\text{ec. 4.17})$$

Estas ecuaciones han sido verificadas experimentalmente. Las relaciones  $F$ ,  $y_3/y_1$ ,  $h/y_1$  se muestran en la figura 4.12. En esta, cada curva dada  $h/y_1$  tiene dos partes prácticamente rectas unidas por una curva. El lado izquierdo representa la región 2 y el lado derecho la región 4. Este diagrama puede ser usado con fines de diseño para determinar la altura de caída requerida para estabilizar un salto para cualquiera combinación de gasto, tirante aguas arriba y tirante aguas abajo.

## **CAPÍTULO 5**

### **CONSIDERACIONES PARA DISEÑO**

#### **5.1. INTRODUCCIÓN**

Para diseñar apropiadamente la estructura terminal de la obra de excedencias, que generalmente es un tanque amortiguador o una cubeta, es necesario calcular con la mayor exactitud posible, los valores que puede alcanzar la energía cinética de la corriente dentro y en los límites de la obra. Sobre todo, es vital determinar el valor correspondiente a la sección donde la corriente abandona la parte revestida de la estructura terminal y se incorpora nuevamente al cauce del río, pues esto debe hacerse con el mínimo de energía cinética, para reducir la erosión en la parte inmediatamente posterior a la salida o descarga.

Con el objeto de controlar dicha erosión, se confrontan en el diseño numerosas variables en adición a las características físicas de los materiales que formen el lecho del río. Entre estas variables se pueden mencionar: frecuencia e intensidad de las avenidas, grado de protección que debe preverse para las más grandes pero poco frecuentes y nivel del remanso aguas abajo para las diferentes descargas,

Con el fin de obtener un grado de protección adecuado contra la erosión aguas abajo de la estructura terminal, el proyectista puede optar por alguna de las siguientes protecciones o una combinación de ellas, en función de la naturaleza de los materiales que forman el lecho del río, el cual puede ser poco o muy erosionable.

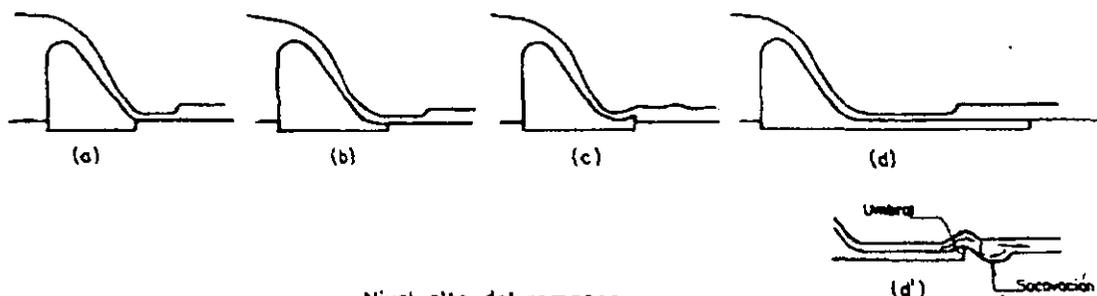
#### **Suelo poco erosionable**

Cuando las obras están cimentadas en roca, el método convencional de diseño consiste en delinear el perfil de la estructura con un delantal curvo, provisto de una cubeta que recircule el agua en la dirección de la corriente. (figura 5.1.b). En algunos diseños, la parte final de la cubeta está a la misma elevación que el lecho del río, y en otros, más arriba. Frecuentemente la tangente del perfil de la cubeta en su parte de aguas abajo es horizontal y en algunas ocasiones se extiende una cierta distancia (figura 5.1.d).

En otros diseños, la tangente del extremo aguas abajo de la cubeta presenta una ligera deflexión arriba de la horizontal. (figuras 5.1.c y 5.1.g). En estructuras de baja altura alojadas en roca sólida, los delantales curvos son omitidos por innecesarios.(figura 5.1.a)

Para que se produzca el salto hidráulico al pie de la estructura se requiere que el nivel del remanso sea adecuado; si el nivel del agua en la descarga es elevado, el salto se presenta sobre el talud de la estructura. (figura 5.1.e.) y se ahoga. Así la energía cinética de la corriente se reduce considerablemente y ésta tiene menor poder erosivo que cuando el nivel del remanso es bajo (figura 5.1.d) , es decir, el salto es barrido.

### Nivel bajo del remanso



### Nivel alto del remanso

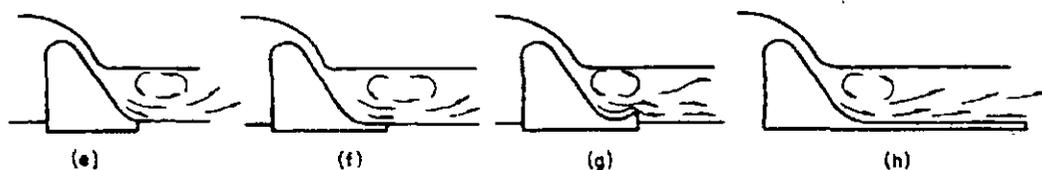


Figura 5.1 Vertedores de excedencias típicas alojadas en suelos poco erosionables

### Suelo erosionable

En esta condición el diseñador puede adoptar por disipar la mayor parte de la energía antes de que la corriente abandone la zona revestida de la estructura terminal. Una manera de hacerlo es dirigiendo la corriente dentro del remanso, es decir, logrando que ésta no choque directamente contra la masa de agua de descarga.

Esto se consigue, en algunos casos, añadiendo obstáculos para confinar el salto hidráulico (figuras 5.2.a, 5.2.b y 5.2.e).

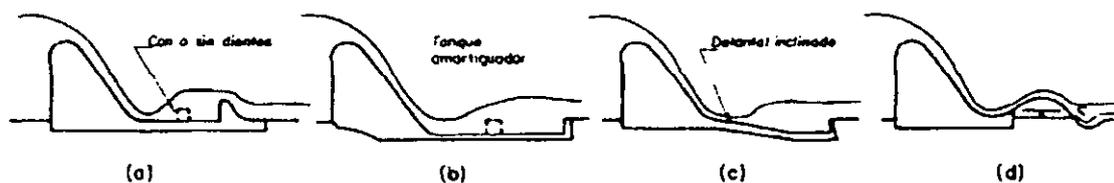
Cuando el remanso es suficiente se fuerza la formación del salto al pie de la obra de excedencias con un tanque amortiguador (figura 5.2.a), construido sobre el lecho del río o debajo del mismo, excavándolo (figura 5.2.b y c).

Esta solución se adopta únicamente cuando el nivel del remanso es alto, pues encarece la obra.

Si el nivel es capaz de formar el salto hidráulico y la corriente alcanza un valor alto en su energía cinética al pie de la obra de excedencias, es decir, lleva una gran velocidad, la estructura puede diseñarse colocando un delantal con pendiente longitudinal hacia aguas abajo (figura 5.2.f), o dientes para disipar la mencionada energía (figura 5.2.e).

También se logra dirigir la corriente dentro del remanso, para que no se incorpore directamente al terreno natural, colocando un umbral en el extremo del tanque amortiguador (figura 5.2.e) o una cubeta ahogada que disipe la energía cinética. En ocasiones se ponen obstáculos (dientes) al flujo cuando la presa es de poca altura. Sin embargo, si la presa es de considerable elevación, los efectos destructivos pueden imposibilitar esta solución, a pesar de que tales obstáculos sean muy efectivos cuando se prueban en modelos hidráulicos.

### Nivel bajo del remanso



### Nivel alto del remanso

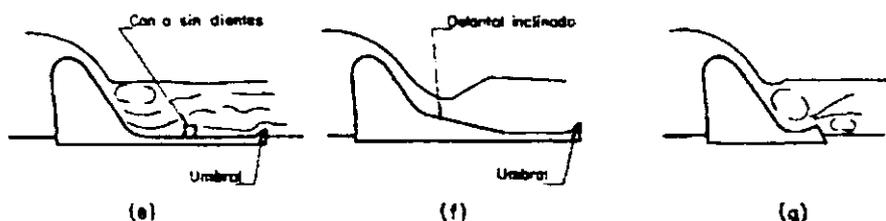


Figura 5.2 Vertedores de excedencias típicas alojadas en suelos erosionables

Si un cierto grado de erosión es permitido, la corriente puede ser desviada mediante una cubeta deflectora (figura 5.2.d), o utilizando un umbral en el extremo del tanque amortiguador.

Es importante para la selección del tipo de estructura terminal, la determinación de una curva de tirantes en el río contra gastos en la zona de descarga y su comparación con la curva de tirantes conjugados contra gastos, necesaria para formar un salto hidráulico al pie de la estructura para cualquier condición de escurrimiento (ver 4.4.4.).

Al comparar estas curvas, se pueden tener cuatro situaciones fundamentales, como se ve en la figura 5.3.

- La curva de tirantes del río queda siempre sobre la de los conjugados.
- La curva de tirantes queda siempre abajo de la de los conjugados.
- Las curvas se cruzan. La curva de tirantes del río está sobre la curva de conjugados para gastos pequeños y bajo ella para gastos grandes.
- Las curvas se cruzan. La curva de tirantes del río está bajo la curva de conjugados para gastos pequeños y bajo ella para gastos grandes.

Si se tiene una curva tipo a, usual es ríos caudalosos de planicie, la disipación de energía se hace normalmente con cubetas deflectoras. No se recomienda el uso de tanques amortiguadores con plantilla inclinada, a causa de los grandes volúmenes de concreto requeridos. Otra alternativa es elevar el tanque amortiguador y diseñar según los casos los casos (e) y (d) . Para una selección final debe hacerse un estudio económico de los dos tipos de estructuras.

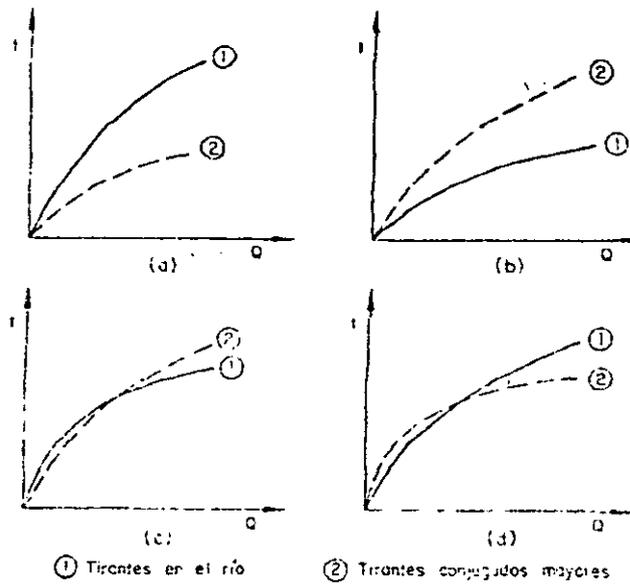


Figura 5.3 Curvas de gastos del río y de los conjugados mayores

Si se tiene una curva tipo b, o tipo c, usuales en ríos de alta pendiente, y es necesario un tanque amortiguador, este deberá profundizarse con excavación bajo el cauce o intentar con una subida abrupta o una caída, con el fin de asegurar el salto hidráulico para todas las descargas, como se puede ver en 4.4.4.3. El gasto de diseño que determina en estos casos la profundidad del tanque es el gasto máximo de la obra de excedencias. Deberá revisarse la necesidad de proteger la zona de descarga porque puede haber velocidades erosivas. Si se aumenta el ancho del tanque amortiguador respecto al ancho de descarga, la profundidad de desplante requerida disminuye y la curva tirantes conjugados se aproxima a la curva de tirantes del río. La selección del ancho del tanque amortiguador implica en este caso, consideraciones del tipo económico.

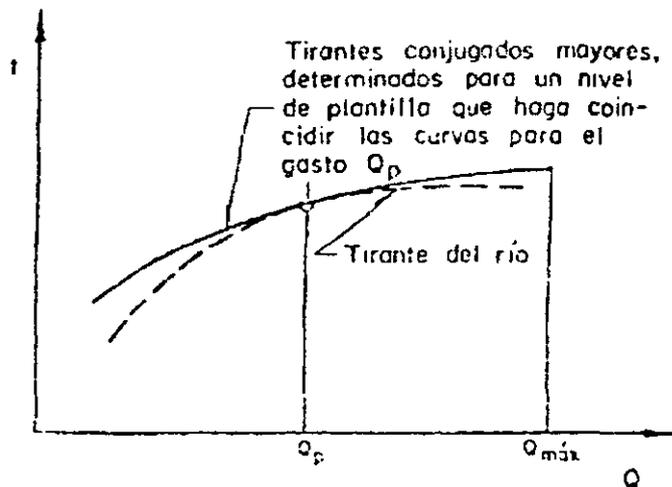


Figura 5.4 Curva de gastos  $Q_p$  es el gasto de diseño del tanque amortiguador

Cuando es posible, la solución más adecuada es una cubeta de lanzamiento, que no debe ser ahogada por los tirantes del río para ningún gasto.

Si se tiene una curva de tipo (d), el mejor método para asegurar el salto hidráulico es proporcionar un tanque amortiguador con un nivel de plantilla determinado para un gasto inferior al máximo de descarga como lo indica la figura 5.4.

Para el caso a mostrado en la figura 5.3, en la que como se ha mencionado no se puede utilizar un simple tanque amortiguador, existen dos soluciones, mismas que fueron estudiadas por Cruickshank: la cubeta dentada propuesta por el USBR y una circular propuesta inicialmente por Sabaniev y perfeccionada más tarde por Lievi y Chertousov.

## 5.2. CUBETA DE LANZAMIENTO

### 5.2.1. Características geométricas

#### 5.2.1.1. Geometría y dimensiones de los deflectores

En ocasiones, para propiciar la dispersión y aeración del chorro se utilizan deflectores cuya geometría es muy variada; el más común es el de dientes deflectores (figura 5.5), que divide el flujo en chorros con movimiento en diferentes direcciones.

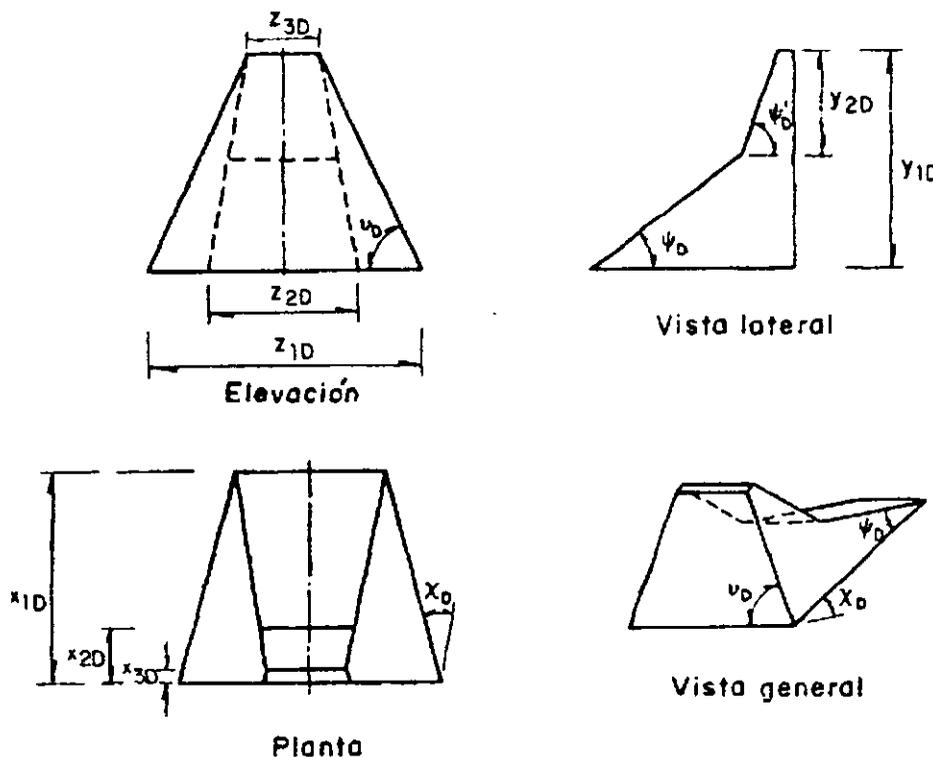


Figura 5.5 Geometría de los dientes deflectores

### 5.2.1.1.1. Altura relativa del deflector

Para el diseño de cubetas de lanzamiento con deflectores, Vizgo recomienda ciertos valores (figura 5.6) en cuanto a su altura, la cual se reduce conforme disminuye el número de Froude.

Número de Froude	Tirantes $d/d_{ca}$	$Y_{1D}/d$	Observaciones
$Fr > 7$	Menor de 0.4	2	Se recomiendan deflectores
$3.5 < Fr < 7$	De 0.4 a 0.5	1	Se recomiendan deflectores
$3.5 < Fr < 2.5$	Más de 0.5	0.5	Se recomiendan deflectores
$Fr < 3.5$	-	-	No se recomiendan deflectores

Altura de los deflectores

$\psi_D$	10°	20°	30°	40°	50°	60°
$Y_{1D}$	0.4	1	1.6	1.8	2	2.5

Valores mínimos teóricos  $Y_{1D}/d$  para  $\psi_D = \psi_D$

Tabla 5-1 Parámetros de diseño para cubetas de lanzamiento

### 5.2.1.1.2. Inclinación de las caras del deflector

La inclinación de las caras del deflector se caracteriza, en la figura 5.5, por  $\psi_D$ ,  $\psi_D'$ ,  $\nu_D$ ,  $X_D$ . Los ángulos  $\psi_D$  y  $\psi_D'$  están relacionados con el ángulo vertical de salida de la lámina que fluye sobre el deflector y los ángulos  $\nu_D$  y  $X_D$  están asociados a la geometría del chorro entre los deflectores. En general, dichos ángulos están relacionados con las presiones dinámicas sobre el diente.

Los ángulos que definen la inclinación de las caras del deflector están comprendidos en los intervalos siguientes:  $\psi_D$  entre  $8.10^\circ$  y  $29^\circ$ ,  $\psi_D'$  entre  $15.9^\circ$  y  $35^\circ$ ,  $X_D$  entre  $0^\circ$  y  $17.8^\circ$  y  $\nu_D$  entre  $40^\circ$  y  $90^\circ$ .

### 5.2.2. Características hidráulicas

Las características hidráulicas de una cubeta se pueden determinar conocida la geometría de ésta, tomando como base un método matemático, el cual transformado en un programa de computadora, permite verificar a bajo costo y en corto tiempo, diferentes alternativas de diseño. Así, se hace la selección preliminar de una o más alternativas para ser ensayadas en modelo hidráulico, con lo que se logra el mínimo de modificaciones y por consiguiente ahorro de tiempo.

Las características hidráulicas que se pretende determinar son: la distribución de velocidades en el paso de un gasto con un tirante dado y las presiones que se ejercen en la cubeta como consecuencia de esta distribución.

Sánchez Bribiesca y Franco proponen el siguiente criterio sobre las características del funcionamiento hidráulico.

