

See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/310425736>

# Diseño hidráulico de aliviaderos y obras de toma para presas

Book · January 2011

---

CITATIONS

8

---

READS

23,167

2 authors:



Rafael Pardo-Gómez

Universidad Tecnológica de la Habana, José Antonio Echeverría

31 PUBLICATIONS 24 CITATIONS

SEE PROFILE



Evio Alegret

Universidad Tecnológica de La Habana, José Antonio Echeverría, Cuba

6 PUBLICATIONS 10 CITATIONS

SEE PROFILE

# **D**iseño **Hidráulico**

**DE ALIVIADEROS Y OBRAS DE TOMA PARA PRESAS**

***Rafael Pardo Gómez***

*Profesor Titular*

*Doctor en Ciencias Técnicas (PhD)*

***Evio Alegret Breña***

*Profesor Titular*

*Doctor en Ciencias Técnicas (PhD)*



# ÍNDICE

Presentación a la segunda edición / 7

Capítulo 1. Generalidades / 9

1.1. Conjunto hidráulico. Partes que lo componen / 9

1.2. Conceptos generales sobre los aliviaderos / 10

Capítulo 2. Canal de aproximación / 20

2.1. Definición / 20

2.2. Exigencias hidráulicas del canal de aproximación / 20

2.3. Carga hidráulica sobre el vertedor / 20

2.4. Pérdidas de carga en el canal de aproximación o acceso / 22

2.5. Procedimiento para el diseño hidráulico / 23

Capítulo 3. Sección vertedora / 25

3.1. Definición y tipo de secciones vertedoras más usadas / 25

3.2. Ecuación fundamental del vertedor / 27

3.3. Diseño hidráulico de la sección de control vertedora / 29

3.4. Coeficiente de gasto / 32

Capítulo 4. Vertedores de umbral ancho / 34

4.1. Características generales / 34

4.2. Criterios de diseño. Ejemplo de cálculo / 35

Capítulo 5. Vertedores de perfil práctico sin vacío / 42

5.1. Características generales / 42

5.2. Criterios para el diseño de un cimacio WES con vertimiento libre. Ejemplo de cálculo / 43

5.3. Criterios para el diseño de un cimacio WES con vertimiento regulado. Ejemplo de cálculo / 54

Capítulo 6. Vertedores de perfil práctico con vacío / 61

6.1. Introducción / 61

6.2. Características generales de los perfiles prácticos con vacío de tipo elíptico / 61

6.3. Diseño hidráulico de vertedores de perfil práctico con vacío del tipo oval con excentricidad  $e = 2$  / 72

## Capítulo 7. Transiciones / 109

- 7.1. Aspectos generales sobre las transiciones / 109
- 7.2. Método de Sevchenko para la caracterización del flujo en transiciones / 112
- 7.3. Método de Ippen y Dawson para el diseño de transiciones con régimen supercrítico / 121
- 7.4. Método de Rosete para el diseño de transiciones supercríticas ubicadas al pie de cimacios frontales / 130

## Capítulo 8. Rápida o conducto de descarga / 161

- 8.1. Definición de rápida o conducto de descarga / 161
- 8.2. Criterios para el dimensionamiento de la rápida / 161
- 8.3. Cálculo de la distribución de aire por la vertical del flujo / 174
- 8.4. Cavitación en rápidas / 184

## Capítulo 9. Disipadores de energía / 202

- 9.1. Generalidades / 202
- 9.2. El salto hidráulico / 202
- 9.3. El pozo amortiguador como elemento disipador / 206
- 9.4. El estanque amortiguador como disipador de energía / 213
- 9.5. El trampolín como disipador de energía / 222

## Capítulo 10. Aliviaderos laterales / 240

- 10.1. Características generales / 240
- 10.2. Recomendaciones para el diseño / 242
- 10.3. Procedimiento para el diseño / 243
- 10.4. Ejemplo de cálculo / 247

## Capítulo 11. Aliviaderos de abanico / 249

- 11.1. Características generales / 249
- 11.2. Metodología para el diseño / 253
- 11.3. Ejemplo de cálculo / 257
- 11.4. Verificación del funcionamiento para avenidas de menor probabilidad / 261
- 11.5. Diseño de aliviaderos semiabanico / 262

## Capítulo 12. Aliviaderos de vortice / 264

- 12.1. Características generales / 264
- 12.2. Configuración de la cámara en espiral. Su capacidad de servicio / 265
- 12.3. Régimen de circulación en el pozo / 268
- 12.4. Metodología para el diseño / 271
- 12.5. Ejemplo de cálculo / 275

## Capítulo 13. Obras de toma. Generalidades / 278

- 13.1. Introducción / 278
- 13.2. Funciones / 278

13.3. Capacidad / 280
13.4. Cota de diseño / 280
13.5. Posición de la obra de toma en relación con los niveles de agua en el vaso / 282
13.6. Componentes de la obra de toma / 283
13.7. Esquemas más generales de obras de toma / 289
Capítulo 14. Obras de toma de galería con régimen de circulación libre / 290
14.1. Generalidades / 290
14.2. Carga de diseño y análisis de las pérdidas de energía / 290
14.3. Diseño de la galería para desvío del río y operación / 295
14.4. Ventilación en conductos cerrados / 311
14.5. Disipadores de energía / 320
14.6. Metodología de diseño / 320
14.7. Ejemplo de diseño / 321
Capítulo 15. Obras de toma con régimen de circulación forzado / 327
15.1. Generalidades / 327
15.2. Pérdidas de energía que se producen en la obra de toma / 327
15.3. Cálculo del diámetro mínimo para comenzar el diseño / 332
15.4. Cálculo hidráulico de la tubería / 332
15.5. Diseño de la galería para el desvío del río o inspección de la tubería, o ambas / 333
15.6. Disipadores de energía / 334
15.7. Metodología de diseño / 340
15.8. Ejemplo de diseño / 341
Capítulo 16. Ejercicios resueltos / 343
16.1. Canal de aproximación / 343
16.2. Vertedores de umbral ancho / 345
16.3. Vertedores tipo perfil práctico sin vacío / 346
16.4. Vertedores tipo Perfil Práctico con Vacío / 349
16.5. Transiciones / 353
16.6. Rápidas / 357
16.7. Disipadores de energía / 360
16.8. Aliviaderos laterales / 365
16.9. Aliviaderos de abanico / 368
16.10 Obras de toma con régimen de circulación libre / 370
16.11. Obras de toma con régimen de circulación forzado / 375
Bibliografía / 380



## PRESENTACIÓN A LA SEGUNDA EDICIÓN

*Los autores del presente trabajo, en nuestra condición de profesores de Ingeniería Hidráulica, hemos podido constatar que en el campo de las obras hidráulicas, en especial los aliviaderos y obras de toma, si bien existe abundante literatura para su descripción y diseño, esta se encuentra bastante dispersa.*

*La primera edición de este libro, publicado en el 2001, fue utilizada de inmediato como libro de texto de las asignaturas Aliviaderos y Obras de Toma y Proyecto de Obras Hidráulicas, de cuarto y quinto año respectivamente, de la carrera Ingeniería Hidráulica en la República de Cuba. Durante los nueve años transcurridos desde entonces, se han ido realizando arreglos y mejoras al libro en su formato digital, así como se le han añadido nuevos procedimientos de cálculos y conceptos, todos derivados de la práctica profesional de los autores.*

*En la presente edición se ha hecho una exhaustiva revisión de la redacción y el contenido de la anterior. Se ha modificado gran parte del libro, excepto la sección 3.5 (que ahora es la 6.3), para respetar el trabajo del Dr. Carlos O. Hernández Suárez, que ya no forma parte del colectivo de autores, pero la sección antes mencionada es la esencia de su tesis doctoral.*

*De mucho valor para los autores resultarían las opiniones y sugerencias que sobre la presente edición se les haga llegar, con vista al mejoramiento de futuras ediciones.*

Los autores



# CAPÍTULO 1

## Generalidades

### 1.1. Conjunto hidráulico. Partes que lo componen

Se define como *conjunto hidráulico*, al conjunto de obras que se construyen con el propósito de almacenar, evacuar y distribuir cierto volumen de agua para satisfacer total o parcialmente las demandas de la zona donde se ubique (Fig. 1.1). Las partes principales que lo componen son:

1. Presa.
2. Aliviadero.
3. Obra de toma.
4. Estación de bombeo.
5. Canales magistrales.

#### Presa

Se construye con el objetivo de interrumpir el flujo de agua que normalmente tiene lugar en una corriente de agua (río o arroyo), para embalsarla durante el período húmedo (lluvioso), con uno o varios propósitos. Ejemplos de ellos pueden ser: crear una reserva para satisfacer las demandas de los usuarios en el período de seca, regulación de avenidas para reducir inundaciones, cría de peces, fines turísticos, recarga del manto subterráneo, etcétera.

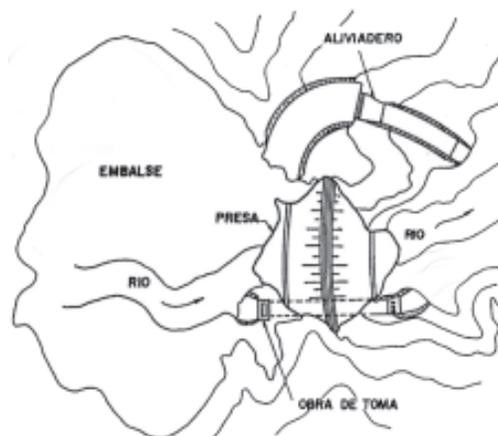


Figura 1.1  
Esquema típico de un conjunto hidráulico.

## **Aliviadero**

Estructura mediante la cual se puede dar salida desde el embalse, cuando arriban a este volúmenes de agua superiores a los que se desea retener.

### **Obra de toma**

Mediante esta estructurada se hacen las entregas controladas de los volúmenes de agua que se desean emplear en lugares ubicados aguas abajo de la presa, de ahí que con cierta frecuencia dicha entrega se hace usando el propio cauce del río.

### **Estación de bombeo**

Cuando el agua acumulada en el embalse se va a emplear en zonas ubicadas en cotas superiores a la del embalse o inclusive en zonas de cotas inferiores, pero que requieren de presiones superiores a la que pueda dar el embalse a partir de su carga estática, será necesaria la ubicación de una estación de bombeo capaz de satisfacer tales requerimientos.

### **Canales magistrales**

El empleo del agua en zonas ubicadas aguas abajo del embalse, por ejemplo, para satisfacer demandas de riego en extensas zonas, impone el empleo de obras de conducción libres (abiertas a la atmósfera), los conocidos canales. En la medida que los canales se alejan del embalse se van ramificando, para la total distribución del agua a todas las regiones concebidas para ser beneficiadas con el embalse. De toda esa red de canales, se denominan *canales magistrales* a aquellos que nacen en el propio embalse.

## **1.2. Conceptos generales sobre los aliviaderos**

El aliviadero es una estructura de gran importancia en el conjunto hidráulico, no solo por su principal función de dar salida a las aguas que llegan en exceso al embalse, sino porque con esa función se convierte en factor de seguridad de la propia presa y del entorno que rodea al embalse; esto es, un aliviadero con capacidad de descarga insuficiente para dar salida a los grandes volúmenes de agua que escurren hacia el embalse, originará una elevación no prevista de los niveles de agua en el mismo, con la consabida inundación de áreas y los consiguientes daños económicos, sociales y ambientales, así como el eventual vertimiento por encima de la cortina de la presa, que en caso de ser de materiales locales, significará su fallo casi inmediato, con los consiguientes daños catastróficos aguas abajo. Las estadísticas demuestran que más del 80 % de los fallos de las presas en el mundo, se han debido a causas relacionadas con mal funcionamiento del aliviadero.

### **1.2.1. Componentes de un aliviadero típico**

La estructura de un aliviadero no es algo esquemático, sino que, en primer lugar, responde a las características del lugar de emplazamiento, y en segundo lugar, a la creatividad e iniciativas del proyectista.

De modo general, se pueden señalar como partes que componen el aliviadero, las siguientes (Fig. 1.2):

1. Canal de aproximación.
2. Sección de control.

3. Transición.
4. Rápida o conducto de descarga.
5. Estructuras terminales o disipadoras de energía.
6. Canal de salida.

### Canal de aproximación

También conocido como *canal de acceso* o *canal de aproche*, es aquel cuya función dentro del aliviadero, es captar el agua del embalse y conducirla hacia la estructura de control o sección vertedora. Esta última, por razones que se argumentan más adelante en el presente libro, es el componente más importante del aliviadero, por la función que desempeña. De ahí que es necesario garantizar su adecuado funcionamiento hidráulico. Por ello, el canal de aproximación debe lograr, esencialmente, una distribución uniforme del flujo al llegar a la sección de control.

En el capítulo 2 se brindan los criterios de diseño de este componente.

### Sección de control

Su nombre viene dado porque en esta parte del aliviadero es que se regula o gobierna la descarga ( $Q$ ) del mismo cuando está sometido a una determinada carga hidráulica ( $H_e$ ), dicho en otras palabras: es la sección que determina la capacidad de descarga del aliviadero.

El capítulo 3 está dedicado al estudio detallado de este importante componente.

### Transición

Es una estructura que se ubica entre la sección de control y la rápida o conducto de descarga, con el objetivo de cambiar la forma o las dimensiones de la sección transversal, o ambas, sobre todo cuando existe una diferencia notable entre los anchos del aliviadero en la sección de control y en la rápida. En el capítulo IV se realiza un detallado estudio de esta estructura, de la cual no sería osado afirmar que hasta hace relativamente poco tiempo, resultaba la de mayor complejidad a la hora de proyectar hidráulicamente un aliviadero, por la ausencia de herramientas de cálculos para la mayoría de las situaciones prácticas que se presentan.

### Rápida o conducto de descarga

Por lo general, los aliviaderos a cielo abierto tienen su sección de control ubicada en cotas elevadas cercanas al nivel de aguas normales en el embalse; y posteriormente la descarga final se produce en cotas relativamente bajas, cercanas al cauce original del río. De ahí que entre ambas secciones se presenta una significativa diferencia de nivel. Ello obliga a que la pendiente longitudinal de la rápida sea generalmente fuerte, imponiendo un régimen de circulación

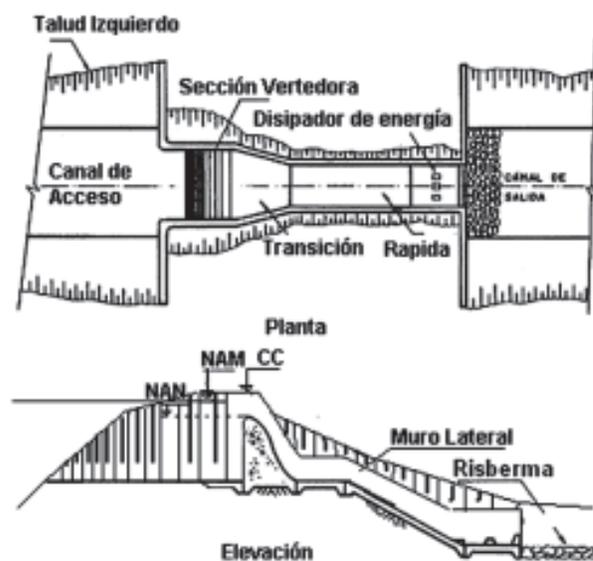


Figura 1.2  
Planta y elevación de un aliviadero frontal típico.

supercrítico, al cual están asociadas altas velocidades y tirantes de circulación bajos, los cuales son los causantes de los anchos de sección transversal menores para la rápida, en relación con la sección de control.

El capítulo 5 presenta de forma detallada los elementos a tener en cuenta para el diseño hidráulico de estas estructuras.

### **Estructura terminal o disipadora de energía**

Es la encargada de disipar la alta energía cinética que alcanza el agua al final de la rápida, debido a su pendiente, con ello se evita la erosión del terreno natural y la consecuente destrucción de la propia obra u otra cercana a la descarga del aliviadero. El capítulo 6 aporta los conocimientos necesarios para el adecuado diseño hidráulico de estas estructuras.

### **Canal de salida**

Es el encargado de conducir el agua hasta el cauce del río.

## **1.2.2. Clasificación de los aliviaderos de acuerdo con su disposición en planta**

Los aliviaderos, de acuerdo con su disposición en planta, se clasifican en:

1. Aliviaderos frontales.
2. Aliviaderos laterales.
3. Aliviaderos curvos en planta.

### **Aliviaderos frontales**

Cuando el eje longitudinal del aliviadero coincide aproximadamente con el eje del canal de aproximación, se define a estas estructuras como *frontales*. Con esta definición es evidente que la estructura vertedora, o simplemente la sección de control, puede ser tanto recta como tener curvatura en planta; sin embargo, los autores del presente libro prefieren unirse a la tendencia creciente de considerar como aliviaderos frontales solo a los de vertedor recto. Tienen como desventajas que pueden ocupar grandes extensiones en planta, lo cual traería como consecuencia, en caso de construirse en una montaña, grandes volúmenes de excavación (Fig. 1.3 a).

### **Aliviaderos laterales**

Son aquellos cuyo vertimiento se realiza con cierto ángulo, cercano a  $90^{\circ}$ , con respecto al conducto de descarga. Al contrario del aliviadero frontal, en caso de que se vaya a colocar en una montaña, puede ser ubicado de forma tal que bordeé la ladera sin necesidad de excavar la montaña, ahorrándose así grandes volúmenes de excavación (Fig. 1.3 b).

### **Aliviaderos curvos en planta**

Tal como lo dice su nombre, la sección de control vertedora presenta curvatura en planta, de manera que el vertimiento se realiza aproximadamente radial. Tienen las ventajas de que ocupan menor área en planta que los frontales y presentan gran longitud vertedora (Fig. 1.3 c).

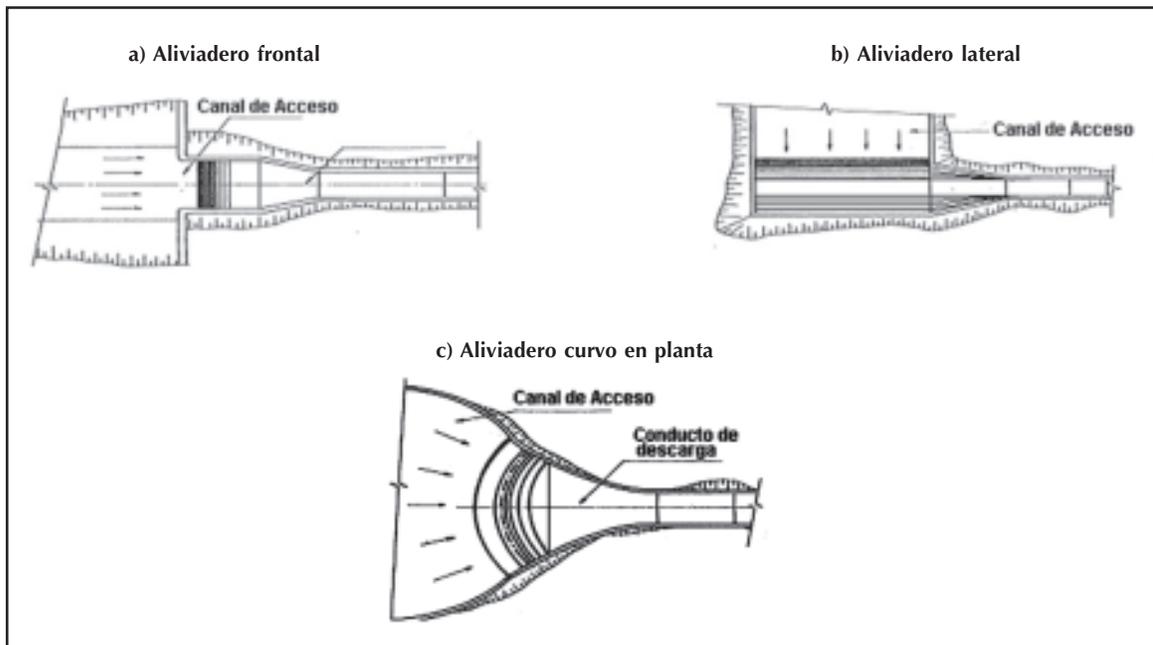


Figura 1.3  
Esquemas de aliviaderos de uso frecuente.

### 1.2.3. Clasificación de los aliviaderos según su ubicación

1. Aliviaderos de cauce.
2. Aliviaderos de margen o de laderas.

#### Aliviaderos de cauce

Son aquellos que se ubican en el cuerpo de la propia presa, preferentemente en cortinas de hormigón. Pueden ser *superficiales* o *profundos*. Los primeros tienen como ventajas que no ocasionan debilitamiento en el cuerpo de la presa; las compuertas, de existir, trabajan en condiciones favorables. Los segundos son conductos cerrados, generalmente de sección rectangular o circular, donde el flujo puede circular a presión a todo lo largo del conducto o en uno de sus tramos. Se utilizan preferentemente en aquellos casos en que es necesario aprovechar al máximo toda el agua contenida en el embalse o para bajar profundamente su nivel. Lo primero con fines de hidroenergía; y lo segundo para la inspección y/o mantenimiento.

#### Aliviaderos de margen

Como su nombre lo indica, son aquellos que se ubican fuera del cuerpo de la presa, aprovechando las laderas que se encuentran a los lados de la cortina. Se pueden utilizar en presas de materiales locales o de hormigón. Esta ubicación implica que por lo general solo son capaces de dejar pasar volúmenes de agua que corresponden a los niveles superiores del embalse y, por tanto, no permiten su vaciado a través del aliviadero.

## **1.2.4. Clasificación de los aliviaderos según el tipo de conducción**

1. Aliviaderos con régimen de circulación libre.
2. Aliviaderos con régimen de circulación forzado.

### **Aliviaderos con régimen de circulación libre**

Se caracterizan porque su configuración longitudinal sigue aproximadamente la del terreno natural sobre el que están emplazados. Son particularmente atractivos para su empleo en suelos blandos y para la evacuación de grandes caudales.

### **Aliviaderos con régimen de circulación forzado**

Parte de ellos, fundamentalmente el conducto de descarga, se extiende a través de una ladera o por debajo de la cortina de la presa, mediante túneles o conductos soterrados que pueden trabajar a presión. Su empleo está frecuentemente asociado a presas ubicadas en cañones angostos y topografía abrupta.

## **1.2.5. Clasificación de los aliviaderos según el tipo de construcción**

1. Aliviaderos superficiales.
2. Aliviaderos soterrados o de fondo.

Sus nombres definen claramente las características de cada uno: los primeros son particularmente atractivos para zonas relativamente llanas o de pendientes moderadas y, sobre todo, para evacuar grandes caudales; mientras que los segundos son preferidos para zonas de muy fuertes pendientes, y en especial, para caudales no muy altos, por los elevados costos que tendrían en caso contrario.

## **1.2.6. Clasificación de los aliviaderos según el tipo de vertimiento**

1. Vertedores automáticos.
2. Vertedores regulados por compuertas.

### **Vertedores automáticos**

Son aquellos que vierten automáticamente, cuando el agua sobrepasa su cresta, es decir, no utilizan ningún dispositivo para controlar el vertimiento. La cresta del vertedor debe coincidir con el nivel de aguas normales del embalse.

### **Vertedores regulados por compuertas**

Son aquellos en los que, tal y como lo indica su nombre, el vertimiento es regulado por compuertas. Una de las características fundamentales de este vertedor es el hecho de que su cresta no necesariamente coincide con el nivel de aguas normales, lo cual da origen a la existencia de dos tipos de vertimientos: regulado, con carga hasta el nivel de aguas normales; y libre, bajo la influencia de las pilas, con carga hasta el nivel de aguas máximas que tiene lugar una vez que son izadas todas las compuertas.

Múltiples son las razones que justifican el uso de un aliviadero regulado por compuertas, pero sin dudas, entre las fundamentales se encuentran:

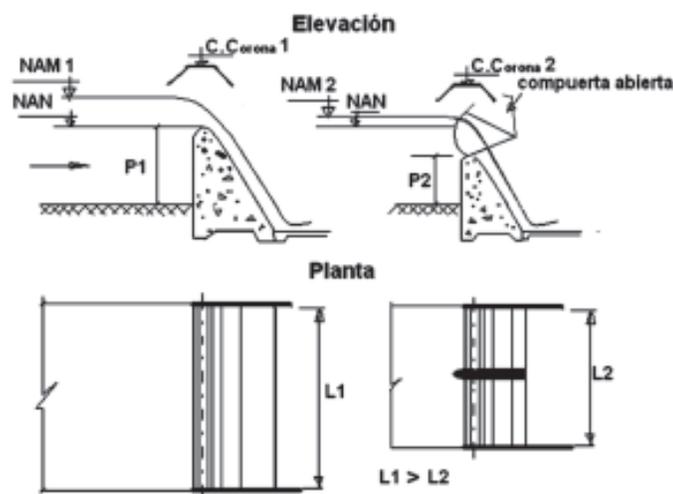
1. La necesidad de un frente vertedor muy estrecho, para evitar grandes excavaciones en los hombros del aliviadero cuando estos están conformados por grandes elevaciones, lo cual exige grandes cargas sobre el vertedor para evacuar el gasto.
2. La necesidad de regular por encima del nivel de aguas normales.
3. Cuando se requieren entregas del volumen útil (por debajo del nivel de aguas normales), por el aliviadero.

No obstante, la selección de un aliviadero regulado por compuertas está sujeto, además, a un análisis económico que se establece entre esta modalidad vertedora y el uso de un aliviadero automático.

Entre las ventajas que reporta el uso del aliviadero regulado por compuertas, en comparación con uno automático, se encuentran las siguientes:

1. Como la cresta del cimacio de un aliviadero regulado no alcanza la cota del nivel de aguas normales, pues precisamente esa diferencia de cotas entre la cresta del cimacio y el nivel de aguas normales, constituye el prisma de agua que se va a regular, se obtiene un perfil más económico que el requerido para un aliviadero automático.
2. El hecho de contar con un perfil con cresta ubicada por debajo de la cota del nivel de aguas normales, hace que la cota del nivel de aguas máximas disminuya, en comparación con la que se obtendría si se colocara un vertedor automático. De esta manera, el área de inundación del embalse sería menor; y como resultado, se contaría con más terreno aprovechable para otras funciones. Además, en lo que respecta a la presa, esta alcanzará una altura menor, lo que adquiere gran importancia económica en presas ubicadas en zonas de topografía llana donde la cortina alcanza grandes longitudes.
3. La longitud del vertedor es considerablemente menor en el aliviadero regulado con compuertas, lo que unido a tener un perfil más esbelto, hace que el volumen de hormigón sea mucho menor.
4. La posibilidad de poder regular por debajo del nivel de aguas normales permite, en un momento determinado, vaciar el embalse por el aliviadero hasta la cota de la cresta del cimacio, para una posible reparación de la cortina.

Estos detalles se presentan en la figura 1.4.



**Figura 1.4**  
Vertedores automáticos (izquierda) y equipados con compuertas (derecha).

Como desventajas del uso de un aliviadero regulado por compuertas se pueden señalar:

1. Uso de elementos metálicos en el aliviadero.
2. La necesidad de utilizar mecanismos de izaje, lo cual hace imprescindible el uso del fluido eléctrico u otro tipo de energía para la manipulación de las compuertas durante el período de explotación, la ocurrencia de avenidas y la ejecución de mantenimiento periódico a dichos mecanismos.
3. La posible ocurrencia de vibraciones en las compuertas.

### **1.2.7. Clasificación de los aliviaderos atendiendo a la protección de la cortina**

Atendiendo a este criterio se definen tres tipos de aliviaderos, a saber:

- Aliviadero principal o de servicio.
- Aliviadero auxiliar.
- Aliviadero de emergencia o fusible.

#### **Aliviadero principal o de servicio**

La cresta de la sección de control vertedora se ubica en el Nivel de Aguas Normales (NAN) del embalse si el vertedor es automático o en sus proximidades si tiene compuertas. Es el que entra en funcionamiento cuando se produce la avenida (hidrógrafo) correspondiente a la probabilidad de diseño.

#### **Aliviadero auxiliar**

Para los embalses de mediana y alta categoría es frecuente la definición de hidrógrafos extraordinarios, correspondientes a probabilidades menores a las del diseño, lo cual provoca la ocurrencia de escurrimientos superiores hacia el embalse. Para estas avenidas se diseñan aliviaderos *auxiliares*, que se ubican en cotas superiores a los de servicio, capaces de dar salida a aquellos volúmenes de agua que exceden las capacidades del aliviadero principal.

Una práctica frecuente, al menos en Cuba, es la de emplear aliviaderos que abarcan las funciones de los principales y de los auxiliares; esto es, funcionan satisfactoriamente con la avenida de diseño y son capaces de dar paso al agua producto de la avenida extraordinaria, aunque se ocasionan daños menores en el aliviadero, que deberán repararse con posterioridad a la ocurrencia del vertimiento.

#### **Aliviaderos de emergencia o fusibles**

Son aquellos que entran en funcionamiento cuando se producen contingencias no tomadas en cuenta en los cálculos, como puede ser la obstrucción del aliviadero principal, la ocurrencia de una avenida aún mayor que la extraordinaria, la interrupción del funcionamiento de las compuertas, etcétera. Por lo general consisten en diques de materiales sueltos, situados a una cota inferior a la de la cortina y que, por tanto, vierten antes que ella. Colapsan rápidamente, por lo cual deben ser reconstruidos después de ocurrido el evento.

Estos vertedores están concebidos para que su fallo tenga lugar inmediatamente después de haber comenzado el vertimiento de agua sobre ellos. Pero puede ocurrir que la referida contingencia no se produzca en muchos años, lo cual conlleva a que el dique que conforma al fusible se consolide considerablemente, hasta el punto de ser capaz de soportar sin fallar, determina-

dos niveles de carga hidráulica sobre ellos, trayendo como consecuencia el vertimiento sobre la corona de la presa, situación que se debe evitar de todas formas. Por esta razón, se aconseja que no se absolutice la confianza en la existencia de un vertedor de emergencia; y que durante la ocurrencia de grandes avenidas, se mantenga la observación sobre este para tomar medidas urgentes como, por ejemplo, dinamitar el dique, en caso de que comience a verter y no falle.

A partir de lo referido en los epígrafes 1.2.2 al 1.2.7, la correcta alusión a un aliviadero debe abarcar aspectos con todos los criterios de clasificación, ya que no son excluyentes entre sí. Por ejemplo, una presentación adecuada de un aliviadero sería: «aliviadero de servicio, frontal, de margen, con régimen de circulación libre, superficial y automático».

### **1.2.8. Factores técnico-económicos que determinan la ubicación y tipo de aliviadero**

En primer lugar, se debe destacar que en el proceso de selección y diseño de un aliviadero se debe comenzar por la selección del lugar adecuado para su ubicación; y posteriormente, el que más se adapta al lugar; pues el proceso en orden inverso conduce por lo general a soluciones excesivamente caras y/o con mal funcionamiento hidráulico.

En consecuencia con lo anterior, para que el proyectista pueda definir la ubicación y el tipo de aliviadero, necesariamente tendrá que considerar un conjunto de factores técnico-económicos. Los más importantes se explican a continuación, destacando las peculiaridades que fundamentan su importancia.

#### **Topografía**

Zonas de fuertes pendientes dificultarán y encarecerán las labores constructivas, además de incrementar las velocidades del flujo y su energía, imponiendo la necesidad de disipadores de mayor energía y más costosos.

Por el contrario, zonas muy llanas impondrán la necesidad de construcción de diques laterales, que incrementarán los costos. Y al ser muy baja la velocidad del flujo, los tirantes de circulación serán grandes, y con ello, la altura de los muros laterales.

#### **Geología**

Suelos de roca con alta capacidad portante, disminuyen los volúmenes de las cimentaciones, pero incrementan los costos de excavaciones. Por el contrario, suelos blandos facilitan las excavaciones, pero incrementan las dimensiones de las cimentaciones.

#### **Tipo y volumen de la excavación. Estabilidad de los taludes de la excavación**

Zonas caracterizadas geológicamente por suelos blandos que requieren profundidades de excavaciones grandes, conllevarán a grandes volúmenes de excavaciones, dado el talud de reposo tan suave o tendido característico de esos tipos de suelos. Por el contrario, suelos duros para iguales profundidades de excavaciones, implicarán menores volúmenes de excavaciones, debido a los taludes más fuertes (o menos tendidos) que requieren.

#### **Posibilidad de utilizar el material excavado en otras obras del conjunto hidráulico**

Si el material resultante de las excavaciones fuera aceptable para ser empleado, por ejemplo, en la construcción de la cortina (presa), resultaría aceptable la variante de emplear aliviaderos

que demanden grandes excavaciones, pues el material tendría un uso cercano y, por tanto, contribuiría a reducir el traslado desde canteras que no necesariamente se encontrarán tan cerca como el aliviadero.

### **Permeabilidad y resistencia del suelo**

Aliviaderos sobre suelos de alta permeabilidad, requerirán de protecciones contra las subpresiones originadas por las elevadas filtraciones por debajo del aliviadero, tales como delantales impermeables en el canal de aproximación o tablestacas para reducir dichas filtraciones.

Por otro lado, suelos de alta resistencia admitirán el empleo de aliviaderos que en su funcionamiento se caracterizan por tener determinados niveles de vibraciones, originadas por pulsaciones del flujo de agua sobre ellos, como son los casos de los aliviaderos laterales o de los vertedores con vacío.

### **Posibilidades de erosión en la zona del conducto de descarga**

Suelos poco resistentes a las altas velocidades del flujo son propensos a sufrir grandes erosiones en la zona de descarga del aliviadero, por lo que requieren el empleo de grandes disipadores de energía que, obviamente, encarecen el costo de la obra.

### **Tipo de presa**

Cortinas con disponibilidad de hombros (estribos) a ambos lados, con alta capacidad portante, inclinan la balanza hacia la selección de cortinas de hormigón de arco.

Cimientos de suelos de alta capacidad portante, son atractivos para el empleo de cortinas de hormigón de contrafuertes.

Cimientos consistentes en suelos arcillosos de baja permeabilidad, y mediana o baja capacidad portante, propician el empleo de cortinas de materiales sueltos, específicamente de arcilla.

### **Finalidad del embalse**

Los embalses con capacidad para almacenar grandes volúmenes de agua y que se alimentan de otras presas ubicadas aguas arriba, requerirán de aliviaderos con bajas probabilidades de funcionamiento; y por tanto, estos deben ser sencillos y de bajo costo.

### **Categoría de la obra**

Conjuntos hidráulicos de baja categoría por su finalidad y por las bajas consecuencias catastróficas derivadas de su fallo, por ejemplo, un embalse con fines recreativos y cercano a la costa, sin objetos de alto valor aguas abajo, no justifica el empleo de aliviaderos complejos o de alto costo.

### **Posibilidades de materiales de construcción a emplear**

Los aliviaderos principales y auxiliares son siempre de hormigón, de ahí que su calidad depende directamente de los áridos disponibles en la región. En caso de ser áridos de baja calidad, el aliviadero a seleccionar no puede exigir hormigones de alta calidad.

### **Nivel de la técnica constructiva**

Si la brigada constructora disponible para las labores del aliviadero tiene poca experiencia en el oficio, no es aconsejable el empleo de obras complejas en las que la calidad del terminado desempeña un papel determinante en la eficiencia y durabilidad del aliviadero.

### **Ubicación de áreas que no pueden ser afectadas en las cercanías de la obra**

Si la descarga del aliviadero queda cercana a la cortina de la presa o de cualquier otra obra, no es aconsejable el empleo de un aliviadero que tenga como disipador de energía, una estructura tipo trampolín, pues estos se caracterizan por ocasionar fuertes erosiones locales en la zona de descarga.

## CAPÍTULO 2

### Canal de aproximación

#### 2.1. Definición

Los aliviaderos comienzan, generalmente, por un tramo de canal que permite el acceso del agua a ellos. Este canal tiene como requerimiento conducir el agua hasta la sección vertedora en condiciones tranquilas y a través de toda su longitud, evitando zonas de turbulencia que afecten la uniformidad de trabajo de la estructura. A este canal también se le conoce como *canal de acceso* o *canal de aproche*.

El canal de acceso debe también producir las mínimas pérdidas de carga (energía por unidad de peso), para disponer de la mayor carga hidráulica total para el vertimiento.

Las dimensiones del canal de acceso (ancho y longitud) están generalmente subordinadas al tipo y ubicación de la sección de control vertedora y su longitud total (v. en 3.3), así como al tipo de terreno.

#### 2.2. Exigencias hidráulicas del canal de aproximación

El canal de aproximación debe cumplir, para su diseño, con los requisitos siguientes:

1. Ser diseñado y ubicado de forma tal, que las velocidades no afecten el talud de la cortina.
2. Tener velocidades suficientemente pequeñas para que las pérdidas de energía y la erosión sean las menores posibles. Una consecuencia directa de este requerimiento es que estas estructuras por lo general no son revestidas, lo que conlleva a que la sección transversal sea trapecial.
3. Tener una entrada de agua suave o gradual, para reducir los vórtices o remolinos. Evitar también los cambios bruscos de dirección en planta.
4. Tener las líneas de corriente normales a la sección vertedora, para lograr una distribución uniforme de los gastos específicos.

#### 2.3. Carga hidráulica sobre el vertedor

Se denomina carga hidráulica sobre el vertedor a la altura que alcanza el agua por encima de la cresta del cimacio vertedor.

En los vertedores se pueden definir tres tipos de carga (Fig. 2.1):

1. Carga hidráulica en el embalse ( $H_{emb}$ ).
2. Carga hidráulica total o de diseño ( $H_0$ ).
3. Carga hidráulica estática ( $H$ ).

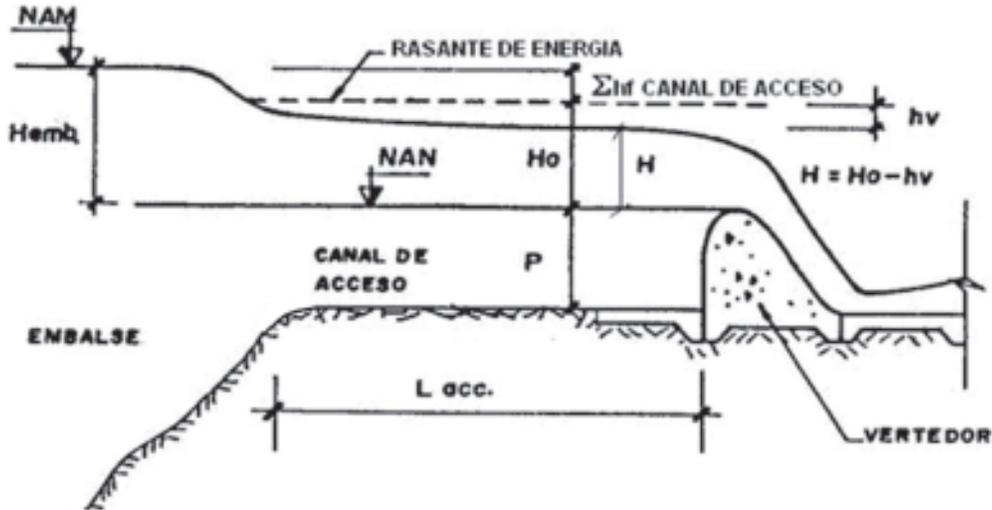


Figura 2.1

Principales parámetros geométricos e hidráulicos del canal de aproximación.

La carga hidráulica en el embalse, en el caso de vertedores automáticos, es decir, sin compuertas, se define como la distancia vertical entre el nivel de aguas normales (NAN) y el nivel de aguas máximas (NAM); esto es:

$$H_{emb} = NAM - NAN \quad (2.1)$$

Para vertedores con compuertas se toma la cota de la cresta en lugar del NAN.

La carga estática  $H$  es la distancia vertical entre la cresta del vertedor y la superficie del agua, medida en una sección que se encuentra ubicada aguas arriba del vertedor, entre 4 y 6 veces la propia carga  $H$ .

La carga hidráulica total o de diseño está constituida por dos componentes: la carga estática y la carga de velocidad en el canal de aproximación:

$$H_0 = H + \frac{V_{ca}^2}{2g} \quad (2.2)$$

donde:

$V_{ca}$ : velocidad media del flujo en el canal de aproximación.

$g$ : aceleración de la gravedad.

Por otra parte, la carga hidráulica total o de diseño se define como la diferencia entre la carga hidráulica en el embalse y las pérdidas en el canal de aproximación, esto es:

$$H_0 = H_{emb} - \sum h_f \quad (2.3)$$

Siendo  $\sum h_f$  la sumatoria de las pérdidas de carga en el canal de aproximación.

## 2.4. Pérdidas de carga en el canal de aproximación o acceso

Como se indicó en la sección anterior, en el canal de acceso se producen pérdidas que influyen en la carga de diseño que se tendrá sobre el cimacio vertedor. Su formulación matemática dependerá de la forma del canal de acceso; así por ejemplo, para un canal que cuente con una sección de entrada, un cambio de dirección, una transición para cambiar la forma o las dimensiones de la sección transversal y una longitud lo suficientemente grande como para producir pérdidas de energía por fricción, corresponderá la expresión siguiente:

$$\sum h_f = h_e + h_b + h_T + h_{ff} \quad (2.4)$$

$h_e$ : pérdidas de carga a la entrada del canal, se estima según:

$$h_e = K_e * h_v \quad (2.5)$$

$K_e$ : coeficiente de pérdidas de carga por entrada, generalmente se adopta  $K_e = 0,05$  a  $0,1$ , pudiendo inclusive tomar el valor cero para aquellos casos en los que el canal tiene un ancho considerable y en los que la entrada del agua al canal se produce no solamente por su extremo de aguas arriba, sino también por sus zonas laterales.

$h_v$ : carga a velocidad en el canal de aproximación, se estima según:

$$h_v = \frac{V_{ca}^2}{2g} = \frac{1}{2g} * \left( \frac{Q}{A} \right)^2 \quad (2.6)$$

siendo:

$V_{ca}$ : velocidad media del flujo en el canal de aproximación (m/s).

$Q$ : caudal o gasto que circula por el aliviadero ( $m^3/s$ ).

$A$ : área mojada en el canal de aproximación ( $m^2$ ).

$h_{ff}$ : pérdidas por fricción, se estiman aproximadamente con el empleo de alguna fórmula de régimen uniforme en canales (generalmente por la ecuación de Manning).

$$h_{ff} = S_f L_{cr} \left[ \frac{Qn}{AR^{2/3}} \right]^2 L_{acc} \quad (2.7)$$

donde:

$S_f$ : pendiente de la rasante de energía.

$n$ : coeficiente de rugosidad de Manning.

$A$ : área mojada en el canal de aproximación ( $m^2$ ).

$R$ : radio hidráulico, m.

$L_{CA}$ : longitud del canal de aproximación (m).

En los aliviaderos ocurre generalmente que el ancho de plato del canal de acceso ( $B_{CA}$ ) es mucho mayor que el tirante de circulación. En esas condiciones pueden efectuarse los cálculos como si el canal fuese rectangular, es decir:

$$A = B_{CA} * R$$

$$R = P + H$$

$$Q = q_{CA} * B_{CA}$$

resultando:

$$h_{fi} = \frac{q_{CA}^2 n^2}{R^{10/3}} L_{CA}$$

donde:

$q_{CA}$ : caudal específico (también conocido como *caudal por unidad de ancho*) en el canal de acceso, de ahí que sus unidades se expresan indistintamente como  $m^2/s$  o  $m^3/s/m$ , que se determina como:

$$q_{CA} = Q / B_{CA}$$

$B_{CA}$ : ancho del canal de acceso (m).

$P$ : altura del paramento superior del vertedor (m).

$H$ : carga estática sobre el vertedor (m).

## 2.5. Procedimiento para el diseño hidráulico

A partir de este momento se comienza a manifestar una constante en el proceso de diseño de los componentes de un aliviadero y que los autores se atreven a afirmar que es algo muy común en la mayoría de las obras hidráulicas: el diseño de uno de los componentes está comprometido con el de otro u otros. En el presente caso, el diseño del canal de aproximación depende de las dimensiones de la sección de control, y más aún, del caudal que a su vez depende del tipo de sección de control. Esto se argumentará en el capítulo 3.

Por lo general, para el diseño del canal de aproximación se parte de:

- *Datos del cimacio vertedor*: NAM, NAN, caudal de diseño  $Q$ , altura del paramento superior del vertedor  $P$ , altura aguas abajo del vertedor  $P^*$ , tipo perfil vertedor y longitud efectiva y total del vertedor.

— *Datos del canal de acceso*: longitud del canal  $L_{CA}$ , coeficiente de rugosidad de Manning  $n$ , taludes laterales y velocidad permisible para que no se erosione el canal.

— *Incógnitas*: ancho del canal de aproximación  $B_{CA}$ .

Pasos a seguir:

- 1) Calcular un valor inicial de carga total según  $H_{oi} = H = NAM - NAN$  (o ligeramente inferior, dependiendo de la longitud y condiciones del canal).
- 2) Cálculo de la carga estática  $H$ .

$$H = H_{oi} - h_v = H_{oi} - \frac{V_{perm}^2}{2g}$$

- 3) Cálculo del ancho del canal de acceso.

$$B_{ca} = \frac{Q}{(P+H)V_{perm}}$$

- 4) Cálculo del gasto específico en el canal de acceso.

$$Q_{ca} = Q / B_{ca}$$

- 5) Cálculo de las pérdidas de energía en el canal, debiendo considerarse todas aquellas que se identifican en el esquema o configuración del canal; si por ejemplo solo se consideran pérdidas de entrada y longitudinales, entonces:

a) Pérdidas de entrada.

$$h_{fe} = K_e * \frac{V_{perm}^2}{2g}$$

b) Pérdidas longitudinales.

$$h_{fl} = \frac{q_{ca}^2 * n^2}{(P+H)^{10/3}} * L_{ca}$$

- 6) Cálculo de la  $\Sigma h_f$  en el canal de acceso.

$$\Sigma h_t = h_e + h_{fl}$$

- 7) Cálculo de la carga  $H_{of}$ .

$$H_{of} = NAM - NAN - \Sigma h_f$$

8) Se comprueba si el error que se comete considerando la carga inicial  $H_{oi}$  es menor que el error permisible  $e_{perm}$  lo cual puede formularse de la forma siguiente:

$$(1 - H_{of} / H_{oi}) * 100 \leq e_{perm}$$

En la práctica se acepta un error permisible de 2 %, aunque los métodos informáticos permiten realizar las iteraciones necesarias con rapidez, hasta lograr que dicho error sea cero.

Si se cumple, entonces  $H_o = H_{of}$ . Si no se cumple, entonces se repite el proceso desde el segundo paso, sólo que ahora se parte de  $H_{oi'} = H_{of}$  obtenido en el paso anterior, y así sucesivamente hasta lograr la convergencia de la solución.

## Ejemplo

Se tiene un vertedor de perfil práctico de altura  $P = 2$  m; NAN = 90 m; NAM = 95 m; coeficiente de gasto para estas condiciones,  $m = 0,46$ ; longitud efectiva de 21,9 m. El caudal que descarga el aliviadero es de 500 m<sup>3</sup>/s. El canal de acceso tiene una longitud de 200 m; está excavado en un terreno de  $n = 0,03$  y velocidad permisible de 1,2 m/s. Los estribos tienen un  $K_e = 0,2$ .

Determine:

a) Ancho del canal de aproximación.

*Solución:*

$$1) \quad H_{oi} = \text{NAM} - \text{NAN}$$

$$H_{oi} = 5 \text{ m}$$

$$2) \quad H = 5 - \frac{1,2^2}{2 * 9,81} = 4,93 \text{ m}$$

$$3) \quad B_{CA} = \frac{Q}{(P + H)V_{perm}}$$

$$B_{CA} = 60,12 \text{ m}$$

$$4) \quad q_{CA} = Q/B_{CA}$$

$$q_{CA} = 8,32 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$5 \text{ a) } h_e = K_e (V_{perm}^2 / 2g)$$

$$h_{fe} = 0,015 \text{ m}$$

$$5 \text{ b) } h_{fL} = \left[ \frac{q^2_{CA} * n^2}{(P+H)^{10/3}} \right] L_{CA}$$

$$h_{fL} = 0,02 \text{ m}$$

$$6) \Sigma h_f = h_f + h_{fl}$$

$$\Sigma h_f = 0,035 \text{ m}$$

$$7) H_{of} = \text{NAM} - \text{NAN} - \Sigma h_f$$

$$H_{of} = 4,965 \text{ m}$$

$$8) (1 - H_{of} / H_{oi}) * 100 = 0,7 \% \leq 2 \%$$

Por lo tanto, se acepta como  $H_o = 5,0 \text{ m}$ ; y definitivamente,  $B_{CA} = 60,12 \text{ m}$ .

## CAPÍTULO 3

### Sección vertedora

#### 3.1. Definición y tipo de secciones vertedoras más usadas

El elemento más importante de todos los componentes de un aliviadero es la sección de control, más comúnmente conocida como *sección vertedora* o, simplemente, *el vertedor*, pues como ya se expresara en el capítulo precedente, es la que gobierna la capacidad de vertimiento del aliviadero. En ella se produce el tirante crítico de circulación.

Resulta conveniente comenzar analizando cuales son aquellos casos que imponen la presencia de un vertedor y no un canal horizontal vertedor, independientemente de que posteriormente los cálculos hidráulicos también pueden llevar a la necesidad de empleo de un vertedor, buscando mayor coeficiente de gasto, como se abordará más adelante. Este análisis se apoya en la figura 3.1



Figura 3.1

Casos para considerar la obligación de empleo de un cimacio vertedor.

**Caso A:** El nivel de aguas normales (NAN) está en una cota superior al punto más elevado del perfil del terreno original, a lo largo del eje longitudinal del aliviadero. En caso de ser un aliviadero automático, deberá tener cimacio para que el agua correspondiente al volumen útil (por debajo del NAN) no se vaya por el aliviadero; o deberá emplearse un aliviadero equipado con compuertas.

**Caso B:** El NAN está en una cota inferior al punto más alto del perfil longitudinal del terreno, a lo largo del aliviadero. No es imprescindible el empleo de un cimacio a los efectos de evitar

el vertimiento de agua correspondiente al volumen útil del embalse. Puede ser suficiente el empleo de un canal aliviadero.

En la figura 3.2 se presentan los tipos de vertedores atendiendo a la forma de su sección transversal.

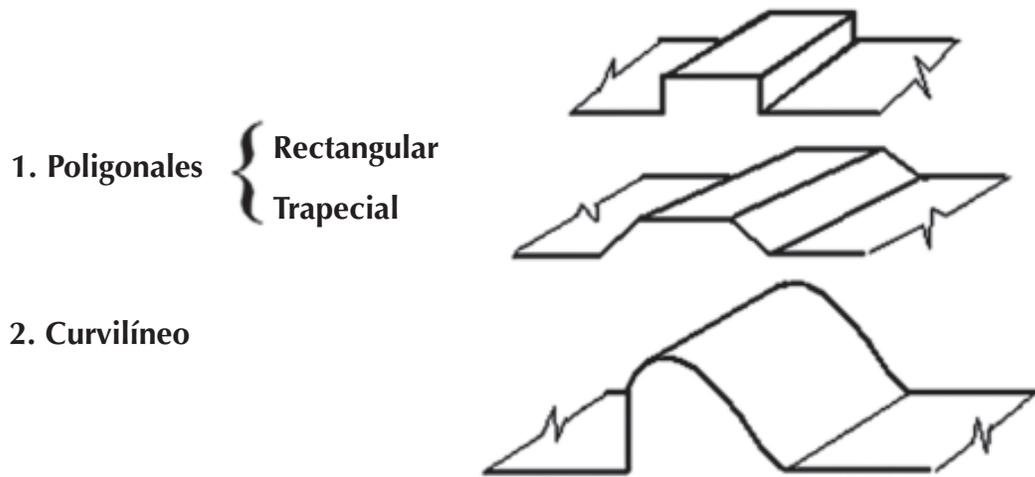


Figura 3.2  
Tipos de vertedores atendiendo a su forma.

Los vertedores de sección transversal poligonal son los comúnmente denominados *de umbral ancho*, mientras que a los de forma curvilínea también se les denomina *cimacios*. Las secciones vertedoras pueden adoptar diferentes formas, tanto longitudinales como transversales, en dependencia de múltiples factores, entre los que se destacan su tamaño, ubicación y categoría de la obra.

Existen distintos tipos de secciones vertedoras. Las de uso más común son:

- De pared delgada.
- De caída libre.
- Poligonales (umbral ancho).
- De perfil práctico sin vacío.
- De perfil práctico con vacío.

Los vertedores de pared delgada se emplean fundamentalmente a nivel de laboratorio o para condiciones de poca altura y caudal reducido; los vertedores de caída libre se pueden definir como la manifestación práctica de los vertedores de pared delgada, aplicados a las presas. De ahí que su empleo está limitado por su altura (no superior a 6 o 7 metros), y generalmente sobre terrenos duros de alta capacidad portante, pues con alturas superiores la caída libre del chorro inmediatamente aguas abajo, generan tales vibraciones de la estructura que ni siquiera en terrenos muy duros son admisibles.

Por estas razones, los vertedores de uso más común en las presas son los de umbral ancho y los de perfil práctico, sin vacío o con él. Por ello, son los que se abordan en el presente libro.

## 3.2. Ecuación fundamental del vertedor

La ecuación fundamental del aliviadero es aquella que expresa la capacidad de vertimiento de este. Y se expresa con la relación entre la carga hidráulica total y el caudal de vertimiento. Su expresión más universalmente difundida es la siguiente:

$$Q = mL\sqrt{2gH_0}^{3/2} \quad (3.1)$$

donde:

$Q$ : gasto que circula por el aliviadero ( $m^3/s$ ).

$g$ : aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ).

$H_0$ : carga hidráulica total o de diseño (m).

$L$ : longitud efectiva de vertimiento (m).

$m$ : coeficiente de gasto, adimensional.

Este coeficiente de gasto será objeto de estudio en capítulos posteriores. Pero a modo de ilustración y para su posible uso en cálculos preliminares, se muestran los valores siguientes:

1. Vertedores de umbral ancho	$m = 0,35 \sim 0,38$
2. Vertedores de pared delgada	$m = 0,42 \sim 0,44$
3. Vertedor de perfil práctico sin vacío	$m = 0,45 \sim 0,49$
4. Vertedor de perfil práctico con vacío	$m = 0,52 \sim 0,57$

## 3.3. Diseño hidráulico de la sección de control vertedora

El diseño hidráulico de un vertedor debe resolver las interrogantes siguientes:

- Forma de la sección transversal.
- Altura.
- Longitud.

Respecto a los dos primeros aspectos, en los capítulos siguientes se dan elementos según el tipo de sección vertedora que se emplee. En relación con la longitud, a continuación se presenta el procedimiento de cálculo válido para cualquier tipo de sección vertedora.

En los aliviaderos, el ancho del canal de acceso es mayor o igual que la longitud total del frente vertedor. Cuando es mayor, es necesaria una transición entre ambas dimensiones. Por otro lado, la unión del vertedor con las laderas que lo confinan lateralmente, se realiza mediante muros monolíticos de hormigón, a los cuales se les denomina *estribos*. Además, en no pocas ocasiones se requiere colocar sobre el vertedor elementos denominados *pilas*, cuya función es soportar las compuertas —en el caso de vertedores equipados con estas— o las vías de comunicación que pasan sobre él (Fig. 3.3).

Si se define la longitud total del vertedor como la distancia que media entre los estribos, se puede deducir que la colocación de pilas trae como consecuencia que la zona del vertedor por donde realmente podría producirse descarga de agua, será menor que la longitud total. A esta zona se le denomina *longitud neta*. Finalmente, si las pilas y los estribos tienen formas tales que

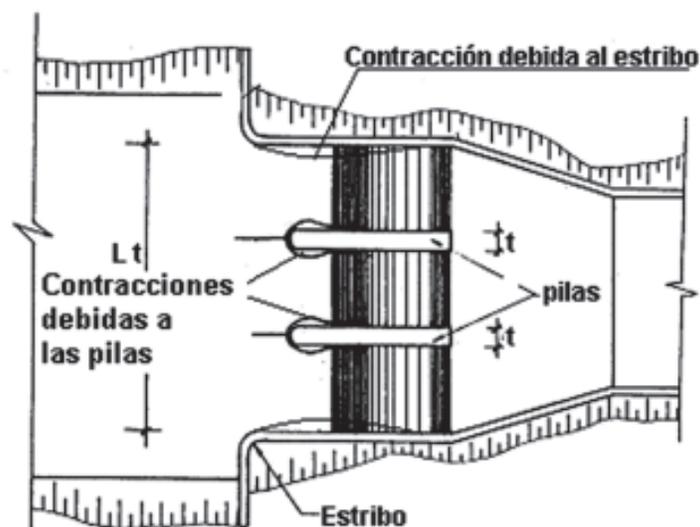


Figura 3.3

Contracciones del flujo producidas debido a la presencia de pilas y estribo

ocasionan la ocurrencia de contracciones del flujo al contornear dichas estructuras, entonces la zona del vertedor disponible para el paso del agua se reduce aún más, dando lugar a lo que se conoce como *longitud efectiva*.

De forma general, se utiliza una expresión que permite el cálculo de la longitud total en los vertedores y que lleva implícita la longitud efectiva y los efectos de pilas y estribos:

$$L_T = L + nt + 2(nK_p + K_e)H_0 \quad (3.2)$$

donde:

$L_T$ : longitud total (m).

$L$ : longitud efectiva del vertimiento (m).

$n$ : número de pilas.

$K_p$ : coeficiente de contracción producida por las pilas.

$K_e$ : coeficiente de contracción producida por los estribos.

$H_0$ : carga total sobre el vertedor

$t$ : ancho de pila (m).

El coeficiente  $K_e$  toma en cuenta la contracción según los estribos y depende de los factores siguientes:

- Forma del estribo.
- Ángulo entre la dirección general de la corriente y la pared de aproximación del estribo.
- Relación entre la carga de operación  $H_e$  y la carga total  $H_0$  de diseño.
- Velocidad de aproximación.

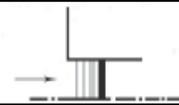
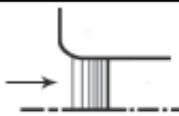
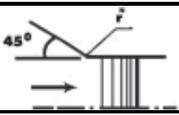
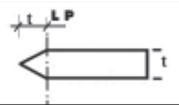
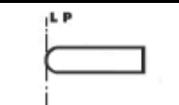
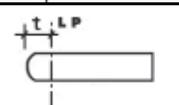
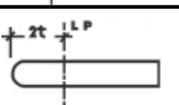
El coeficiente  $K_p$  está referido a la contracción de las pilas y depende de los factores siguientes:

- Forma de la pila.
- Posición de la pila respecto a la cresta.

- c) Espesor de la pila (en relación con la carga).
- d) Carga de operación en relación con la carga de diseño.
- e) Velocidad de aproximación.

Los coeficientes  $K_p$  y  $K_e$  se obtienen a partir de la tabla 3.1

**Tabla 3.1. Coeficientes de contracción de pilas y estribos\***

Elemento	Descripción	Esquema	Coficiente
Estribo	Arista viva con muro lateral a 90° con la dirección del flujo		$K_e = 0,20$
	Redondeado con muro lateral a 90° con la dirección del flujo		$K_e = 0,10$
	Redondeado con $r > 0,5 H_0$ y el muro lateral se inclina no más de 45° con la dirección del flujo		$K_e = 0,00$
Pila	Tajamar triangular a rente con el paramento del cimacio		$K_p = 0,04$
	Tajamar triangular saliente aguas arriba a una distancia igual al espesor de la pila		$K_p = 0,03$
	Tajamar redondo a rente con el paramento del cimacio		$K_p = 0,045$
	Tajamar redondo saliente aguas arriba a una distancia igual al espesor de la pila		$K_p = 0,035$
	Tajamar redondo saliente aguas arriba a una distancia igual a dos veces espesor de la pila		$K_p = 0,025$

\* USBR, 1972.

Según Creager, para pilas con un espesor  $t \approx H_0/3$ , los valores que se brindan en la tabla 3.1 son suficientemente confiables.

Si se considera el caso de pilas situadas entre una compuerta abierta y otra cerrada, los coeficientes anteriores pueden llegar a tener un valor 2,5 veces mayor que los indicados.

Como quiera que en párrafos anteriores se definió la longitud neta  $L'$ , es fácil deducir que se puede calcular según:

$$L' = L + 2 (nK_p + K_e) H_0 \quad (3.3)$$

### 3.4. Coeficiente de gasto

El coeficiente de gasto caracteriza la eficiencia de la descarga sobre el vertedor. Su valor depende fundamentalmente del tipo de cimacio vertedor que se emplee. En términos generales se determina según:

$$m = m_o * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4 \quad (3.4)$$

siendo:

$m_o$ : coeficiente de gasto nominal que depende del tipo de sección vertedora que se utilice. Su valor está en función de la altura del paramento superior del vertedor y de la carga hidráulica de diseño, trabajando libre aguas abajo, y con paramento superior vertical.

$\sigma_1$ : coeficiente de corrección por carga diferente a la de diseño.

Cuando por un vertedor diseñado con una carga  $H_o$  se hace circular una carga  $H_e$  diferente a la anterior, la descarga se verá afectada, debiéndose afectar el coeficiente  $m_o$  por  $\sigma_1$ .

$\sigma_2$ : coeficiente de corrección por inclinación del paramento superior.

Al variar la inclinación del paramento superior, al igual que en el caso anterior, se producirá una afectación en la descarga del vertedor. La literatura consultada refiere que el comportamiento de este factor depende fundamentalmente del tipo de sección vertedora, la altura del paramento superior y la carga sobre la cresta.

$\sigma_3$ : coeficiente de corrección por efecto de las condiciones hidráulicas, inmediatamente aguas abajo del vertedor (posición del lavadero o solera).

Cuando la distancia vertical desde la cresta del vertedor a la solera aguas abajo, no resulta ser lo suficientemente grande para contrarrestar el efecto de contrapresión a la que es sometida la lámina vertiente como resultado de su impacto con la misma, el valor del coeficiente de gasto será afectado. Los estudios realizados sobre este tema apuntan que independientemente de la sección vertedora que se tenga, el valor adoptado por este factor, siempre es menor que la unidad.

Cuando el régimen de circulación aguas abajo es supercrítico, o cuando ocurre un salto hidráulico desplazado, la reducción del coeficiente de gasto se debe fundamentalmente a la contrapresión del lavadero aguas abajo; lo que no se comporta de la misma manera en el caso de la existencia de un salto hidráulico apoyado sobre el cimacio, donde predominará el efecto de sumersión.

$\sigma_4$ : coeficiente de corrección por sumersión.

Cuando el nivel del agua, aguas abajo de un vertedor, es lo suficientemente elevado para afectar la descarga, se dice que el vertedor está ahogado y, por tanto, se producirá una alteración en el coeficiente de descarga.

La afectación del coeficiente de gasto debido a la sumersión, está estrechamente vinculado con el tipo de sección vertedora que se utiliza. Por ejemplo, en el caso de los perfiles prácticos

sin vacío, para considerar el efecto de sumersión, la superficie del agua, aguas abajo, deberá estar siempre por encima de la cresta vertedora; mientras que en el caso de los perfiles prácticos con vacío, la afectación tiene lugar aun cuando la superficie del agua esté por debajo de la cresta.

Por último, se debe destacar que si al pie del vertedor se produce un salto hidráulico desplazado o barrido aguas abajo, el vertedor no trabajará sumergido, independientemente de la altura que alcance el nivel de agua después del salto. Esto es aplicable a cualquier tipo de sección vertedora.

# CAPÍTULO 4

## Vertedores de umbral ancho

### 4.1. Características generales

Se define como *vertedor de umbral ancho* aquel en el cual la relación entre el ancho (en el sentido longitudinal) del umbral y la carga total o de diseño ( $H_0$ ) cumple que:  $2 < S/H_0 < 10$ . Cuando esto ocurre, se considera que las pérdidas de carga a lo largo del umbral son despreciables y que, por estar en presencia de un tramo muy corto, en él tiene lugar un movimiento gradualmente variado (Fig. 4.1).

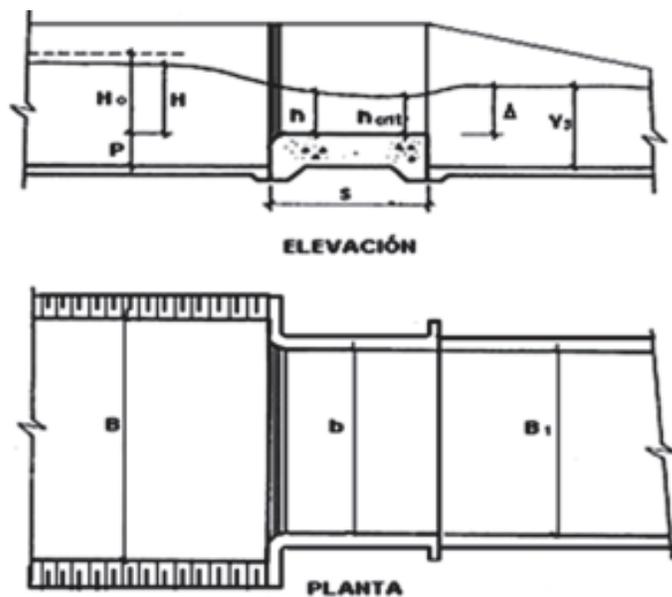


Figura 4.1  
Elevación y planta de un vertedor de umbral ancho.