El problema inmediato por resolver es la determinación de la carga de presión,  $P_h$ , que se considera formada, en el caso de la cubeta, por la suma de una carga hidrostática más una carga producida por el efecto centrífugo provocado por la curvatura del piso. La carga hidrostática está definida por la ecuación 5.1, donde  $d$  es el tirante del flujo en metros,  $P_h$  es la presión en  $\text{Kg/m}^2$

y  $\alpha$  es el ángulo de llegada del flujo en grados. Ver figura 5.6.

$$\frac{P_H}{\gamma} = d \cos \alpha \quad \text{Ec. 5.1}$$

La presión producida por la aceleración centrífuga ( $P_c$ ) está definida por la ecuación 5.2, donde  $R$  es el radio de la cubeta en metros,  $V$  la velocidad media del flujo en m/s y  $g$  es la aceleración de la gravedad en  $m/s^2$ .

$$\frac{P_c}{\gamma} = \frac{V^2}{g} [\ln R - \ln(R-d)] \quad \text{Ec. 5.2}$$

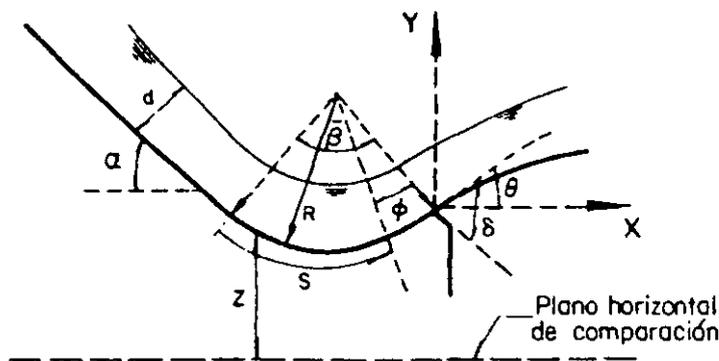


Figura 5.6 Nomenclatura de la cubeta de lanzamiento

Haciendo  $K_2 = \ln R - \ln(R-d)$  Ec 5.3

$$\frac{P_c}{\gamma} = K_2 \frac{V^2}{g} \quad \text{Ec. 5.4}$$

para valores grandes<sup>2</sup> de  $R$ ,  $K_2 \cong d/R$ , de modo que la ecuación anterior se reduce a

$$\frac{P_c}{\gamma} = \frac{V^2 d}{gR} \quad \text{Ec. 5.5}$$

Teniendo en cuenta la corrección indicada, la carga de presión total se expresa como

$$\frac{P_H}{\gamma} = d \cos \alpha + \frac{V^2 d}{gR} \quad \text{Ec. 5.6}$$

<sup>2</sup> Camargo Hernández Jaime. Diseño y funcionamiento hidráulico de cubetas deflectoras. Instituto de Ingeniería UNAM No523 Pag 11.

La presión total en  $\text{Kg/m}^2$ , que se ejerce en la plantilla esta dada por

$$P_t = \gamma d \left[ \cos \alpha + \frac{V^2 d}{gR} \right] \quad \text{Ec. 5.7}$$

con lo cual la energía total en metros, referida a la plantilla puede formularse como

$$\varepsilon_c = d \cos \alpha + \frac{V^2 d}{gR} + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ec. 5.8}$$

Lenau y Cassidy presentan un método analítico para predecir el perfil de la superficie libre y las presiones en la plantilla de la cubeta de lanzamiento. Si se trata de una cubeta de lanzamiento de tipo convencional (figura 5.6), por la que circula un flujo, la superficie libre de la vena, referida a un sistema (X, Y), y la presión del flujo  $P_T$  serán función del radio de curvatura, R, el ángulo de llegada,  $\alpha$ , la deflexión,  $\beta$ , la carga total, H, el gasto por unidad de ancho, q, la densidad del fluido,  $\rho$  y el peso específico,  $\gamma$ .

$$\left[ \frac{Y/R}{P_T/\gamma H} \right] = f_2 \left( \frac{q}{R \cdot 2gH}, \frac{X}{H}, \frac{H}{R}, \beta, \alpha \right) \quad \text{Ec. 5.9}$$

Cuando  $H/R$  es grande, la velocidad en las líneas de corriente es constante y el parámetro  $q/r \cdot 2gH$  puede ser remplazado<sup>3</sup> por el parámetro  $d/R$ , siendo  $d$  el tirante al inicio de la cubeta en metros.

Una solución numérica para obtener las coordenadas de superficie libre y presiones en la cubeta de lanzamiento para diferentes formas de la misma fue desarrollada por Cassidy. La solución que él propone, para obtener la presión que se produce en la cubeta se muestra en la figura 5.7.

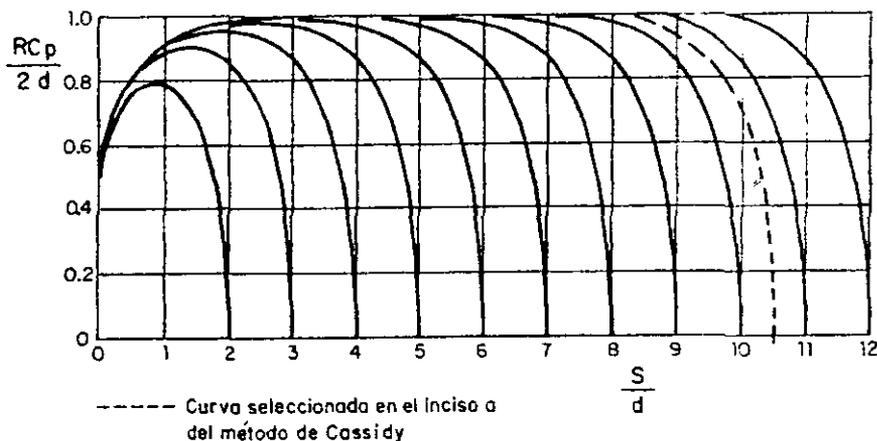


Figura 5.7 Relación entre  $RC_p / 2d$  y  $S/d$

<sup>3</sup> Camargo Hernández. Obra citada. pag. 13.

Para aplicar este criterio los pasos a seguir son:

a) Selección de la curva

Con la información geométrico-hidráulica  $q$ ,  $R$ ,  $\beta$ ,  $H$  se obtienen las relaciones para la sección donde el flujo despega. En la ecuación 5.12  $C_p$  es el coeficiente de presión adimensional, calculado como  $C_p = P_T / (\gamma H)$

$$d = \frac{q}{2gH} \quad \text{Ec. 5.10}$$

$$\frac{S}{d} = \frac{\beta \cdot R}{d} \quad \text{Ec. 5.11}$$

$$\frac{RC_p}{2d} = 0 \quad \text{Ec. 5.12}$$

Donde  $S$ ,  $d$  y  $R$  están en metros y  $\beta$  en grados. Con los valores calculados de  $S/d$  y  $RC_p/2d$  se obtiene, de la figura 5.7, un punto por donde pasa la curva a partir de la cual se evalúan los coeficientes de presión.

b) Obtención de las presiones

Para conocer la presión que el flujo ejerce en diferentes secciones de la cubeta de lanzamiento, se calcula

$$\frac{S}{d} = \frac{(\beta - \theta) \cdot R}{d} \quad \text{Ec. 5.13}$$

Tomando de la figura 5.7, el valor de  $S/d$  que corresponde a cada sección y la curva seleccionada, se determina, el valor de  $RC_p/2d$  correspondiente, y dado que  $C_p = p_t / (\gamma H)$ , es posible obtener la presión del punto deseado.

La presión que el flujo ejerce aguas arriba de la cubeta deflectora, se obtiene con ayuda de la figura 5.8, al suponer diferentes valores de  $S_0$  y obtener los correspondientes a  $S_1$  y  $RC_p/(2d)$ , con lo cual se calculan los valores de  $S/d = S_0 - S_1 / (d/R)$ , así como los de  $C_p$ ; de esta manera se obtienen la distancia,  $S$ , que está medida hacia aguas arriba del inicio la curva, y la presión,  $p_t = \gamma H C_p$

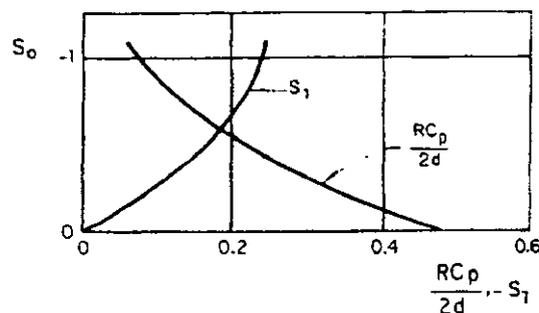


Figura 5.8 Relación entre  $S_0$  con  $RC_p/2d$  y  $-S_1$

Otro criterio, propuesto por el USCE (United States Corps of Engineers), es de sencilla aplicación y presenta la ventaja de tomar como base mediciones tanto de laboratorio como de prototipo.

Para determinar la presión máxima que ocurre en la parte más baja de la cubeta, se utiliza el parámetro de presión que produce la fuerza centrífuga, dado por la ecuación 5.5, mientras que para obtener la distribución de presión a lo largo de la cubeta, la carga de presión se expresa en función de

$$\frac{h_p}{H_T} = f_1 \left( \frac{q}{R\sqrt{2gH_T}}, \frac{\beta_1}{\beta} \right) \quad \text{Ec. 5.14}$$

El valor de la presión en cada punto de la cubeta se obtiene multiplicando  $H_p$  por  $\gamma$ . Lo anterior se puede obtener de las gráficas mostradas en la figura 5.9

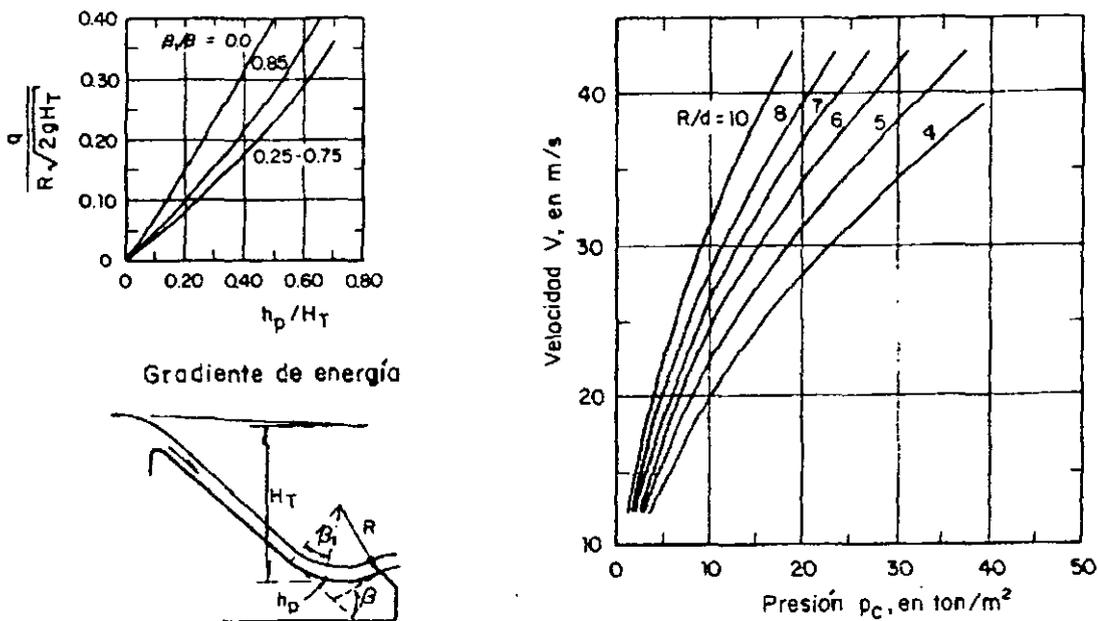


Figura 5.9 Cálculo de presiones en cubetas de lanzamiento

Rhone y Peterka reportan los resultados de estudios realizados por el USBR (United States Bureau of Reclamation) sobre vertedores de demasías en túnel, cuya estructura terminal es una cubeta de lanzamiento (figura 5.10). En la figura 5.11 se presenta la relación entre la presión real,  $P_x$  en  $\text{kg/m}^2$  y la teórica,  $P_t$  en  $\text{kg/m}^2$  a lo largo del fondo de la cubeta. Las curvas envolventes limitan una zona donde los ángulos de salida están comprendidos entre  $15^\circ$  y  $35^\circ$  y los números de Froude entre 6.8 y 10.3. La relación de presiones  $P_x/P_t$  varía de 0.6, al inicio de la cubeta, hasta un valor máximo superior a la unidad, el cual se presenta aproximadamente a 0.6 de la longitud de la cubeta medida a partir de su inicio. En este punto la presión real es mayor que la presión teórica; luego empieza a disminuir alcanzando el valor de la presión atmosférica al final de la cubeta.

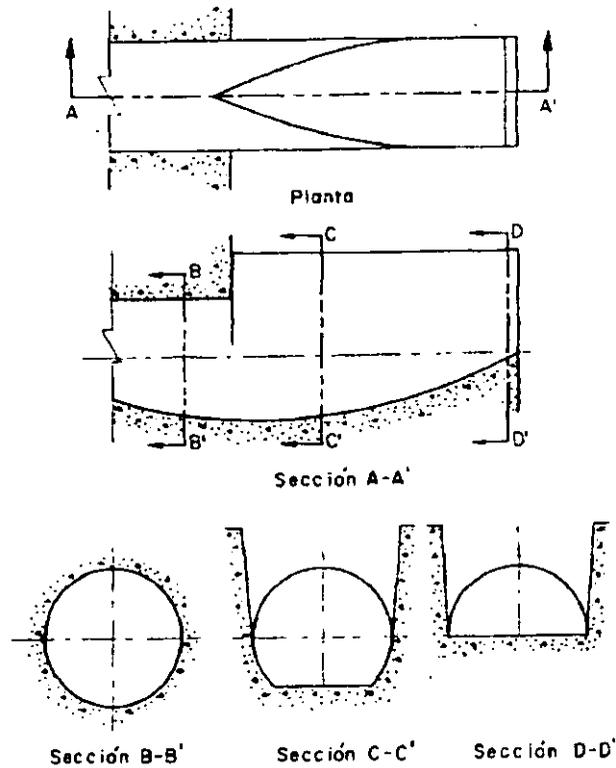


Figura 5.10 Geometría de la cubeta tipo USBR

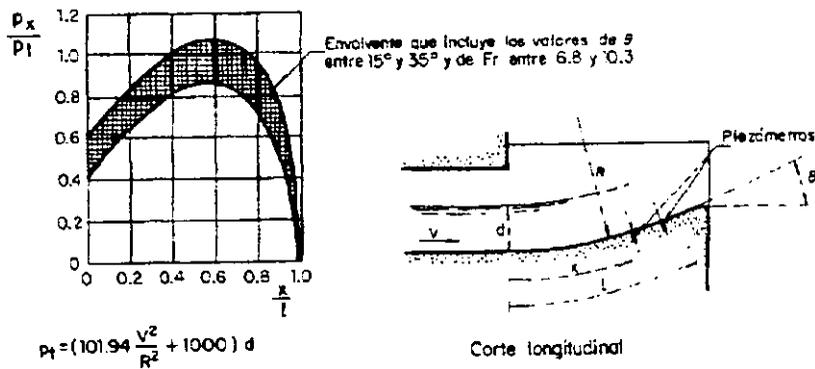


Figura 5.11 Presiones en la cubeta tipo USBR

En algunos de los ensayos realizados, el piezómetro colocado al final de la cubeta (figura 5.12), registró valores de presión menores que los de la atmosférica, fenómeno que no ha sido explicado satisfactoriamente, pero se debe quizás a la forma y ángulo de salida de la cubeta, ya que ambos pueden provocar que la vena líquida fluctúe. La figura 5.12 muestra la variación entre  $P_x/P_t$  y el ángulo de salida,  $\delta$ . La curva indica que para un ángulo de lanzamiento,  $\theta$ , el de salida,  $\delta$ , debe ser igual o mayor de  $39^\circ$ , con lo que se obtiene con seguridad una presión mayor que la atmosférica. La curva también indica que si  $\delta$  es  $0^\circ$  la presión es semejante a la atmosférica; aunque esta no sea una solución práctica desde el punto de vista constructivo. Sin embargo, hay que señalar, en relación con la figura 5.12, que cualquiera que sea el valor del ángulo de salida, este no influye en la variación de la relación  $P_x/P_t$ .

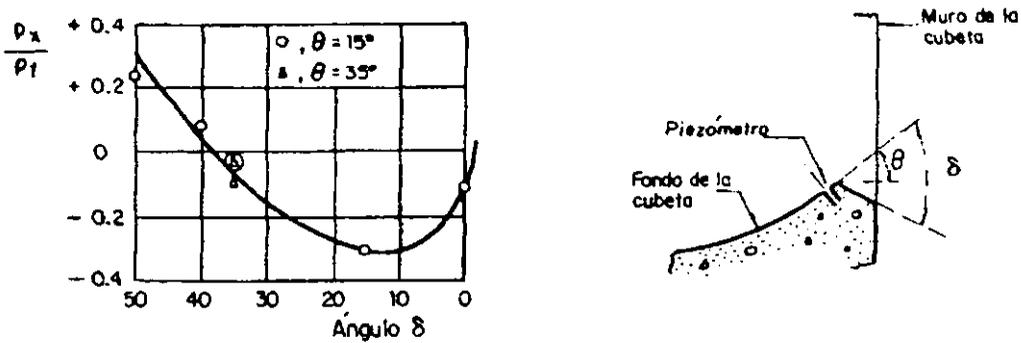
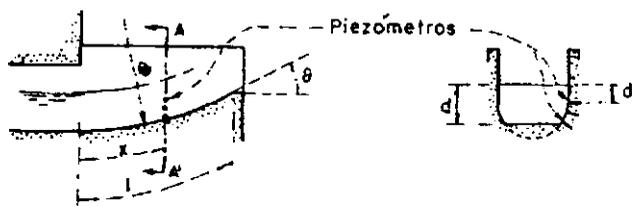
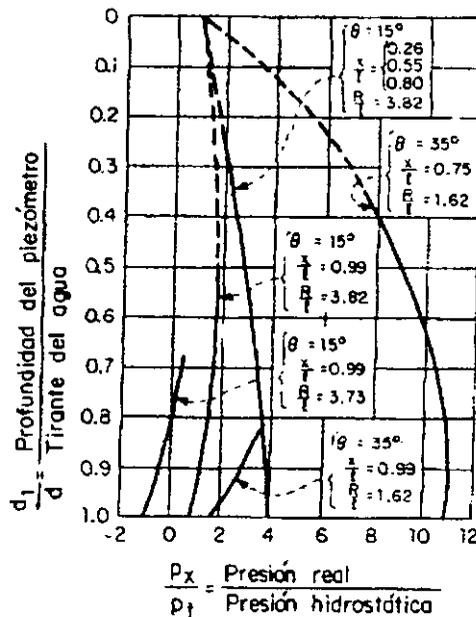


Figura 5.12 Presiones en la parte final de la cubeta tipo USBR

La figura 5.13 presenta las presiones en las paredes de la cubeta de lanzamiento estudiada por el USBR. Para un ángulo de lanzamiento de  $35^\circ$ , la presión máxima es, aproximadamente, once veces mayor que la hidrostática, en un punto cerca del fondo, a 0.75 de la longitud de la cubeta ( $x/L$ ); para el mismo punto, pero en la sección final de la cubeta, la presión en la pared es solo cuatro veces mayor que la hidrostática. Considerando el punto cercano al fondo de la cubeta y un ángulo de lanzamiento de  $15^\circ$ , la presión es cuatro veces superior a la hidrostática para  $x/L=0.26, 0.55$  y  $0.80$ , pero, al final de la misma, es solo dos veces mayor.



Corte longitudinal

Sección A-A'

Figura 5.13 Presiones en las paredes de la cubeta USBR

### 5.2.3. Dispersión del chorro

#### 5.2.3.1. Características del lanzamiento

##### 5.2.3.1.1. Longitud

Cuando la descarga de los vertedores de demasías puede hacerse directamente en el río, sin necesidad de construir una estructura para disipar o amortiguar la energía, el chorro se proyecta con frecuencia lejos de la obra por medio de una cubeta de lanzamiento. En ese caso el agua sale en un chorro libre que cae en el cauce a cierta distancia de la estructura terminal. La trayectoria de dicho chorro es función de la energía cinética del flujo y del ángulo de lanzamiento al salir de la estructura.

La longitud de lanzamiento teórica del chorro se determina a partir de la trayectoria parabólica que describe un proyectil que es lanzado con una velocidad inicial,  $V$ , y forma un ángulo,  $\theta$ , con la horizontal. En las diversas expresiones propuestas, las diferencias están en los parámetros empleados como datos iniciales.

El USBR determina la trayectoria del chorro, tomando como origen de las coordenadas el labio de la cubeta, con la ecuación 5.15 donde  $h_v$  es la carga de velocidad ( $V^2/2g$ ) en metros. Ver figura 5.6.

$$Y = X \cdot \tan \theta - \frac{X^2}{K [4(d + h_v) \cdot \cos^2 \theta]} \quad \text{Ec. 5.15}$$

Para tomar en cuenta la reducción de velocidad del chorro por la resistencia del aire, turbulencias internas y su propia desintegración, el valor teórico de  $K$ , que es igual a la unidad, se reduce a 0.9.

El alcance horizontal del chorro en la salida se obtiene considerando  $Y$  igual a cero; de esta forma

$$X = 2K(d + h_v) \cdot \tan \theta \quad \text{Ec. 5.16}$$

El valor máximo de  $X$  es igual a  $2K(d + h_v)$ , cuando  $\theta$  es  $45^\circ$ .

Para calcular la longitud de lanzamiento del flujo, medida a partir de la estructura terminal (figura 5.14), se pueden aplicar las siguientes expresiones propuestas por diferentes investigadores.

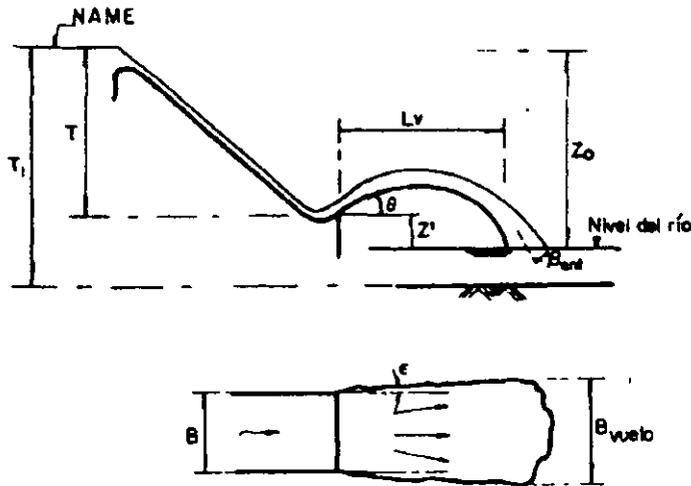


Figura 5.14 Geometría del chorro

a) Vizgo calcula teóricamente la distancia de lanzamiento relativa al desnivel,  $\lambda_0$

$$\lambda_0 = \frac{L_v}{Z_0} = 2 \cos \theta \left[ m_v \sin \theta + \sqrt{m_v (1 - m_v \cos^2 \theta + \frac{d}{2Z_0} \cos \theta)} \right] \quad \text{Ec. 5.17.}$$

En ella  $L_v$  es la longitud de vuelo del flujo en metros,  $Z_0$  es la carga hidráulica en metros,  $m_v$  es un parámetro adimensional utilizado por Vizgo  $m_v = h_v / Z_0$ . En esta expresión no se consideran las pérdidas de energía, ni el comportamiento del lanzamiento real del chorro en el aire respecto a la trayectoria ideal supuesta.

b) Kiseliou propone la siguiente expresión. En ella,  $n_k$  es un parámetro igual a  $T_1/T$  (ver figura 5.14),  $\phi_1$  es el coeficiente de velocidad que considera las pérdidas de energía desde la cresta vertedora hasta la cubeta de lanzamiento y toma un valor entre 0.85 y 0.92.

$$L_v = 2\phi_1^2 n_k T \cos \theta \left[ \sin \theta + \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{d \cos \theta + 2T(1 - n_k)}{2\phi_1^2 n_k T}} \right] \quad \text{Ec. 5.18}$$

c) Eliasberk propone una fórmula que utiliza la velocidad al final de la cubeta en m/s y la altura  $z'$  en metros.

$$L_v = \frac{V^2 \sin \theta \cos \theta}{g} + V \cos \theta \sqrt{\frac{V^2 \sin \theta}{g^2} + \frac{2z'}{g}} \quad \text{Ec. 5.19}$$

Para calcular la longitud de lanzamiento de la parte superior del lecho, en lugar de  $z'$  se considera  $(z' + d)$  y para la parte media del lecho  $(z' + 0.5d)$ . (Ver figura 5.14).

La USBR toma en cuenta el comportamiento real del chorro en el aire, que difiere de la trayectoria ideal asumida por un coeficiente  $K_1$ .  $K_1$  es el coeficiente de corrección de longitud de vuelo al considerar la diferencia de comportamiento del chorro en el aire y en el vacío, toma un valor entre 0.6 y 1.0.

$$L_{V(\text{real})} = K_1 L_{V(\text{teórica})} \quad \text{Ec. 5.20}$$

### 5.2.3.1.2. Ancho máximo

El ancho máximo de lanzamiento del chorro,  $B_{\text{vuelo}}$ , se produce cuando este penetra en el remanso formado aguas abajo de la estructura terminal (ver figura 5.14).

Vizgo lo determina con la expresión

$$B_{\text{vuelo}} = B + 2L_v \tan \varepsilon \quad \text{Ec. 5.21}$$

Donde  $B$  es el ancho de la cubeta en metros y  $L_v$  es la longitud de lanzamiento del chorro en metros,  $\varepsilon$  es el ángulo de divergencia del chorro en grados y ha sido calculado, por Rhone y Peterka, en función del número de Froude en la salida y de la geometría de la cubeta de lanzamiento (figura 5.15). En cubetas de lanzamiento prismáticas de fondo plano, la divergencia está comprendida entre  $2^\circ$  y  $5^\circ$  para números de Froude de 6 y 12. Para cubetas del tipo USBR, la divergencia es mayor, entre  $3^\circ$  y  $14^\circ$  para números de Froude entre 6 y 11.

### 5.2.3.1.3. Ángulo de entrada del chorro en el cauce

El ángulo de entrada teórico del chorro en la superficie del remanso aguas abajo de la estructura terminal, se determina con la expresión 5.22, ver figura 5.14.

$$\beta_{\text{ent}} = \text{angtan} \left[ \sqrt{\tan^2 \theta + \frac{2gz'}{v^2 \cos^2 \theta}} \right] \quad \text{Ec. 5.22}$$

Debe procurarse que el ángulo  $\beta_{\text{ent}}$  no sea muy grande, para disminuir el componente vertical de la velocidad que cae sobre la masa de agua y con ello la socavación en el cauce; se recomienda que sea inferior a  $40^\circ$ .

### 5.2.3.1.4. Velocidad de entrada del chorro en la superficie del agua

La velocidad teórica del chorro (m/s) al entrar en la superficie del remanso aguas abajo de la estructura terminal, se determina con la expresión

$$V_{\text{ent}} = \sqrt{v^2 + 2gz'} \quad \text{Ec. 5.23}$$

Tanto para el ángulo como para la velocidad de entrada del chorro en la superficie del remanso, parte superior y media, se hacen las mismas consideraciones anotadas para  $z'$  en el inciso C del punto 5.2.3.1.1.

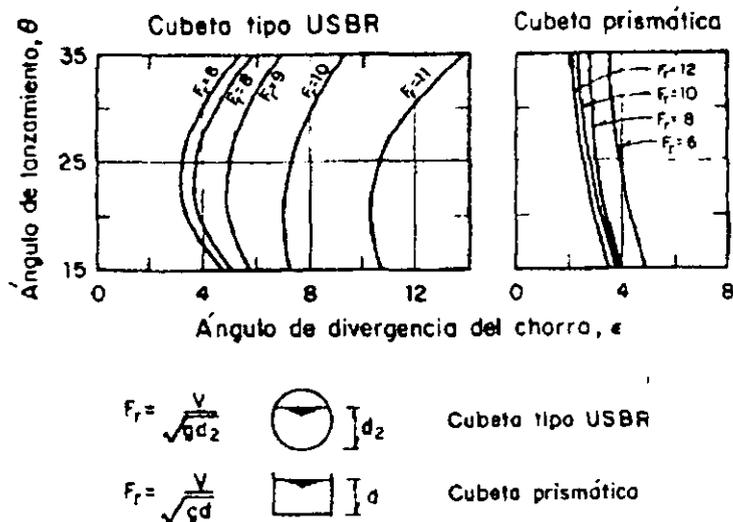


Figura 5.15 Ángulo de divergencia del chorro

### 5.2.3.2 Gasto mínimo de despegue

Su cálculo teórico parte del concepto de energía crítica, es decir, la mínima con que un gasto determinado pasa por una sección. De acuerdo con esta base, el gasto de despegue corresponde a aquél que llega a la salida de la cubeta con una energía al menos igual a la crítica. Con un gasto menor al señalado, el líquido no alcanzaría a despegar de la cubeta y se produciría un resalto dentro de ella.

Para definir el gasto mínimo de despegue teórico,  $Q_t$ , se requiere: conocer el perfil hidráulico del flujo para diferentes gastos; los conjugados menores, determinados a partir de la ecuación de la energía; así como los conjugados mayores, obtenidos de la ecuación del salto hidráulico en canales con pendiente.

Los pasos a seguir son:

- a) Idealizar la geometría del vertedor longitudinalmente, considerando que las curvas convexas y cóncavas están formadas por cuerdas
- b) Definir la geometría de las secciones: distancia entre ellas, ángulo de inclinación de las mismas, radio de curvatura de la superficie cóncava o convexa, ancho de la sección y taludes del canal
- c) Elegir la rugosidad del vertedor
- d) Suponer un cierto gasto,  $Q$ , para el cual se obtiene el perfil hidráulico del vertedor hasta el inicio de la cubeta

Al respecto pueden preverse dos casos:

- Si el gasto es menor que el mínimo de despegue, se presentará: resalto dentro de la cubeta; régimen crítico en el extremo de esta; régimen lento aguas arriba del mismo; régimen rápido en el canal aguas arriba de la cubeta.

- Si el gasto es mayor que el de despegue, no se producirá resalto dentro de la cubeta y se obtendrá régimen rápido en la rápida.
- e) Obtener el conjugado mayor,  $Y_2$  que corresponde a  $Y_1$ , a la salida de la cubeta de lanzamiento, así como la energía mínima,  $\epsilon_c$  (ecuación 5.8)
- f) Aumentar o disminuir el gasto, y repetir este procedimiento a partir del punto  $d_j$  hasta obtener la intersección de las curvas  $Q-Y_2$  y  $Q-\epsilon_c$

El gasto de despegue teórico,  $Q_T$ , es el gasto correspondiente a la intersección de dichas curvas

- g) Obtener el gasto unitario mínimo de despegue  $q_t = Q_T/B$ ; donde  $B$  es el ancho del canal, medido en el labio de la cubeta

Con la secuencia de cálculo establecida se deben obtener los gastos de despegue teóricos,  $q_t$ , y deberán relacionarse con los gastos mínimos logrados experimentalmente en modelos.

En un vertedor con compuertas conviene que el flujo despegue aún para gastos pequeños y revisar la magnitud de las erosiones que se producen al trabajar libre el vertedor para todo el rango de gastos, con la intención de conocer lo que sucedería en caso de una operación equivocada.

En las cubetas de lanzamiento es decir existe un gasto de despegue en la cubeta para cuando el gasto de descarga del vertedor va creciendo y otro cuando, una vez que se han descargado gastos superiores al de despegue, comienzan estos a disminuir hasta que está a punto de ahogarse la cubeta.

### **5.3. CUBETAS DISIPADORAS**

#### **5.3.1. Cubeta dentada del "Bureau of Reclamation"**

El criterio de diseño de esta cubeta tiene como base la realización de múltiples ensayos de laboratorio, en los que se hizo una serie de comparaciones de varios tipos de cubetas y en los cuales se determinó que la cubeta dentada es muy eficiente.

Las características del funcionamiento hidráulico de las cubetas dentadas, determinadas por el USBR, según diversos niveles de operación en el canal de descarga, se muestran en la fig 3.12, ésta trabaja en forma completamente ahogada. En su diseño, se debe realizar una revisión considerando los diversos gastos con que operará la estructura, con objeto de garantizar el funcionamiento adecuado de la cubeta.

El criterio del USBR está encaminado a seleccionar el radio mínimo de la cubeta, el tirante mínimo y máximo aguas abajo.

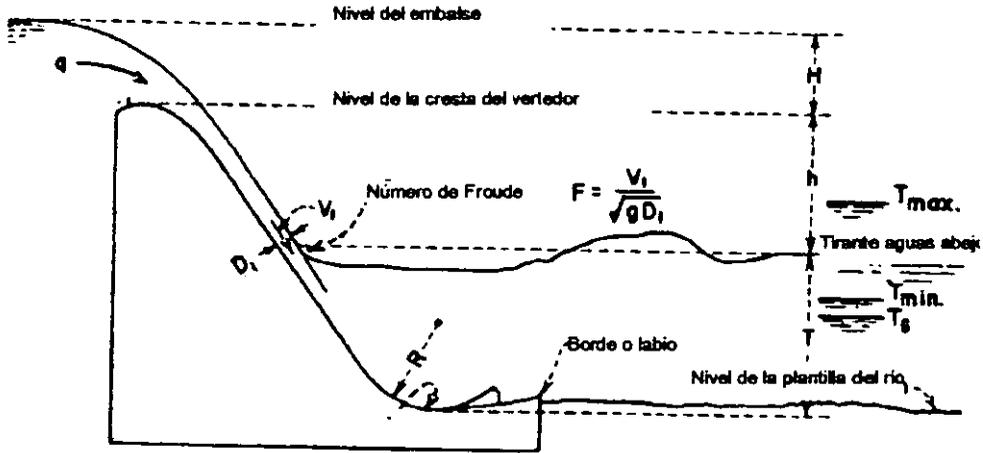


Figura 5.16. Características de diseño de la cubeta dentada.

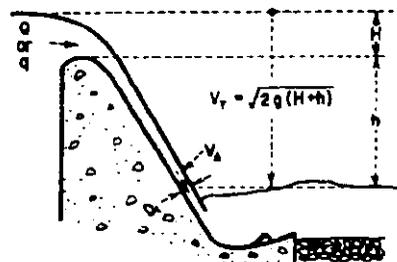
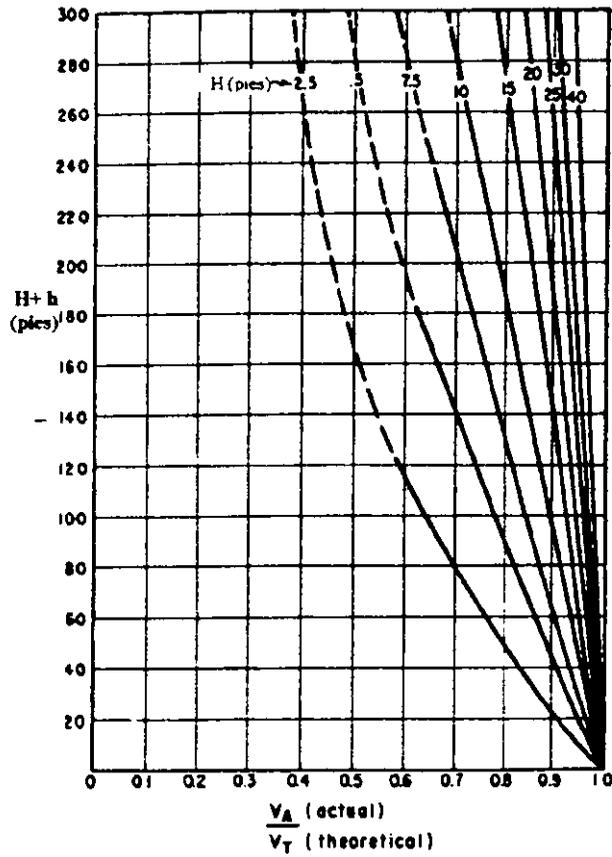


Figura 5.17. Curvas para determinar la velocidad de entrada

Se recomienda que la elevación del labio respecto al fondo sea  $0.2R$  y el ángulo de salida de  $16^\circ$ . No es conveniente una elevación menor del labio respecto al fondo porque se propicia la inclusión de pedruscos en la cubeta que terminan por dañarla.

Esta condición se determinó experimentalmente utilizando los resultados obtenidos por el USBR, de acuerdo con la nomenclatura de la figura 5.16.

La secuencia de diseño es muy simple:

1. Se debe calcular la descarga unitaria del vertedor, esto es, el gasto por unidad de ancho, función de la forma y carga hidráulica.
2. Determinar la velocidad con que llega el flujo ( $V_1$ ) y el tirante al inicio de la cubeta ( $D_1$ ) para el rango de gastos. Para  $V_1$  se puede emplear la figura 5.17, propuesta por el USBR.
3. En un perfil longitudinal a través del eje del vertedor de proyecto, determinar el punto que tenga la misma elevación que corresponda a la elevación de la superficie del agua en el río, para cuando se estuviera descargando el gasto máximo de proyecto del vertedor. Para una sección que pase por el punto señalado, determinar el número de Froude con base en la velocidad  $V_1$  y el tirante  $D_1$ .
4. Dado que el radio mínimo es función de  $H$  y  $q$ , en la grafica de la figura 5.18 se relacionan estos valores de acuerdo a los estudio del USBR. El radio mínimo  $R_{MIN}$  corresponderá al gasto máximo.
5. Determinar para cada gasto  $q$  de los escogidos, un  $T_{MIN}$  que será el tirante teórico mínimo que puede haber en el río para que la cubeta trabaje en buenas condiciones. Con el nomograma, también para el valor de  $R_{MIN}$  encontrado con anterioridad, determinar para cada gasto de los escogidos, un  $T_{MAX}$ , que corresponderá a un tirante teórico máximo que puede haber en el río, para el cual la cubeta trabaje en buenas condiciones. Figura 5.19 y 5.18. El valor obtenido de  $T_{MAX}$  tiene un factor de seguridad.
6. Por tanteos se determina la elevación óptima del fondo de la cubeta, en forma que el tirante  $T$  quede entre el máximo y mínimo.