Este tipo de vertedor ha resultado ser siempre de gran interés para los proyectistas, por lo sencilla que resulta su construcción. Muestra de ello, es su aplicación en numerosas obras hidráulicas.

El estudio de los vertedores de umbral ancho se inició hace más de ciento cincuenta años. Desde entonces han sido numerosos los autores que han abordado este tema; entre ellos se destacan: Belanche (1928), B.A Bajintsev (1912) y otros.

En relación con este tipo de vertedor, los investigadores han establecido que el vertimiento resulta complejo, pues el movimiento sobre él ocurre con frecuencia en condiciones en las que la curvatura de la línea de flujo influye substancialmente sobre las características cuantitativas (caudal). Además, apuntan que la distribución de presiones sobre el mismo no se comporta de forma hidrostática permanentemente. Según las condiciones en que se realiza el vertimiento, pueden clasificarse de la siguiente manera:

1. Sin ahogo y sin contracción lateral.
2. Sin ahogo y con contracción lateral.
3. Ahogado.

El cálculo de la capacidad de evacuación de esta modalidad de vertedor, está estrechamente vinculado con las condiciones en que se realice el vertimiento. Por ello, se muestra más adelante una tabla para cada clasificación, las cuales permiten la obtención del coeficiente de gasto  $m$  para determinadas condiciones en específico y atendiendo a las distintas formas que puede adoptar la entrada al vertedor, tanto en planta como en la propia sección transversal de este.

Por último, se resalta el hecho de que los vertedores de umbral ancho se diferencian mucho de los otros vertedores en lo que al ahogo se refiere, pues este solamente ocurre después que el nivel aguas abajo se eleva sobre el umbral por encima de un límite determinado. Este límite está definido por un valor relativo  $\Delta/H_o$  donde el término  $\Delta$  es la sobreelevación del nivel del agua con respecto al umbral, y  $H_o$  la carga total o de diseño existente (v. Fig. 4.1).

## 4.2. Criterios de diseño. Ejemplo de cálculo

1. Obtención del ancho y la forma del umbral.

- a) Ancho ( $S$ )

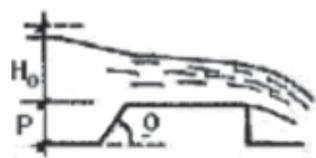
Teniendo en cuenta la condición antes expresada, que garantiza un adecuado funcionamiento hidráulico ( $2 < S/H_o < 10$ ), se recomienda obtener el valor del ancho  $S$ , considerando que  $H_o$  es dato (recordar lo estudiado en el capítulo II). La selección precisa del valor de  $S$  obedece a criterios fundamentalmente estructurales, es decir, de estabilidad del vertedor. Obviamente, valores cercanos al límite superior garantizan dicha estabilidad, pero resultan más costosos. Es frecuente en la práctica, que se seleccione el valor  $S/H_o = 2,5$ , ya que se han demostrado resultados satisfactorios para ese valor.

- b) Forma del umbral.

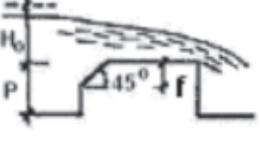
En relación con la selección de la entrada del umbral en elevación, esta se realizará a criterio del proyectista, atendiendo a los tipos que se presentan en las tablas 4.1, 4.2 y 4.3, pues son los más estudiados y se dispone de mayor información para su adecuado diseño. La selección de otro impondría estudios en modelos físicos a escala reducida.

Resulta evidente que en la selección de la forma de entrada en elevación del vertedor, tienen gran peso dos aspectos fundamentales: la eficiencia y la complejidad de la construcción.

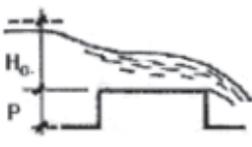
Tabla 4.1. Coeficiente de gasto  $m_0$  para vertedor de umbral ancho sin contracción lateral\*

FORMA DE LA ENTRADA	$\Theta^0$	$>63^0$	$45^0$	$33^0$	$\leq 22$
	$P/H_0$				
	0.0	0.385	0.385	0.385	0.385
	0.2	0.372	0.377	0.380	0.382
	0.4	0.365	0.373	0.377	0.381
	0.6	0.361	0.370	0.376	0.380
	0.8	0.357	0.368	0.375	0.379
	1.0	0.355	0.367	0.374	0.378
	2.0	0.349	0.363	0.371	0.377
	4.0	0.345	0.361	0.370	0.376
	6.0	0.344	0.360	0.369	0.376
	$\infty$	0.340	0.358	0.368	0.375



FORMA DE LA ENTRADA	$r/H_0$ o $f/H_0$	0.025	0.05	0.20	0.60	$\geq 1.0$
	$P/H_0$					
 	0.0	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385
	0.2	0.372	0.374	0.377	0.380	0.382
	0.4	0.365	0.368	0.374	0.377	0.381
	0.6	0.361	0.364	0.370	0.376	0.380
	0.8	0.357	0.361	0.368	0.375	0.379
	1.0	0.355	0.359	0.366	0.374	0.378
	2.0	0.349	0.354	0.363	0.371	0.377
	4.0	0.346	0.350	0.360	0.370	0.376
	6.0	0.344	0.349	0.359	0.369	0.376
	$\infty$	0.340	0.346	0.357	0.368	0.375



FORMA DE LA ENTRADA	$P/H_0$	$m_0$
	0.0	0.385
	0.2	0.366
	0.4	0.356
	0.6	0.350
	0.8	0.345
	1.0	0.342
	2.0	0.333
	4.0	0.327
	6.0	0.325
$\infty$	0.320	

\* Kiceliyov, 1961.

Tabla 4.2. Coeficiente de gasto para vertedor de umbral ancho con contracción lateral altura de paramento superior  $P = 0$

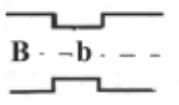
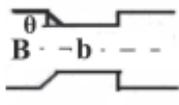
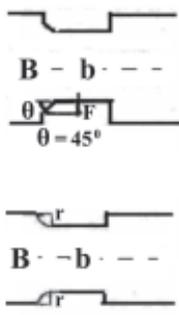
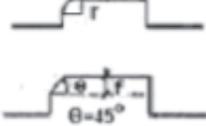
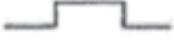
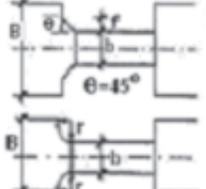
FORMA DE LA ENTRADA EN PLANTA	b/B	1.0	0.9	0.8	0.6	0.4	0.2	0.0
		0.385	0.367	0.355	0.340	0.330	0.324	0.320
	$\theta$	1.0	0.9	0.8	0.6	0.4	0.2	0.0
	$\theta > 63^\circ$	0.385	0.373	0.365	0.356	0.350	0.346	0.343
	17 a 45	0.385	0.375	0.369	0.361	0.356	0.352	0.350
	b/B r/b f/b	1.0	0.9	0.8	0.6	0.4	0.2	0.0
	0.05	0.385	0.371	0.362	0.350	0.345	0.343	0.338
	0.2	0.385	0.375	0.368	0.360	0.355	0.351	0.349
	$\geq 0.5$	0.385	0.378	0.373	0.368	0.364	0.362	0.360

Tabla 4.3. Coeficiente de gasto para vertedor de umbral ancho con contracción lateral altura de paramento superior  $P \neq 0^*$

			
	$\theta$	$r/H_0$ o $f/H_0$	$\theta = 90^\circ$
	$>63^\circ$ $45^\circ$ $34^\circ$ $<22^\circ$	0,025 0,05 0,2 0,5 $>0,1$	-
$m_q$	0,340 0,350 0,360 0,375	0,340 0,345 0,367 0,368 0,375	0,320
			
	-	$\theta$	$r/H_0$ o $f/H_0$
	-	$> 63^\circ$	$17^\circ$ a $45^\circ$
$m_p$	0,320	0,343	0,350
			0,345 0,349 0,360

\* Kiceliyov, 1961.

c) Altura del umbral ( $P$ ).

La primera consideración es que la altura  $P$  debe satisfacer los requerimientos de la topografía, es decir, sabiendo que la cresta del vertedor se ubica en el nivel de aguas normales (NAN),  $P$  estará dado por la diferencia de cota entre NAN y la superficie del terreno firme sobre el cual se asienta el vertedor.

En segundo lugar, debe tenerse presente que según se aprecia en las tablas 4.1 y 4.3, en la medida que aumenta el valor de  $P$ , disminuye el valor del coeficiente de gasto, lo cual es una diferencia con respecto a otros tipos de vertedores.

d) Longitud vertedora ( $b$ ).

- Es obvio que en los vertedores sin contracción lateral, la longitud vertedora  $b$  coincide con el ancho del canal de aproximación  $B$  (v. Fig. 4.1), y su determinación es directa a partir de la ecuación de capacidad de servicio (4.1).

$$Q = m_o b \sqrt{2g} H_o^{3/2} \quad (4.1)$$

donde:

$H_o$ : carga total o de diseño (m).

$g$ : aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ).

$Q$ : gasto ( $m^3/s$ ).

$m_o$ : coeficiente de gasto que se obtiene en la tabla 4.1, una vez conocidas la forma de la entrada del vertedor y la relación  $P/H_o$ .

Para los vertedores de umbral ancho con contracción lateral, la obtención de la longitud  $b$  a partir de la ecuación (4.1), se realiza mediante un proceso iterativo, pues  $m_o$  depende de la relación  $b/B$ . La iteración consistirá en asumir valores de  $b$ , obtener el correspondiente coeficiente de gasto (por las tablas 4.2 ó 4.3, según sea el caso) y calcular el caudal  $Q$  mediante la ecuación 4.1; y así sucesivamente hasta que el caudal calculado coincida con el de diseño.

Para obtener el valor del coeficiente de gasto en el caso de un umbral ancho con una altura  $P$  sobre el canal de aproximación, y contracciones laterales (casos de la tabla 4.3), se deben ejecutar los pasos siguientes:

1. Hallar el coeficiente de gasto, considerando la influencia de la forma de la entrada en elevación  $m_\eta$ .
2. Hallar el coeficiente de gasto, considerando la influencia de la forma en planta del umbral ancho  $m_\beta$ .
3. Si  $m_\beta > m_\eta$  el coeficiente de gasto se calcula por la expresión:

$$m_o = m_\eta + (m_\beta - m_\eta) F_\eta + (0,385 - m_\eta) F_\eta F_\beta \quad (4.2)$$

4. Si  $m_\beta < m_\eta$  el coeficiente de gasto se calcula por la expresión:

$$m_o = m_\beta + (m_\eta - m_\beta) F_\beta + (0,385 - m_\eta) F_\eta F_\beta \quad (4.3)$$

donde:

$$F_{\eta} = \frac{H_0}{H_0 + 2P} \quad \text{y} \quad F_{\beta} = \frac{b}{3,5 B - 2,5 b}$$

Una característica de los vertedores de umbral ancho es que permiten un ahogo considerable sin verse afectada su capacidad de servicio, lo cual, en determinadas ocasiones, ofrece ventajas económicas en comparación con otros tipos de vertedores.

A partir de la figura 4.1, se aprecia que con el valor del tirante aguas abajo  $Y_3$  y la altura del umbral  $P$ , se obtiene el valor de la sobre elevación del nivel del agua  $\Delta$ :

$$\Delta = Y_3 - P \quad (4.4)$$

Al calcular la relación  $\Delta/H_0$  y en dependencia de la forma de entrada del vertedor, se establece que existe ahogo en el mismo por medio del siguiente criterio:

- Cuando  $\Delta/H_0 > 0,75$  para entradas suaves del umbral.
- Cuando  $\Delta/H_0 > 0,85$  para entradas bruscas del umbral.

Si ocurriese este ahogo en el cálculo del gasto por la expresión (4.1), debe afectarse el coeficiente de gasto por el coeficiente de sumersión  $\sigma$ , de tal forma que dicha expresión se transforma en:

$$Q = m_o \sigma b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (4.5)$$

En la tabla 4.4 aparecen los valores de este coeficiente de sumersión en función del ahogo relativo y del estrechamiento en planta relativo  $\frac{b}{B_1}$

**Tabla 4.4. Coeficiente de sumersión  $\sigma^*$**

$\Delta/H_0 \backslash b/B_1$	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
0,75	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,78	0,97	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,80	0,95	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,82	0,92	0,99	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,99
0,84	0,89	0,97	0,99	1,0	1,0	1,0	0,99	0,97
0,86	0,85	0,94	0,96	0,99	1,0	0,99	0,96	0,94
0,88	0,81	0,90	0,93	0,97	0,96	0,97	0,93	0,90
0,90	0,75	0,84	0,88	0,92	0,91	0,92	0,88	0,84
0,92	0,69	0,78	0,82	0,85	0,84	0,85	0,82	0,78
0,94	0,61	0,70	0,73	0,76	0,75	0,76	0,73	0,70
0,96	0,51	0,59	0,62	0,65	0,64	0,65	0,62	0,59
0,98	0,36	0,44	0,46	0,49	0,48	0,49	0,46	0,44

\* Shterenlijt, 1984.

e) Tirante sobre el umbral ( $h$ ).

Generalmente se admite que el tirante sobre el umbral ( $h$ ), es igual a la profundidad crítica; y en tal sentido, se recomienda obtener su valor a través de la siguiente expresión:

$$h = K H_0 \quad (4.6)$$

donde:

$K = h_{crit.}/H_0$ : relación entre la profundidad crítica en el umbral y la carga total o de diseño sobre el vertedor. Se determina según la tabla 4.5.

**Tabla 4.5. Relación entre la profundidad crítica en el umbral y la carga total\***

<i>Condiciones de la entrada del umbral</i>	<i>K</i>
En ausencia de resistencia hidráulica	0,667
Umbral con borde de entrada redondo	0,630
Umbral con borde de entrada inclinado	0,610
Umbral con borde de entrada no redondo (canto agudo)	0,590
Para condiciones hidráulicas de entrada desfavorables (bordes agudos e irregulares)	0,560

\* Shterenlijt, 1984.

*Ejemplo de cálculo:*

Dada la información que se ofrece a continuación, diseñe hidráulicamente un vertedor de umbral ancho.

Nivel de aguas normales, NAN: 129 m

Nivel de aguas máximas, NAM: 132,5 m

Caudal de diseño,  $Q = 800 \text{ m}^3/\text{s}$

Carga hidráulica total,  $H_0 = 3,5 \text{ m}$

Altura del paramento superior vertical,  $P = 3,5 \text{ m}$

Ancho del canal de aproximación,  $B_{CA}$ : 84 m

*Solución:*

1. A partir de la información disponible, queda establecido que el umbral es de paramento superior vertical. Se debe definir si tiene contracciones laterales de entrada. Para ello, se procede a determinar la longitud vertedora  $b$  a partir de la tabla 4.1.

Con  $P/H_0 = 1$  se obtiene  $m = 0,342$

$$b = \frac{Q}{m\sqrt{2gH_o^{3/2}}} = \frac{800}{0,342(4,43)(3,5)^{3/2}} = 80,67m$$

resultando:

Dado que  $B_{CA} > b$  ello implica que se producen contracciones laterales, correspondiendo entonces el diseño del esquema correspondiente de la tabla 4.3 seleccionando estribos cuadrados se tiene:

$$m_\eta = 0,320 \quad \text{y} \quad m_\beta = 0,320$$

$$F_\eta = \frac{H_o}{H_o + 2P} = \frac{3,5}{3,5 + 2(3,5)} = 0,33$$

$$F_\beta = \frac{b}{3,5B - 2,5b} = \frac{81,3}{3,5(84) - 2,5(81,3)} = 0,896$$

$$m_o = m_\beta + (m_\beta - m_\eta) F_\eta + (0,385 - m_\eta) F_\eta F_\beta = 0,32 + (0,385 - 0,32)(0,33)(0,896) = 0,339$$

$$Q = mb\sqrt{2gH_o^{3/2}} = 0,339(81,3)(4,43)(3,5)^{3/2} = 799,5 \text{ m}^3 / s$$

resultando mediante un proceso de tanteos del valor de b:  
concluyéndose que la longitud vertedora  $b = 81,3 \text{ m}$ .

2. Ancho de la base del vertedor S:

Partiendo de  $S/H_o = 2,5$

Resulta  $S = 8,75 \text{ m}$

3. Curva de capacidad de servicio (tabla 4.6).

**Tabla 4.6. Curva de capacidad de servicio**

$H_e$	$F_\eta$	$F_\beta$	$m_o$	$Q$
1	0,125	0,896	0,327	118
2	0,222	0,896	0,333	339
3	0,300	0,896	0,337	631
3,5	0,33	0,896	0,339	800

## CAPÍTULO 5

### Vertedores de perfil práctico sin vacío

#### 5.1. Características generales

Se define como *vertedor tipo perfil práctico sin vacío* (PPsV) aquel cuya forma coincide con la forma de la superficie inferior del agua que es vertida desde un vertedor de pared delgada. Dicho en otras palabras, es como si al vertimiento de agua desde un vertedor de pared delgada, se le rellenase con hormigón el espacio que queda entre la lámina de agua y el vertedor, según se ilustra en la figura. 5.1.

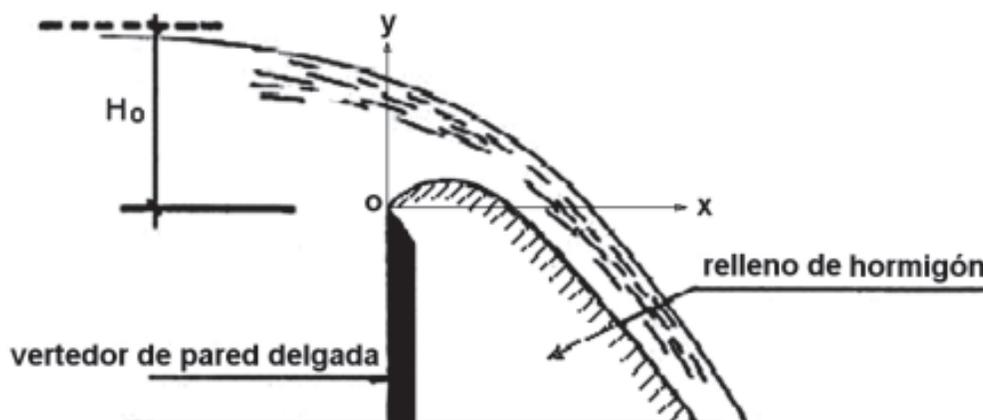


Figura 5.1. Descripción de la forma de un vertedor tipo perfil práctico sin vacío.

La carga a partir de la cual se obtiene el perfil del vertedor, es denominada *carga perfilante*  $H_{per}$ . Y en la mayoría de los casos se hace coincidir con la carga de diseño  $H_0$ . Para el gasto correspondiente a la carga de diseño, la lámina vierte suavemente sin interferencia de la superficie vertedora, y por tanto, el vertedor funciona con su máxima eficiencia. Si la carga es menor que la perfilante, la lámina de agua se apoya sobre el cimacio, produciendo fricción; y con ello, el retardamiento del flujo y un remanso aguas arriba que provoca una disminución de la eficiencia del vertedor. Si por el contrario, la carga es mayor que la perfilante, la lámina tiende a separarse del perfil vertedor; pero si no existe ventilación por debajo de dicha lámina, tal sepa-

ración no tendrá lugar, por lo que se producirán presiones inferiores a la atmosférica o de vacío debajo de la lámina que favorece el flujo. Todo esto permite aumentar la eficiencia del vertedor.

Entre las formas del vertedor de perfil práctico sin vacío, se encuentran el perfil Creager, Creager modificado, Lane Davis, Samini, Smetana y Marchi, entre otros. A los autores anteriores se suman algunas instituciones, entre las que se destacan: el USBR y el *US Army Corp. Of Engineers*. Esta última, desarrolló en su estación experimental varias formas Standard, basadas en los datos del USBR, que dieron lugar a los denominados *aliviaderos Standard WES*.

En el presente texto se recomienda el uso del perfil práctico sin vacío del tipo WES, teniendo en cuenta lo completa que resulta la información de que se dispone, la cual abarca el funcionamiento de esta sección vertedora, con vertimiento libre o regulado, aplicable tanto a paramentos bajos como altos, donde la velocidad de aproximación llega a ser despreciable.

## 5.2. Criterios para el diseño de un cimacio WES con vertimiento libre. Ejemplo de cálculo

Como se indicó anteriormente el diseño hidráulico de un cimacio debe resolver las interrogantes siguientes:

1. Altura.
2. Longitud.
3. Forma de la sección transversal.
  - a) altura del paramento  $P$ : se establece desde la cota de la cresta hasta el firme, donde estará el fondo del canal de aproximación. Es posible que  $P$  se aumente para tener más profundidad de circulación en el canal de aproximación (y por tanto requiera menor ancho  $B_{CA}$ ); de este modo, queda satisfecho el requisito de la velocidad permisible. Adicionalmente, según se verá más adelante,  $P$  influye de manera significativa en el valor del coeficiente de gasto y, por tanto, buscando un buen valor de este, es posible incrementar  $P$  sin que la velocidad ni la capacidad portante del terreno sean los determinantes.
  - b) Longitud del cimacio.

Se obtiene a partir de la expresión fundamental de los aliviaderos:

$$Q = mL\sqrt{2g}H_o^{3/2} \quad (5.1)$$

donde el caudal  $Q$  es incógnita; el coeficiente de gasto  $m$  está afectado por condiciones de trabajo del cimacio que son directamente dependientes de  $Q$ ; mientras que la carga hidráulica total se determina según:

$$H_o = (NAM - NAN) - \Sigma h_f \text{ y este último término depende de } Q.$$

Por lo anterior, está claro que se impone un proceso iterativo, el cual se resume como sigue:

1. Se asume un valor para  $m$ . Para los PPsV (según se indica en el capítulo 3) está entre 0,45 y 0,49.
2. Se supone  $L$ .

3. Teniendo como datos el hidrógrafo de la avenida de diseño, la curva del embalse y la ecuación de capacidad de servicio del aliviadero, se procede a transformarla según alguno de los métodos que se estudian en Hidrología, obteniéndose un primer valor del gasto transformado  $Q_t$ .
4. Con  $Q_t$ ,  $m$  y  $L$  de la ecuación fundamental (5.1), se obtiene  $H_o$ . Y si es ligeramente menor que  $NAM - NAN$ , ello indica que  $L$  es la correcta. Si no es así, habrá que suponer otra  $L$ ; y así sucesivamente hasta lograr la condición indicada.
5. Con  $Q_t$  ajustado, se determinan las condiciones hidráulicas de trabajo del cimacio y se obtiene la curva de capacidad de servicio, que incluye  $m$  variable, según procedimiento que se explica más adelante.
6. Con la curva hallada en el paso anterior, se transforma nuevamente la avenida; y si  $H_o$  no cumple lo indicado en el paso 4, habrá que recomenzar en el 2. Cuando se logre el requerimiento de  $H_o$  entonces habrá que comparar el nuevo  $Q_t$  con el anterior. Si son aproximadamente iguales, habrá concluído el proceso y  $L$  será la última obtenida; pero si  $Q_t$  varía significativamente, habrá que repetir a partir del paso 5.

*Coefficiente de gasto:*

Para obtener el coeficiente de gasto  $m$  deben tenerse en cuenta los factores que afectan su valor:

- Profundidad relativa de llegada ( $P/H_o$ ).
- Forma de la lámina real en relación con la de proyecto ( $H_e/H_o$ ).
- Inclinación del paramento superior.
- Posición de la solera o lavadero.

Para este último efecto, deben tenerse en cuenta los cinco posibles casos de condiciones de circulación aguas abajo de la cresta, que se muestran en la figura 5.2.

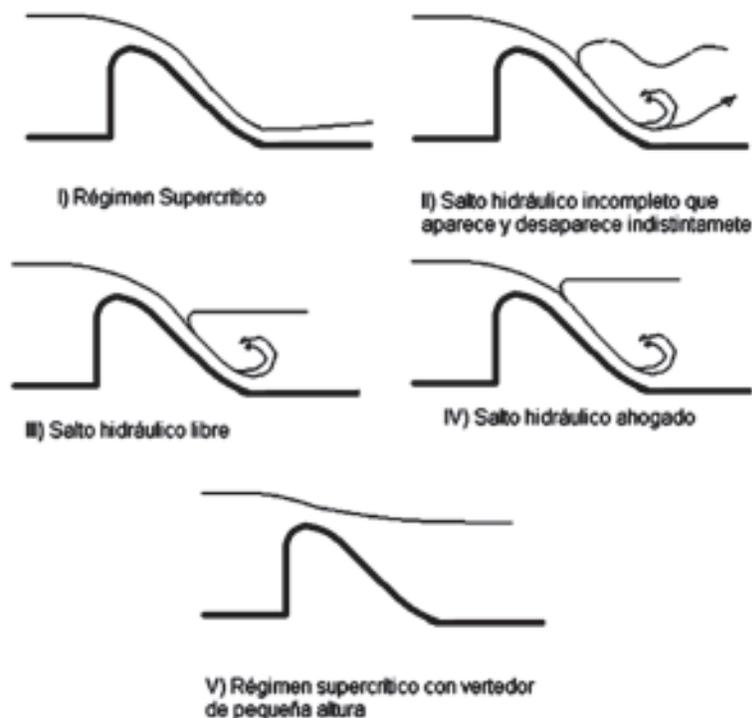


Figura 5.2  
Casos posibles de circulación aguas abajo de un vertedor frontal.

En los tres primeros casos, las afectaciones al coeficiente de gastos tienen su origen en la posición relativa de la solera respecto a la cresta del vertedor; es decir, el fenómeno que se manifiesta es de contrapresión del flujo, mientras que en los dos últimos predominan los efectos de ahogo o sumersión del cimacio, debido a los altos tirantes que tienen lugar inmediatamente aguas abajo de este. Matemáticamente se expresa como:

$$m = f\left(\frac{P}{H_o}, incP, \frac{H_e}{H_o}, \frac{P^*}{H_o}, \frac{h_d}{H_o}\right) \quad (5.2)$$

La expresión anterior, a los efectos prácticos se convierte en:

$$m = m_0 * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4 \quad (5.3)$$

$m_0$ : coeficiente de gasto nominal. Se obtiene con la ayuda de la curva que se muestra en la figura.5.3, en función de la relación  $P/H_o$  o mediante la ecuación que en ella se incluye.

$\sigma_1$ : coeficiente de corrección por la ocurrencia de cargas  $H_e$  diferentes a la de proyecto  $H_o$ . Obviamente, si  $H_e = H_o$  entonces  $\sigma_1 = 1$ ; si  $H_e \neq H_o$  con la curva o la ecuación de la figura.5.4, se obtiene el valor  $\sigma_1$ .

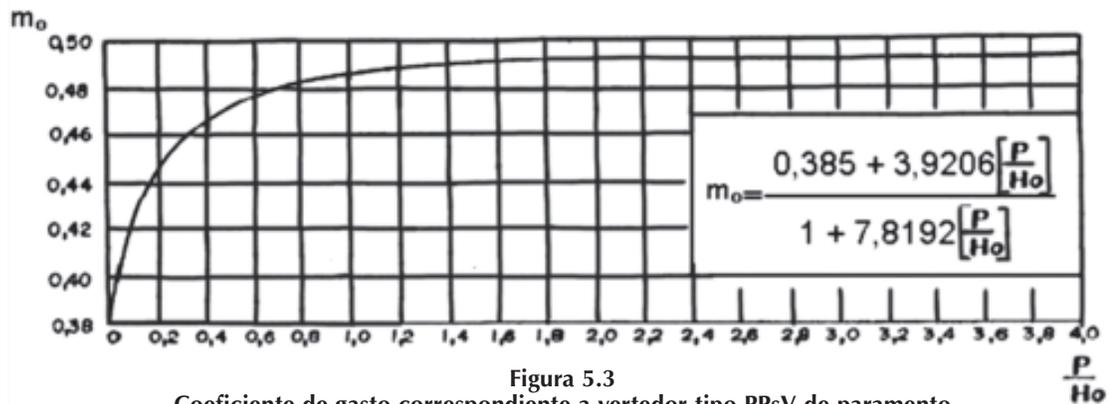


Figura 5.3  
Coeficiente de gasto correspondiente a vertedor tipo PPSV de paramento superior vertical y libre aguas abajo. (USBR, 1972).

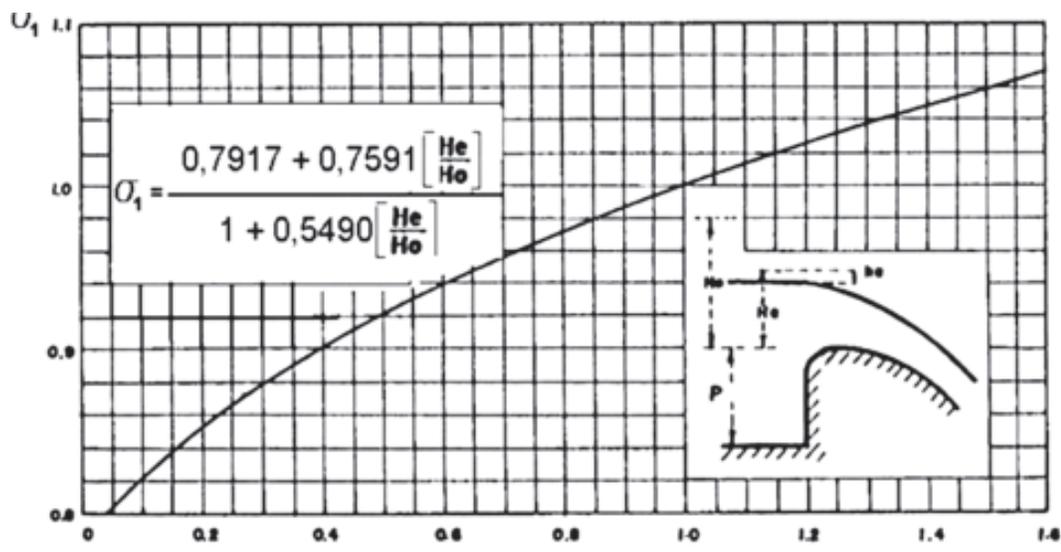


Figura 5.4  
Corrección del coeficiente de gasto para cargas diferentes a las del proyecto. (USBR, 1972).

$\sigma_2$ : coeficiente de corrección por inclinación del paramento. Con el auxilio de la figura 5.5, con el valor de la relación  $P/H_e$ . Por supuesto, si el paramento superior es vertical, el valor de  $\sigma_2 = 1$ .

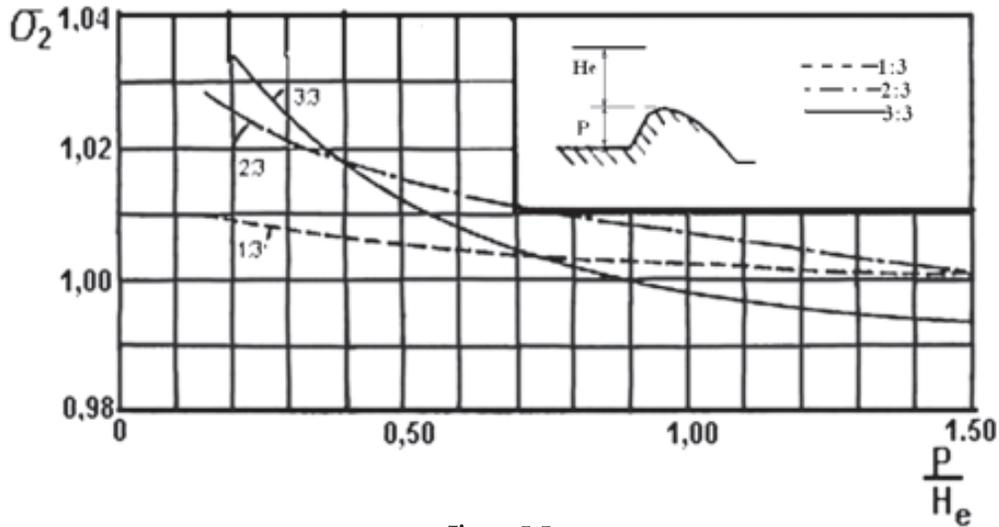


Figura 5.5  
Corrección del coeficiente de gasto por inclinación del paramento superior. (USBR, 1972).

$\sigma_3$ : Coeficiente de corrección por efecto de la ubicación de la solera (lavadero) aguas abajo. Se obtiene a partir de la curva o de la ecuación de la figura 5.6, en función de la relación  $P^*/H_e$ .