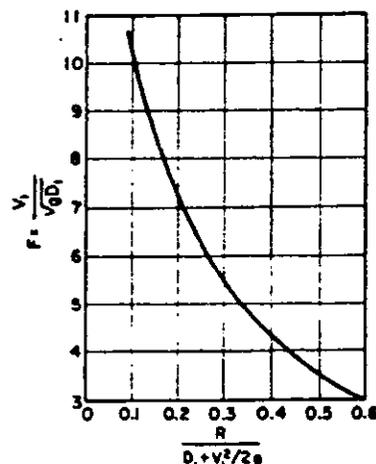


Figura 5.18. Radio mínimo de la cubeta.

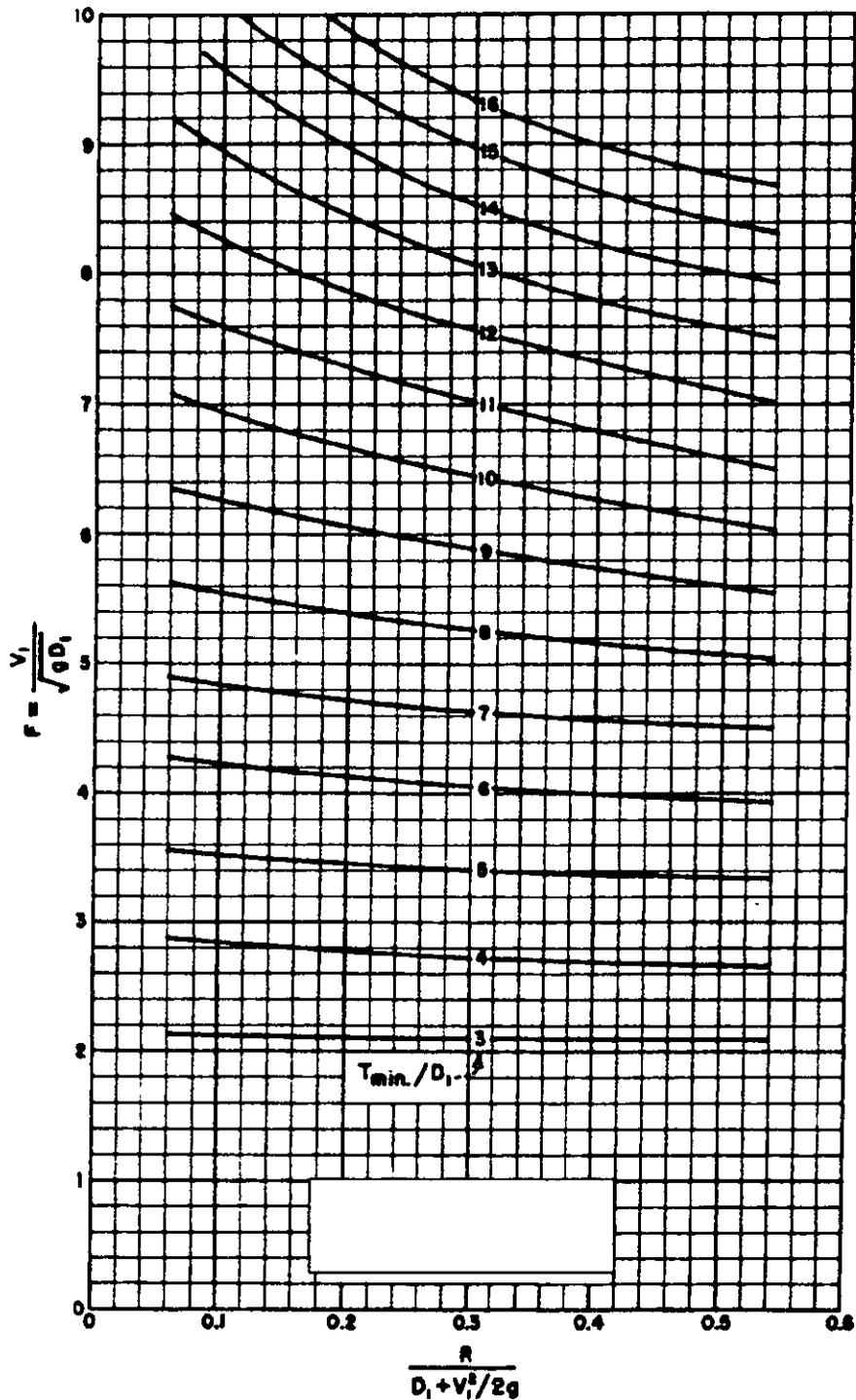


Figura 5.19. Tirante mínimo en el río

7. Conviene ratificar el coeficiente de seguridad contra el barrido. Para ello, utilizando la figura 5.21, se obtiene el tirante de barrido del deflector que es aquél para el cual el deflector deja de estar ahogado.

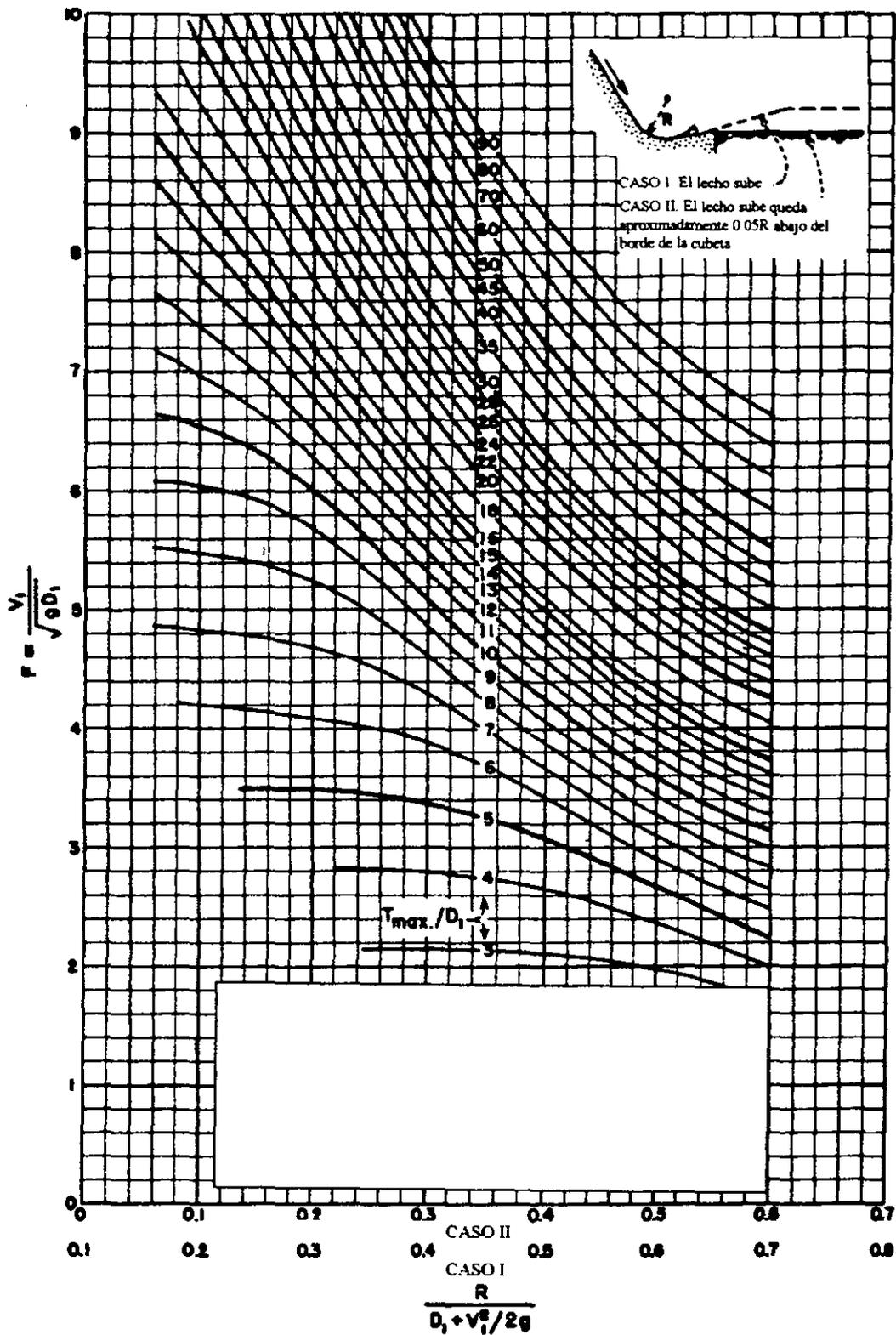


Figura 5.20. Tirante máximo

8. Se completa el diseño de la cubeta, utilizando la figura 5.22, para obtener dimensionamiento y separación de los dientes.

9. Finalmente se estima la superficie del flujo dentro y aguas abajo de la cubeta utilizando la figura 5.23.

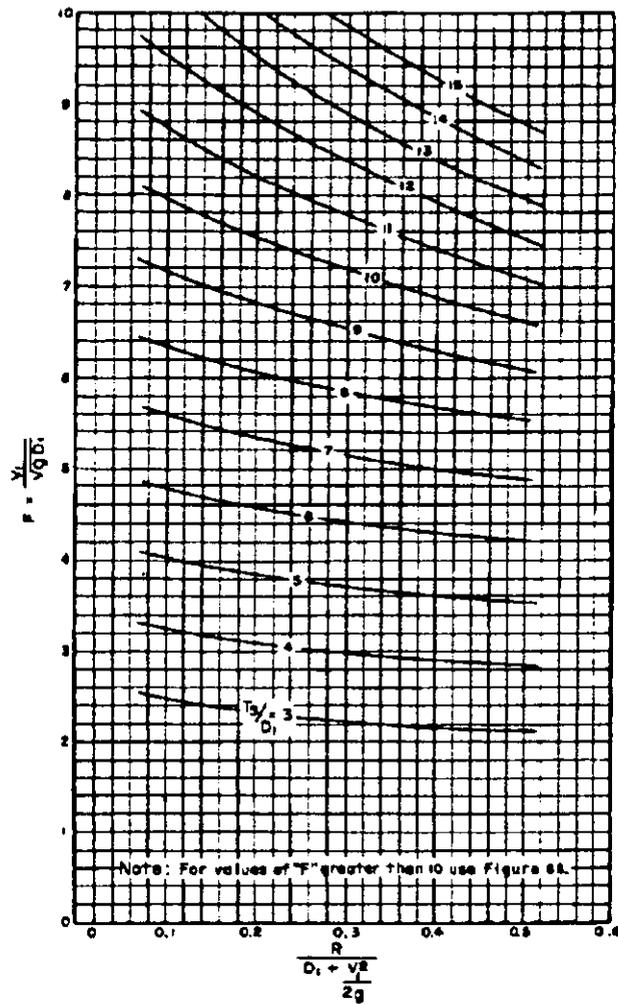


Figura 5.21. Tirante de barrido

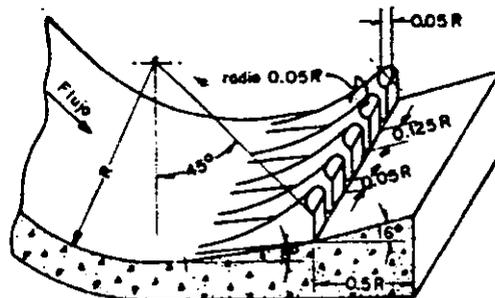


Figura 5.22. Cubeta dentada tipo Angostura criterio del USBR.

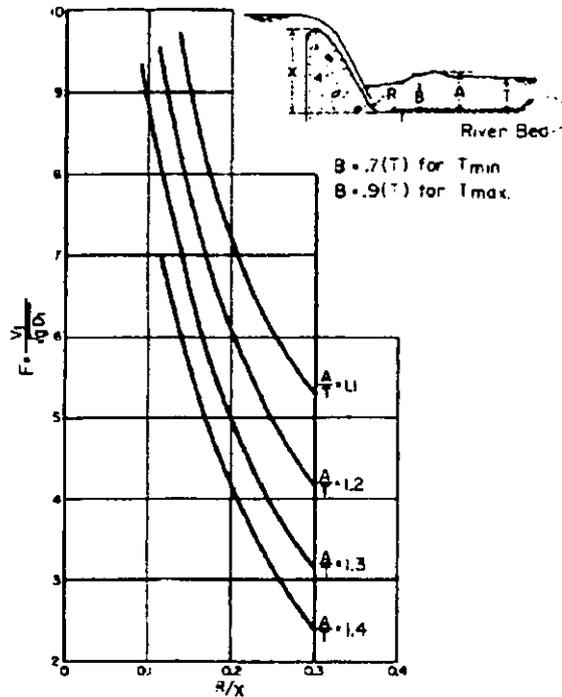


Figura 5.23. Características de la superficie del agua en cubetas deflectoras.

Para un espaciado de dientes de la cubeta de  $0.035R$ , los experimentos del USBR demostraron que los dientes no tienen problemas de cavitación para velocidades de  $23 \text{ m/s}$  ( $75 \text{ pies/s}$ ). Para cubetas pequeñas, el espacio entre dientes puede ser menor.

Se extiende el borde de la cubeta después de los dientes, lo cual sirve para alejar el chorro de los dientes y mejorar la estabilidad del flujo cuando éste deja la cubeta.

Un ángulo de  $16^\circ$  en el borde demostró un funcionamiento satisfactorio. Con un ángulo de  $12^\circ$  el flujo se vuelve inestable socavando el lecho del río.

Conviene construir tres gráficas superpuestas en un mismo sistema de ejes que tendrá la forma de la figura 5.24 y en la cual  $T$  es el tirante real del río para cada gasto  $Q$ .

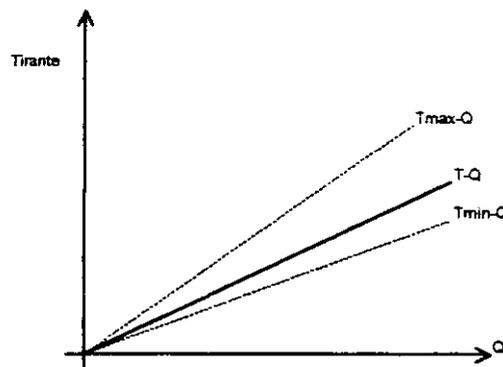


Figura 5.24. Curvas de gastos

Si la curva  $T-Q$  queda en medio de las curvas  $T_{\text{máx}}-Q$  y  $T_{\text{mín}}-Q$  querrá decir que es conveniente el empleo de este tipo de cubeta.

Si la curva T-Q queda por arriba de la curva T<sub>máx</sub>-Q deberá elevarse la cubeta y diseñarla como de lanzamiento.

Si la curva T-Q queda por abajo de la curva T<sub>mín</sub>-Q o cuando existe un cruce de curvas conviene optar por una cubeta de lanzamiento.

Debe hacerse un modelo hidráulico de la solución para ajustar posibles discrepancias entre el diseño teórico y el experimental.

### 5.3.2. Cubetas lisas

#### 5.3.2.1. Criterio de Elevatorski

Las consideraciones que hace para el diseño de las cubetas lisas, son básicamente las mismas que para las cubetas de lanzamiento.

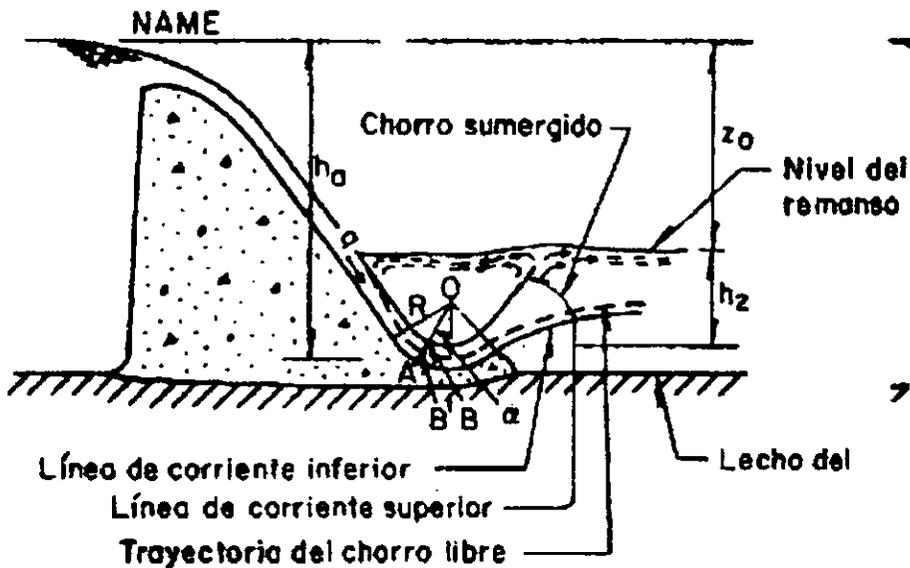


Figura 5.25. Características del flujo en una cubeta lisa

La carga de presión en la cubeta se obtiene con la ecuación 5.24 en kg/m<sup>2</sup>.

$$\frac{P_c}{\gamma} = \frac{V^2 d}{gR} \quad \text{Ec. 5.24}$$

De acuerdo con la figura 5.25, si R<sub>2</sub> es el radio de la cubeta y R<sub>1</sub>=0B, la velocidad (en m/s) en el punto A del chorro esta dada por la ecuación 5.25, en ella q es el gasto unitario en m<sup>3</sup>/s/m.

$$V_A = \frac{q}{R_2 \log(R_2 / R_1)} \quad \text{Ec. 5.25}$$

En el punto B, para la línea de corriente superior, la velocidad está dada por

$$V_B = \frac{q}{R_1 \log(R_2 / R_1)} \quad \text{Ec. 5.26}$$

Según la ecuación de Bernoulli, la carga de presión en el punto A es

$$\frac{P_T}{\gamma} = h - \frac{1}{2g} \left[ \frac{q}{R_2 \log(R_2 / R_1)} \right]^2 \quad \text{Ec. 5.27}$$

y en el punto B

$$0 = h - (R_2 - R_1) \cos \alpha - \frac{1}{2g} \left[ \frac{q}{R_1 \log(R_2 / R_1)} \right]^2 \quad \text{Ec. 5.28}$$

Cuando el nivel del agua en el canal de descarga ahoga el chorro (figura 5.25), las cargas de presión de las líneas de corriente superior B, son las correspondientes a la carga hidráulica  $h_2$ , (figura 5.26) de ahí que

$$h_2 = h - (R_2 - R_1) \cos \alpha - \frac{1}{2g} \left[ \frac{q}{R_1 \log(R_2 / R_1)} \right]^2 \quad \text{Ec. 5.29}$$

$$h_T = h - h_2 - (R_2 - R_1) \cos \alpha \quad \text{Ec. 5.30}$$

Resolviendo simultáneamente las ecuaciones anteriores se llega a

$$R_1 \log(R_2 / R_1) = \frac{q}{(2gh_T)^{0.5}} \quad \text{Ec. 5.31}$$

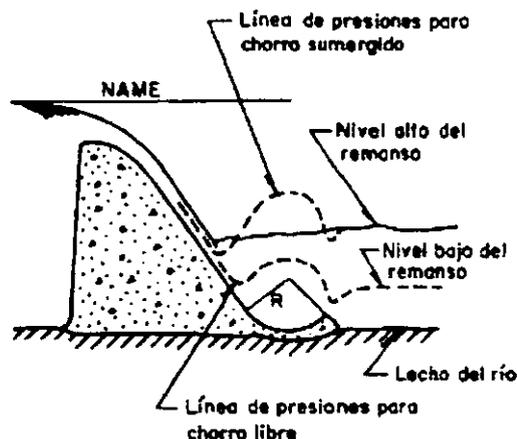


Figura 5.26. Características del funcionamiento hidráulico en una cubeta lisa

El valor de  $R_1$ , puede ser determinado si se conocen los valores de  $q$ ,  $h_T$  y  $R_2$ . Los valores correspondientes a la presión en la cubeta se calculan con la ecuación de Bernoulli establecida para la línea de corriente inferior A.