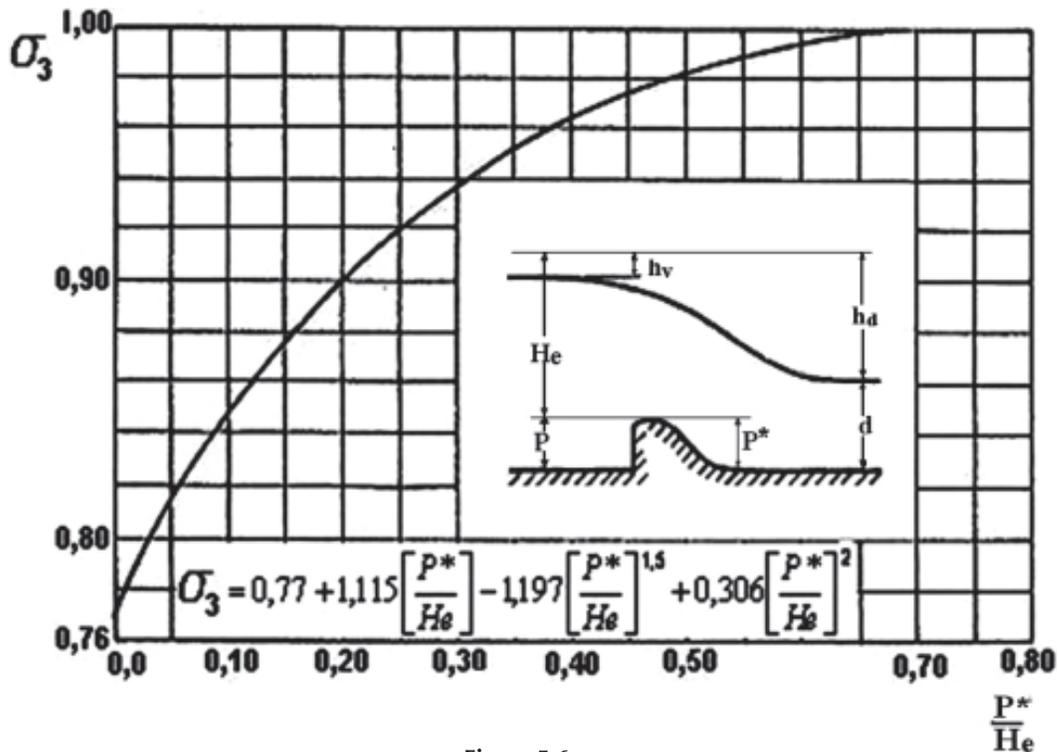


Figura 5.6  
Corrección del coeficiente de gasto por contrapresión de la solera. (USBR, 1972).

$\sigma_4$ : coeficiente de corrección por sumersión. Se obtiene con la curva o la ecuación mostradas en la figura.5.7, con la relación  $h_d/H_e$ .

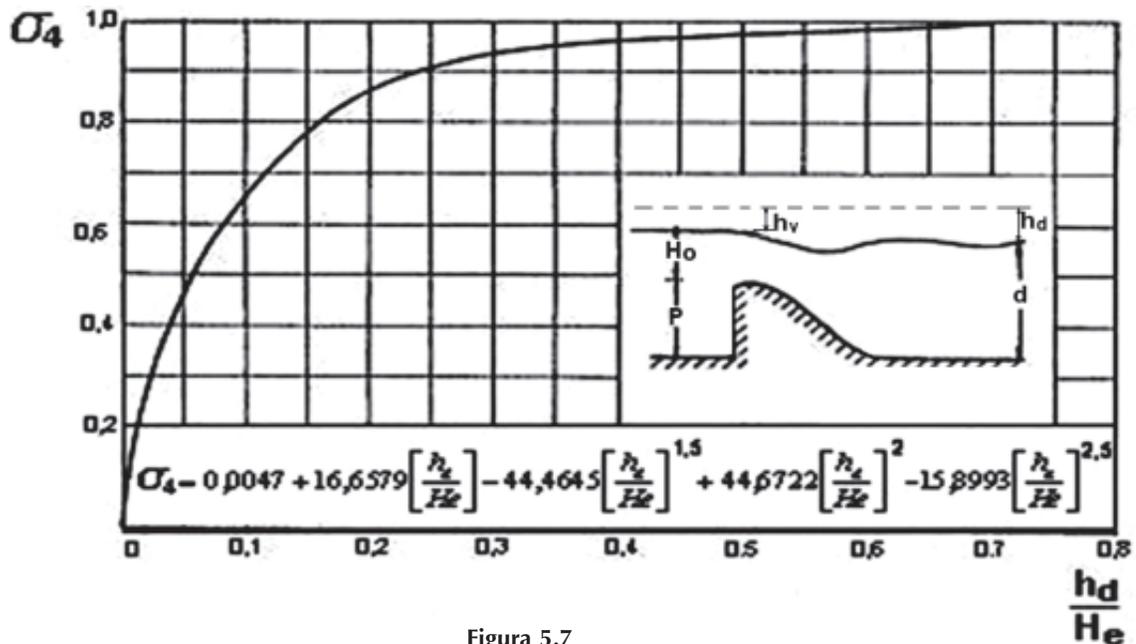


Figura 5.7  
Corrección del coeficiente de gasto por sumersión del vertedor. (USBR, 1972).

Al analizar la afectación del coeficiente de gasto por sumersión, en la figura 5.7, se podrá apreciar que esta solo tiene lugar cuando el tirante aguas abajo está por encima de la cresta vertedora ( $d > P^*$ ), lo que significa que dicha afectación será efectiva en caso de que el régimen de aguas abajo sea subcrítico o el salto que se produzca se apoye sobre el cimacio.

Una vez conocidos todos los factores de corrección, se calcula el valor real de  $m$  mediante la expresión 5.3.

c) Forma de la sección transversal.

Como ya se explicó, las secciones de la cresta cuya forma se aproxima a la de la superficie inferior de la lámina que sale de un vertedor de pared delgada, constituye la forma ideal para obtener descargas óptimas.

La forma de la lámina depende de:

- La carga hidráulica total (\*)
- La inclinación del paramento superior.
- La carga a velocidad de aproximación.

Para diseñar el cimacio —en lo relativo a su forma—, como ya se indicó, existen varios métodos, recogidos en la literatura. Se puede afirmar que la mayoría de ellos coinciden

\* Estrictamente hablando, depende de la relación entre la carga y la altura de la pared vertedora. En la medida que la altura del paramento superior  $P$  aumenta para una misma carga estática  $H$ , la contracción vertical aumenta hasta un máximo posible y cambia la forma del perfil de la lámina libre de un vertedor de cresta aguda (pared delgada).

conceptualmente y que las diferencias están dadas en las herramientas prácticas para los cálculos: tablas, gráficos o ábacos; que incluso toman en cuenta los mismos tres factores mencionados anteriormente.

La forma de S alargada que aproximadamente tienen los cimacios vertedores, se puede considerar conformada por tres partes o cuadrantes: la porción que se encuentra aguas arriba de la cresta, la porción que se encuentra aguas abajo de la cresta y la unión del cimacio con la solera de aguas abajo.

*Trazado del cuadrante ubicado aguas arriba de la cresta:*

De la figura.5.8, con la relación  $P/H_0$  se obtienen los valores de  $R_2/H_0$ ;  $R_1/H_0$ ;  $Yc/H_0$ ;  $Xc/H_0$ ;  $n$ ;  $K$ ; a partir de los cuales se pueden definir  $R_2$ ,  $R_1$ ,  $Yc$  y  $Xc$  que permiten el trazado de este tramo tal y como se muestra en la propia figura.

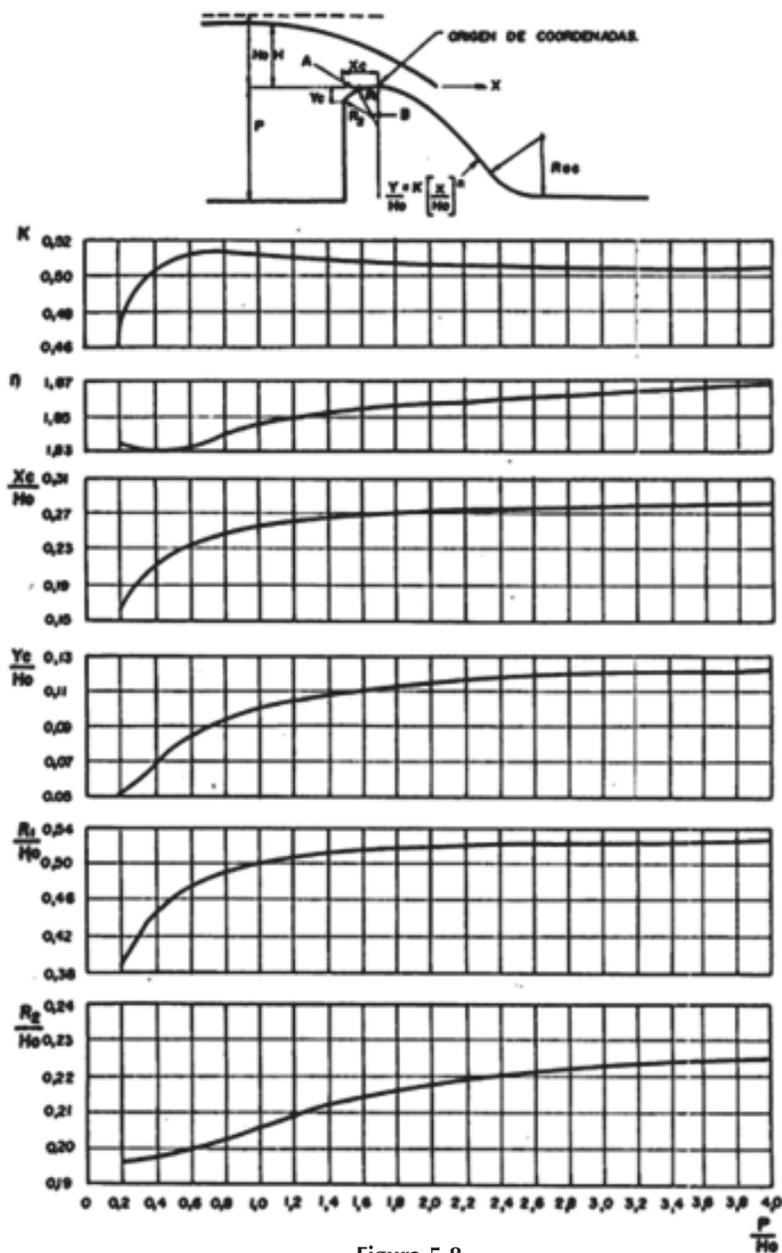


Figura 5.8  
Determinación de la forma de la sección transversal del cimacio Wes. (Velazco, 1982).

En la figura anterior las curvas fueron ajustadas matemáticamente, de manera que las variables (del párrafo anterior) pueden ser calculadas mediante las ecuaciones 5.4 y la tabla 5.1, en especial cuando se calcula con programas de computación, toda vez que no se trunquen los parámetros de la tabla, pues con ello se introducirían errores inadmisibles.

$$\frac{R_1}{H_o} = \left( a + c \left( \frac{P}{H_o} \right) + e \left( \frac{P}{H_o} \right)^2 \right) / \left( 1 + b \left( \frac{P}{H_o} \right) + d \left( \frac{P}{H_o} \right)^2 \right) \quad (5.4a)$$

$$\frac{R_2}{H_o} = \left( a + c \left( \frac{P}{H_o} \right)^2 + e \left( \frac{P}{H_o} \right)^4 \right) / \left( 1 + b \left( \frac{P}{H_o} \right)^2 + d \left( \frac{P}{H_o} \right)^4 \right) \quad (5.4b)$$

$$k = a + b \left( \frac{P}{H_o} \right) + \frac{c}{\left( \frac{P}{H_o} \right)} + d \left( \frac{P}{H_o} \right)^2 + \frac{e}{\left( \frac{P}{H_o} \right)^2} + f \left( \frac{P}{H_o} \right)^3 + \frac{g}{\left( \frac{P}{H_o} \right)^3} + h \left( \frac{P}{H_o} \right)^4 + \frac{i}{\left( \frac{P}{H_o} \right)^4} + j \left( \frac{P}{H_o} \right)^5$$

$$n = \left( a + b \left( \frac{P}{H_o} \right) + e \left( \frac{P}{H_o} \right)^2 \right) / \left( 1 + b \left( \frac{P}{H_o} \right) + d \left( \frac{P}{H_o} \right)^2 + f \left( \frac{P}{H_o} \right)^3 \right) \quad (5.4d)$$

$$\frac{Y_c}{H_o} = a + b \left( \frac{P}{H_o} \right) + c \left( \frac{P}{H_o} \right)^2 + d \left( \frac{P}{H_o} \right)^3 + \ln \left( \frac{P}{H_o} \right) + e \left( \frac{P}{H_o} \right)^{0.5} \quad (5.4e)$$

$$\left( \frac{Y_c}{H_o} \right) = a + b \left( \frac{P}{H_o} \right) + c \left( \frac{P}{H_o} \right)^{1.5} + d \left( \frac{P}{H_o} \right)^{2.5} + \frac{e}{\left( \frac{P}{H_o} \right)}$$

Tabla 5.1. Determinación de los parámetros de la ecuación 5a

Parámetro	Variable					
	$R_1/H_o$	$R_2/H_o$	k	n	$X_c/H_o$	$Y_c/H_o$
a	0,275759336	0,196369198	0,724849751	1,838044437	0,252922138	-0,02247607
b	2,920248456	1,168449850	-0,19703464	-2,18579905	0,042031321	-0,06507629
c	1,648339435	0,238028420	-0,10688523	-4,03571084	-0,02179333	0,002788066
d	3,039944014	0,564029675	0,089103806	2,314627820	0,001229144	-0,00349575
e	1,586729829	0,128798935	0,022098071	4,270123298	-0,02051319	0,183847525
f	-	-	-0,02104500	-0,00616759	-	-
g	-	-	-0,00164858	-	-	-
h	-	-	0,002437727	-	-	-
i	-	-	-6,5276e-05	-	-	-
j	-	-	-0,00010563	-	-	-

La obtención de las coordenadas de los puntos A y B puede realizarse gráficamente o se puede obtener analíticamente mediante las ecuaciones 5.5 a 5.10.

$$X_A = -R_1 \operatorname{sen} \alpha \quad (5.5a)$$

$$Y_A = R_1 (1 - \cos \alpha) \quad (5.5b)$$

$$X_B = -(R_1 - R_2) \operatorname{sen} \alpha \quad (5.6a)$$

$$Y_B = R_1 - (R_1 - R_2) \cos \alpha \quad (5.6b)$$

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{M - N\sqrt{1 + N^2 - M^2}}{1 + N^2} \quad (5.7)$$

$$T = \frac{2Y_c R_1 - X_c^2 - Y_c^2}{2(R_1 - R_2)} \quad (5.8)$$

$$N = (R_1 - Y_c) / |X_c| \quad (5.9)$$

$$M = (R_1 - T) / |X_c| \quad (5.10)$$

*Trazado del cuadrante ubicado aguas abajo de la cresta:*

La ecuación que caracteriza a dicho cuadrante es:

$$(5.11)$$

Conocidos  $K$  y  $n$ , entonces se procede a suponer valores de  $Y$  para el cálculo de los valores correspondientes de  $X$ . Los valores de  $Y$  a suponer, deberán estar comprendidos entre 0 y el valor de la altura del paramento inferior  $P^*$ .

*Trazado de la unión del cimacio con la solera:*

Para el trazado del arco que une el perfil del cimacio con la solera ubicada al pie de la estructura (Fig.5.8), se recomienda emplear las expresiones que se presentan a continuación, las cuales son válidas solo para aquellos casos en los que la solera es horizontal.

- Para  $P^*/H_0 \leq 19$

$$R_{ac}/H_0 = 1 + 0,25 P^*/H_0 - 0,0004 (P^*/H_0)^{2,5} \quad (5.12)$$

- Para  $P^*/H_0 > 19$

$$R_{ac}/H_0 = 2,9 (P^*/H_0)^{0,128} \quad (5.13)$$

siendo el término  $R_{ac}$  el radio de acuerdo entre el perfil y la losa de solera.

Finalmente, el diseño de un vertedor debe concluir con el cálculo de la curva de capacidad de servicio. Para ello, se recomienda organizar los cálculos en forma de tabla, como se muestra a continuación.

**Tabla 5.1 A. Organización de los cálculos de la curva de capacidad de servicio**

$H_e/H_o$ (1)	$H_e$ (2)	$\sigma_1$ (3)	$\sigma_2$ (4)	$\sigma_3$ (5)	$\sigma_4$ (6)	$m$ (7)	$L$ (8)	$Q$ (9)
0,2								
0,4								
0,6								
0,8								
1,0								
1,2								

donde:

(1): valores supuestos por el proyectista. Se sugieren los indicados para mayor comodidad en el empleo de la figura 5.4.

(2): se obtiene a partir de (1) pues  $H_o$  es conocida.

(3), (4), (5) y (6): se obtienen a partir de las figuras correspondientes arriba indicadas.

(7):  $m = m_o * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4$

(8)  $L = L_t - nt - 2 ( nK_p + K_e ) H_e$

(9)  $Q = mL\sqrt{2gH_e}^{3/2}$

## Ejemplo de cálculo de un vertedor de perfil práctico sin vacío (WES) automático

- Diseñar un vertedor de perfil práctico sin vacío, capaz de evacuar un gasto de 500,0 m<sup>3</sup>/s bajo una carga hidráulica total de 2,0 m.

Atendiendo a las características del terreno, la altura del paramento superior e inferior serán iguales; su valor 1,20 m y el primero de ellos vertical. Adicionalmente se conoce que:

- El régimen de circulación del cimacio aguas abajo será supercrítico, pues la longitud de solera horizontal es muy corta.
- No se colocarán pilas sobre el cimacio.
- Los estribos a construir son cuadrados, con los muros a 90° con respecto a la dirección de la corriente.

Partiendo de lo anterior, calcular:

- Longitud total del vertedor
- Perfil del cimacio.
- Curva de capacidad de servicio.

*Solución:*

1) Obtención del coeficiente de gasto.

$$m = m_o * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4$$

— De la figura 5.3 y para una relación  $P/H_o = 0,6$  se obtiene un  $m_o = 0,476$ .

— Como  $H_o = H_e = 2$  m, entonces  $\sigma_1 = 1$ .

— Como el paramento superior es vertical,  $\sigma_2 = 1$ .

— De la figura 3.6 y para una relación  $P^*/H_o = 0,6$ , se obtiene que  $\sigma_3 = 0,995$ .

— Como el régimen de circulación es supercrítico,  $\sigma_4 = 1$ .

Sustituyendo se obtiene:

$$m = 0,474$$

2) Cálculo de la longitud efectiva.

$$L = \frac{Q}{m\sqrt{2gH_o^{3/2}}}$$

$$L = 84,2 \text{ m}$$

*Cálculo la longitud total:*

$$L_t = L + 2(nK_p + K_e)H_e + nt$$

Como sólo hay presencia de estribos en el cimacio, entonces la ecuación se reduce a:

$$L_t = L + 2(K_e)H_o$$

De la tabla 2.1 y para el tipo de estribo que se da de dato, se tiene que  $K_e = 0,2$ .

Sustituyendo se obtiene:

$$L_t = 85 \text{ m}$$

3) Obtención del perfil del cimacio.

a) Trazado del cuadrante ubicado aguas arriba de la cresta.

De la figura 5.8, con la relación  $P/H_o = 0,6$  se obtiene:

$$R_2/H_o = 0,2; R_1/H_o = 0,475; X_c/H_o = 0,231; Y_c/H_o = 0,082; n = 1,832 \text{ y } K = 0,510$$

Sustituyendo  $H_o = 2,0$  m se obtiene que:

$$R_2 = 0,4 \text{ m}; R_1 = 0,95 \text{ m}; X_c = 0,462 \text{ m}; Y_c = 0,164 \text{ m}; n = 1,832; K = 0,510.$$

Cálculo de las coordenadas  $x$ ; y para la ubicación de los puntos  $A$  y  $B$  que facilitan el trazado del perfil.

$$T = \frac{2Y_c R_1 - X_c^2 - Y_c^2}{2(R_1 - R_2)}$$

$$T = 0,0648$$

$$N = \frac{R_1 - Y_c}{|X_c|}$$

$$N = 1,70$$

$$M = \frac{R_1 - T}{|X_c|}$$

$$M = 1,92$$

$$\text{sen} \alpha = \frac{M - N\sqrt{1 + N^2} - M^2}{1 + N^2} = 0,296$$

$$\alpha = \text{arc sen } 0,296 = 17,2^\circ$$

$$X_A = -R_1 \text{ sen } \alpha$$

$$X_A = -0,28 \text{ m}$$

$$X_B = -(R_1 - R_2) \text{ sen } \alpha$$

$$X_B = -0,16 \text{ m}$$

$$X_A = R_1 (1 - \cos \alpha)$$

$$X_A = 0,042 \text{ m}$$

$$X_B = R_1 - (R_1 - R_2) \cos \alpha$$

$$X_B = 0,42 \text{ m}$$

b) Trazado del cuadrante ubicado aguas abajo de la cresta.

$$Y/H_0 = K (X/H_0)^n$$

Sustituyendo los datos y despejando el valor de  $x$  de la ecuación anterior, se obtiene que:

$$X = 2(Y/1,02)^{0,55}$$

A continuación se ofrecen distintos valores de  $Y$  hasta hacerlo coincidir con el valor de  $P^*$ , y así obtener sus correspondientes valores  $X$ .

$$Y(\text{m}) \quad 0,20 \quad 0,40 \quad 0,60 \quad 0,80 \quad 1,00 \quad 1,20$$

$$X(\text{m}) \quad 0,82 \quad 1,19 \quad 1,49 \quad 1,75 \quad 1,98 \quad 2,19$$

Radio según el pie del cimacio  $R_{ac}$ : como la relación  $P^*/H_0 = 0,6 < 19$ , se utiliza la ecuación siguiente:

$$R_{ac}/H_0 = 1 + 0,25 P^*/H_0 - 0,0004 (P^*/H_0)^{2,8}$$

$$R_{ac} = 2,30 \text{ m}$$

4) Cálculo de la curva de capacidad de servicio.

**Tabla 5.1. A. Cálculo de la curva de capacidad de servicio**

$H_o(m)$	$\sigma_1$	$m_o$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$m$	$L(m)$	$Q(m^3/s)$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
0,5	0,865	0,476	1	1	1	0,412	84,8	54,72
1	0,92	0,476	1	1	1	0,438	84,6	164,16
1,5	0,965	0,476	1	1	1	0,459	84,4	315,28
2	1	0,476	1	0,996	1	0,474	84,2	500

Generalmente, cuando se proyecta un aliviadero, se trata de que el vertedor funcione libre, es decir, que no sea afectado por sumersión ni contrapresión. Y para lograrlo, se modifica la posición de la solera hasta obtener el resultado deseado. Esta situación conduce a que las columnas 4, 5 y 6 de la tabla anterior, no sean necesarias; pues, obviamente, si para la carga de diseño no existen esas condiciones, tampoco existirán para cargas menores.

### 5.3. Criterios para el diseño de un cimacio WES con vertimiento regulado. Ejemplo de cálculo

El empleo de compuertas para controlar las descargas del vertedor, introduce nuevos elementos en su diseño, en comparación con aquellos libres de compuertas. A continuación se brindan los criterios de diseño, partiendo de considerar conocidas:

- Las dimensiones de las compuertas: ancho  $b$  y radio  $R_c$ .
- La carga correspondiente al nivel de aguas normales: NAN.
- La carga correspondiente al nivel de aguas máximas: NAM.
- Caudal de diseño  $Q$  (considerando ya hecha la transformación del hidrógrafo de diseño).
- Altura superior  $P$  e inferior  $P^*$  del paramento.

- Espesor de la pila  $t$ .

*Pasos a seguir:*

- 1) Obtener el coeficiente de gasto  $m$  y la longitud efectiva  $L$ : igual que en los vertedores automáticos, pues se consideran las compuertas totalmente abiertas y, por tanto, sin intervenir en el vertimiento.
- 2) Determinar el número de orificios  $N$  (espacios entre pilas y entre pilas y estribos) y de pilas  $n$ .

$$N = L/b \quad (5.14)$$

$$n = N - 1 \quad (5.15)$$

3) Calcular la longitud total, según lo definido en la sección 3.3.

$$L_t = L + 2(nK_p + K_e)H_o + nt \quad (5.16)$$

4) Obtener el perfil del cimacio: siguiendo el mismo procedimiento del vertimiento libre.

5) Calcular la curva de capacidad de servicio con vertimiento libre bajo la influencia de las pilas: obviamente, siguiendo el procedimiento indicado en la sección anterior.

6) Cálculo del vertimiento regulado.

a) Obtención de la posición del punto de pivote.

$$X_c = R_c \text{ sen } \alpha \quad (5.17)$$

$$Y_c = R_c \text{ cos } \alpha \quad (5.18)$$

La representación gráfica de los términos  $X_c$ ;  $Y_c$  y  $\alpha_c$  se muestra en la figura 5.9.

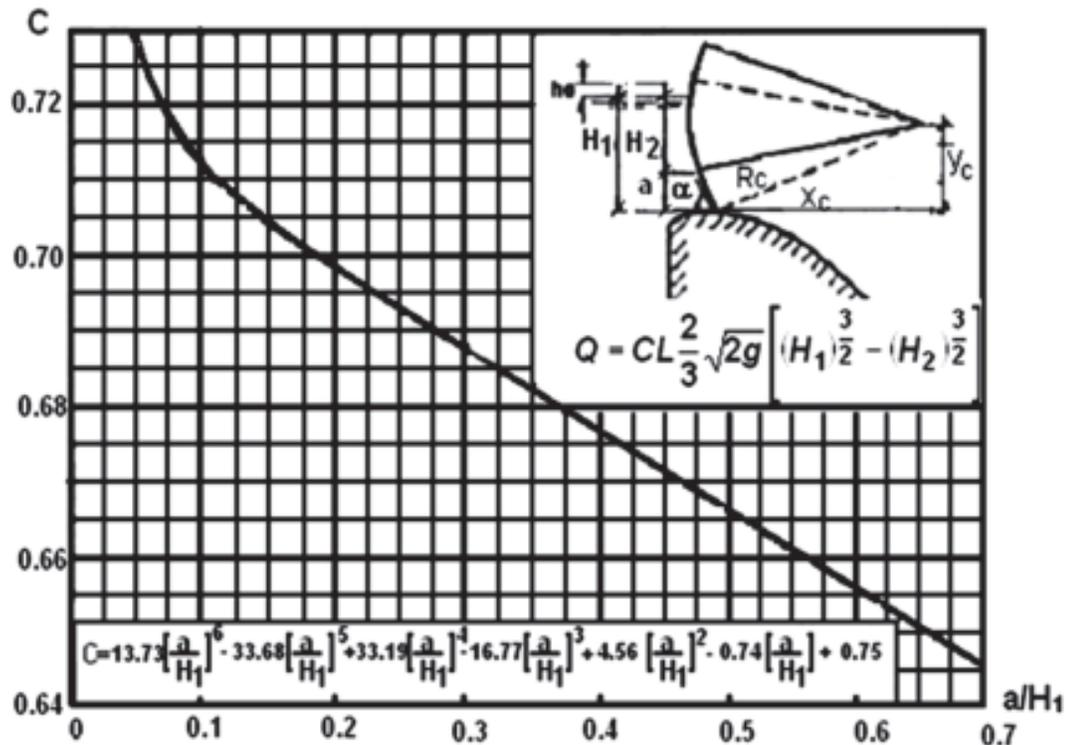


Figura 5.9  
Coeficiente de gasto en vertedores PPsV equipados con compuertas. (USBR, 1972).

La literatura consultada prefiere, entre los ángulos  $\alpha_c$  estudiados, el de  $\alpha_c = 50^\circ$ , por lo que se recomienda usar este valor para definir la posición del punto de pivote.

b) Cálculo de la curva de capacidad de servicio para diferentes aberturas de compuertas ( $a$ ) en el vertimiento regulado.

Para este cálculo se recomienda utilizar la figura 5.9. El proceso de obtención de la capacidad de servicio en el vertimiento regulado consiste en suponer tantas aberturas de com-

puertas como se desee. Para ello, debe tenerse en cuenta que las aberturas supuestas no superen el NAN. La longitud  $L$  se tomará según el número de compuertas que estén trabajando.

Según indica la figura 5.9, la capacidad de servicio de un aliviadero con compuertas está dada por:

$$Q = \frac{2}{3} CL\sqrt{2g} [H_1^{3/2} - H_2^{3/2}] \quad (5.19)$$

donde:

$C$ : coeficiente de gasto.

$L$ : longitud neta, considerando las compuertas en operación.

Finalmente, los resultados obtenidos se adicionan al gráfico de la capacidad de servicio  $H_e$  vs  $Q$ , obtenido en el vertimiento libre. Se obtendrá una curva que sale del origen de coordenadas, que es la correspondiente al vertimiento libre; y a partir de la cual se ramifica una familia de curvas, en correspondencia con las aberturas de compuertas seleccionadas anteriormente, según se observa en la figura 5.10.

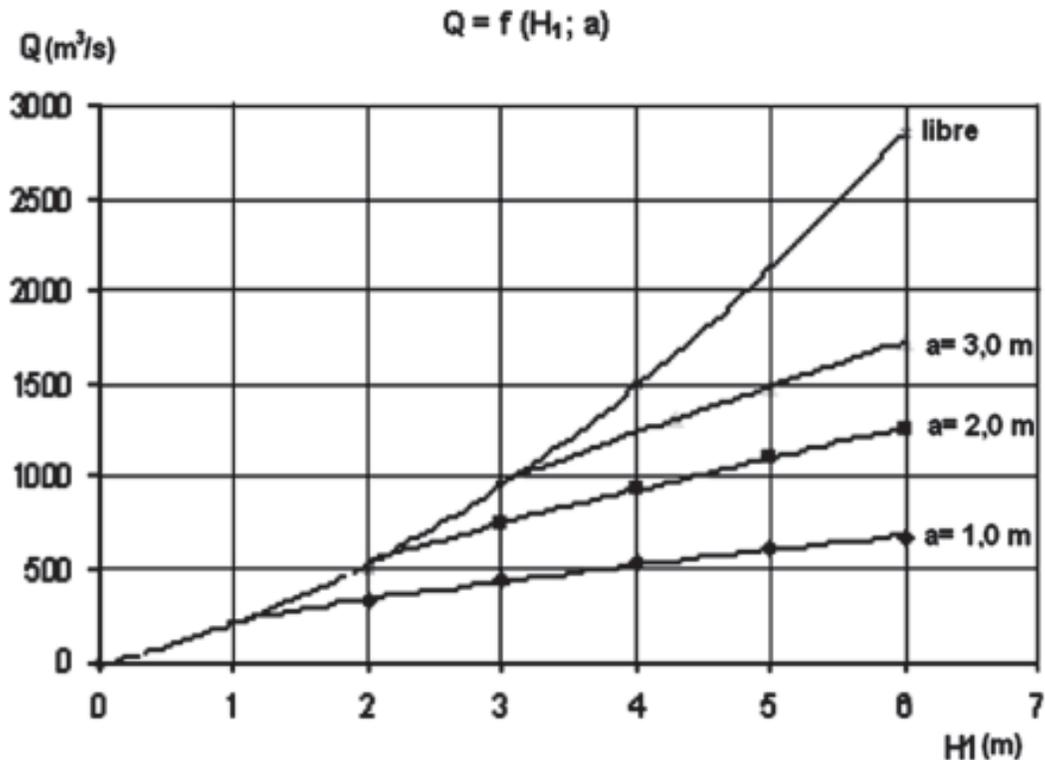


Figura 5.10  
Curva de capacidad de servicio de un vertedor equipado con compuertas.

### Ejemplo de cálculo:

Se desea obtener el gasto, el perfil del cimacio, la longitud total y las curvas de capacidad de servicio  $H_e$  vs  $Q$  en vertimiento libre y regulado por compuertas para un aliviadero que tiene las características siguientes:

Aliviadero frontal recto del tipo WES, con 8 orificios de 12,0 m cada uno, equipados con: compuertas de segmento de 12,0 m x 6,50 m y radio igual a 9,0 m (que regulan el vertimiento bajo una carga de 6,10 m, correspondiente al nivel de aguas normales) y pilas de 2,4 m de ancho. Se conoce, además, que la carga hasta el nivel de aguas máximas alcanza un valor de 7,50 m y que la altura del paramento superior es igual a 8,0 m. Al pie del cimacio se cuenta con un régimen supercrítico de circulación.

### Solución:

1) Obtención del coeficiente de gasto ( $m$ ).

$$m = m_0 * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4$$

De la figura 5.3 y para una relación  $P/H_0 = 1,01$  se obtiene que  $m_0 = 0,486$ .

Como  $H_0 = H_e = 7,5$  m; entonces,  $\sigma_1 = 1$ .

Como el paramento superior es vertical,  $\sigma_2 = 1$ .

De la figura 5.6 y para una relación  $P^*/H_0 = 1,07$  se obtiene que  $\sigma_3 = 1$ .

Como se conoce del enunciado, el régimen de circulación aguas abajo es supercrítico, por tanto,  $\sigma_4 = 1$ .

Resultando:  $m = 0,486$ .

2) Cálculo de la longitud efectiva  $L$ .

$$L = Nb + nt - 2(nK_p + K_e) H_0 - nt = Nb - 2(nK_p + K_e) H_0$$

donde:

$N = 8$  número de orificios o luces

$b = 12,0$  m longitud de la luz

$n = N - 1 = 7$  número de pilas

De la tabla 3.1 se obtiene:

$K_p = 0,025$  para pilas de tajamar redondo con prolongación de dos veces el espesor  $t$ , medido desde el paramento superior.

$K_e = 0,10$  para estribos redondeados con muros de cabeza a  $90^\circ$ , con la dirección de la corriente y radio de redondeo  $r = 0,15$ ;  $H_0 = 1,12$  m.

Con lo que  $L = 91,88$  m

3) Cálculo del gasto a evacuar.

$$Q = m * L * \sqrt{2g} * H_0^{3/2}$$

$$Q = 4063,00 \text{ m}^3 / \text{s}$$

4) Cálculo de la longitud total.

$$L_t = N \cdot b + n \cdot t$$

$$L_t = 112,8 \text{ m}$$

5) Obtención del perfil del cimacio.

a) Trazado del cuadrante ubicado aguas arriba de la cresta.

De la figura 5.8, con la relación  $P/H_0 = 1,01$  se obtiene:  $R_2/H_0 = 0,206$ ;  $R_1/H_0 = 0,50$ ;  $X_c/H_0 = 0,255$ ;  $Y_c/H_0 = 0,10$ ;  $n = 1,845$  y  $K = 0,512$ .

Sustituyendo  $H_0 = 7,50 \text{ m}$ ; y despejando, se obtiene que:

$$R_2 = 1,54 \text{ m} \quad Y_c = 0,75 \text{ m}$$

$$R_1 = 3,75 \text{ m} \quad n = 1,845$$

$$X_c = 1,91 \text{ m} \quad K = 0,512$$

Cálculo de las coordenadas  $X$  y  $Y$  para la ubicación de los puntos  $A$  y  $B$  que facilitan el trazado del perfil:

$$X_A = -R_1 \text{ sen } \alpha \quad Y_A = R_1 (1 - \text{cos } \alpha)$$

$$X_A = -1,14 \text{ m} \quad Y_A = 0,18 \text{ m}$$

$$T = \frac{2Y_c \cdot R_1 - X_c^2 - Y_c^2}{2(R_1 - R_2)}$$

$$T = 0,32$$

$$N = \frac{R_1 - Y_c}{|X_c|}$$

$$M = \frac{R_1 - T}{|X_c|}$$

$$N = 1,57 \quad M = 1,8$$

$$\text{sen } \alpha = \frac{M - N \sqrt{1 + N^2 + M^2}}{1 + N^2} = 0,304$$

$$\alpha = 17,73^\circ$$

$$X_B = -(R_1 - R_2) \text{ sen } \alpha \quad Y_B = R_1 - (R_1 - R_2) \text{ cos } \alpha$$

$$X_B = -2,10 \text{ m} \quad Y_B = 1,64 \text{ m}$$

b) Trazado del cuadrante ubicado aguas abajo de la cresta.

$$Y/H_0 = K (x/H_0)^n$$

de donde:

$$X = 7,50(Y/3,84)^{0,54}$$

Resultando:

Y(m)	2,00	4,00	6,00	8,00
X(m)	5,27	7,67	9,54	11,15

Para el cálculo del radio de acuerdo al pie del cimacio  $R_{ac}$  como la relación  $P^*/H_0 = 1,07 < 1,9$  se utiliza la ecuación siguiente:

$$R_{ac} / H_0 = 1 + 0,25 P^* / H_0 - 0,0004 (P^* / H_0)$$

$$R_{ac} = 9,50 \text{ m}$$

- 6) Cálculo de la curva de capacidad de servicio con vertimiento libre bajo la influencia de las pilas, según tabla 5.1.B.

**Tabla 5.1.B. Cálculo de la curva de capacidad de servicio**

$H_0$ (m)	$\sigma_1$	$m_0$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	m	L(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)
2	0.87	0.486	1	1	1	0.423	94.9	502.9
4	0.928	0.486	1	1	1	0.451	93.8	1499.3
6	0.972	0.486	1	1	1	0.472	92.7	2848.7
7.5	1	0.486	1	1	1	0.486	91.88	4063

- 7) Cálculo del vertimiento regulado.

- a) Obtención de la posición del punto de pivote de los brazos de la compuerta.

$$X_c = R_c \text{ sen } \alpha_c$$

$$Y_c = R_c \text{ cos } \alpha_c$$

donde:

$$\alpha_c = 50^\circ \text{ y } R_c = 9,00 \text{ m}$$

$$X_c = 6,89 \text{ m}$$

$$Y_c = 5,78 \text{ m}$$

- b) Cálculo de la curva de capacidad de servicio para diferentes aberturas de compuertas en el vertimiento regulado.

Como se conoce, la carga hasta el nivel de aguas normales es 6,10 m, por tanto, se seleccionan de la tabla 5.2 las combinaciones de aberturas de compuertas  $a_c$  y cargas  $H_1$ . Se asume que se abrirán las ocho compuertas al mismo tiempo, lo que conduce a que  $L$  sea igual a 96,0 m.

Sustituyendo valores en la ecuación del vertedor regulado por compuertas (5.19) resulta:

$$Q = 283,49C \left( H_1^{3/2} - (H_1 - a_c)^{3/2} \right)$$

Donde  $C$  puede hallarse directamente del gráfico de la figura 5.8 o calcular por la ecuación que en este se muestra.

Asumiendo diferentes cargas en el embalse  $H_1$  con diferentes aberturas de compuertas ( $a_c$ ) se confecciona la tabla 5.2 y el gráfico de la figura 5.10, ya mostrada.

**Tabla 5.2. Curva de capacidad de servicio para distintas aberturas de la compuerta**

a (m)						
1,00	H <sub>i</sub> (m)	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
	C	0.667	0.688	0.694	0.698	0.704
	Q(m <sup>3</sup> /s)	331	442	528	602	672
2,00	H <sub>i</sub> (m)	3.00	4.00	5.00	6.00	-
	C	0.646	0.666	0.677	0.688	-
	Q(m <sup>3</sup> /s)	736	935	1099	1250	-
3,00	H <sub>i</sub> (m)	4.30	5.00	6.00	-	-
	C	0.646	0.656	0.667	-	-
	Q(m <sup>3</sup> /s)	1303	1487	1720	-	-

## CAPÍTULO 6

### Vertedores de perfil práctico con vacío

#### 6.1. Introducción

En la literatura técnica especializada se encuentra un amplio estudio sobre los cimacios vertedores de perfil práctico sin vacío, es decir, de aquellos en los que las presiones relativas siempre serán positivas —cuando funcionan con la avenida de diseño— o menores. Algunos autores han concebido la posibilidad de que los PPcV se diseñen para cargas hidráulicas menores que la correspondiente a la avenida de diseño, lo que provocará que cuando esta última tenga lugar, la lámina vertiente tienda a separarse del perfil y al no permitirse la aireación del chorro por su parte inferior, tal separación no se producirá y se crearán presiones negativas en el cimacio, conllevando a un incremento de su capacidad de descarga.

De lo anterior se puede concluir:

1. La conveniencia (reconocida por dichos autores) de que se produzcan presiones negativas para aumentar la eficiencia hidráulica del cimacio vertedor.
2. La preferencia, partiendo de la aceptación de la formación del vacío, por que tenga lugar no solo para cargas elevadas, sino para un intervalo relativamente amplio de funcionamiento del vertedor.

Entre los vertedores PPcV más utilizados en la práctica, se destacan los de tipo elíptico y los de tipo oval.

#### 6.2. Características generales de los perfiles prácticos con vacío de tipo elíptico

Los vertedores de perfil práctico con vacío PPcV tienen su origen, a diferencia de los perfiles prácticos sin vacío, en la configuración más angosta del cimacio, de forma tal que no coincida con la parte inferior de la lámina libre que vierte sobre un vertedor de pared delgada aireada, pues de esta manera (no permitiendo la aireación del chorro entre él y el cimacio), se crean las condiciones necesarias para la formación del vacío (presiones negativas) en la zona cercana a la cresta del vertedor.

Al consultar la literatura relacionada con el tema, resulta interesante el planteamiento acerca de la estrecha relación que existe entre la capacidad de descarga del cimacio y las presiones de vacío que tienen lugar en este, de manera tal que en la medida en que aumentan estas últimas,

se produce también un incremento en la capacidad de descarga del cimacio vertedor. Precisamente en este aspecto, radica la ventaja principal de este tipo de perfil sobre los ya conocidos y ampliamente difundidos perfiles prácticos sin vacío.

No obstante, al proyectar un perfil práctico con vacío deberá tenerse en cuenta la posibilidad de ocurrencia de dos fenómenos que atentan contra la integridad del cimacio vertedor: *la cavitación y la ruptura del vacío*.

*La cavitación* es aquel fenómeno vinculado con el proceso de formación, traslado y destrucción de cavidades pulsantes o burbujas que tienen lugar en el líquido como resultado de la disminución de su presión hasta un valor menor que la presión de vapor de agua, que más tarde implotan al llegar a zonas de mayores presiones. Cuando esto ocurre, se originan sobre el cimacio vibraciones o pulsaciones que provocan la erosión de las fronteras sólidas y la posterior destrucción del mismo, razón por la cual se justifica la no admisión de este fenómeno en el cimacio vertedor.

Una recomendación muy común para evitar la ocurrencia de la cavitación en las secciones vertedoras, lo constituyen las estimaciones de Ajutin, quien plantea que para valores de presiones de vacío inferiores a 6,0 m - 7,0 m de columna de agua, no ocurre este fenómeno.

*La ruptura de vacío* es aquel fenómeno que tiene lugar cuando al aumentar considerablemente la carga hidráulica sobre el vertedor, y con ella, la lámina de agua que vierte sobre el mismo, esta llega a desprenderse abruptamente y, en consecuencia, desaparece el vacío, el coeficiente de gasto cae bruscamente y, como resultado, se incrementa la carga hidráulica, pudiéndose alcanzar en el embalse alturas por encima del nivel de aguas máximas previsto.

A los efectos negativos mencionados anteriormente producto de la ruptura del vacío, se añade otro más, pues por la propia forma del cimacio, la lámina de agua vertiente tiende a adherirse nuevamente, generando pulsaciones del chorro que se traducen en vibraciones del cimacio que ponen en peligro su estabilidad.

Los estudios realizados en perfiles prácticos con vacío han demostrado que este fenómeno de ruptura de vacío tiene lugar sólo para relaciones  $H_v/R_\phi > 3,6$ , lo cual limita el diseño de estos perfiles a valores de la relación  $H_v/R_\phi \leq 3,6$ . En esta relación, el término  $R_\phi$  es conocido como *radio ficticio* y se define geométricamente como *el radio del círculo inscrito en el contorno trapecial ABCD* (Fig. 6.1). Evidentemente, cuando el vertedor tiene la cresta de forma circular, el radio ficticio es igual al radio real de la cresta del vertedor. Esta definición del radio ficticio tiene infinitas soluciones, debido a que la recta inclinada de talud 2:3 puede ubicarse en cualquier lugar. En el siguiente epígrafe se hace una representación gráfica de  $R_\phi$  y se introduce un análisis sobre la consecuencia de la ubicación de la mencionada recta inclinada y su relación con la relación  $H_v/R_\phi$ .

En la actualidad los citados fenómenos de cavitación y ruptura del vacío ya no constituyen un obstáculo para el uso de este perfil como sección vertedora, pues todas las investigaciones realizadas han estado encaminadas a solucionar este problema. En tal sentido, en la literatura existen numerosas recomendaciones, entre las que se pueden encontrar las mencionadas con anterioridad, que dan al traste con la ocurrencia de dicho fenómeno.

En el estudio de los perfiles elípticos se destacan por la profundidad de sus resultados, las investigaciones realizadas por N.P. Rozanov hasta finales de los años cincuenta del pasado siglo y las desarrolladas por R. Pardo desde 1976 a 1985 y que culminaron con la defensa de su tesis doctoral basada en este tema. El primero de ellos dedicó sus estudios al comportamiento de los cimacios elípticos con altura de paramento superior  $P$  grande; mientras que el segundo, hizo extensivo el estudio de este tipo de cimacio al caso de vertedores con poca altura del paramento superior, teniendo en cuenta que esta variante es la de mayor aplicación en las condiciones de Cuba.

Los resultados alcanzados, tanto por uno como por otro, durante sus investigaciones acerca de los cimacios elípticos, demostraron que de las relaciones de semiejes de la elipse que con-

forman la cresta estudiada,  $a/b = 1$ ; 2 y 3, la de  $a/b = 2$  resulta ser la de mejor comportamiento, pues con ella se conjugan eficientemente las presiones de vacío y las capacidades de servicio. Es por eso que en la actualidad resulta habitual, en el diseño de los cimacios elípticos, el uso de la relación de semiejes  $a/b = 2$  (Fig. 6.2).

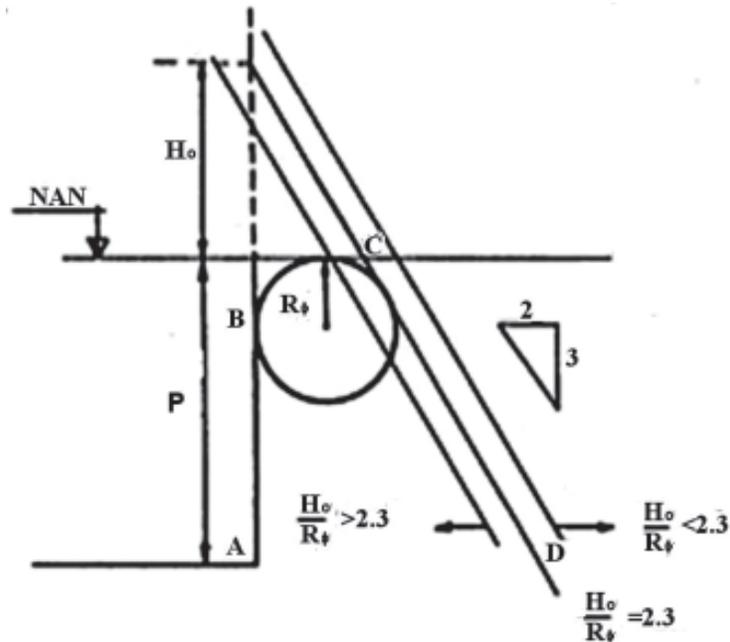


Figura 6.1  
Definición de radio ficticio en un vertedor tipo PPcV.

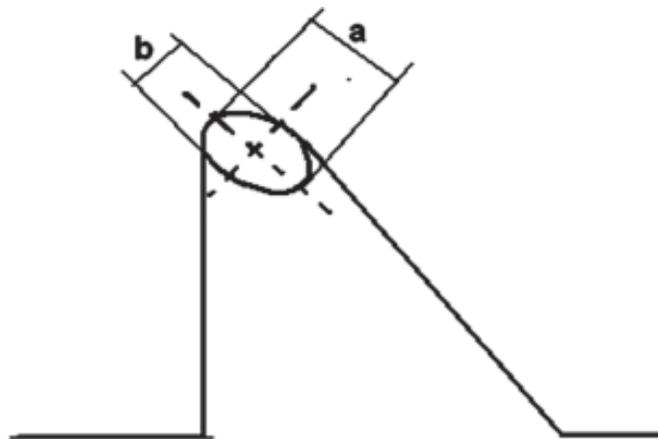


Figura 6.2  
Ubicación de la elipse que conforma la cresta del vertedor tipo PPcV.

### 6.2.1. Criterios para el diseño. Ejemplo de cálculo

Al igual que para los PPsV, el diseño hidráulico de un PPcV debe resolver las interrogantes siguientes:

1. Altura.
2. Longitud.
3. Forma de la sección transversal.

- Altura del paramento  $P$ .

Tiene total validez para estos cimacios lo expresado en la sección 5.2 para los vertederos WES.

- Longitud del cimacio.

Se obtiene a partir de la expresión fundamental de los aliviaderos

$$Q = mL\sqrt{2g}H_0^{3/2} \quad (6.1)$$

Lo expresado (5.2) respecto a los PPsV hasta concluir con el proceso iterativo para obtener la longitud vertedora, también es válido para los PPsV, con la excepción de que los valores del coeficiente de gasto —para estos últimos— debe estar entre 0,49 y 0,57.

*Procedimiento para obtener el radio ficticio:*

1. Seleccionar, en función de la categoría de la obra, el vacío máximo admisible que, siguiendo las recomendaciones de Ajutin, no debe exceder los 6 m o 7 m.
2. Calcular el coeficiente de vacío  $\sigma_0$  según:

$$\sigma_0 = \frac{h_{\text{vac. max.}}}{H_0} \quad (6.2)$$

3. Entrar a la tabla 6.1 por la columna correspondiente a la relación  $a/b$  seleccionada (recuérdese que se recomienda  $a/b = 2$ ) hasta encontrar el valor de  $\sigma_0$  obtenido en el paso anterior o uno inmediatamente inferior a él. Debe recordarse la consideración planteada en cuanto a que la relación  $H_0/R_\phi$  no debe superar el valor 3,6; de manera que si el valor  $\sigma_0$  obtenido es mayor que todos los valores de la tabla, esta no debe extrapolarse, sino, seleccionar  $H_0/R_\phi = 3,6$ .

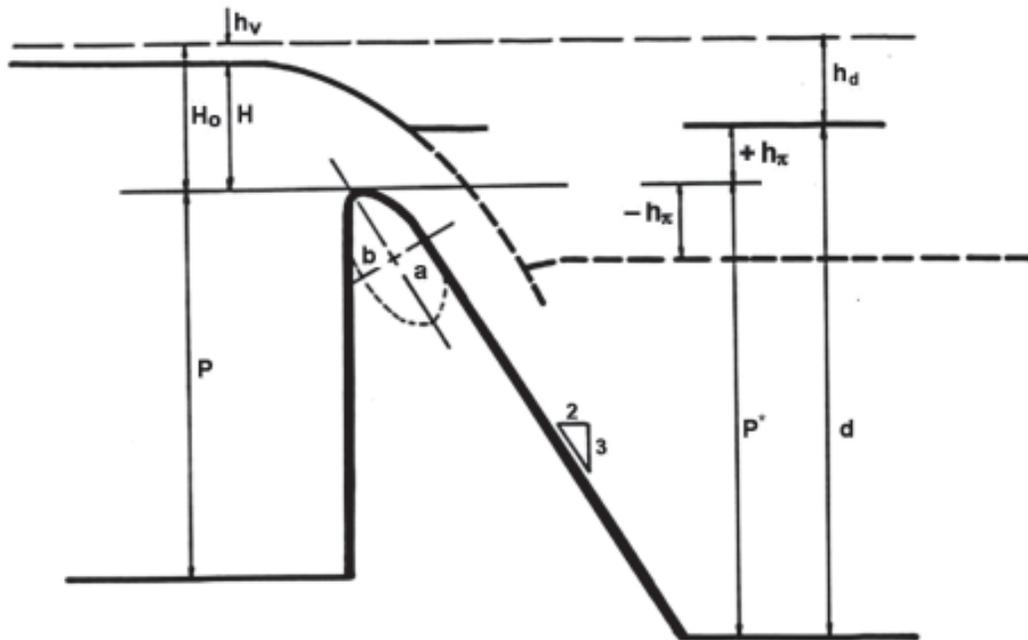
**Tabla 6.1. Coeficiente de vacío  $\sigma_0$  en cimacios elípticos. (Rozanov, 1958).**

$H_0/R_\phi$	$a/b$		
	1	2	3
1,0	0,03	-	-
1,2	0,12	-	-
1,4	0,22	-	-
1,6	0,30	0,11	0,20
1,8	0,40	0,24	0,40
2,0	0,48	0,36	0,57
2,2	0,58	0,47	0,74
2,4	0,66	0,58	0,89
2,6	0,76	0,68	1,04
2,8	0,84	0,78	1,20
3,0	0,95	0,88	1,35
3,2	1,04	0,98	1,50
3,4	1,12	1,06	1,65
3,6	1,19	1,14	1,80

4. A partir de  $H_0/R_\phi$ , obtener  $R_\phi$  dado que  $H_0$  es conocido.

*Coefficiente de gasto:*

Los factores que afectan el valor del coeficiente de gasto de los cimacios elípticos con vacío son (Fig. 6.3):



**Figura 6.3**  
Variables geométricas e hidráulicas más significativas en un vertedor tipo PPcV.

- La carga hidráulica total  $H_o$ .
- La velocidad del flujo en el canal de aproximación, condicionada, entre otros factores, por la altura del paramento superior  $P$ .
- La inclinación del paramento superior del cimacio.
- La relación de semiejes  $a/b$  de la elipse que configura la cresta.
- El radio ficticio  $R_\phi$ .

Matemáticamente se expresa:

$$m = f \left( \frac{P}{H_o}, \frac{H_o}{R_\phi}, \frac{a}{b}, inc.P, \frac{h_x}{H_o}, \frac{P'}{H_o} \right)$$

Y en términos prácticos:

$$m = m_o * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4 \quad (6.4)$$

Donde  $m_o$  es el coeficiente de gasto nominal, correspondiente a un cimacio con paramento superior vertical y libre aguas abajo, es decir, sin contrapresión ni ahogo. Y los coeficientes  $\sigma_2$ ;  $\sigma_3$  y  $\sigma_4$  toman en cuenta las afectaciones por inclinación del paramento superior, por contrapresión de la solera y por ahogo, respectivamente.

El coeficiente  $m_o$  se obtiene mediante la tabla 6.2 o la figura 6.4.

Tabla 6.2. Coeficiente de gasto  $m_0$  para cimacios elípticos de cresta  $a/b = 2$

$H_0 / R_\phi$	$P / H_0$						
	0,00	0,50	1,00	2,00	3,00	5,00	7,00
1,8	0,385	0,516	0,523	0,528	0,530	0,531	0,532
2,0	0,385	0,523	0,531	0,537	0,539	0,540	0,541
2,2	0,385	0,529	0,538	0,545	0,547	0,549	0,550
2,4	0,385	0,532	0,543	0,551	0,554	0,556	0,557
2,6	0,385	0,534	0,546	0,555	0,557	0,559	0,560
2,8	0,385	0,536	0,550	0,558	0,561	0,563	0,564
3,0	0,385	0,539	0,553	0,561	0,564	0,567	0,568
3,2	0,385	0,541	0,556	0,565	0,568	0,570	0,571
3,4	0,385	0,546	0,560	0,569	0,573	0,573	0,574
3,6	0,385	0,554	0,564	0,573	0,577	0,579	0,580

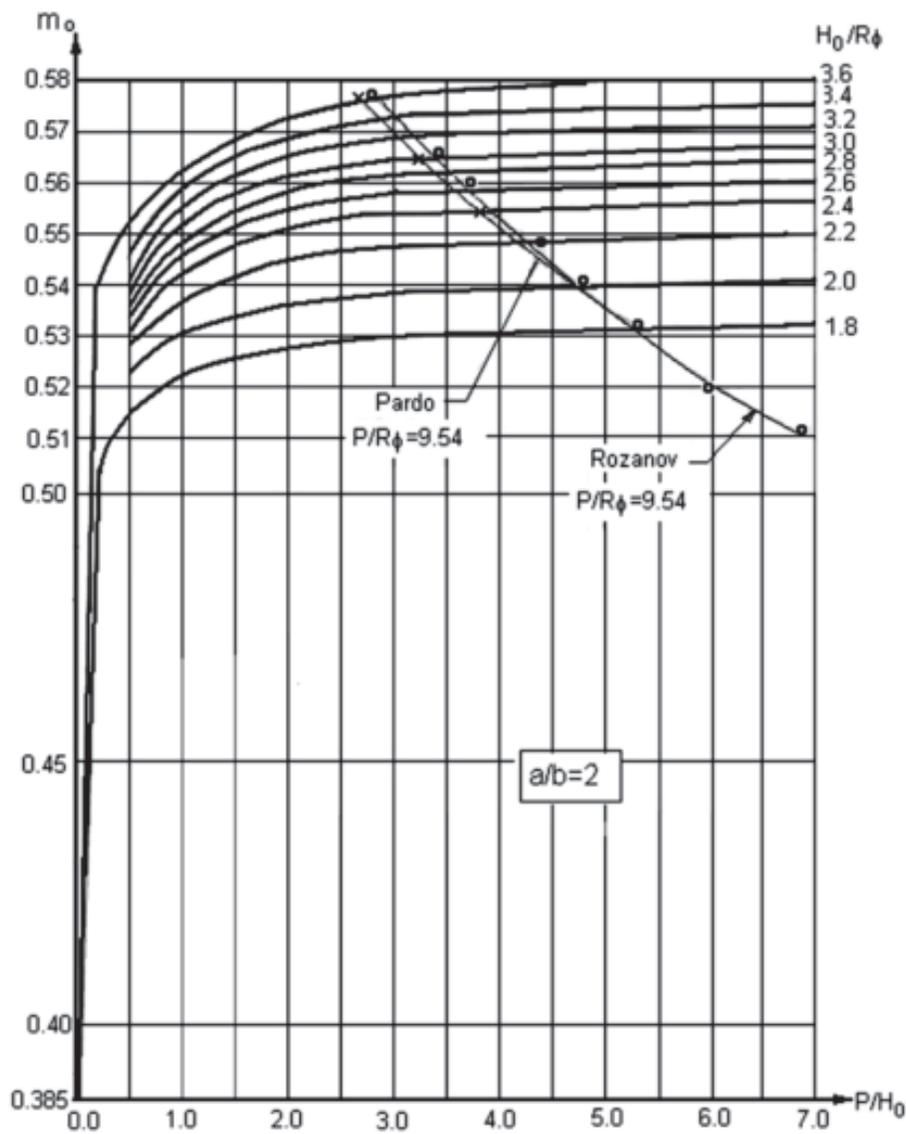


Figura 6.4  
Coeficiente de gasto de vertedores tipo PPcV elípticos de paramento superior vertical y libre aguas abajo.

Las correcciones al coeficiente de gasto nominal para cimacios elípticos con  $a/b = 2$  se obtienen de la siguiente manera:

- a) Con los valores de las relaciones  $H_0/R_\phi$ ;  $P/H_0$  y la inclinación del paramento superior  $P$ , se obtiene el valor de  $\sigma_2$  como se explica en la tabla 6.3.

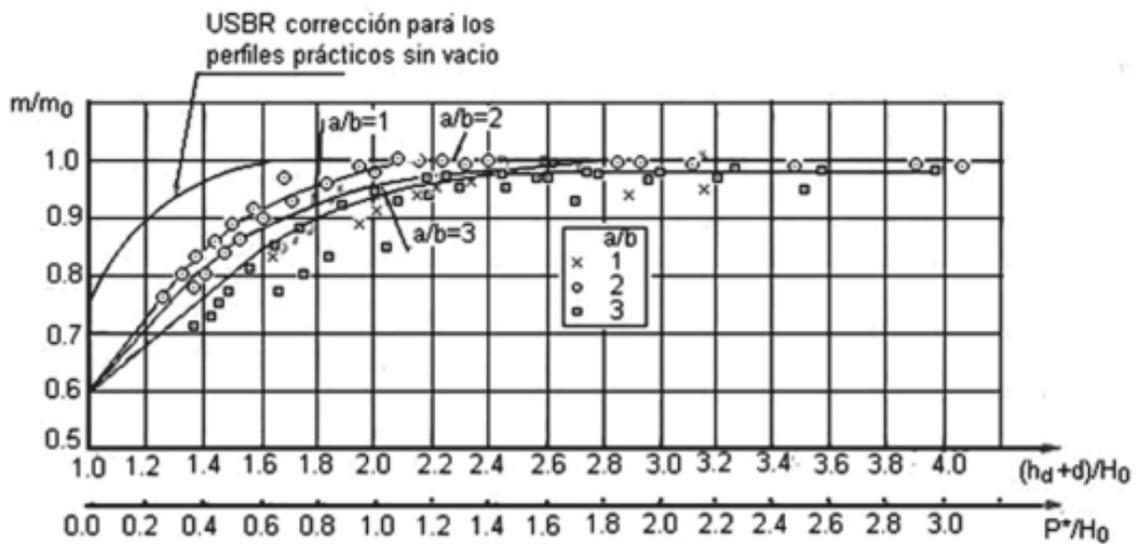
**Tabla 6.3. Coeficiente  $\sigma_2$  para la corrección de  $m_0$  por inclinación del paramento superior en cimacios elípticos con  $a/b = 2$**

$H_0/R_\phi$	Inc. de P	P / H <sub>0</sub>				
		9,00	7,00	5,00	3,00	1,00
3,0 - 3,6	1:3	0,99	0,99	0,99	0,99	0,98
	2:3	0,97	0,97	0,97	0,98	0,98
	3:3	0,95	0,96	0,96	0,98	0,98
2,0 - 3,0	1:3	0,99	0,99	0,99	0,98	0,98
	2:3	0,97	0,97	0,97	0,98	0,98
	3:3	0,95	0,96	0,96	0,98	0,98
1,0 - 2,0	1:3	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
	2:3	0,97	0,97	0,97	0,98	0,98
	3:3	0,95	0,96	0,96	0,98	0,98

- b) El coeficiente  $\sigma_3$  se obtiene a partir de la tabla 6.4, con la relación  $P^*/H_0$ . También se muestra la figura 6.5, con la cual se puede obtener dicha corrección para cualquiera de las tres relaciones de semiejes estudiadas en los cimacios elípticos y donde se puede apreciar la corrección correspondiente a los PPsV, a modo de comparación.

**Tabla 6.4. Coeficiente  $\sigma_3$  para la corrección de  $m_0$  por el efecto de la solera en cimacios elípticos con  $a/b = 2$**

$P^*/H_0$	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
$\sigma_3$	0,6	0,73	0,84	0,91	0,95	0,98	1,00	1,00	1,00	1,00

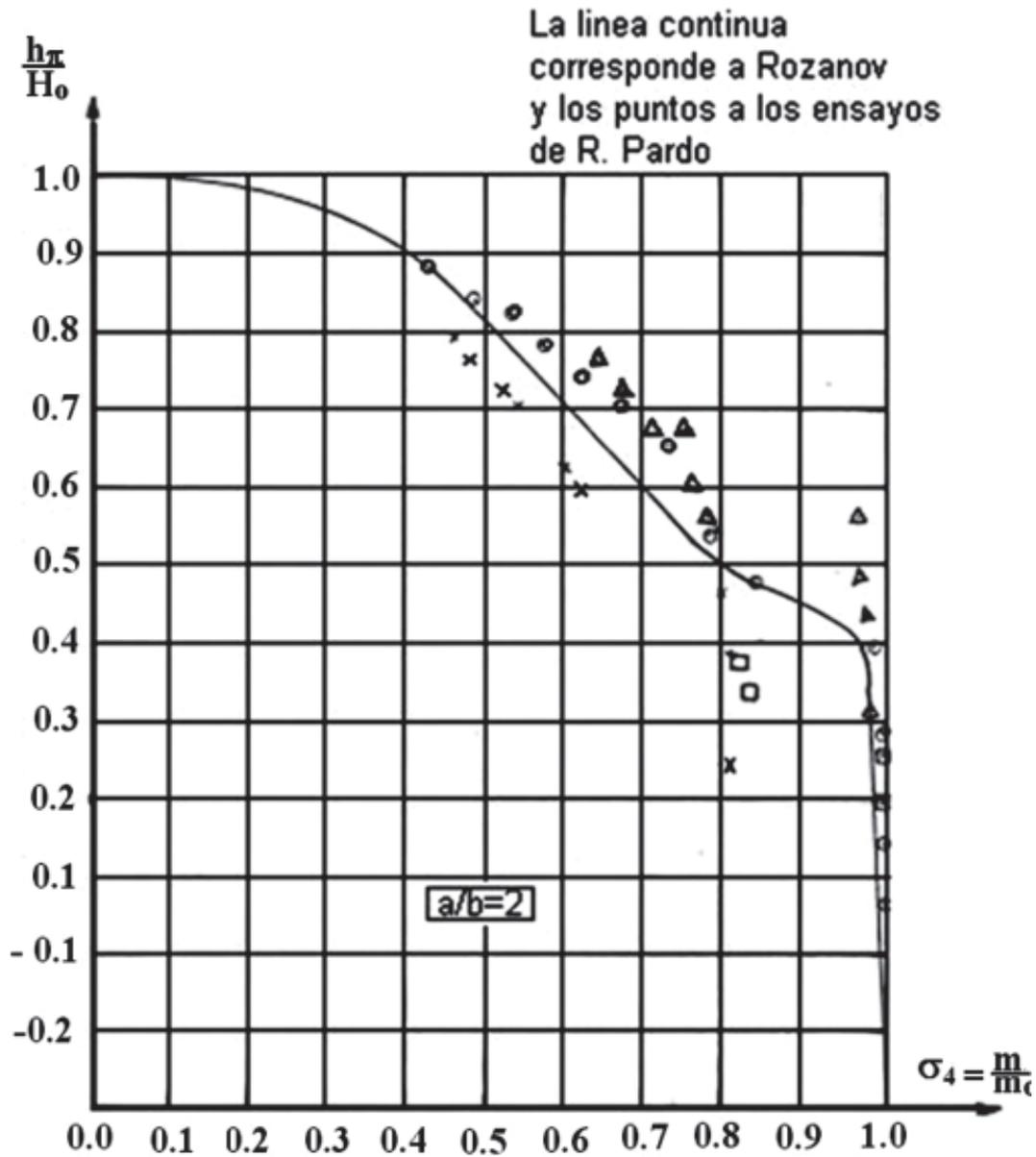


**Figura 6.5**  
Coeficiente  $\sigma_3$  para la corrección de  $m_0$  por el efecto de la solera en cimacios elípticos.

c) A partir de la tabla 6.5 o mediante la figura 6.6, con la relación  $h_{\pi}/H_0$  se obtiene el valor correspondiente de  $\sigma_4$  para la relación  $a/b = 2$ .