### 5.3.2.2. Criterio de Lievi-Chertousov

La cubeta tipo Lievi-Chertousov evita, por una parte, que se produzca ahogamiento, con lo cual previene que los cuerpos flotantes, al ser arrastrados por el remolino superficial dañen el deflector; por otra, mantiene la existencia del remolino inferior, lo que aumenta su eficiencia para disipar la energía. Ver figura 5.27.

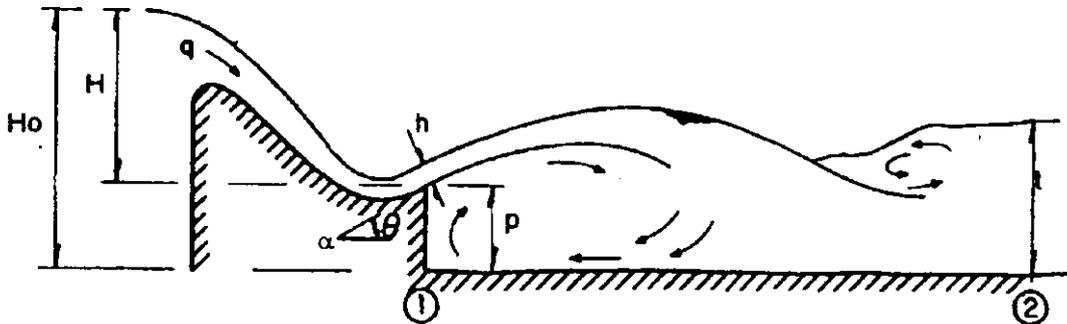


Figura 5.27. Esquema de funcionamiento de la cubeta lisa

El criterio de cálculo para un problema específico, se resume a continuación:

1. Se considera un ángulo de lanzamiento de salida del deflector  $\theta$ , entre  $8^\circ$  y  $20^\circ$  y un radio de la cubeta  $R$ , igual o mayor que cinco veces el tirante de salida obtenido con el gasto máximo de descarga y una elevación "P" respecto al fondo del río.
2. Aplicando la ecuación de impulso, el teorema de Bernoulli y utilizando como datos un gasto<sup>4</sup> mínimo y su correspondiente tirante aguas abajo se calcula la altura  $p$  sobre el fondo del cauce y  $h$  por aproximaciones sucesivas ensayando valores de  $p$ .

$$\frac{2q^2}{ght} (t \cos \alpha - h) = t^2 - (p + h \cos \alpha)^2 \quad \text{Ec. 5.32}$$

$$\frac{q}{h} = \theta \sqrt{2h(H_0 - p - h)} \quad \text{Ec. 5.33}$$

donde:

$H_0$  diferencia entre el nivel de agua en el embalse y la cota del fondo, en m.

$h$  tirante a la salida del deflector, en m.

$p$  elevación respecto al fondo del labio del deflector en m.

$q$  gasto unitario del gasto mínimo considerado  $Q_{\min}$ , en m<sup>3</sup>/s/m

$t$  tirante del río para el gasto  $Q_{\min}$  reducido en un 10% en m.

$\alpha$  ángulo de salida seleccionado en grados.

$\theta$  coeficiente que toma en cuenta la pérdida de carga hasta el extremo del deflector. Este valor se obtiene de la gráfica de la figura 5.28 como  $K_L$ , o bien aplicando Bernoulli para valuar hasta el extremo la pérdida de carga.

<sup>4</sup> Este gasto mínimo será, para el caso de una presa de derivación el mínimo en estiaje y en una de almacenamiento el correspondiente el mínimo aguas abajo.

Estas fórmulas aplican para gasto mínimo, dado que ese es el punto crítico para el cual la lámina de agua bajo el chorro se adhiere a él.

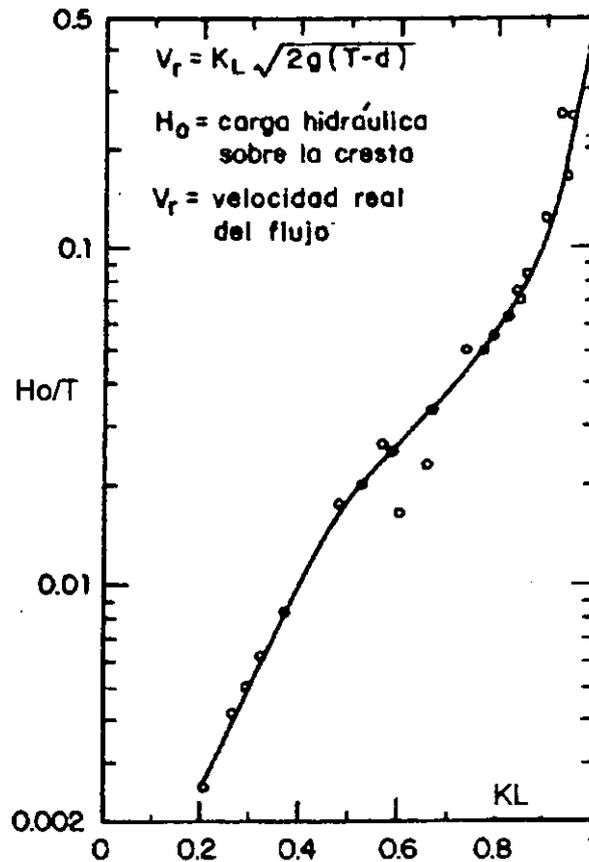


Figura 5.28. Coeficiente de Lievi y Chertousov

- Se escogen una serie de gastos  $Q$  entre  $Q_{\text{máx}}$  y  $Q_{\text{mín}}$ , para ellos se determinan los respectivos  $q$ . Con los datos anteriores y con el valor de  $p$  calculado, se determinan los tirantes teóricos mayores  $t_0$  en el río, los cuales se obtienen con las ecuaciones siguientes:

$$\frac{2q^2}{gh t_0} (t_0 \cos \alpha - h) = t_0^2 - (p + h \cos \alpha)^2 - h'_0 (2p + h \cos \alpha) \quad \text{Ec. 5.34}$$

$$\frac{q}{h} = \theta \sqrt{g/2} (\sqrt{H-h} + \sqrt{H-h'_0}) \quad \text{Ec. 5.35}$$

$$h'_0 = h(1-\theta^2) + \sqrt{h^2(1-\theta^2)^2 + h \left[ 2\theta^2 H - \text{sen}^2 \alpha \frac{(q/h)^2}{g} \right]} \quad \text{Ec. 5.36}$$

donde además

$H$  diferencia de nivel entre la superficie libre del agua en el embalse y el labio del deflector, en m.

$q$  gasto unitario correspondiente al gasto  $Q$  considerado, en  $m^3/s/m$ .

$t_0$  tirante teórico mayor en el río con el que se ahoga la cubeta, en m.

$h'_0$  carga de sustentación libre del chorro, con la que estará a punto de ahogarse la cubeta, en m.

De estas ecuaciones a partir de aproximaciones sucesivas obtenemos  $h$ ,  $h'_0$  y  $t_0$ . Para un gasto  $q$  se suponen valores de  $h$  hasta lograr que se cumplan las dos últimas ecuaciones; luego se obtiene  $t_0$  de la primera.

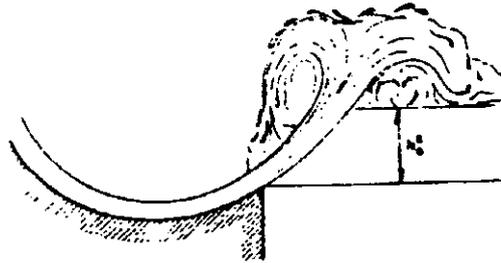


Figura 5.29. Carga límite para la cual se produce un ahogamiento en la cubeta.

4. Los valores de  $t_0$  que se hayan obtenido para los distintos valores de  $q$ , se grafican y se obtiene una curva de tirantes límites de ahogamiento contra gastos unitarios  $q$ . En el mismo eje se grafican los tirantes reales del río  $t$  contra los gastos unitarios  $q$ .

Si la curva  $t - q$  queda por debajo de la  $t_0 - q$ , el deflector no se ahoga; en caso contrario, se procede a repetir el cálculo con un valor de ángulo de lanzamiento,  $\alpha$ , menor.

Si después de probar con diferentes ángulos,  $\alpha$ , dentro del rango recomendado la curva  $t - q$  permanece por arriba de la  $t_0 - q$ , hay dos opciones: usar una cubeta dentada del tipo propuesto por el USBR, o elevar la cubeta y diseñarla como de lanzamiento.

Puede ser conveniente agregar además la curva de tirantes límites inferiores, con la cual se tendrá plena seguridad del funcionamiento. Sin embargo, si en alguna parte la curva normal queda por debajo de la límite inferior, tendríamos un funcionamiento libre que produce mayor erosión en el cauce, pero en un punto más lejano del vertedor.

#### 5.4. Tanques amortiguadores

La carga de energía debe estar aproximadamente entre 10 y 30 m, con el fin que el funcionamiento del tanque amortiguador sea exitoso. Los problemas con los tanques amortiguadores pueden ocurrir cuando se presentan una velocidad más alta, el número de Froude más pequeño de 2.5, condiciones de acercamiento asimétricas, curvado o sobreflujo y nivel de tirante bajo.

A continuación se muestra el diseño generalizado de tanques amortiguadores, mismo que ha sido obtenido a través de experimentación en laboratorio.

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA

## **5.4.1. Tanques amortiguadores diseño generalizado USBR**

### **5.4.1.1. Generalidades**

Dado que el tipo de salto que se presenta depende en gran medida del número de Froude, el USBR ha realizados varios estudios sobre los tanques adecuados para producir un efecto amortiguador en las diferentes formas del salto.

Cuando el número de Froude es 1.7, el tirante conjugado  $d_2$  es aproximadamente el doble del tirante de llegada, o aproximadamente 40% mayor que el tirante crítico. La velocidad de salida  $v_2$  es aproximadamente la mitad de la velocidad de llegada, o 30% menor que la velocidad crítica. El USBR no considera necesario emplear tanques amortiguadores para la corriente cuando el número de Froude es menor de 1.7. Cabe mencionar que las longitudes del canal más allá del punto donde el tirante comienza a cambiar, no deben ser menores que aproximadamente  $4d_2$ . Así mismo, considera que no es necesario emplear deflectores ni otros dispositivos amortiguadores.

Los fenómenos de la circulación para tanques en los que los factores que influyen en ella tienen números de Froude que varían entre 1.7 y 2.5, quedarán en la forma designada como etapa previa del salto, como se ilustra en la figura 4.5 del capítulo 4. Como estas corrientes no están acompañadas de una turbulencia activa, no son necesarios amortiguadores ni umbrales. El tanque tiene que ser lo suficientemente largo para dar cabida al fenómeno.

Los fenómenos del salto cuando los factores de la corriente de llegada tienen números de Froude que varían de 2.5 a 4.5, se designan como regímenes de transición porque no se forma un verdadero salto hidráulico. Los tanques amortiguadores para este tipo de régimen son menos adecuados para producir una disipación efectiva, porque el oleaje resultante ordinariamente no se puede controlar con los dispositivos usuales de los tanques. Las ondas generadas por la corriente persistirán más allá del extremo del tanque y con frecuencia deben amortiguarse por otros medios diferentes a un tanque.

Cuando se tiene que construir un dispositivo amortiguador para disipar la energía en corrientes que tienen números de Froude comprendidos dentro de 2.5 y 4.5, el tanque de la figura 5.30, que se designa con el nombre de tanque tipo I, ha demostrado ser relativamente efectivo para disipar la mayor parte de la energía de la corriente.

En los tanques en los que el valor del número de Froude del agua que llega es mayor a 4.5, se forma un verdadero salto hidráulico. La instalación de dispositivos adicionales, como bloques, deflectores y umbrales a lo largo del piso del tanque producen un efecto estabilizador en el salto, lo que permite acortar el tanque y proporciona un factor de seguridad contra el barrido del salto debido a lo inadecuado del tirante del agua de descarga. El tanque mostrado en la figura 5.31, que se designa como el tipo II, se puede adoptar cuando las velocidades de llegada no exceden de 15 m/s (50 pies/seg). Para velocidades que exceden 15 m/s, se recomienda el tanque tipo III. Este último tanque proporciona diseños adecuados hasta caídas de 60m y gastos unitarios de  $50\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ , supuesto que el flujo a la estrada del tanque sea razonablemente uniforme.

### **5.4.1.2. Tanque tipo I**

Su diseño reduce las ondas excesivas creadas en el salto, para este el intervalo de número de Froude debe estar entre 2.5 y 4.5. Sin embargo, el oleaje propagado por el flujo oscilante no puede amortiguarse completamente. Algunas veces tienen que emplearse amortiguadores auxiliares de ondas, o supresores para que la circulación aguas abajo sea tranquila.

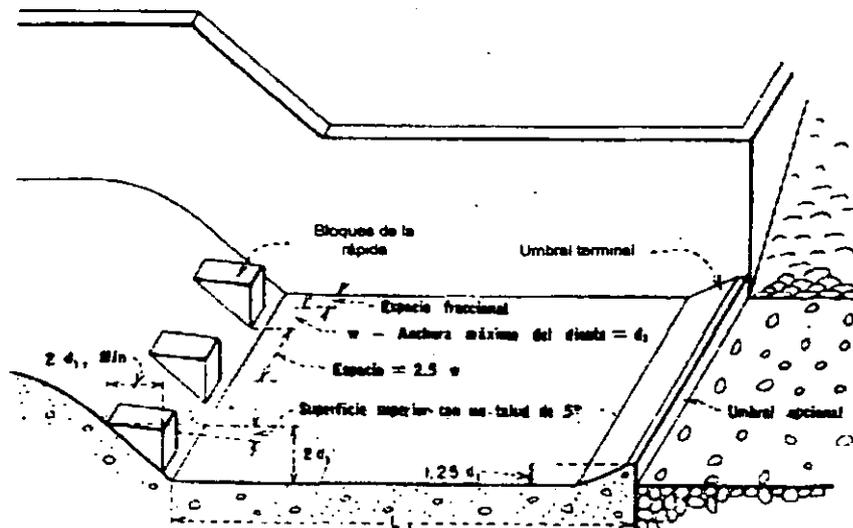


Figura 5.30 Tanque amortiguador tipo I

Con frecuencia la necesidad de utilizar este tipo de tanque se puede evitar eligiendo las dimensiones necesarias para que cambien las condiciones del régimen de la corriente de manera que queden fuera de las condiciones de transición.

Por ejemplo, con un vertedor de  $22.5 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $800 \text{ pies}^3/\text{seg}$ ), en el que la energía específica en el extremo de aguas arriba del tanque sea aproximadamente de  $4.5 \text{ m}$  ( $15 \text{ pies}$ ) y la velocidad dentro del tanque aproximadamente  $9 \text{ m/s}$  ( $30 \text{ pies}/\text{seg}$ ), el número de Froude será  $3.2$ , para un tanque de  $3 \text{ m}$  ( $10 \text{ pies}$ ) de ancho; el número de Froude puede elevarse a  $4.6$  ampliando el tanque a  $6 \text{ m}$  ( $20 \text{ pies}$ ). La selección de la anchura del tanque, se convierte en un asunto económico al mismo tiempo que de funcionamiento hidráulico.

#### Tirantes

Debido a la tendencia del salto a cambiar de lugar, y como un medio para suprimir el oleaje, los tirantes del agua en el tanque deben ser aproximadamente  $10\%$  mayores que el tirante conjugado calculado,  $1.1D_2$ . Se debe fijar el nivel de la plantilla a una profundidad respecto al nivel de descarga de  $5$  a  $10\%$  mayor que el conjugado mayor teórico.

#### Geometría

El número de bloques de la rápida mostrado en la figura 5.30 es el mínimo requerido para cumplir su propósito. El ancho máximo del bloque es  $D_1$ , para un mejor funcionamiento, se recomienda un ancho de  $0.75D_1$ . Se recomienda mantener una relación de ancho del bloque contra espaciado de bloques de  $1:2.5$ . La altura de los bloques de la rápida, medida desde la losa del tanque debe ser  $2D_1$ . La cara superior de cada bloque debe tener una pendiente de  $5^\circ$ , esto a fin de mejorar el funcionamiento para descargas menores a las de diseño.

La longitud del tanque puede ser determinada por la curva superior de la figura 5.32.

Un umbral terminal como el especificado para el tanque tipo II es recomendado como satisfactorio.



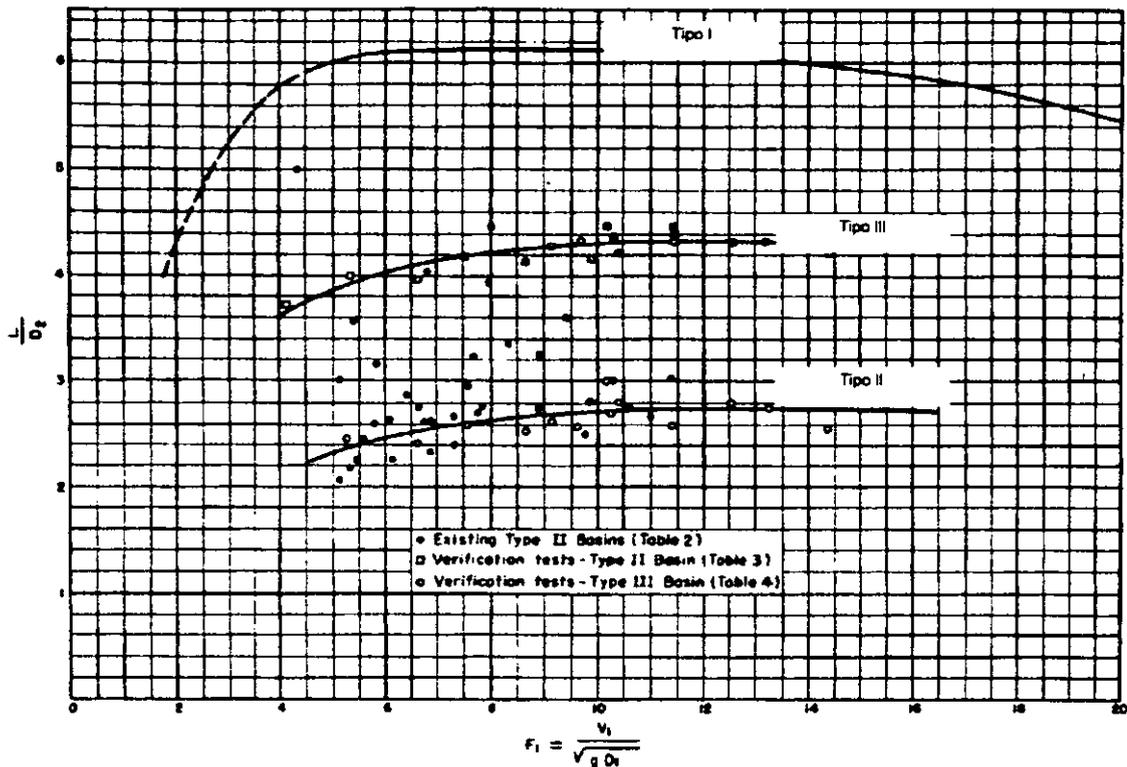


Figura 5.32. Longitud del salto en los tanques amortiguadores propuestos por el USBR.