**Tabla 6.5. Coeficiente  $\sigma_4$  para la corrección de  $m_o$  por el efecto del ahogo en cimacios elípticos con  $a/b = 2$**

$h_{\pi}/H$	-0,15	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70
$\sigma_4$	1,00	1,00	0,995	0,990	0,988	0,985	0,965	0,780	0,690	0,605



**Figura 6.6**  
Coeficiente  $\sigma_4$  para la corrección de  $m_o$  por el efecto del ahogo en cimacios elípticos con  $a/b = 2$ .

El parámetro  $h_\pi$  al cual se hace referencia en la tabla 6.5 y en la figura 6.6 es la distancia vertical entre la cresta vertedora y la superficie del agua, aguas abajo. Al valor de  $h_\pi$  por debajo de la cresta se le considera negativo, mientras que por encima es positivo (v. Fig. 6.3).

Cálculo de las longitudes vertedoras  $L$  y  $L_t$  total:

$$L = \frac{Q}{m\sqrt{2gH_0^{3/2}}} \quad (6.5)$$

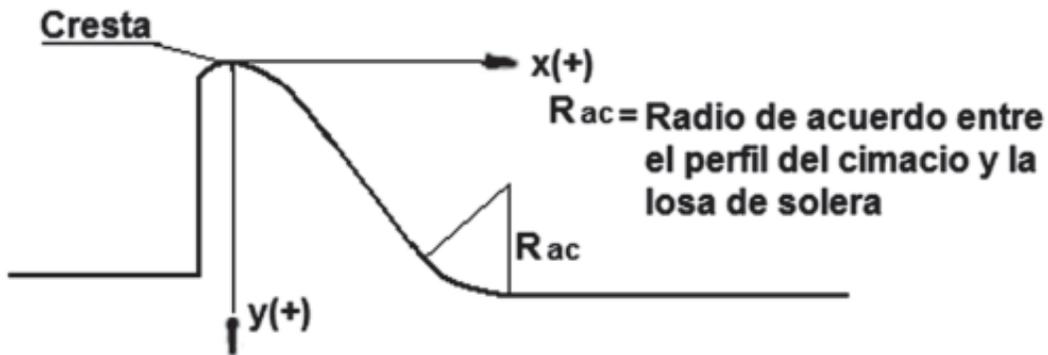
$$L_t = L + nt + 2(nK_p + K_e)H_0 \quad (6.6)$$

Forma de la sección transversal:

La forma de la sección transversal de un cimacio elíptico con vacío, de relación de semi-ejes  $a/b = 2$  se logra mediante la tabla 6.6 y la figura 6.7.

**Tabla 6.6. Coordenadas del cimacio  $a/b = 2$ . (Rozanov, 1958)**

$X/R_\phi$	$Y/R_\phi$	$X/R_\phi$	$Y/R_\phi$
-0.692	0.830	4.450	5.430
-0.560	0.248	5.299	6.704
0.000	0.000	6.195	8.048
0.629	0.226	7.767	10.405
1.242	0.730	8.994	12.246
1.682	1.278	10.208	14.067
2.327	2.246	11.724	16.370
2.956	3.189	16.365	18.803



**Figura 6.7**  
Sistemas de ejes de coordenadas para trazar la sección transversal del PPcV elíptico.

Las coordenadas  $X$  y  $Y$  de la tabla 6.6 son para un perfil de radio ficticio  $R_\phi = 1$ , de manera que para obtener las coordenadas correspondientes a un valor de  $R_\phi \neq 1$ , se deberán multiplicar los valores de la tabla por el valor de  $R_\phi$ .

Para el trazado del arco que une el perfil del cimacio con la solera ubicada al pie de la estructura, se emplean los mismos criterios presentados para los perfiles tipo WES.

*Curva de capacidad de servicio:* Se recomienda realizar los cálculos con el apoyo de una tabla como la que se muestra a continuación (tabla 6.7a).

**Tabla 6.7a. Cálculo de la curva de capacidad de servicio**

$H_e$	$P/H_e$	$H_e/R_\phi$	$m_0$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$m$	$L$	$Q$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)

De forma similar a lo explicado en el capítulo 5 para los PPsV, cuando se diseña un vertedor elíptico se procede tratando de evitar afectaciones al coeficiente de gasto, para así lograr sus máximos valores. En este caso, las columnas 5 a 7 de la tabla anterior no proceden.

*Dimensionamiento de los estribos:* Debido a que los estribos pueden introducir contracciones del flujo, y por tanto, propiciar la penetración de aire bajo la lámina vertiente, y con ello el rompimiento del vacío, es aconsejable alargarlos aguas arriba. La longitud de los estribos, medida a partir del paramento superior del cimacio, no debe ser inferior a  $4,41 R_\phi$  y deben tener un radio de redondeo =  $1,5 R_\phi$ ; es decir:

$$A_{est} \geq 4,41 R_\phi \quad (6.7)$$

$$R_{est} = 1,5 R_\phi \quad (6.8)$$

*Ejemplo de cálculo de un PPcV del tipo elíptico:*

Se desea diseñar un cimacio frontal de cresta elíptica con  $a/b = 2$  y paramento superior vertical capaz de evacuar un gasto de  $1\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ , bajo una carga hidráulica total de  $7 \text{ m}$ . Se conoce, además: 1) que debido a las condiciones topográficas, la longitud vertedora no puede ser superior a  $40 \text{ m}$ ; 2) la altura superior del paramento es igual a  $3,4 \text{ m}$ , mientras que la inferior es de  $6 \text{ m}$ ; 3) los estribos forman  $45^\circ$  con la dirección de la corriente y tienen borde redondeado; 4) al pie del cimacio el régimen de circulación será supercrítico.

*Solución:*

1) Cálculo del radio ficticio.

Aceptando un vacío máximo  $h_{vac. max.} = 5,0 \text{ m}$ .

$$\sigma_0 = h_{vac. max.}/H_0$$

$$\sigma_0 = 0,78$$

En la tabla 6.1, con los valores de  $\sigma_0 = 0,78$  y  $a/b = 2$ , se obtiene que  $H_0/R_\phi = 2,8$ ; por tanto,  $R_\phi = 2,5 \text{ m}$ .

2) Obtención del coeficiente de gasto nominal  $m_0$ .

De la tabla 6.2, con  $H_0/R_\phi = 2,8$ ;  $a/b = 2$  y  $P/H_0 = 0,49$ , se obtiene  $m_0 = 0,536$ .

3) Corrección del coeficiente de gasto.

$$m = m_0 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4$$

$\sigma_2 = 1$  por ser paramento vertical.

De la tabla 6.4, y para una relación  $P^*/H_0 = 0,86$ , se obtiene  $\sigma_3 = 0,953$ .

$\sigma_4 = 1$  por existir régimen de circulación supercrítico aguas abajo.

Por tanto:

$$m = 0,520$$

4) Calculando la longitud vertedora  $L$ .

$$L = \frac{Q}{m\sqrt{2gH_0^{3/2}}}$$

Como no hay pilas y  $K_e = 0$ , resulta  $L_t = L$

$$L = 35,16 \text{ m}$$

Como se puede observar, con el vacío supuesto se satisface el requerimiento de la longitud vertedora menor de 40 m ( $35,16 \text{ m} < 40 \text{ m}$ ).

5) Obtención del perfil vertedor.

De la tabla 6.6 y para  $R_\phi = 2,5 \text{ m}$ , se obtienen los siguientes valores de coordenadas ( $x, y$ ) para el trazado del perfil.

$$\begin{array}{l} X(m) \quad -1.73 \quad -1.4 \quad 0 \quad 1.57 \quad 3.10 \quad 4.2 \quad 5.82 \quad 7.39 \\ Y(m) \quad 2.07 \quad 0.62 \quad 0 \quad 0.56 \quad 1.82 \quad 3.19 \quad 5.61 \quad 7.97 \end{array}$$

Para el trazado del arco que une el perfil del cimacio con la solera ubicada al pie de la estructura, se utiliza la siguiente ecuación:

$$R_{ac}/H_0 = 1 + 0,25 P^*/H_0 - 0,0004 (P^*/H_0)^{2,5} \quad (6.9)$$

pues  $P^*/H_0 < 19$  ( $0,86 < 19$ )

$$R_{ac} = 8,50 \text{ m}$$

6) Obtención de la curva de capacidad de servicio, según tabla 6.7b.

**Tabla 6.7b. Curva de capacidad de servicio**

$H_e(m)$	$m_0$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$m$	$Q (m^3/s)$
4.5	0.520	1	1	1	0.520	773
5.0	0.526	1	1	1	0.526	916
5.5	0.532	1	0.989	1	0.526	1057
6.0	0.534	1	0.980	1	0.523	1197
7.0	0.536	1	0.953	1	0.520	1500

7) Dimensionamiento de los estribos.

$$\begin{aligned} A_{est} &\geq 4,41 R_{\phi} & R_{est} &= 1,5 R_{\phi} \\ A_{est} &= 11,02 \text{ m} & R_{est} &= 3,75 \text{ m} \end{aligned}$$

### 6.3. Diseño hidráulico de vertedores de perfil práctico con vacío del tipo oval con excentricidad $e = 2$

El contenido de esta sección se mantiene prácticamente igual al de la primera edición, respetando así lo escrito por el Dr. Hernández Suárez a partir de los resultados de su tesis doctoral sobre el tema. Solo de manera excepcional, los autores de la presente edición añaden comentarios que consideran imprescindibles, en letra cursiva, así como mejoran la calidad de las figuras y les añaden pie de figura.

#### 6.3.1. Características generales

El cimacio oval es un perfil vertedor del tipo con vacío, que difiere de aquellos de cresta circular o elíptica precisamente por su configuración, pues en este caso, a diferencia de los anteriores, la superficie de vertimiento queda descrita por dos arcos de un óvalo simple.

Desde su introducción en la práctica en el año 1980, en el aliviadero automático Vicana, en la República de Cuba, quedó demostrado lo eficiente y racional que resultaba el uso de este perfil vertedor, razón por la cual su creador, el Dr. Eduardo Velazco, hizo extensivo su uso unos años más tarde, en aliviaderos regulados por compuertas, introducido por primera vez con estos dispositivos en el aliviadero del Conjunto Hidráulico Cauto El Paso, también en Cuba.

Las investigaciones llevadas a cabo pusieron en evidencia la necesidad de ejecutar estudios sistemáticos sobre este tema, con el propósito de generalizar los resultados que se obtuvieran, de forma tal que al concluir los mismos se garantizara a los proyectistas una metodología para el diseño de este tipo de perfil vertedor.

Esta situación quedó resuelta con la tesis de doctorado del Ing. Carlos O. Hernández., donde se presenta un estudio de este perfil vertedor en condiciones de trabajo de vertimiento libre y regulado por compuertas y de la cual se extrajo la información que se presenta a continuación en la presente sección. Estudios más recientes en el laboratorio de modelos del Centro de Investigaciones Hidráulicas del Instituto Superior Politécnico «José Antonio Echeverría» (CUJAE) de Ciudad de La Habana, Cuba, han demostrado la gran semejanza que hay entre los cimacios elípticos y los ovals, tanto en su forma como en su comportamiento hidráulico, tanto cualitativa como cuantitativamente. Sin embargo, se presentan los resultados obtenidos para ambos por su valor científico.

a) Geometría del cimacio empleado.

Un cimacio oval es aquel en el cual la superficie de vertimiento queda descrita por dos arcos de un óvalo simple, donde la relación existente entre los radios de curvaturas, definida en función de la excentricidad del óvalo ( $e$ ), está dada a través de la siguiente expresión:

$$R_2 / R_1 = 1 + (e - 1)(e + \sqrt{1 + e^2}) \quad (6.10)$$

Por su probada semejanza con los cimacios elípticos, se recomienda el uso de un cimacio oval de  $e = 2$  y paramento inferior con inclinación 2:3 (la más usual) cuyos valores relativos que definen su trazado se presentan en la figura 6.8

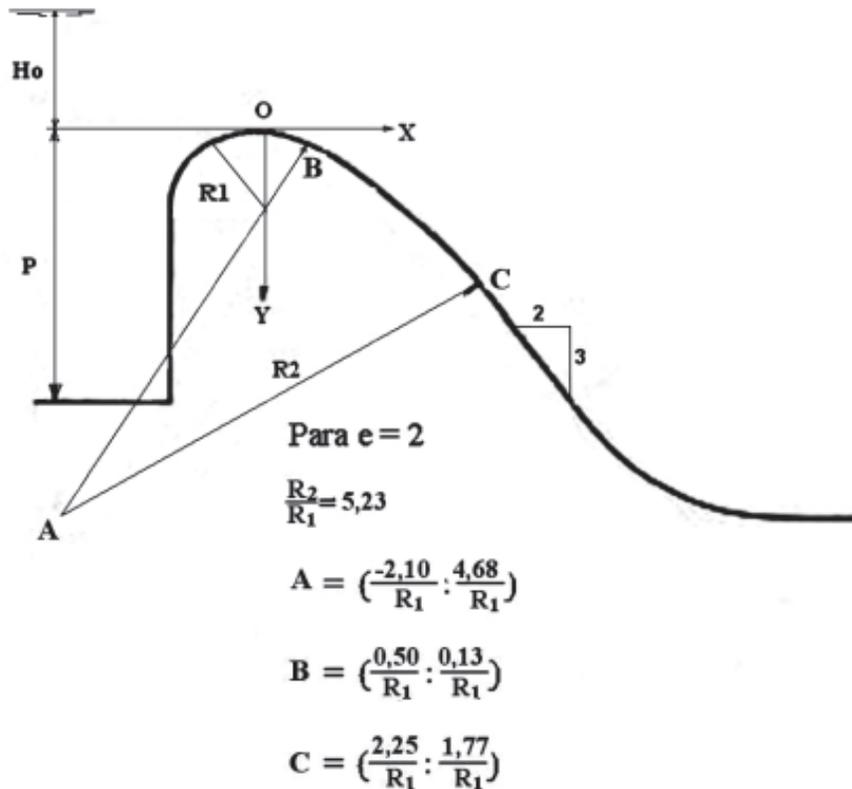


Figura 6.8  
Configuración de la sección transversal de un PPcV tipo oval.

b) Vertimiento libre sin pilas en cimacios ovales rectos.

Los estudios relativos a este tipo de vertimiento centran su análisis en el comportamiento del coeficiente de gasto y de las presiones de vacío que actúan sobre el cimacio en estas condiciones. En ambos casos, se tomaron en consideración los principales factores de carácter práctico que influyen en dichos valores, entre los que se encuentran: la carga hidráulica total ( $H_o$ ), la velocidad de aproximación del flujo, condicionada por la altura del paramento superior ( $P$ ) y el radio de la cresta ( $R_1$ ).

Los resultados de la capacidad de servicio se recogen en la figura 6.9 (en la página siguiente), de la cual se obtiene que  $m_o = f(H_o/R_1; P/R_1)$  y se puede concluir que:

1. En la medida que aumentan las relaciones antes mencionadas, aumenta el valor del coeficiente de gasto.
2. Para valores grandes de la relación  $H_o/R_1$  (mayores que 3,00) no se produce un incremento apreciable del coeficiente de gasto, con el aumento de la carga.

Este último aspecto es importante para el proyectista, pues como se verá en el análisis de las presiones, contrariamente a lo expresado con anterioridad, un aumento de la carga sí produce un incremento brusco de los vacíos que tendrán lugar sobre el cimacio, aumentando de esta forma la posibilidad de ocurrencia de la cavitación.

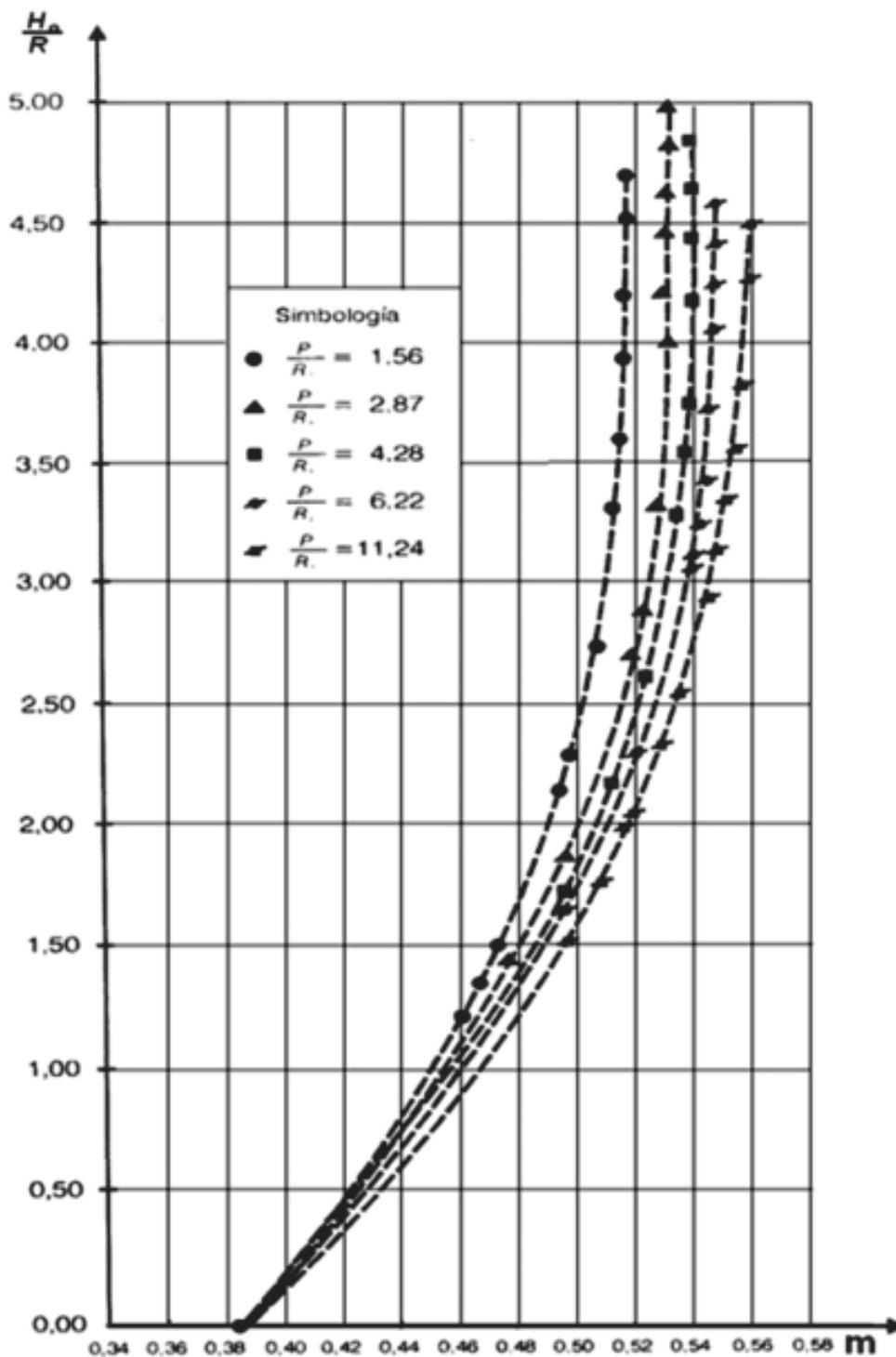


Figura 6.9

Coefficiente de gasto para vertedores ovales de paramento vertical, libres aguas abajo y sin compuertas.

Adicionalmente, se llevaron a cabo las investigaciones relativas a la influencia de las condiciones de circulación aguas abajo, altura inferior del paramento ( $P^*$ ) y el efecto de la sumersión ( $h_p$ ) sobre el coeficiente de gasto, obteniéndose:

1. En el caso de la sumersión, una nueva curva para la corrección de este factor en este tipo de cimacio, la cual se muestra en la figura 6.10.

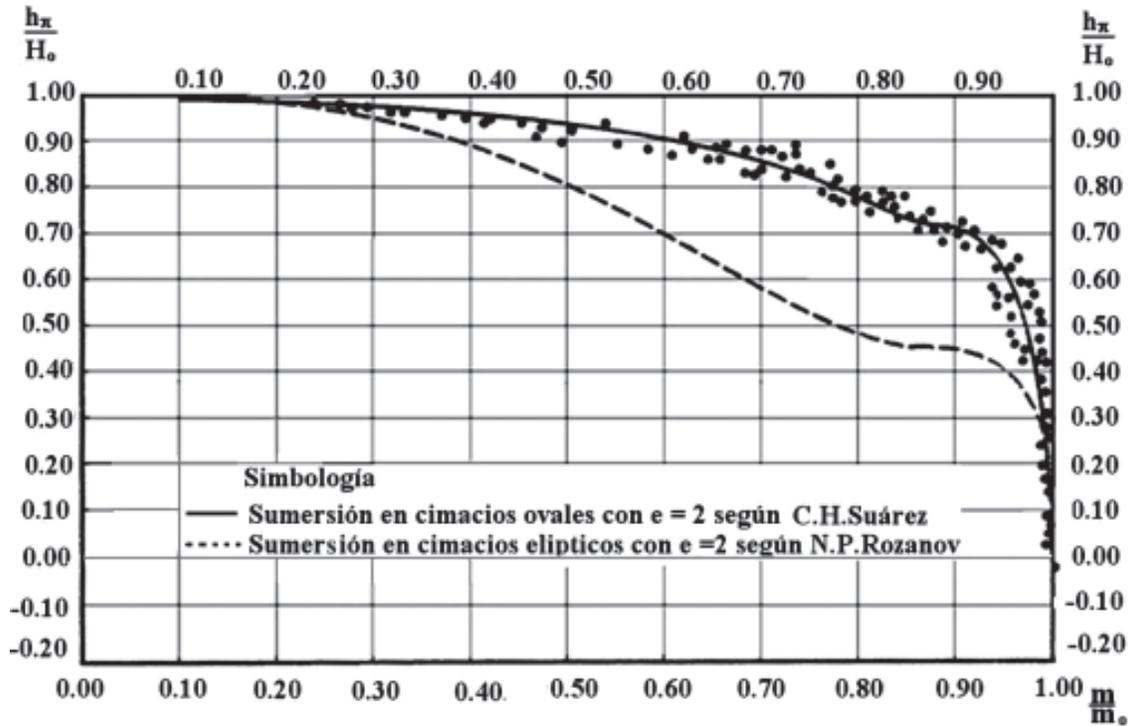


Figura 6.10  
Corrección del coeficiente de gasto en vertedores ovales con sumersión.

2. En el caso de la influencia de la altura del paramento inferior, que es posible usar la curva ya obtenida por R. Pardo para los cimacios elípticos de relación de semiejes, ejes  $a/b = 2$  para la corrección por este factor de los cimacios ovales (Fig. 6.11).

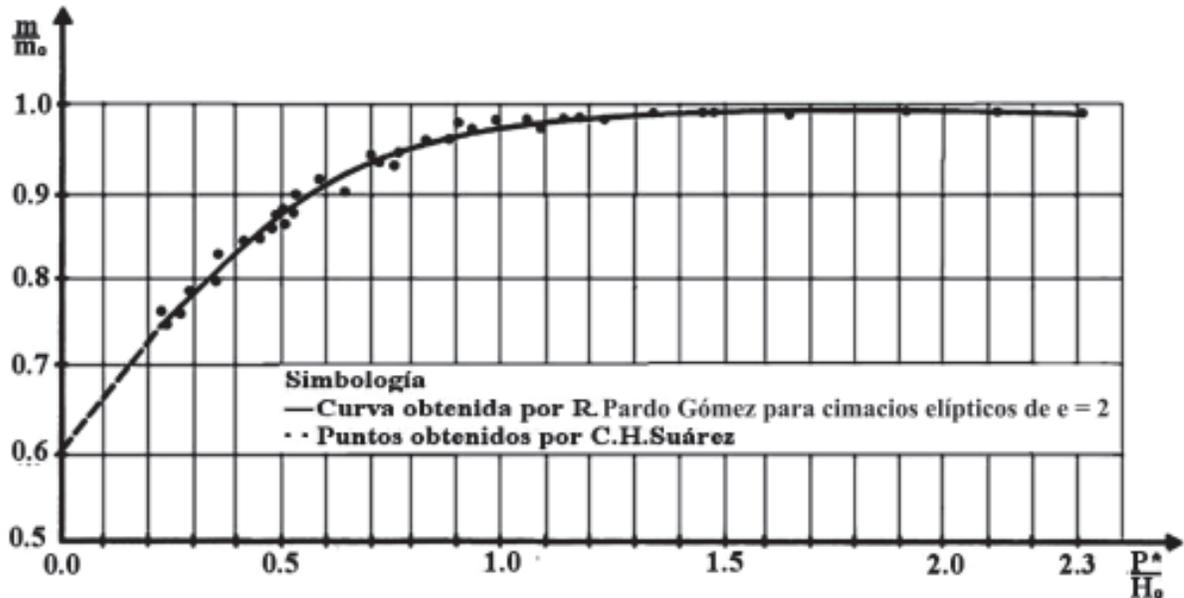


Figura 6.11  
Corrección del coeficiente de gasto en vertedores ovales por contrapresión de la solera.

Por último, los resultados de las presiones se muestran en la figura 6.12 (a, b, c, d y e), de las cuales se pueden obtener las máximas presiones de vacío en función de las relaciones  $P/R_1$  y  $H_0/R_1$ , respectivamente. Observe lo que se apuntaba con anterioridad acerca de que al aumentar la relación  $H_0/R_1$ , se produce un incremento apreciable en el valor de las máximas presiones de vacío. En relación con esto último, se tiene como experiencia que cuando el coeficiente de gasto  $m$  aumenta en 2 % o 3 %, el vacío se incrementa en un 60 %.

Como se puede apreciar, aparecen tres curvas para cada gráfico, de relación  $P/R_1$  en este caso específico, se deberá entrar en la curva correspondiente al vertimiento libre sin pilas.

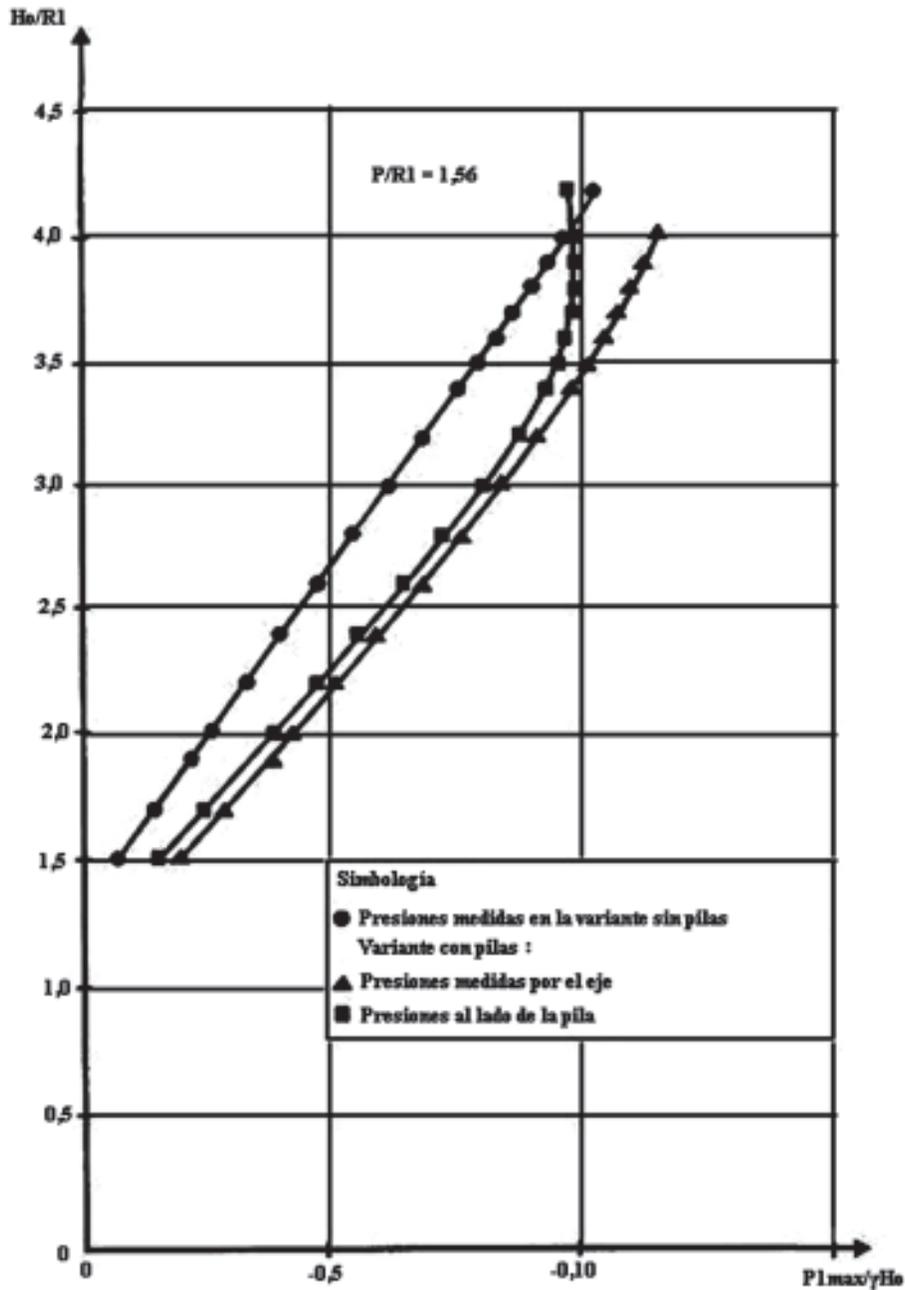


Figura 6.12 a  
Distribución de presiones sobre un vertedor oval equipado con compuertas para  $P/R_1 = 1,56$ .