El único propósito del umbral terminal en el tanque II es dirigir las corrientes del fondo restantes en forma ascendente y fuera del lecho del río.

Este tanque es principalmente un dispositivo de impacto ya que los dientes amortiguadores hacen la mayoría del trabajo. Los bloques de la rápida ayudan estabilizando el salto y el umbral terminal de tipo sólido es para controlar la erosión.

El tanque II tiene un factor grande de seguridad contra el barrido del salto y opera igualmente bien para los valores del número de Froude por arriba de 4.0.

El tanque II no debe usarse cuando los dientes amortiguadores estén expuestos a velocidades sobre los 15 a 18 m/s (50 a 60 pies por segundo) rango en que no se presenta una completa cavitación pero el daño resultante puede ocurrir. Para las velocidades sobre este rango, el tanque III debe ser usado o deben hacerse los estudios en modelos hidráulicos.

### Tirantes

Como en el caso del Tanque III, con el tirante conjugado lleno  $D_2$  se obtiene el mayor funcionamiento hidráulico. Si menos de este tirante se usa, las velocidades en la superficie que dejan el tanque son altas, la acción del salto se interrumpe, y hay más posibilidad de que se socave el lecho del río. No hay ventaja hidráulica por otro lado, usando mayor tirante.

El margen de seguridad para el tanque II varía de 15 a 18 por ciento dependiendo del valor del número de Froude, como puede observarse en la curva sombreada y etiquetada como "Tirante mínimo del tanque II," en la figura 5.33.

# Geometría

Las proporciones recomendadas para el tanque se muestran en figura 5.31.

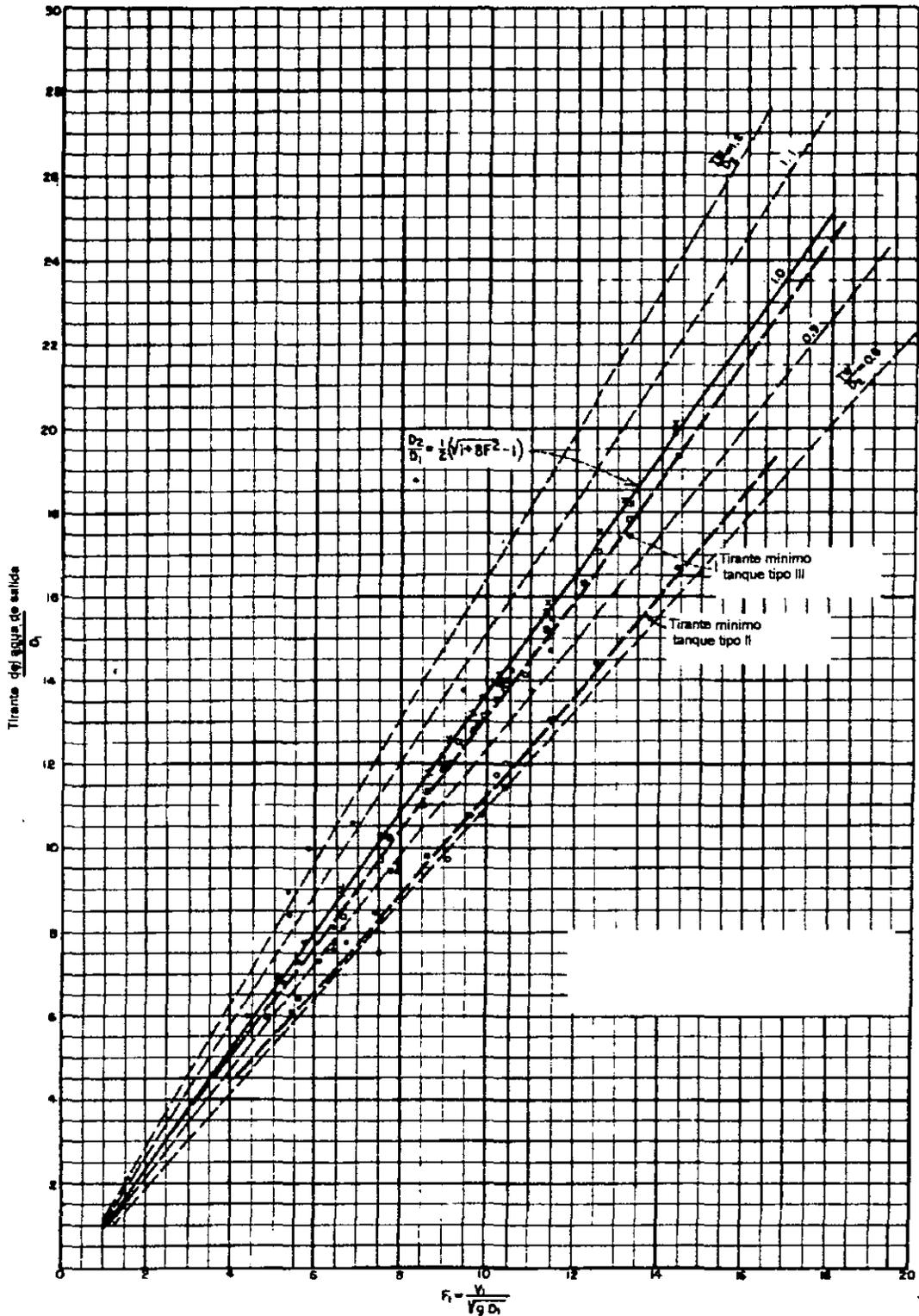


Figura 5.33. Tirantes mínimos para los tanques propuestos por el USBR.

La longitud del Tanque II, que se relaciona con el número de Froude, puede ser obtenida consultando la curva inferior de la figura 5.32. Aunque esta curva es conservadora, se encontrará que la longitud de Tanque II es menos de mitad que la longitud necesaria para un tanque sin accesorios. El tanque II, puede ser eficaz para los valores del número de Froude tan bajo como 4.5.

Se recomienda que un radio de longitud ( $R \geq 4D_1$ ) se use en la intersección de la rápida de 45°

La altura, anchura, y espacio de los bloques de la rápida son iguales a  $D_1$ . Las alturas de los bloques de la rápida son poco recomendados, en algunos diseños  $D_1$  es menor a 8 pulgadas. Los bloques pueden hacerse de 8 pulgadas de alto que es el considerado por algunos diseñadores como el tamaño mínimo posible desde un punto de vista de la construcción. La anchura y espaciado de los bloques debe ser igual que la altura.

La altura de los dientes amortiguadores aumenta con el número de Froude. La altura de estos en relación a  $D_1$ , puede obtenerse de la línea superior en Figura 5.34. La anchura y espaciado pueden variarse pero el total de los espacios debe igualar la anchura total de los dientes. La anchura más satisfactoria es  $\frac{3}{4}$  del alto. La posición más eficaz de los dientes amortiguadores es colocarlos a una distancia igual a  $0.8D_2$  a partir de la rápida

La altura del umbral terminal sólido también varía con el número de Froude, aunque no existe un comentario crítico sobre esta dimensión. La altura del umbral terminal con respecto a  $D_1$  se traza con respecto al número de Froude y se muestra en la línea inferior de la figura 5.34.

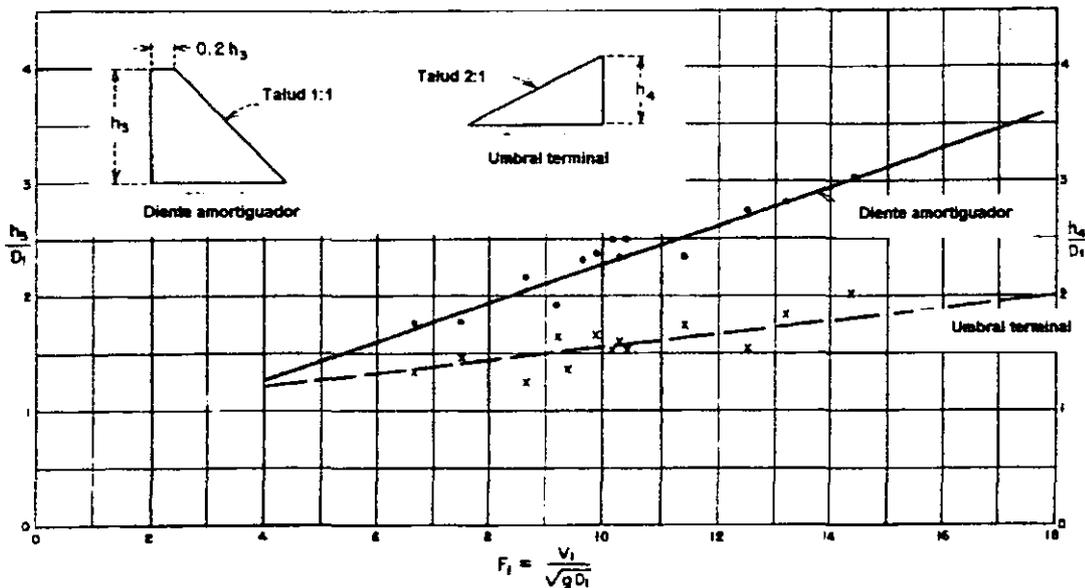


Figura 5.34. Geometría de los bloques para el tanque amortiguador tipo II .

### Perfil de la superficie del agua

El perfil aproximado del agua se puede observar en la figura 5.35 y solamente es aplicable para el tanque II.

Los límites arbitrarios para el tanque Tipo II son 18 m<sup>3</sup>/s por metro de ancho (200 c.f.s. por pie de anchura del tanque) y 15 a 18 m/s (50 a 60 pies por segundo) como velocidad de la entrada.

Debido a las grandes fuerzas producidas por los impactos, a las que están sujetos los deflectores por el choque de las elevadas velocidades de llegada, y debido a la posibilidad de cavitación a lo largo de las superficies de los bloques y el piso, el uso de este tanque debe limitarse a cargas donde las velocidades no excedan el límite mencionado.

Debe tomarse conocimiento de las cargas adicionales colocadas sobre la estructura del piso por la fuerza dinámica producidas sobre la cara de aguas arriba de los dados amortiguadores.

Esta fuerza dinámica es aproximadamente igual a la de un chorro que choca contra un plano normal a la dirección de la corriente. La fuerza, se puede expresar por la fórmula:

$$\text{Fuerza} = 2wA(d_1+h_{v1}) \quad \text{Ec. 5.37}$$

en la que:

- w = el peso unitario del agua (kg/m<sup>3</sup>)
- A = al área de la cara de aguas arriba del bloque (m<sup>2</sup>)
- (d<sub>1</sub>+h<sub>v1</sub>) = la energía específica del agua que entra al tanque.

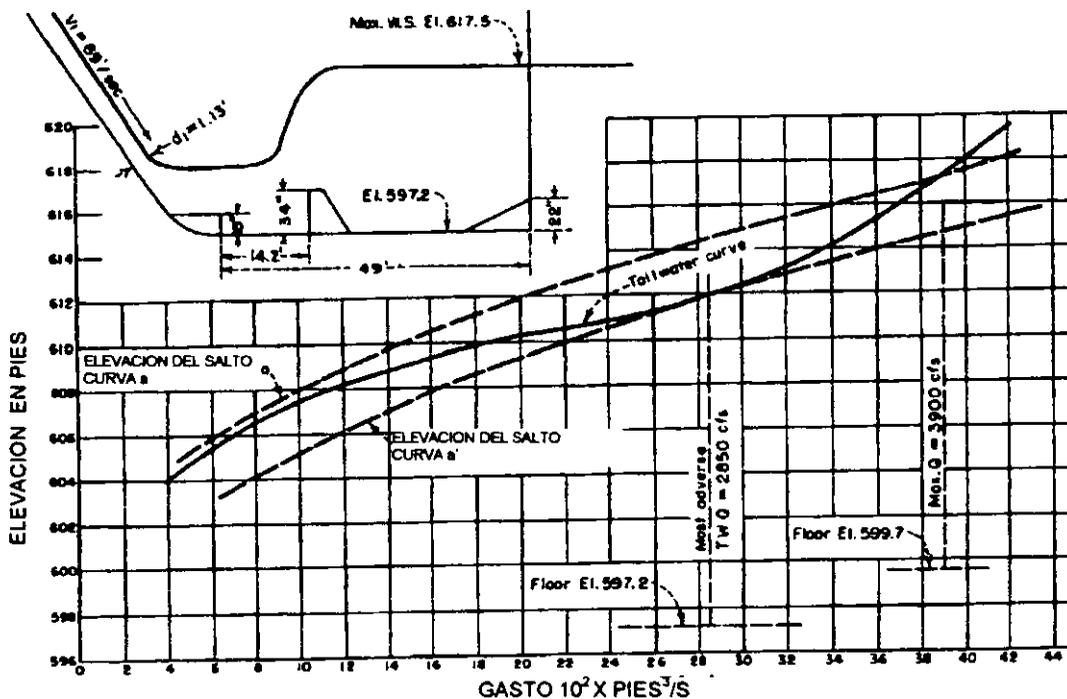


Figura 5.35. Tirante y elevación del salto en el tanque amortiguador tipo II propuesto por el USBR.

La presión negativa en la cara posterior de los bloques aumentará todavía más la carga total. Sin embargo, como los bloques amortiguadores se colocan a una distancia igual a 0.8D<sub>2</sub> más adelante de donde comienza el salto, se producirá un efecto amortiguador cuando el chorro de llegada alcance los bloques y la fuerza será menor que la indicada en la ecuación anterior. Si se usa toda la fuerza calculada por la ecuación anterior, la presión negativa puede despreciarse.

Cuando las velocidades de llegada pasan de 15 m/s (50 pies/seg), o cuando no se emplean bloques amortiguadores, se puede adoptar el tanque designado como del tipo III en la figura

5.36. Debido a que la disipación se debe principalmente al efecto del salto hidráulico, la longitud del tanque será mayor que la indicada para el tanque del tipo II. Sin embargo, todavía serán efectivos los bloques del canal de descarga y el umbral terminal dentado para reducir la longitud que sería necesaria si no se usaran. Debido al reducido margen de seguridad que se tiene para que no se corra el salto, el tirante del agua en el tanque debe ser aproximadamente 5% mayor que el tirante conjugado calculado.

#### 5.4.1.4. Tanque tipo III

El tanque III es a menudo considerado conservador y por consiguiente sobrecostoso para estructuras que descargan relativamente gastos pequeños con velocidades moderadas.

La plantilla del tanque tipo III debe diseñarse de tal suerte que se obtenga un ahogamiento del 5 % del conjugado mayor teórico. Con un ahogamiento menor al recomendado, el salto hidráulico tiende a salirse del tanque. Se propone una elevación de la plantilla fija para utilizar el tirante conjugado más un factor agregado de seguridad si es necesario. Un factor adicional de seguridad es aconsejable para los dos valores extremos, menor y mayor, del número de Froude. Un margen mínimo de seguridad de 5 por ciento de  $D_2$  se recomienda.

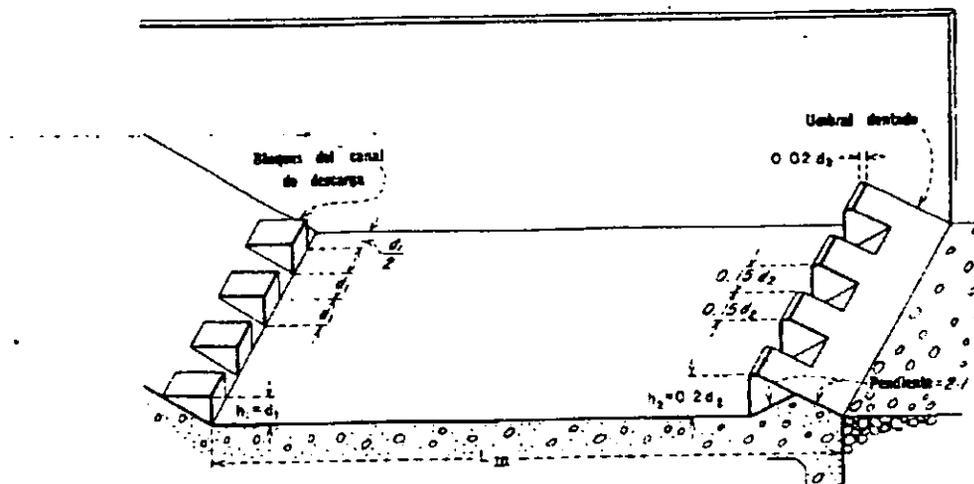


Figura 5.36. Tanque amortiguador tipo III.

#### Tirantes

El tirante mínimo para el tanque se observa en la figura 5.33. La curva llamada "Tirante mínimo para el Tanque III" indica el punto en el cual el frente del salto se mueve fuera de los bloques de la rápida. En otros términos, cualquier pérdida de nivel en el tirante ocasiona que el salto deje el tanque. En la figura 5.33 se puede observar que el margen de seguridad para un número de Froude de 2 es 0 %; para un número 6 aumenta a 6%; para un 10 disminuye a 4%; y para 16 tiene 2.5%. De un punto de vista práctico esto significa que el salto ya no operará propiamente cuando el tirante se acerca a  $0.98D_2$  para un número de Froude de 2, o  $0.94 D_2$  para  $F=6$ , o  $0.96 D_2$  para  $F=10$ , o  $0.975 D_2$  para  $F= 16$ . El margen de seguridad es más grande para el rango intermedio. Para los dos extremos de la curva es aconsejable proporcionar al agua el tirante conjugado para estar seguro. Por estas razones este tanque nunca debe diseñarse para un tirante menor al conjugado, y un factor de seguridad del 5 por ciento de  $D_2$  como mínimo se recomienda.

Es aconsejable construir una curva de altura de salto, superpuesta con una curva de tirantes para cada tanque para poder determinar la condición de operación más adversa. Las pruebas han demostrado en repetidas ocasiones que no hay ningún remedio simple para una deficiencia en el tirante. Aumentando la longitud de tanque que es a menudo el remedio intentado en el campo, no se compensa la deficiencia en el tirante y los dientes amortiguadores, así como los umbrales son sólo en parte exitosos. Por estas razones, debe tenerse cuidado para considerar todos los factores que pueden afectar el tirante en una fecha futura.

## Geometría

La longitud necesaria del Tanque tipo III se muestra como la curva intermedia en la figura 5.32.

La altura de bloques de la rápida es igual a la profundidad del flujo que entra en el tanque, o  $D_1$ , figura 5.36. La anchura y espaciado deben ser aproximadamente  $D_1$ ; sin embargo, esto puede variarse para eliminar los bloques fraccionarios. Un espacio igual a  $0.5D_1$  es preferible a lo largo de cada uno de los muros laterales para reducir el rocío y mantener las presiones deseables.

La altura del umbral terminal dentado es igual a  $0.2D_2$ , y la anchura máxima y espaciado recomendados son aproximadamente  $0.15 D_2$ . La pendiente de la porción continua del umbral terminal es 2:1. Para tanques estrechos que contienen sólo unos pocos dientes es aconsejable reducir la anchura y el espacio. Sin embargo, las anchuras y espacios deben permanecer iguales. Reduciendo la anchura y espaciado se mejora el funcionamiento de los tanques estrechos; así, la anchura y espaciado mínimo del diente sólo se gobierna por las consideraciones estructurales.

Se recomienda que la intersección afilada entre la rápida y la losa del tanque, figura 5.36, se reemplace con una curva de radio ( $R \geq 4D_1$ ) cuando la pendiente de la rápida es 1:1 o mayor.

## Perfil de la superficie del agua

Fue encontrado que el perfil en el tanque pudiera aproximarse estrechamente a una línea recta que hace un ángulo con la horizontal. También puede considerarse que esta línea es un perfil de presión.

El ángulo se ha trazado con respecto al número de Froude en figura 5.37. El ángulo aumenta con el número de Froude. Con ello obtenemos la superficie de agua aproximada y perfil de presión para el tirante conjugado. Si el tirante debe ser mayor que  $D_2$ , el perfil se parecerá más a la línea más alta en la figura 5.37; el ángulo permanece inalterado. Esta información sólo aplica para este tipo de tanque, sea tomada como recomendación únicamente.

Siguiendo las reglas anteriores se llega a un tanque amortiguador conservador para los vertedores de hasta 60 m (200 pies) de altura y para los flujos de 46 m<sup>3</sup>/s por metro de ancho (500 c.f.s. por pie de anchura) del tanque, con tal de que el flujo que entra en el tanque sea razonablemente uniforme en cuanto a velocidad y profundidad. Un estudio en modelo del diseño específico se recomienda.

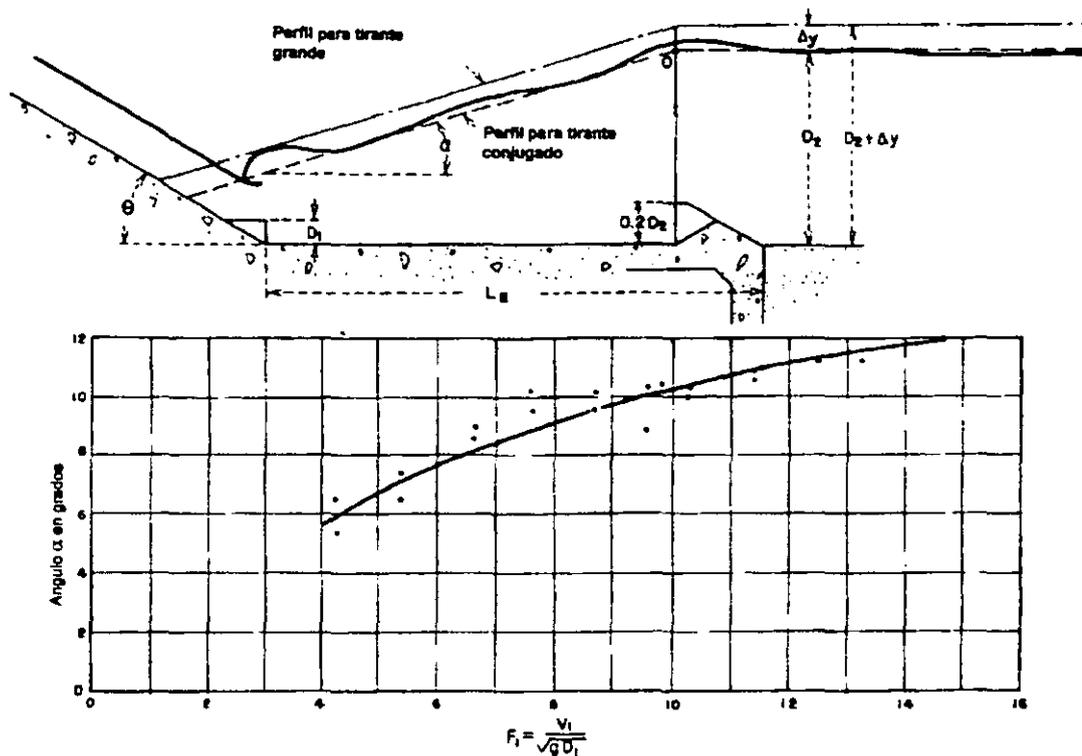


Figura 5.37. Perfil aproximado del agua en el tanque amortiguador tipo III.

#### 5.4.1.5. 5.4.1.3 Bordo libre de los tanques USBR

Ordinariamente se deja un bordo libre de manera que no sea rebasado por ondas o salpicaduras. El bordo libre de los tanques USBR se determina por medio de la siguiente expresión empírica:

$$BL = 0.1(V_1 + D_2) \quad \text{Ec. 5.38}$$

donde:

- $D_2$  tirante conjugado mayor, en pies.
- $V_1$  velocidad del conjugado menor, en pies por segundo.
- BL bordo libre en pies

#### 5.4.2. Tanque tipo SAF

Ha sido desarrollado en el Laboratorio de Hidráulica St. Anthony Falls de la Universidad de Minnesota EE.UU., para su uso en pequeñas estructuras de drenaje. La utilización de este tipo de estructuras en sistemas de gran altura podría dar lugar a la generación de fenómenos como la cavitación. Este generalmente se aplica para estructuras menores tales como obras de excedencias pequeñas, obras de toma y caídas.

De acuerdo con la figura 5.38, el diseño generalizado de este tanque sigue los lineamientos siguientes.

La longitud del tanque debe ser:

$$L_B = 4.5 \left( \frac{y_2}{F_1^{0.76}} \right) \quad \text{Ec. 5.39}$$

Para Número de Froude de 3 hasta 300, Elevatorski propone utilizar la siguiente ecuación:

$$L_B = y_2 \left( \frac{4.5}{F_1^{0.38}} \right) \quad \text{Ec. 5.40}$$

en que  $y_2$  es el conjugado teórico de salto claro.

La altura de los dientes de la rápida y del tanque deben ser iguales a  $Y_1$ . El ancho y separación de los dientes debe ser aproximadamente  $3/4 Y_1$ .

La distancia del principio del tanque a los dientes del mismo debe ser  $L_B/3$ .

Los dientes del tanque deben estar separados del muro lateral un mínimo de  $3/8 Y_1$  y deben estar colocados aguas abajo de las aberturas dejadas por los dientes de la rápida (colocados al tresbolillo). Deben ocupar de un 40 a un 55 por ciento del ancho del tanque. Los anchos y separaciones de los dientes del tanque, cuando éste es de un ancho divergente, deben incrementarse en proporción al incremento en el ancho del tanque en la zona donde se localizan los dientes.

La altura del umbral de salida esta dada por  $c=0.07 y_2$ .

La profundidad de la plantilla del tanque respecto al nivel de descarga debe ser:

$$y'_2 = \left[ 1.10 \frac{F_1^2}{120} \right] y_2 \quad \text{para } F_1 \text{ entre } 1.7 \text{ y } 5.5 \quad \text{Ec. 5.41}$$

$$y'_2 = 0.85 y_2 \quad \text{para } F_1 \text{ entre } 5.5 \text{ y } 11 \quad \text{Ec. 5.42}$$

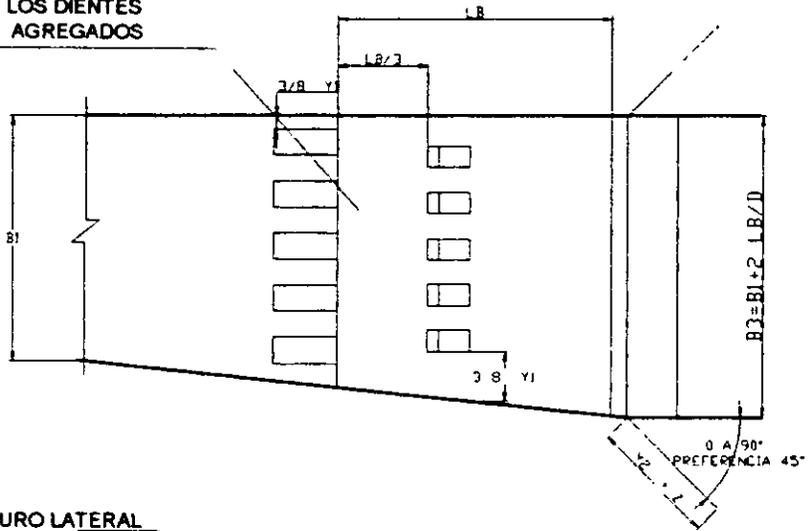
$$y'_2 = \left[ 1.00 \frac{F_1^2}{800} \right] y_2 \quad \text{para } F_1 \text{ entre } 11 \text{ a } 17 \quad \text{Ec. 5.43}$$

La altura de los muros laterales sobre el máximo nivel de agua en la descarga esperado durante la vida útil de la estructura debe ser  $z=y_2/3$ .

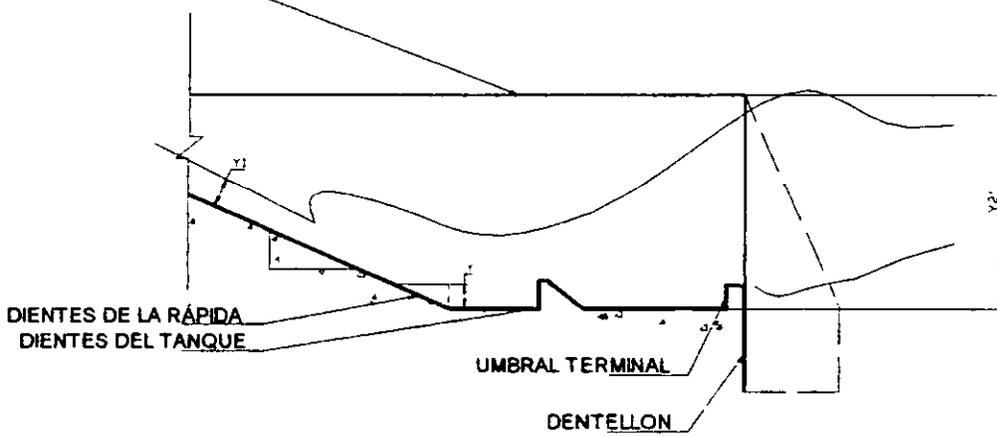
Deben proporcionarse aleros con un talud de remate 1:1. Los aleros deben formar de preferencia un ángulo de  $45^\circ$  respecto al eje del tanque.

Debe proporcionarse un dentellón al final del tanque.

ANCHO DE LOS DIENTES  
AGREGADOS



MURO LATERAL



MURO LATERAL

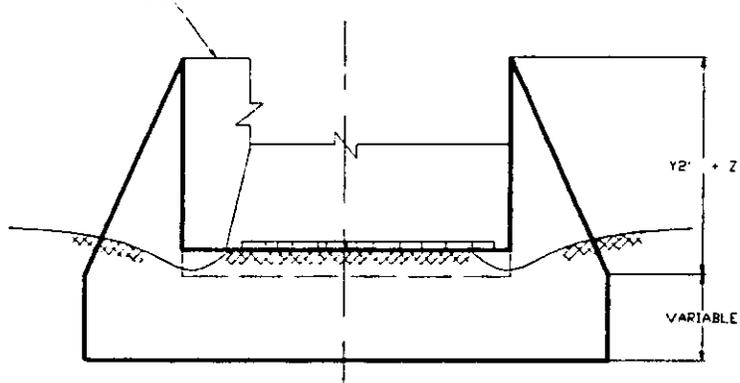


Figura 5.38. Tanque amortiguador tipo S.A.F.

### **5.4.3. Geometría transversal del tanque**

Los diseños generalizados presentados por el USBR son para tanques amortiguadores que tienen la sección transversal rectangular. La utilización de un tanque amortiguador trapezoidal en lugar de uno rectangular se propone con frecuencia, cuando la economía favorece la construcción de un revestimiento inclinado con respecto a la construcción de una pared vertical. Sin embargo, las pruebas han demostrado que el funcionamiento del salto hidráulico en un tanque trapezoidal es menos completo y menos estable que el que se produce en un tanque rectangular. En el tanque trapezoidal, el agua de las zonas triangulares que quedan a los lados del salto no se oponen al chorro que llega con alta velocidad. El salto, que tiende a producirse verticalmente, no se puede extender suficientemente para ocupar las áreas laterales. En consecuencia, el salto se formará solamente en la porción central del tanque, mientras que las zonas laterales estarán ocupadas por corrientes que corren hacia arriba que desbaratan el salto o que vienen del extremo inferior del tanque. Los remolinos horizontales que resultan de este fenómeno tienden a interferir y a interrumpir el efecto del salto, al grado de que la disipación de la energía es incompleta y se puede producir una intensa socavación más adelante del tanque. Para el buen funcionamiento hidráulico, las paredes de un tanque amortiguador deben ser verticales, o tan verticales como se pueda.

## **5.5. Algunos aspectos sobre modelos hidráulicos**

### **5.5.1. Antecedentes**

La teoría matemática ha ayudado a desarrollar las soluciones a muchos problemas hidráulicos, sin embargo, debido a la complejidad que presenta un fenómeno dado, la teoría matemática resulta difícil de analizar.

La aplicación del análisis dimensional y la similitud hidráulica, ha permitido a los ingenieros organizar y simplificar el análisis de los fenómenos así como el comportamiento de las estructuras.

Ahora se diseñan las estructuras hidráulicas y sólo se construyen después de que se han realizado los estudios extensos en modelos.

### **5.5.2. Objetivo**

La investigación mediante modelos permite analizar experimentalmente el comportamiento de la estructura, en el caso de una estructura terminal, adicional a esto, permite también determinar la socavación que se produce en materiales con cierta heterogeneidad aguas abajo de dicha estructura y, finalmente, predecir el grado de seguridad real de la obra.

El objetivo de la construcción de un modelo es reproducir todas las características significantes del prototipo a escala, bajo el principio de la similitud, que expresa que dos sistemas son físicamente similares cuando existe correspondencia geométrica, cinemática y dinámica entre los puntos de ambos y cuando las cantidades de igual naturaleza física mantienen la misma relación entre puntos correspondientes.

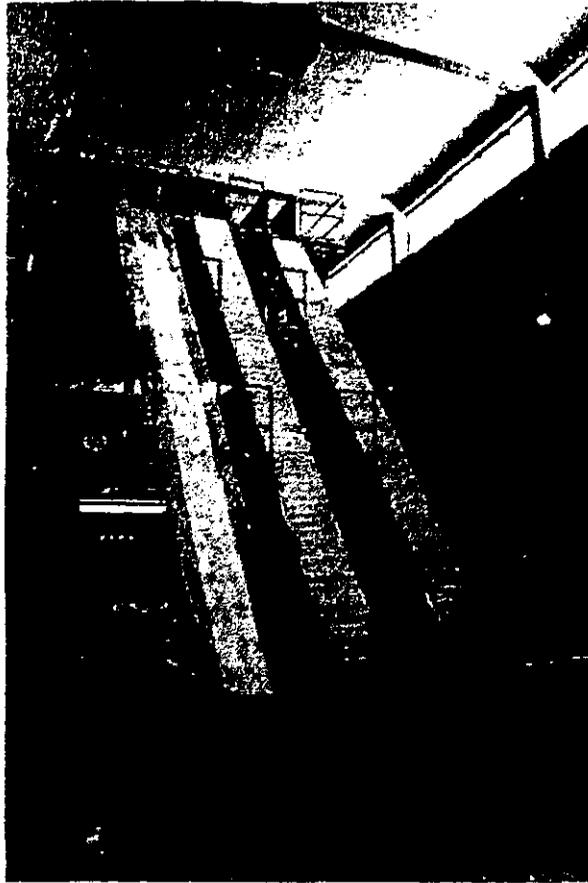


Figura 5.39. Modelo para el estudio de rápidas escalonadas.

La semejanza geométrica implica, estrictamente, que se cumpla la relación de dimensiones homólogas entre prototipo y modelo. Esto significa que el modelo y prototipo son idénticos en forma y únicamente diferentes en tamaño.

Los movimientos de modelo y prototipo son similares cinemáticamente si partículas homólogas llegan a puntos homólogos en tiempos homólogos. Esto significa que las curvas de distribución de velocidades en las secciones homólogas deben ser semejantes.

Se cumple la semejanza dinámica cuando las fuerzas ejercidas por el fluido en puntos homólogos del modelo y prototipo estn relacionadas entre sí mediante un valor fijo, que se denomina escala de fuerzas.

La similitud mecánica se logra cuando las ecuaciones adimensionales de elasticidad, equilibrio y compatibilidad coinciden para modelo y prototipo. Además, algunas constantes adimensionales, como la relación de Poisson, el ángulo de fricción interna, y las deformaciones unitarias, tienen que coincidir numéricamente con el material equivalente del modelo y con la formación heterogénea de la cimentación del prototipo. Los parámetros adimensionales deben seguir estrictamente las leyes de similitud.

La similitud perfecta de ocurrencias del movimiento desde un punto de vista estrictamente matemático, se obtiene muy raramente, pero los resultados son frecuentemente compatibles dentro de la exactitud deseada.

El empleo de modelos está especialmente justificado cuando no existe solución matemática, o ésta resulta complicada a causa de la indeterminación de las condiciones de frontera.

Por ejemplo, se realizó un modelo del vertedor de la presa Friant sobre el río San Joaquin, Fresno, California.

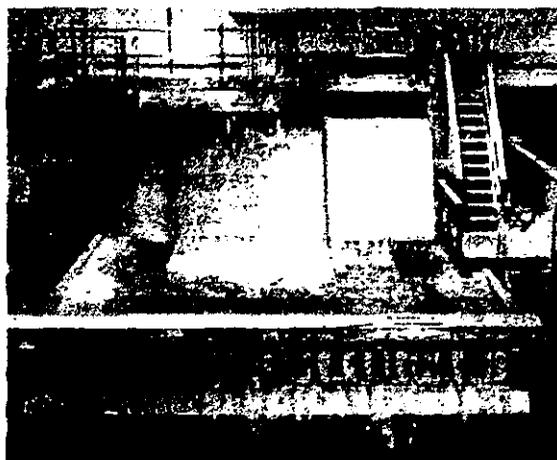


Figura 5.40. Modelo del vertedor de la presa Friant.

El vertedor consiste en una cresta tipo cimacio, una rápida, y un tanque amortiguador al centro de la presa, controlado con tres compuertas de 100 pies de ancho.

Se realizó un estudio en modelo hidráulico, figura 5.40, con el fin de recabar información adicional sobre el funcionamiento hidráulico que tendría cada una de las estructuras del vertedor, dado que se pretendía sustituir el tipo de compuertas.

Los estudios en modelos permitieron determinar el funcionamiento para diferentes gastos que tendrían las compuertas, así mismo se determinó el rango de gastos para los cuales el cambio de sección de las compuertas no afectaba el funcionamiento del tanque amortiguador.

### 5.5.3. Importancia

Para muchos casos, los estudios en modelos hidráulicos han generado diseños de tanques amortiguadores o estructuras de salida más baratas. A manera de ejemplo, los estudios en el modelo hidráulico del diseño propuesto para la presa Mt. Morris trajeron como resultado un diseño de tanque amortiguador que fue construido 700000 dolares más barato que los que hubiera costado cualquier otro diseño igualmente eficaz. Una transición escalonada ubicada aguas abajo de la presa, así como los muros laterales se desarrollaron con la ayuda de modelos que corrigieron un problema de distribución de velocidades e hizo posible el uso de muros laterales con pendiente.