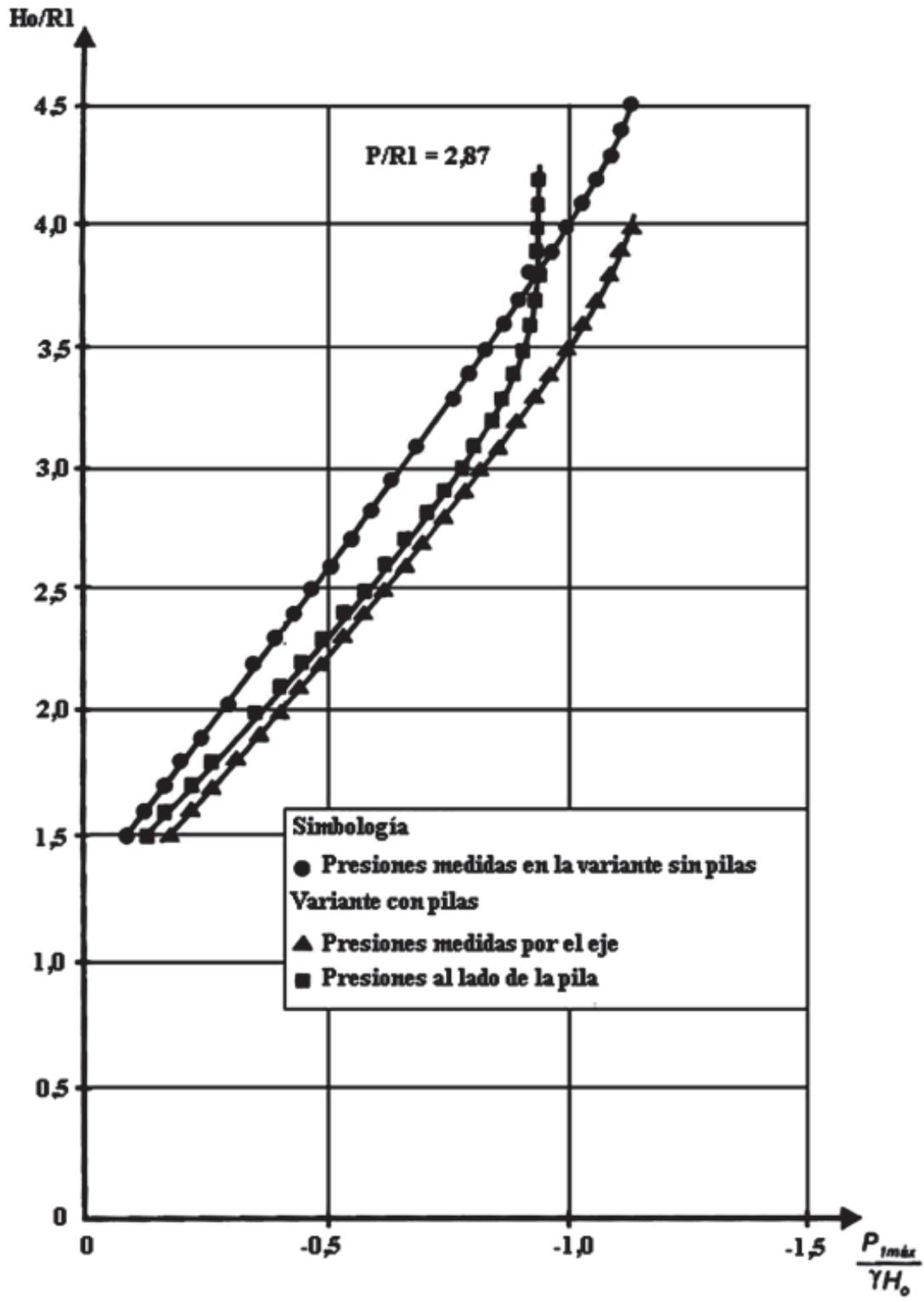


Figura 6.12 b  
 Distribución de presiones sobre un vertedor oval equipado con compuertas para  $P/R_l = 2,87$ .

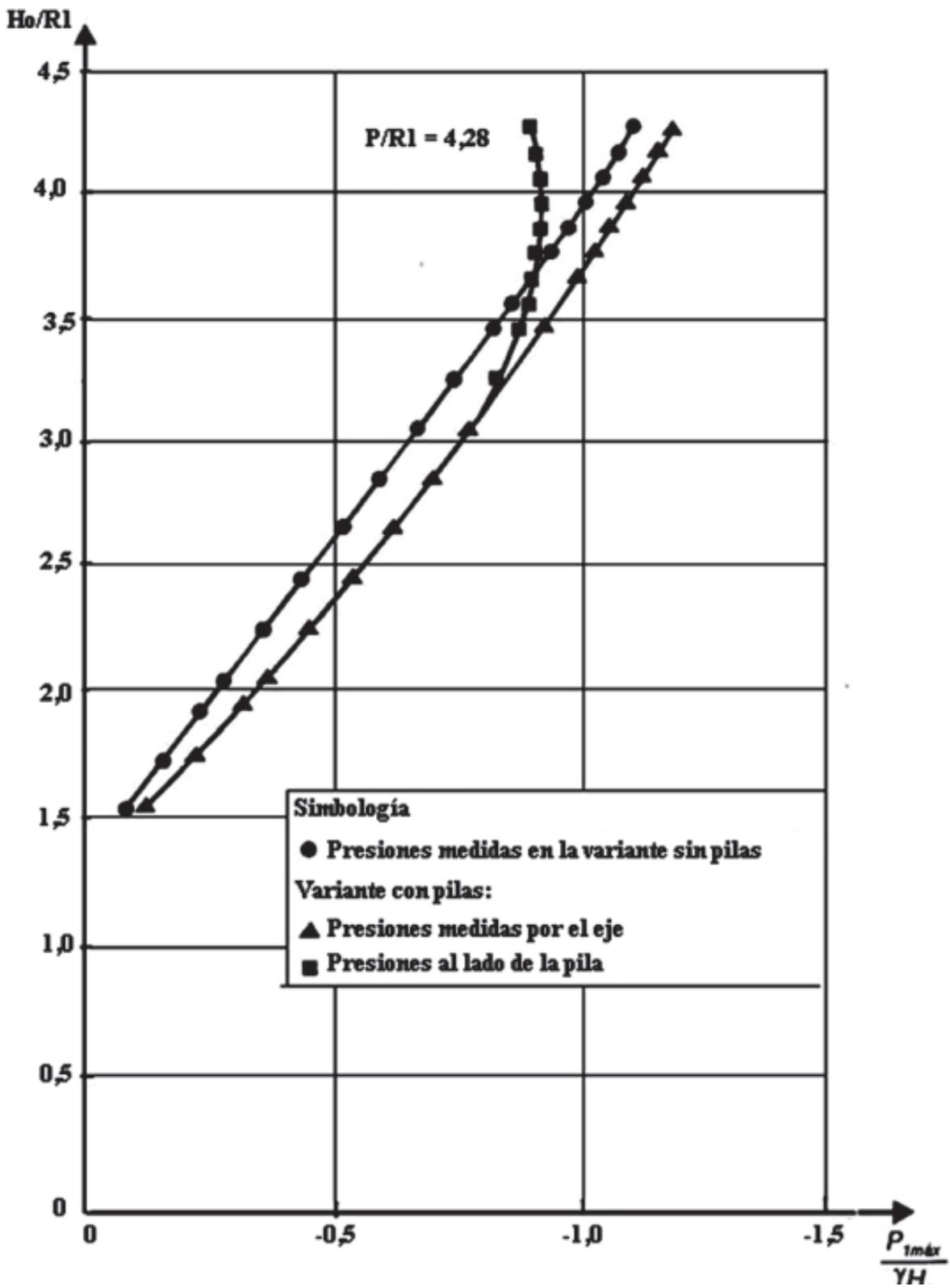


Figura 6.12 c  
 Distribución de presiones sobre un vertedor oval equipado con compuertas para  $P/R_l = 4,28$ .

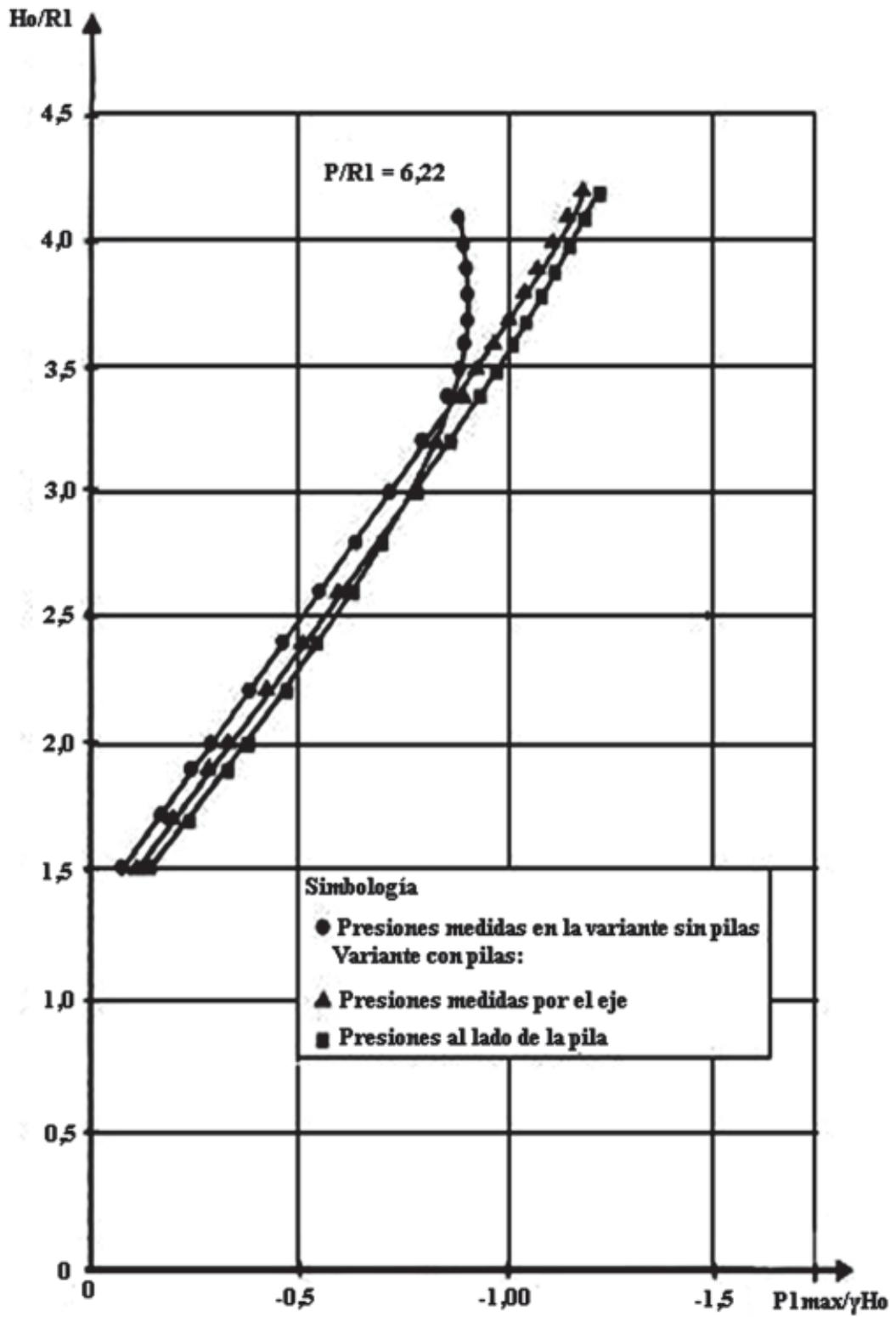


Figura 6.12 d  
Distribución de presiones sobre un vertedor oval equipado con compuertas para  $P/R_1 = 6,22$ .

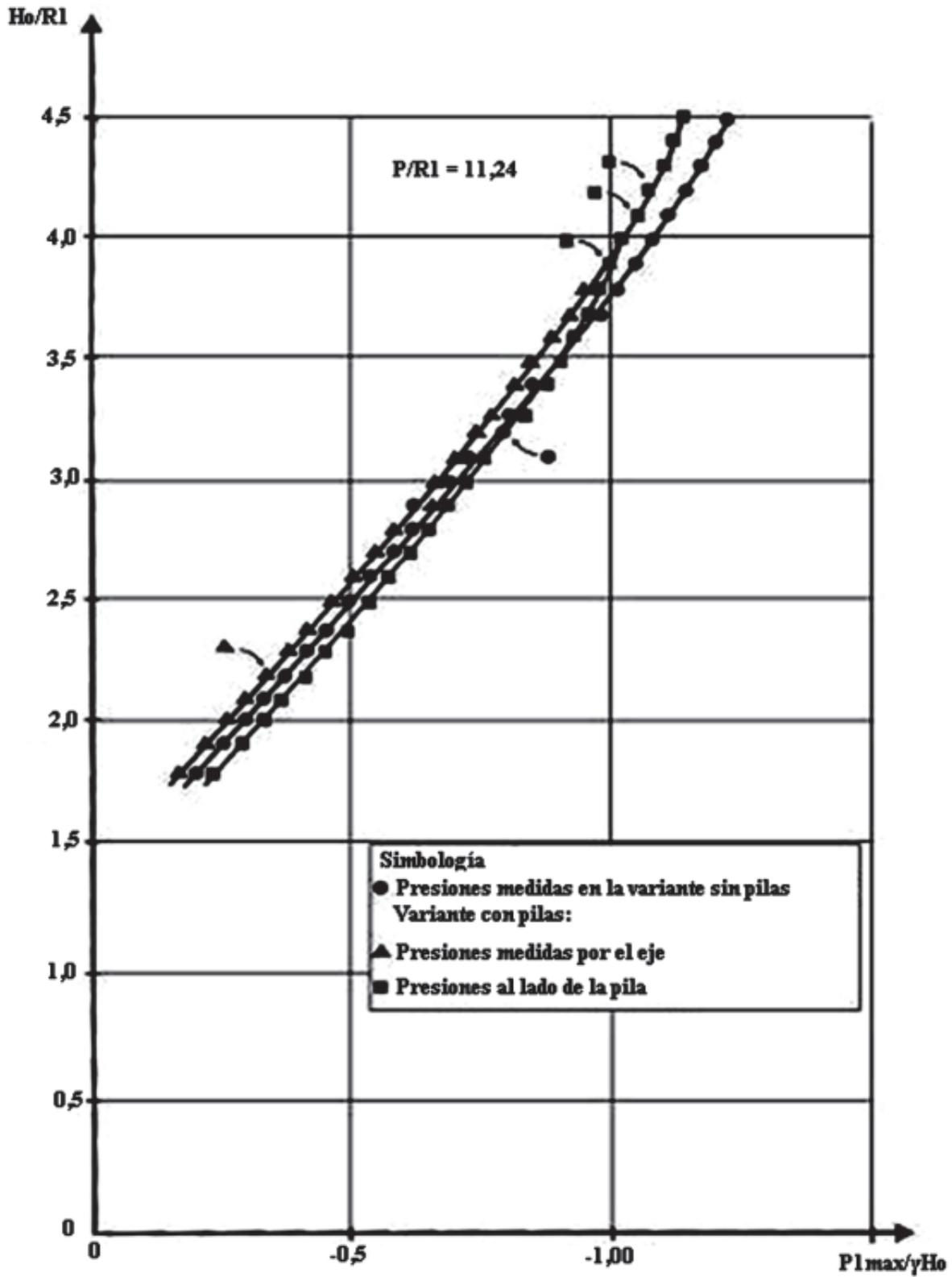


Figura 6.12 e  
Distribución de presiones sobre un vertedor oval equipado con compuertas para  $P/R_l = 11,24$ .

c) Influencia de las pilas en los cimacios ovales rectos.

Según se realizó en el vertimiento libre sin pila, en este caso se llevó a cabo el estudio de la capacidad de servicio y las presiones de vacío ante la variación de los mismos factores mencionados ( $H_0$ ;  $P$  y  $R_1$ ), solo que ahora las investigaciones se realizaron colocando pilas sobre el cimacio.

En relación con la capacidad de servicio, se obtuvo la curva representada en la figura 6.13, donde el coeficiente de gasto  $m$  que se obtiene, ya tiene implícita la afectación debida a la presencia de las pilas y los estribos, lo que implica que al sustituir este valor en la ecuación que caracteriza la descarga del vertedor (6.11), la longitud  $L$ , que de allí se obtiene, siempre será la longitud neta y no la efectiva.

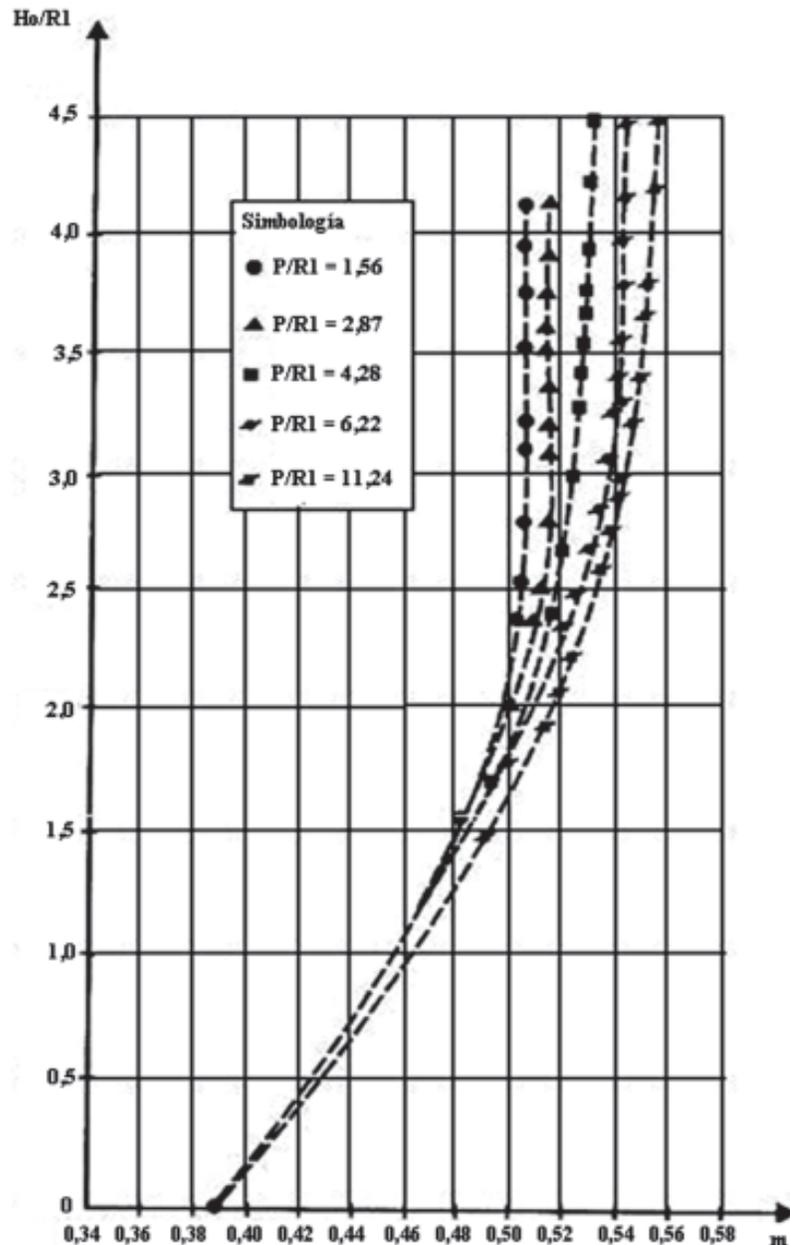


Figura 6.13

Coeficiente de gasto para vertedores ovales de paramento vertical, libres aguas abajo y con compuertas.

De la curva de capacidad de servicio se puede apreciar que al igual que ocurría en el caso de vertimiento libre sin pilas, un aumento de la relación  $H_0/R_1$ , no significa un incremento apreciable del valor del coeficiente de gasto, para valores mayores de  $H_0/R_1 = 3$ .

Por otra parte, los estudios relativos a la influencia de las condiciones de circulación aguas abajo (sumersión y altura inferior del paramento) sobre el coeficiente de gasto para estas condiciones, demostraron que la presencia de las pilas no introduce variación en las curvas obtenidas al respecto en el vertimiento sin pilas.

En cuanto al comportamiento de las presiones de vacío ante la influencia de las pilas, los resultados se muestran en la figura 6.12, donde se han ploteado convenientemente, en cada gráfico, los resultados alcanzados para la variante con pilas, medidos por el eje y al lado de estas. Observe cómo en dependencia de las relaciones  $H_0/R_1$  y  $P/R_1$ , predominarán las máximas presiones de vacío al lado de la pila o por el eje, aspecto a considerar al diseñar este tipo de obra.

En cuanto al comportamiento de las presiones de vacío, se puede decir que este estudio tiene su origen a partir de la aparente contradicción detectada entre los resultados obtenidos por N.P. Rozanov en aliviaderos con paramentos altos y los alcanzados en el laboratorio de modelos físicos, de la CUJAE, en aliviaderos con paramentos bajos. En el primero de los casos, se demostró que al colocar pilas sobre cimacios con paramentos altos, las presiones de vacío que tienen lugar en este, se reducen en comparación con las alcanzadas en el vertimiento libre sin pila; sin embargo, en el segundo de los casos se demostró justamente lo contrario, es decir, aumentaban las presiones de vacío al colocarse pilas en cimacios con altura de paramento superior bajas. Como se puede observar, ante esta situación, aparentemente contradictoria, solo restaba la ejecución de investigaciones donde se llevara a cabo el estudio del comportamiento de las presiones en cimacios con vacío, de paramentos altos y bajos.

Al acometer estas investigaciones para paramentos altos y bajos, se demostró que en el caso de paramentos altos ocurría lo mismo que planteaba N.P. Rozanov; y para paramentos bajos, lo contrario, tal y como se había obtenido en investigaciones realizadas en aliviaderos con estas características, lo cual evidencia que lo que parecía una contradicción, se convertía en una importante complementación (v. Fig. 6.12).

Ante esta situación, se consideró necesario profundizar en el comportamiento de las presiones al lado de la pila, basándose para ello en los resultados que se presentan en las bibliografías consultadas (V.T. Chow; Melsheiner, E. S. y Murphy, T. E.), donde se expone que para el caso de los perfiles prácticos sin vacío, trabajando con cargas mayores que la perfilante, las presiones medidas al lado de la pila son muy superiores a las registradas en el eje del orificio, aspecto que no deja de ser extremadamente importante, pues como se conoce, de no controlarse el vacío máximo que se alcance sobre el cimacio, de forma tal que no se superen los 6,0 m o 7,0 m, según las estimaciones de Ajutín, puede tener lugar sobre el mismo el fenómeno conocido como *cavitación*.

Los resultados obtenidos sobre el estudio del comportamiento de las presiones de vacío que tienen lugar al lado de la pila, se muestran en las figuras 6.12 (a, b, c, d y e), sobre las cuales se puede concluir, a partir de comparar estos resultados con los alcanzados por V.T. Chow y Melsheiner, comentados en el párrafo anterior, que solo coinciden cuando se está en el rango de alturas de paramento superior grandes y valores de la relación  $H_0/R_1 < 3$ , pues cuando la altura de paramento superior es pequeña, ocurre justamente lo contrario.

d) Vertimiento regulado en cimacios ovales rectos.

Los aliviaderos regulados por compuertas se caracterizan por la presencia de dos tipos de vertimientos: uno regulado con carga hasta el nivel de aguas normales y otro libre bajo la influencia de las pilas con cargas hasta el nivel de aguas máximas, que tienen lugar una vez que son izadas todas las compuertas.

Es importante resaltar que la literatura existente en relación con el uso de compuertas en aliviaderos, solo se refiere a los perfiles prácticos sin vacío. Sin embargo, la falta de una investigación sistematizada y su correspondiente divulgación, han limitado el uso de compuertas sobre los perfiles prácticos con vacío, siendo una solución que ha demostrado ser más eficiente que la que hasta el momento se venía utilizando.

A continuación se presentan los principales resultados alcanzados, durante las investigaciones acerca del uso de compuertas sobre los cimacios ovales de  $e = 2$ .

Las investigaciones, tanto de capacidad de servicio como del comportamiento de las presiones de vacío, se realizaron ante la variación de lo que se definió como *el ángulo  $\alpha_c$  de la compuerta* (Fig. 6.14), pues el propósito era lograr que en la medida en que se aumentara este ángulo, se redujeran las máximas presiones de vacío, y con ello, el peligro de la ocurrencia de la cavitación. En tal sentido, se estudiaron cuatro valores del ángulo  $\alpha_c$  ( $25^\circ$ ;  $33,75^\circ$ ;  $45^\circ$  y  $50^\circ$ ).

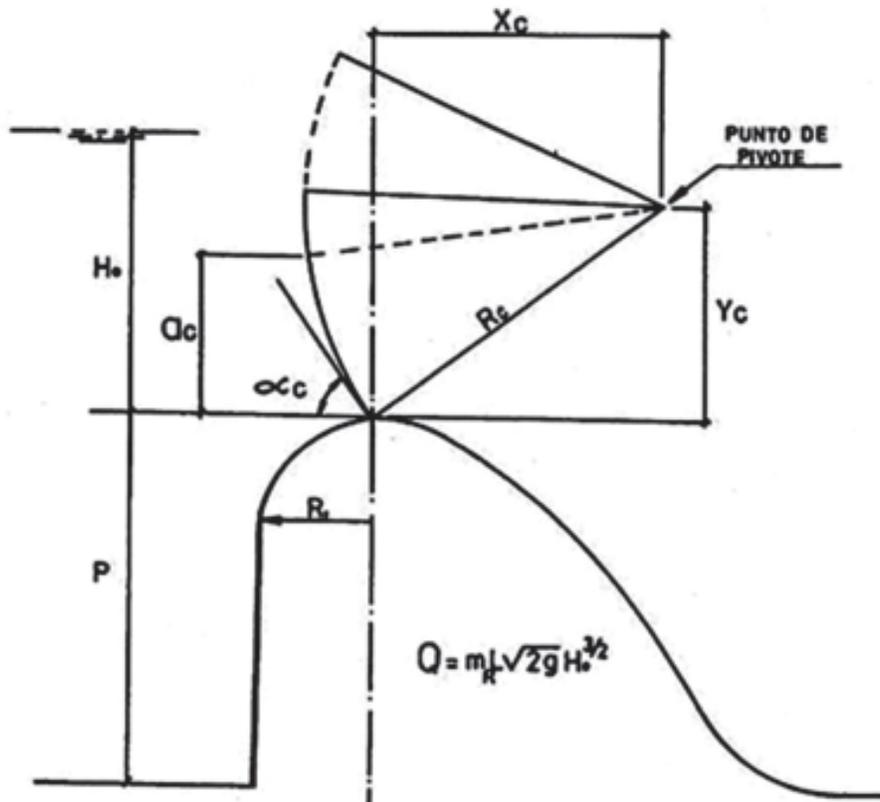


Figura 6.14

Principales parámetros hidráulicos y geométricos de un vertedor oval equipado con compuertas.

Los resultados de la capacidad de servicio se muestran en las figuras 6.15 ( a, b, c, d ), de las cuales se obtiene el coeficiente de gasto, bajo condiciones de vertimiento regulado (  $m_R$  ), en función de las relaciones  $a_c/H_0$  y  $P/R_1$ , donde el término  $a_c$  es la abertura de la compuerta que se analiza. Es importante destacar que el coeficiente de gasto  $m_R$  que aquí se presenta se obtuvo como resultado del uso de la ecuación:

$$Q = m_R \cdot L\sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} \quad (6.11)$$

donde:

$L$ : longitud neta (sumatoria de los espacios entre pilas), lo cual constituye una diferencia importante respecto a otras secciones vertedoras en las que la longitud, utilizando este tipo de ecuación, es la efectiva; aspecto de sumo interés, sobre todo al comparar resultados.

$H_0$ : carga medida desde la cresta hasta la superficie libre del agua, aguas arriba, más la carga a velocidad en el canal de aproximación.

Al analizar el comportamiento de la capacidad de servicio ante la variación del ángulo  $\alpha_c$ , se obtuvo que a medida que  $\alpha_c$  aumenta, disminuye el coeficiente de gasto ( $m_R$ ).

El estudio del comportamiento de las presiones de vacío en los cimacios ovals regulados por compuertas, se muestra en las figuras 6.16 (a, b, c y d), a partir de las cuales se puede obtener, una vez conocido el radio  $R_1$  del cimacio vertedor, la carga  $H_0$  correspondiente al NAN y la altura superior del paramento  $P$ , la máxima presión de vacío que se registrará sobre el perfil vertedor y la abertura de compuerta más desventajosa, donde tendrá lugar dicha presión máxima de vacío.

Es importante destacar que una vez conocido este valor de la presión máxima de vacío, bajo estas condiciones y teniendo en cuenta que se está en presencia de un aliviadero con vacío, es necesario establecer en este momento una comparación entre el vacío máximo obtenido anteriormente para la abertura de compuerta más desventajosa y con carga de NAN, con el vacío máximo obtenido en vertimiento libre y carga de NAM, para de esta forma determinar entre ambos, cuál es el parámetro de diseño, para su comparación con el valor permisible adoptado para la proyección.

La forma de utilización de los resultados relacionados con las presiones de vacío se presenta en la figura 6.16 (a), donde se observa que una vez conocidas las relaciones  $H_0/R_1$  y  $P/R_1$ , se obtiene del eje x la máxima presión de vacío; y de la información dada a través de las barras, la abertura de compuerta más desventajosa, según la relación  $P/R_1$  que se tenga.

Por último, es importante resaltar cómo del análisis de los resultados de las presiones que se presentan en las figuras 6.16 (a, b, c, y d), se puede concluir que:

1. La abertura de compuerta más desventajosa depende de los valores de las relaciones  $H_0/R_1$  y  $P/R_1$ , así como del valor del ángulo  $\alpha_c$  de la compuerta que se tenga.
2. En la medida en que se aumente el valor del ángulo  $\alpha_c$  de la compuerta, se disminuyen los máximos valores de vacío, lo cual está en correspondencia con la disminución de la capacidad de servicio, también obtenida en este caso.

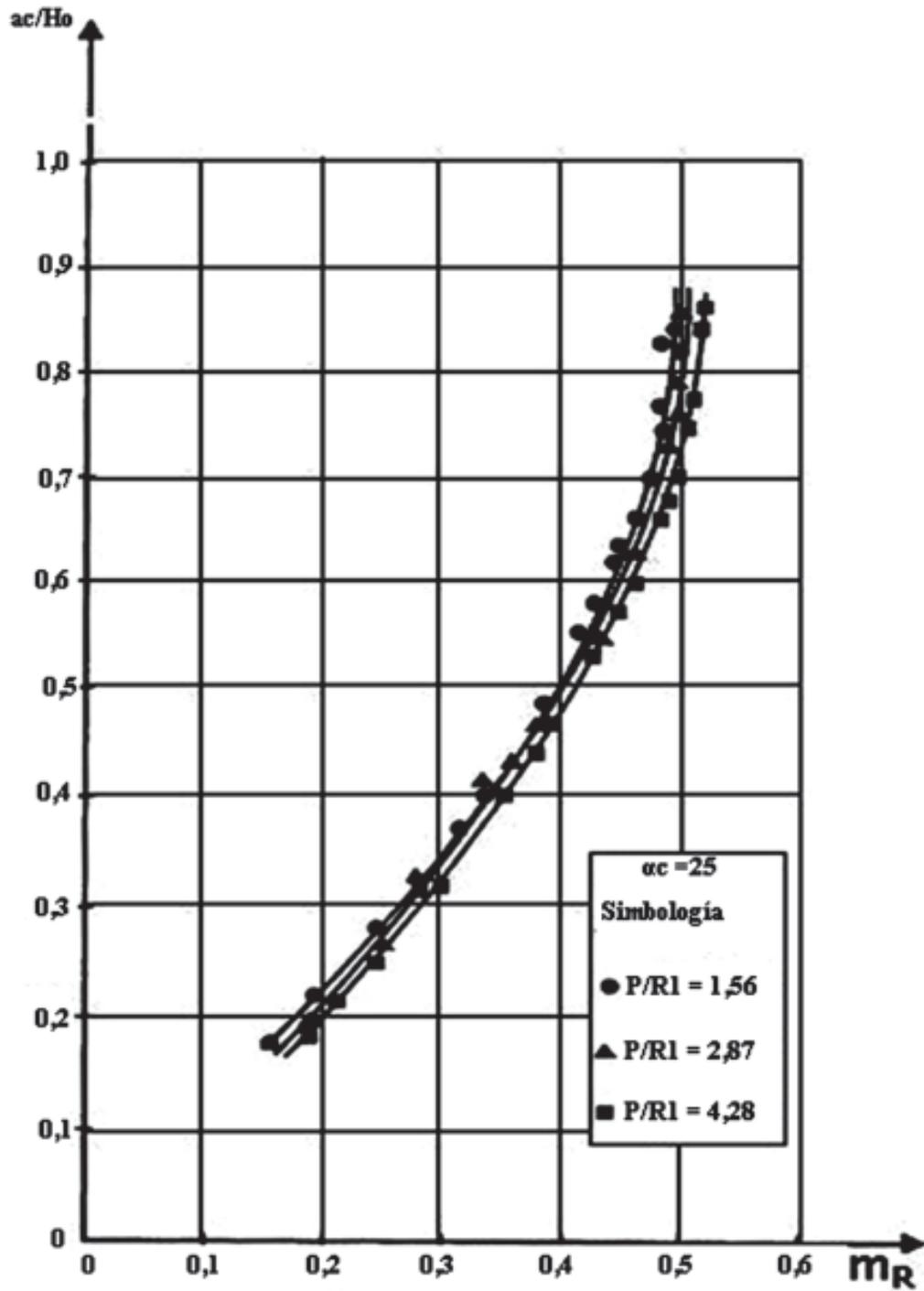


Figura 6.15 a  
 Coeficiente de gasto de PPcV oval con compuertas para  $\alpha_c = 25^\circ$ .