Un modelo adquiere importancia cuando realmente tiene similitud con el prototipo, de lo contrario, la ayuda que pudiera proporcionar no es confiable y su uso francamente carece de importancia. Se explican los siguientes casos a respecto.

## Presa Conchas.

El Vertedor de la presa Conchas consiste en un cimacio de 103 m (340 pies) de ancho y 54 m (178 pies) de alto desde la cresta del vertedor hasta su base, capaz de descargar un gasto máximo de 5100 m<sup>3</sup>/s (182,000 pcs). El tanque amortiguador consiste en una losa horizontal de 40 m (134 pies) de largo con una fila de dientes amortiguadores de 2.5 m (8 pies) de alto y un umbral terminal de 3.6 m (12 pies) de alto. La longitud del tanque es extraordinariamente corta, equivalente a 2.3Y2 para la descarga máxima. Además, se adelgazan los extremos de las paredes laterales después del umbral terminal con pendiente de 1.1 :1.

Una inspección del tanque en 1944 reveló que la mayoría de la estructura estaba en buena condición. Sin embargo, el piso de la losa se erosionó a una profundidad de entre 20 a 30 cm (9 a 12 pulg), en el área limitada por el diente amortiguador y la pared lateral. La socavación de 15 cm (6 pulg) de fondo se extendió por la pared lateral y en la cara aguas debajo de los dientes. Esto fue causado por remansos. Además, la socavación de la losa varió de una profundidad de 7 cm (3 pulg) cerca de los dientes amortiguadores hasta prácticamente nada en la base del vertedor. Las reparaciones consistieron en reemplazar concreto.

La observación del prototipo del vertedor con un gasto de 1167 m<sup>3</sup>/s (38,000 pcs) indicó que el salto hidráulico estaba completamente sumergido, considerando que las pruebas en modelos habían indicado que un salto libre debía ocurrir para todas las condiciones de tirante para los gastos menores de 2100 m<sup>3</sup>/s (75,000 pcs). El lecho del río cerca de la presa descendió casi 10 pies.

## Presa Denison

La estructura de salida de la presa Denison consiste en tres canales circulares de 6 m (20 pies) de diámetro que descargan en un tanque amortiguador primario conectado a un secundario. El tanque amortiguador secundario fue adoptado debido a las condiciones poco usuales de la cimentación.



Figura 5.41. Daño en el labio de la cubeta disipadora de la Presa Las Alazanas

El tanque superior de 71 m (235 pies) de largo y de 52m (172 pies) de ancho con dos filas de dientes amortiguadores de 3 m (10 pies) de alto localizados 63m (209 pies) aguas abajo del portal de salida de los conductos. El tanque inferior tiene dos filas de dientes amortiguadores de 2.4 m (8 pies) de alto y un umbral terminal de 2.1 m (7 pies) de alto.

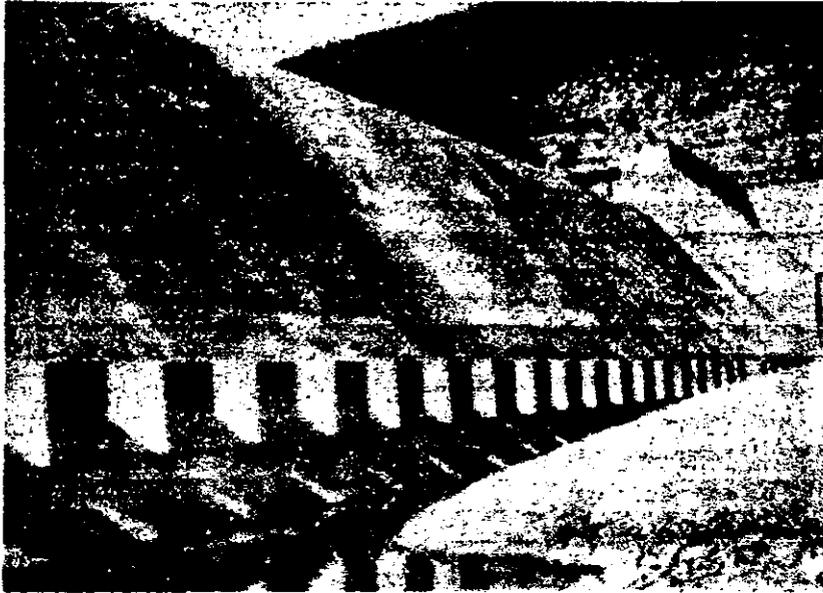


Figura 5.42. Daño en la presa Las Alanzas

En 1947, una descarga máxima de  $1700 \text{ m}^3 / \text{s}$  (60,000 pcs) produjo la acción del salto hidráulico satisfactoria. La observación del flujo de alta velocidad,  $19 \text{ m/s}$  (65 pies/s), desde los portales indicaba que los dientes amortiguadores estaban absorbiendo las fuerzas de impacto grandes. Turbulencia y oleaje ocasional sobrepasan las paredes de  $13\text{m}$  (44 pies) de alto del tanque superior. El flujo encima del cimacio intermedio, considerando la turbulencia del salto hidráulico en el tanque superior, era en general uniforme.

Dentro de los límites razonables, las pruebas en modelos predijeron este comportamiento del prototipo del tanque amortiguador en cada aspecto. Estudios del modelo indicaron que ese flujo en el cauce a la salida, más allá del umbral terminal tendría las velocidades del fondo relativamente altas, variando de  $4$  a  $5 \text{ m/s}$  (13 a 16 pies/s). La posibilidad de la caliza de resistir estas velocidades sostenidas fue cuestionada y aproximadamente  $15 \text{ m}$  (50 pies) de revestimiento de concreto se colocaron a fin de evitar tal situación, corrigiéndolo satisfactoriamente.

Después de 4 años de funcionamiento, el tanque superior fue encontrado en condición excelente en 1948, sin la evidencia de cavitación. El tanque bajo se encontraba en buena condición, solo se encontró en el suelo aguas abajo de la fila de los dientes amortiguadores una cantidad pequeña de erosión por abrasión. Un número considerable de rocas y piedras se encontró entre los dientes amortiguadores y umbral terminal. El cauce a la salida fue inspeccionado cuidadosamente, pero ninguna señal de socavación existía de las velocidades sostenidas.

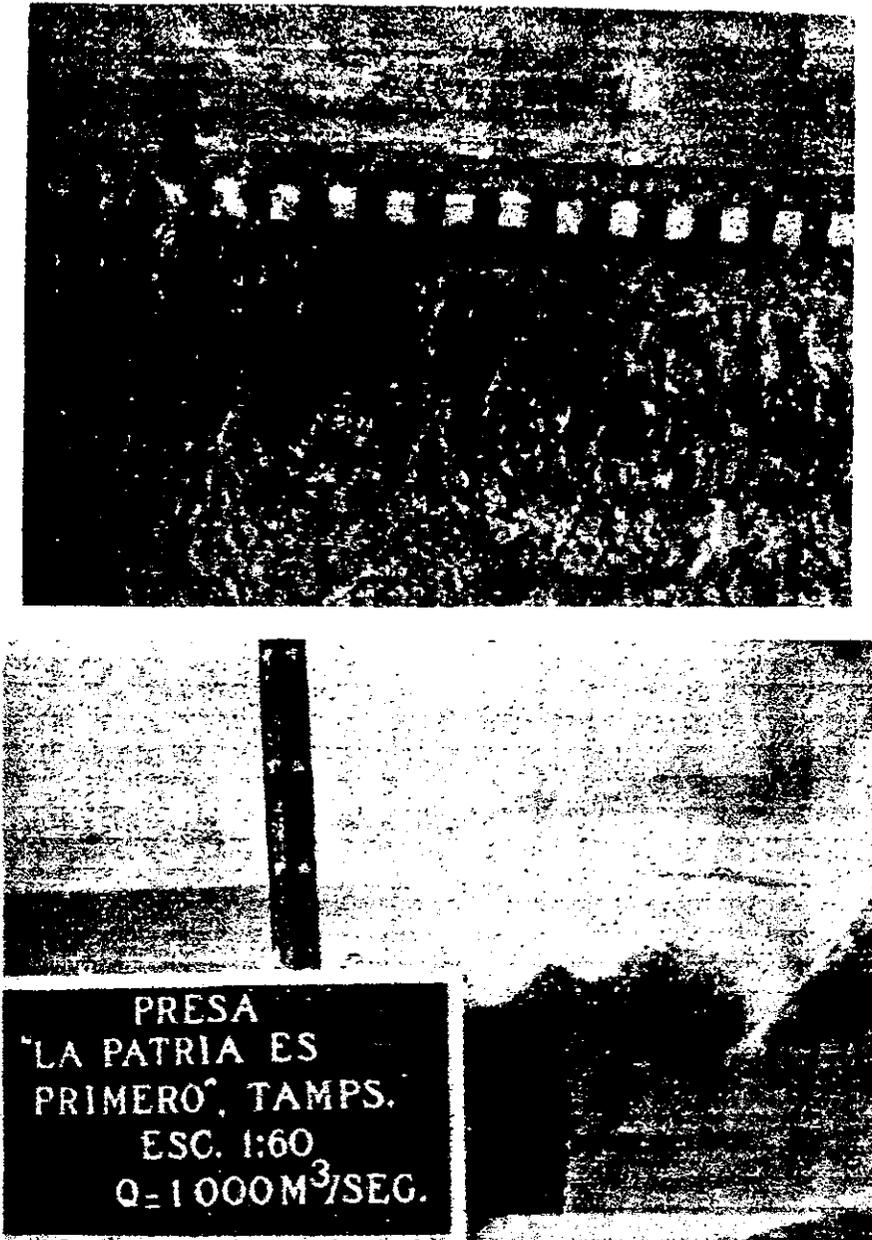


Figura 5.43. Recirculación de material dentro de la cubeta en modelo hidráulico de la presa Las Alanzas.

#### Presa "La Patria es Primero", Tamaulipas.

La presa "La Patria es Primero", también conocida como "Las Alazanas", está formada por un vertedor tipo Creager de cresta libre, seguido por una rápida que remata en una cubeta deflectora que trabaja ahogada. Es importante señalar que el gasto nunca sobrepasó 1500 m<sup>3</sup>/seg. Después de iniciado su funcionamiento se detectaron daños en su plantilla, y en el labio de la cubeta deflectora, mismo que se pueden observa en las figuras 5.41 y 5.42.

A fin de encontrar una solución que evitará los daños observados en la cubeta, fue necesario investigar las causas reales del daño. Matemáticamente se determinó que los daños no fueron ocasionados por cavitación. Se realizó un modelo del prototipo inicial y experimentalmente se determinó que los daños fueron causados por abrasión, por efecto del material sólido actuando dentro de la cubeta. Figura 5.43.

## CONCLUSIONES

En el diseño del disipador de energía, la selección del tipo y el detallado del diseño dependen generalmente de las características del sitio, la magnitud de la energía a disipar y en menor grado a la duración y frecuencia de uso del vertedor.

A fin de diseñar la estructura terminal, cualquier solución implica como requisito para el diseño, el conocimiento de la curva tirantes-gastos aguas abajo de la estructura.

A excepción de condiciones muy usuales, un canal de salida es requerido como transición entre el disipador y el canal principal del río, lo anterior con el fin de evitar que la turbulencia del flujo saliendo del disipador erosione el canal y debilite la estructura.

La erosión por abrasión en los disipadores de energía ha sido un problema persistente, en algunos casos el material proviene de la presa, pero por lo general, llega a la estructura desde aguas abajo. Debe prestarse atención en el diseño a fin de que la estructura sea autolimpiable.

La cubeta de lanzamiento ofrece una alternativa económicamente atractiva frente a los tanques y cubetas disipadoras. El conocimiento de las cubetas de lanzamiento es limitado comparado con el conocimiento sobre tanques amortiguadores con salto hidráulico, aspectos como la erosión producida por la cubeta de lanzamiento necesitan ser cuidadosamente investigados.

La cubeta USBR al ser desarrollada experimentalmente, maneja menos variables, haciendo el método de diseño más sencillo, pero al mismo tiempo, con menos recursos y un intervalo de aplicación más limitado (las experiencias van solo más allá del número de Froude igual a 10), lo que no ocurre con el método racional de Lievi.

La cubeta USBR deja el fondo del canal prácticamente inalterado y la superficie libre del agua relativamente tranquila, sin embargo, existe en la proximidad del deflector mucha circulación de material suelto con una tendencia a tomar pedruscos y hacerlos circular dentro de la cubeta. Por otra parte, el flujo en la cubeta propuesta por Lievi es estable en todo el intervalo y el hecho de que trabaje libre el remolino evita cuerpos extraños, evitando en todo momento el deterioro, su funcionamiento, sin embargo tiene el inconveniente de una gran turbulencia superficial.

Si para las condiciones de un proyecto, las dos cubetas disipadoras propuestas, tienen un funcionamiento hidráulico satisfactorio, debe preferirse la cubeta tipo Lievi-Chertousov. En caso de emplear la cubeta USBR será conveniente colocar la nariz al menos  $0.2 R$  desde el fondo.

Los tanques amortiguadores son muy populares y han sido buena opción como disipadores de energía, debido a la experiencia adquirida con los años respecto a ellos, ultimamente ya casi no se aplican.

Realmente el número de tanques disipadores que se ha desarrollado es grande, tanto que los diseños auténticos u originales (nuevos) solamente pueden justificarse si prevalen en el sitio condiciones normales muy particulares. En su diseño, la mejor solución para protección contra

socavación en una situación particular depende grandemente de la relación entre el tirante existente y la profundidad necesaria para formar un salto hidráulico.

En tanques debe tenerse especial precaución debido a que los esfuerzos generados por altas velocidades pueden generar daños en los dientes, losas y muros del tanque.

El uso apropiado del material referente a tanques amortiguadores tipo USBR elimina la necesidad de las pruebas del modelo hidráulico en muchas estructuras individuales, particularmente el más pequeño de estos. Los diseños de estructuras obtenidos siguiendo las recomendaciones presentadas son conservadores y proporcionan un factor deseable de seguridad. Sin embargo, los estudios en modelos demostrarán siempre que tan beneficioso puede ser reducir el tamaño de una estructura y permitirán evaluar otras condiciones raras no descritas aquí.

Cabe mencionar que la teoría debe ser considerada como teoría matemática y que el trabajo de un modelo siempre será necesario. El modelo hidráulico ofrece al diseñador una valiosa ayuda, auxiliando a entender en tres dimensiones el fenómeno que las leyes hidráulicas explican en dos. El uso racional del laboratorio demanda una técnica estricta y rigurosa basada en la precisa instrumentación, similitud y capacidad del personal.

Indudablemente se recomienda la observación e instrumentación adecuada de los vertedores existentes, a partir de esta y de la experiencia se modificarán con seguridad los criterios y la metodología del diseño.

Hay una gran necesidad por datos que puedan ser usados para comparar la actuación de los modelos y prototipos, así como extender el rango de utilidad de los modelos hidráulicos como una ayuda al diseñador. Ordinariamente, los datos del prototipo son difíciles de obtener y normalmente los datos obtenidos de las pruebas en modelos no están en el mismo rango de cargas hidráulicas o gastos haciendo difícil una comparación directa.

La ingeniería preventiva exige a la incorporación de elementos de protección a fin de oponerse a cada condición adversa. Cada proyecto exige sus propias medidas a fin de conocer los riesgos. Incluso después de la exploración extensa, comprobación, y análisis, el diseñador debe estar atento a las incertidumbres.

Es importante para el ingeniero tener presente que no importa cuan segura se pueda intentar construir una estructura, siempre queda algún riesgo potencial que fuerzas inesperadas e incontrolables causan y pueden llevar a la estructura a un trabajo no previsto o a la falla. Debe pues admitirse la posibilidad de algún daño bajo cierta combinación de adversidades, dentro de las cuales, el riego y el daño son económicos y aceptables.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Levi Enzo; Aldama Alvaro  
DISEÑO HIDRODINÁMICO Y AUTOMATIZACIÓN FLUÍDICA  
Instituto de Ingeniería, UNAM  
Series D-14  
México, 1976
2. Camargo Hernández Jaime; Franco Víctor  
DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE CUBETAS DEFLECTORAS  
Instituto de Ingeniería, UNAM  
Series 523  
México, 1989
3. Sánchez Bribiesca; Gracia Sánchez  
DOS APLICACIONES A LA LEY DE IMPULSO  
Instituto de Ingeniería, UNAM  
Series 576  
México, 1996
4. Sotelo Ávila , Gilberto  
APUNTES DE HIDRÁULICA II Diseño Hidráulico de estructuras  
Facultad de Ingeniería, UNAM  
México, 1991
5. Comisión Federal de Electricidad  
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES  
Hidrotécnica  
México, 1981
6. Torres H, Francisco  
ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE DISEÑO DE OBRAS DE EXCEDENCIAS EN PRESAS DE ALMACENAMIENTO  
II Curso de Actualización en Diseño de Presas  
Vol 2  
ESIA, Unidad Zacatenco, IPN.  
México
7. Sotelo Ávila , Gilberto  
DISEÑO Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA POR BARRERA HIDRÁULICA  
Instituto de Ingeniería, UNAM  
Series 71  
México, 1989

8. Sotelo Ávila , Gilberto  
FUNDAMENTOS DE HIDRÁULICA GENERAL  
Ed. Limusa  
México, 1991
9. French, Richard  
HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS  
Ed. Mc Graw Hill  
México, 1991
10. Cruschshank Villanueva  
FUNCIONAMIENTO DE CUBETAS DEFLECTORAS COMO DISIPADORES EN VERTEDORES  
Facultad de Ingeniería, UNAM  
Julio 1962  
México
11. U.S.B.R.  
DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS  
Ed. Continental  
Edición de la SARH  
México 1974
12. Elevatorski Edward  
HIDRAULIC ENERGY DISSIPATORS  
Engineering Societies Monographs  
Ed. Mc Graw Hill  
USA 1959
13. Peterka A.  
HIDRAULIC DESIGN OF STILLING BASINS  
Engineering Monograph No 25  
Bureau of Reclamation  
United States Department of Interior
14. I.C.O.L.D  
IX CONGRESO MUNDIAL DE GRANDES PRESAS ESTAMBUL  
Revista de Obras Públicas  
España 1967
15. Vega Roldán Oscar; Arreguín Cortés Felipe  
PRESAS DE ALMACENAMIENTO Y DERIVACIÓN  
División de Estudios de Posgrado  
Instituto de Ingeniería, UNAM  
4ª Reimpresión  
México 1986
16. Comisión Nacional del Agua  
MEMORIAS DE TRABAJO  
México 1984

17. Torres Herrera, Francisco  
*OBRAS HIDRÁULICAS*  
Ed. Limusa  
México 1987
18. Sánchez Bribiesca José Luis  
*BEHAVIOR OF SPILLWAYS IN MEXICAN DAMS*  
XII International Congress on Large Dams, New Delhi, 1979  
Instituto de Ingeniería, UNAM  
México 1979
19. U.S. Army Corps of Engineers  
*HIDRAULIC DESIGN OF SPILLWAYS*  
ASCE Press No 12  
EUA 1995
20. Vicher; Hagger  
*Dams Hydraulics*  
ETH-Zentrum,  
Ed. John Wiley & Sons
21. Jansen Robert  
*Advanced Dam Engineering*  
Ed. Van Nostrand Reinhold