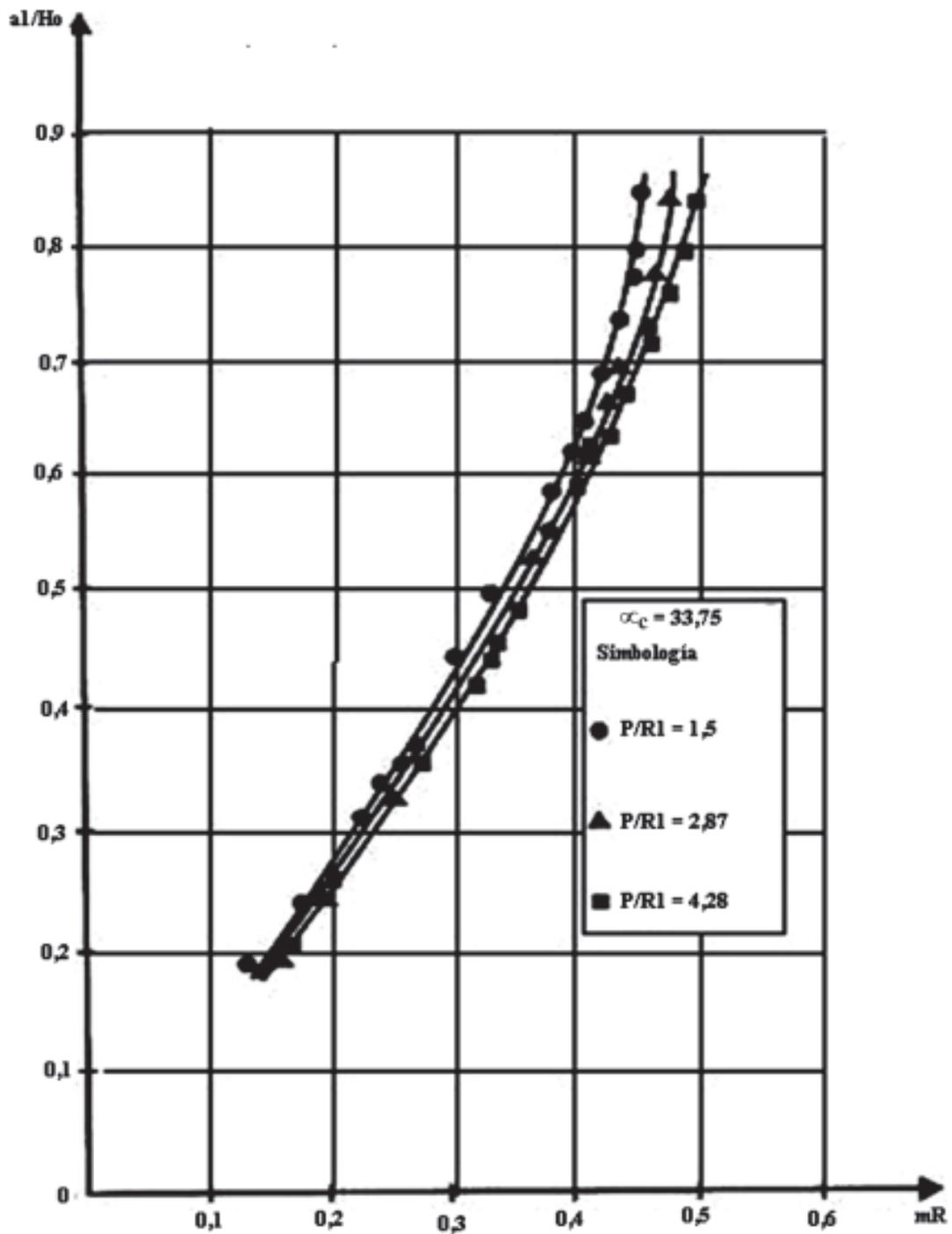


Figura 6.15 b  
 Coeficiente de gasto de PPcV oval con compuertas para  $\alpha_c = 33,75^\circ$ .

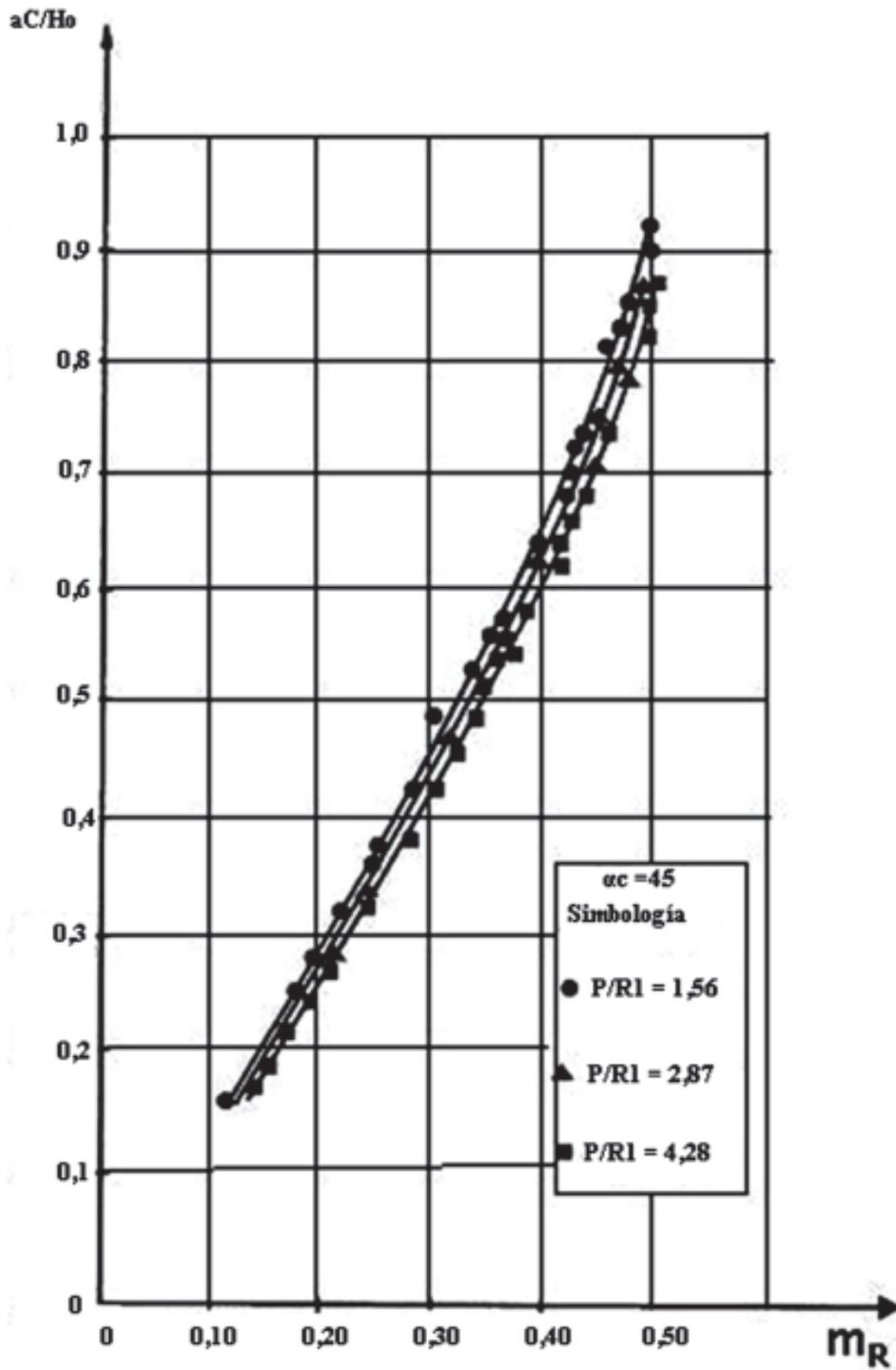


Figura 6.15 c  
 Coeficiente de gasto de PPCV oval con compuertas para  $\alpha_c = 45^\circ$ .

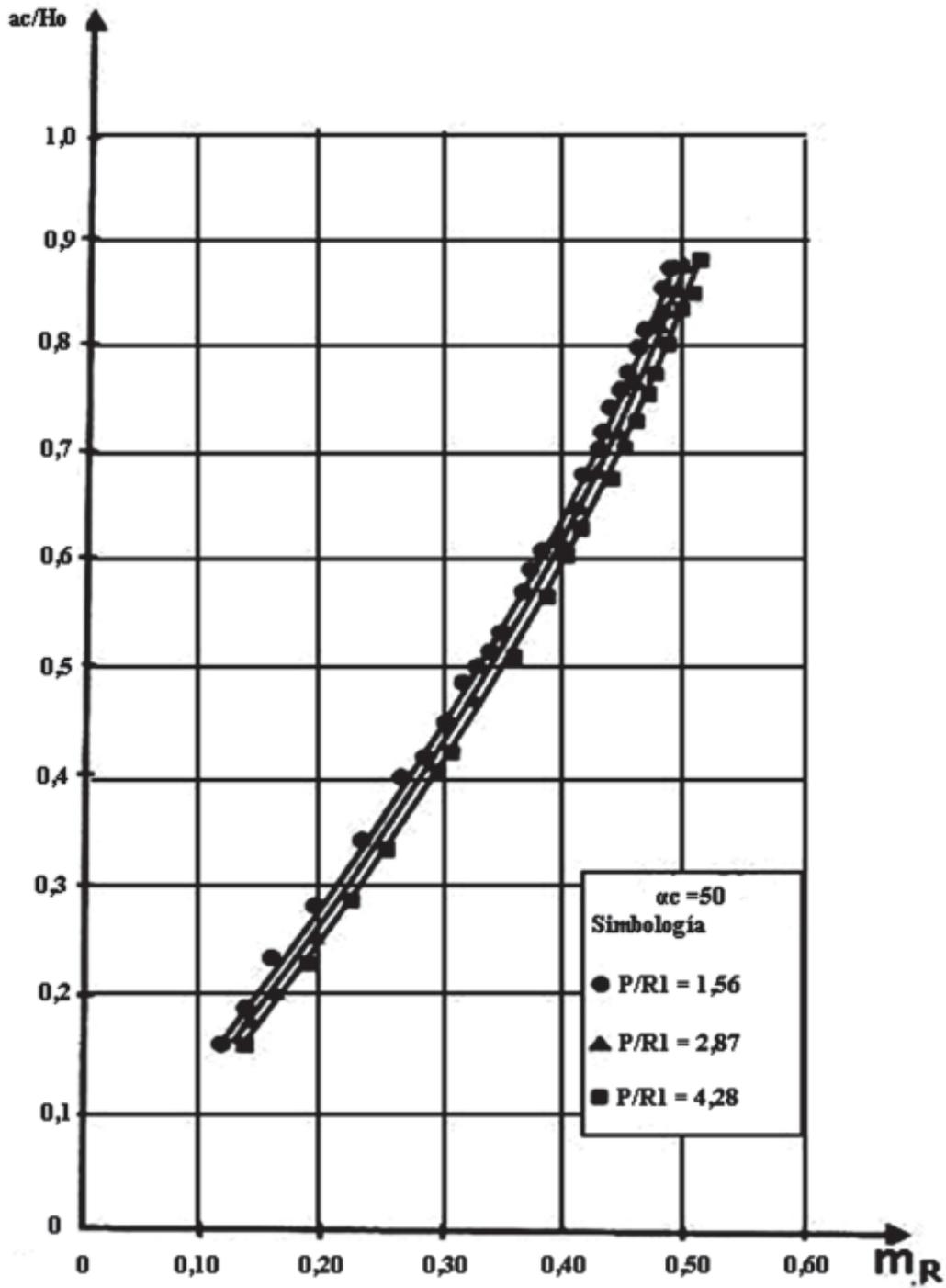


Figura 6.15 d  
 Coeficiente de gasto de PPcV oval con compuertas para  $\alpha_c = 50^\circ$ .

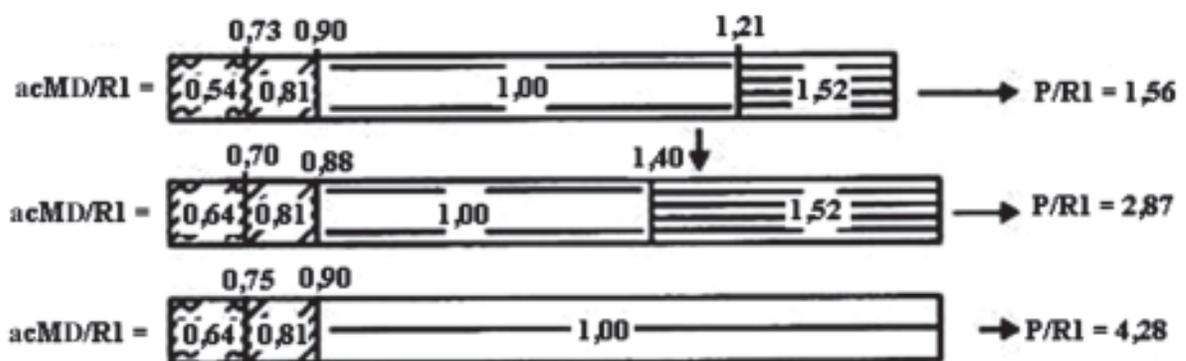
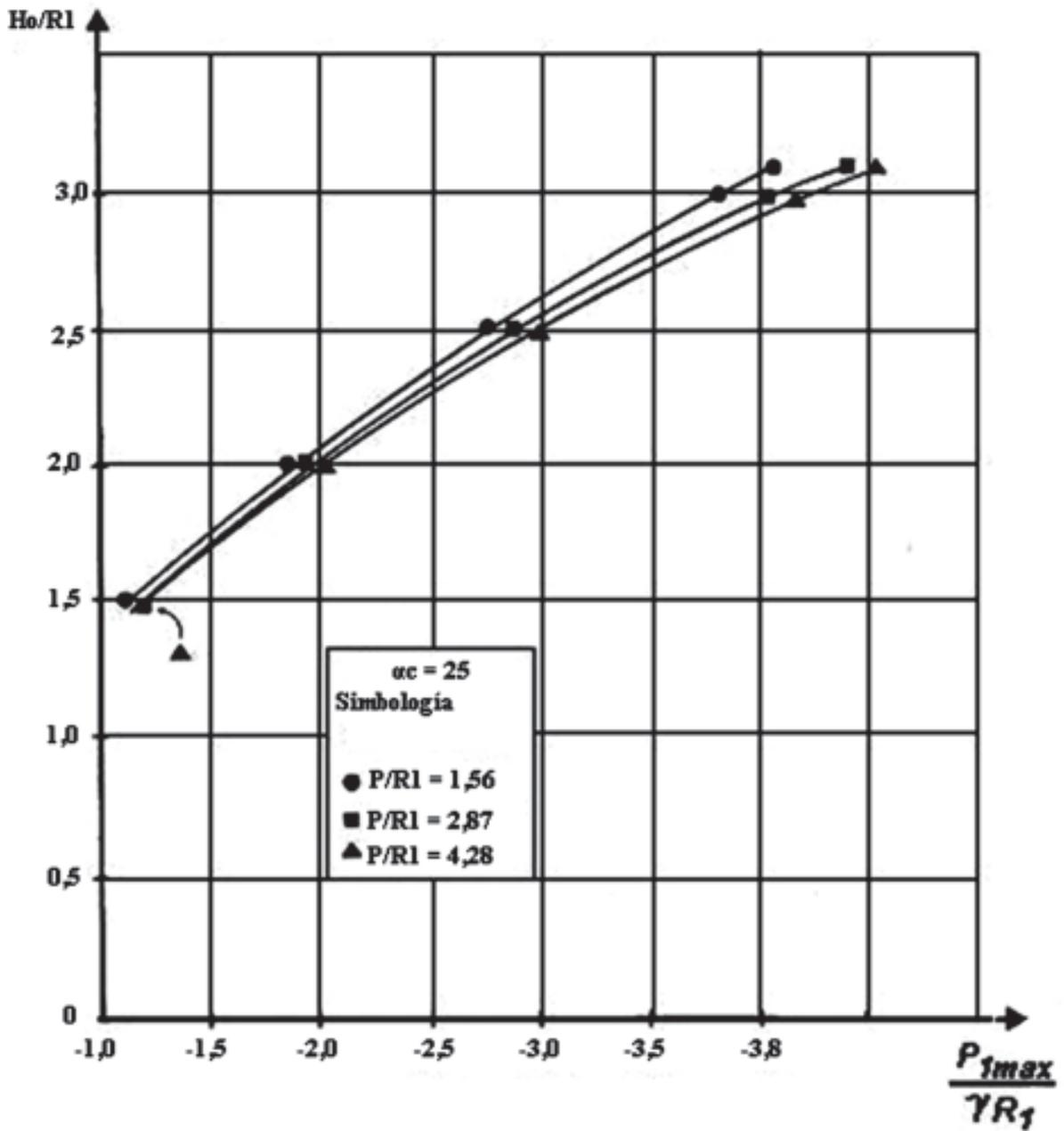


Figura 6.16 a  
Distribución de presiones en cimacios ovales para  $\alpha_c = 25^\circ$ .

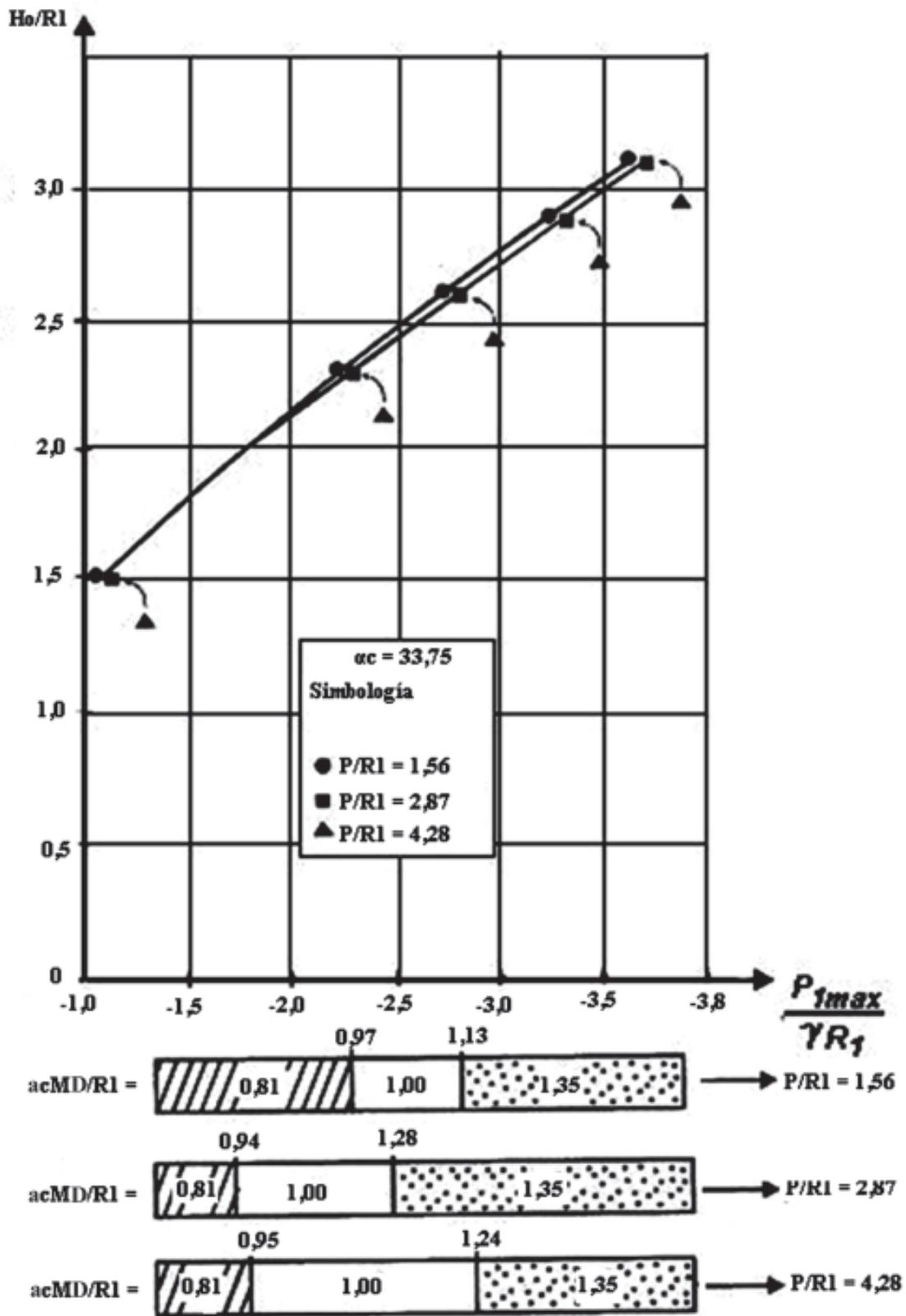


Figura 6.16 b  
Distribución de presiones en cimacios ovales para  $\alpha_c = 33,75^\circ$ .

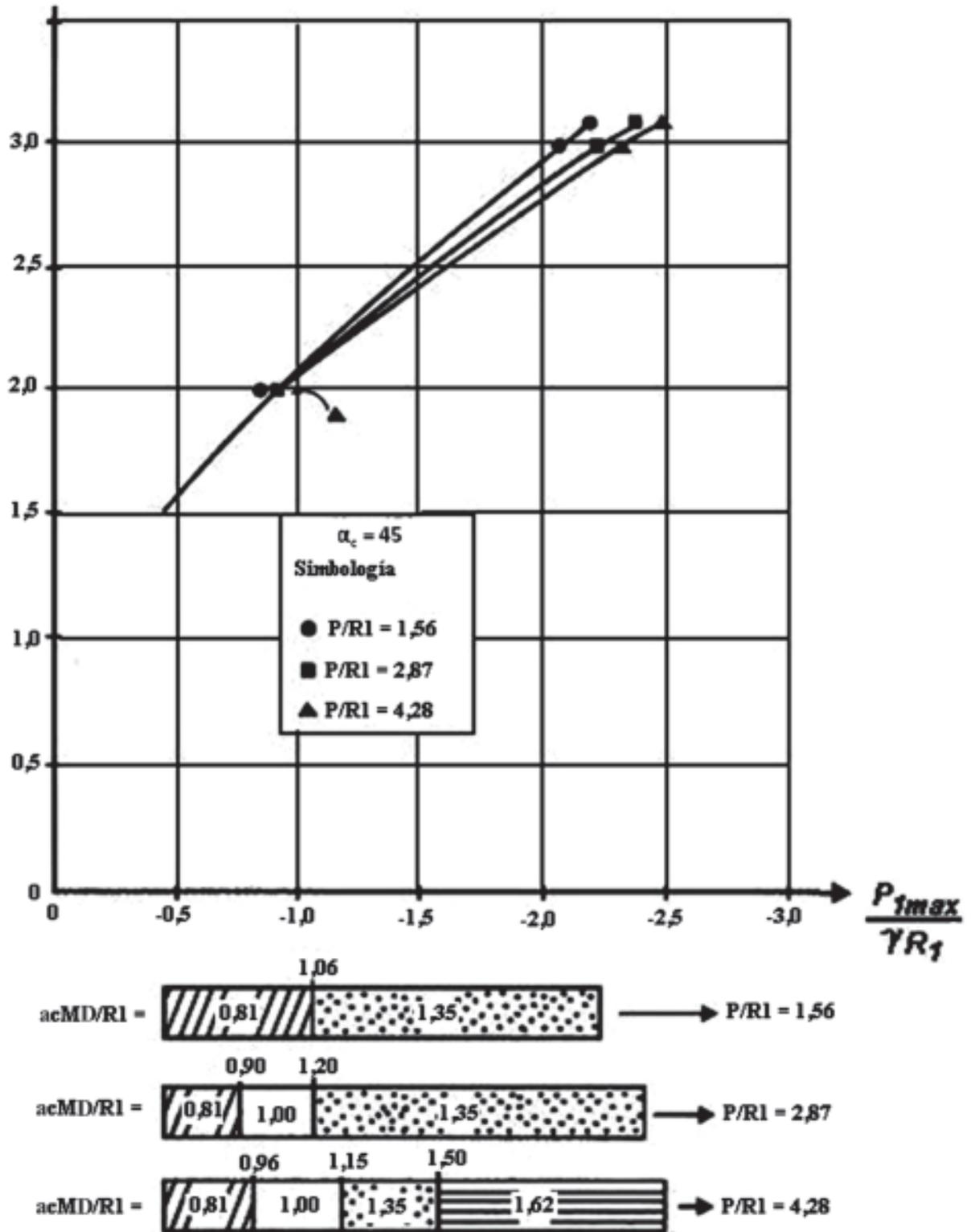


Figura 6.16 c  
Distribución de presiones en cimacios ovales para  $\alpha_c = 45^\circ$ .

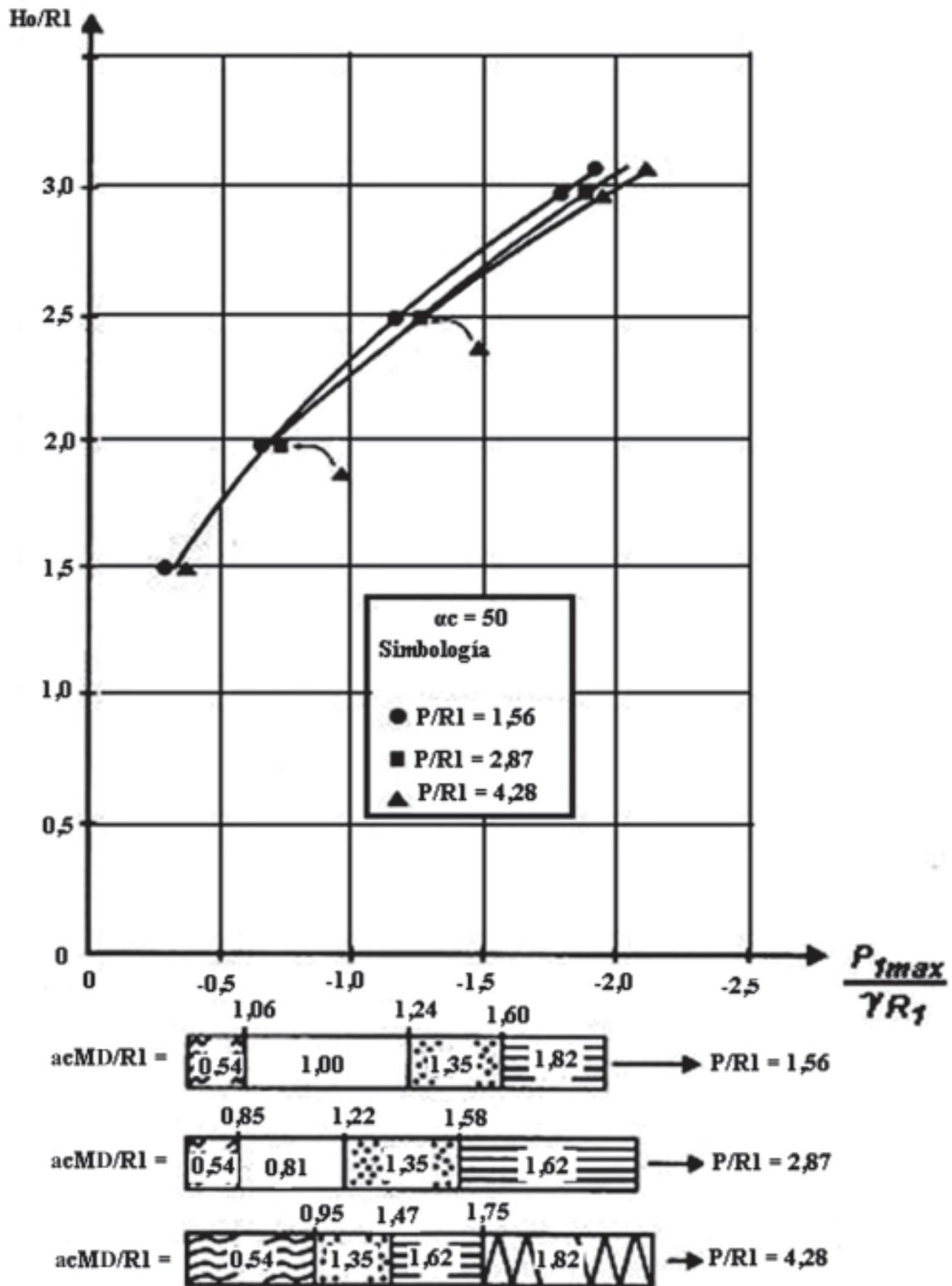


Figura 6.16 d  
Distribución de presiones en cimacios ovales para  $\alpha_c = 50^\circ$ .

Esta última conclusión resulta ser muy interesante, pues pone en evidencia la posibilidad de controlar los vacíos máximos en una determinada situación ( $H_0$ ;  $R_1$  y  $P$ ) a partir de ir incrementando el valor del ángulo  $\alpha_c$  de la compuerta hasta encontrar así aquel valor que satisfaga el valor permisible adoptado para el proyecto.

e) Límite de aplicación de los resultados.

Los resultados que se han presentado hasta el momento, son válidos siempre y cuando se cumpla que:

1. Se empleen cimacios ovales rectos con vacío de  $e = 2$ .
2. En caso de usar pilas sobre el cimacio, estas sean de tajamar redondo aguas arriba y cumplan con los requisitos siguientes:

a) Su prolongación hacia aguas arriba, medidas a partir de la cresta del cimacio vertedor ( $A_{pila}$ ) se determina por medio de la siguiente expresión:

$$A_{pila}/R_1 = 2 + 0,41 e \quad (6.12)$$

b) En caso de emplearse pilas para el soporte de las compuertas de segmento, para la regulación del vertimiento, y se prevea la colocación de compuertas planas de reparación, se recomienda ubicar las cajuelas (ranuras o guías) de dichas compuertas a una distancia del paramento superior ( $A_{caj}$ ), mayor o igual a:

$$A_{caj}/R_1 = 0,85 \quad (6.13)$$

c) Los valores seleccionados para el ancho del orificio ( $b_1$ ) y el ancho de la pila ( $d_1$ ), deben ser tales que cumplan con la siguiente relación:

$$\frac{b_1}{b_1 + d_1} = 0,83 \quad (6.14)$$

3. La prolongación de los estribos aguas arriba, medida a partir de la cresta del cimacio vertedor ( $A_{est}$ ) se determina según la siguiente expresión:

$$A_{est}/R_1 = 4,15 + 1,16 e \quad (6.15)$$

siendo el radio de redondeo de los estribos ( $R_{est}$ ), el calculado por:

$$R_{est}/R_1 = 1,07 + 0,43 e \quad (6.16)$$

Las figuras 6.17 y 6.18 ofrecen los detalles acerca de los términos recién definidos

4. En caso de usar compuertas sobre el cimacio, se debe cumplir que:

a) Sean compuertas de segmento apoyadas sobre la cresta.

b) La posición del punto de pivote se determine a través de las siguientes ecuaciones:

$$Xc = R_c \operatorname{sen} \alpha_c \quad (6.17)$$

$$Yc = R_c \cos \alpha_c \quad (6.18)$$

siempre y cuando se utilicen los valores de  $\alpha_c$  que han sido estudiados en el trabajo ( $25^\circ$ ,  $33,75^\circ$ ,  $45^\circ$  y  $50^\circ$  [Fig. 6,16]).

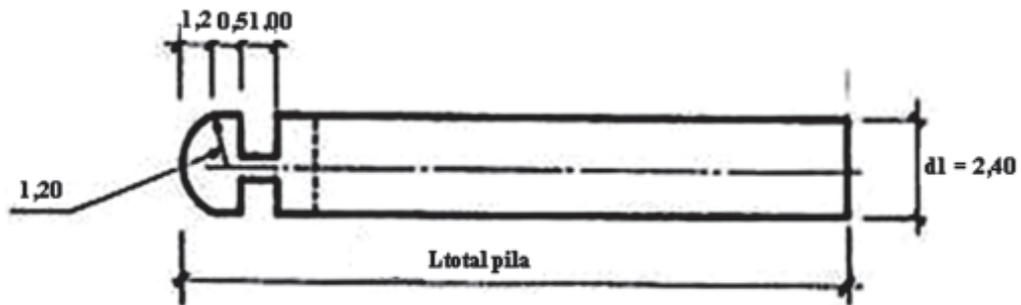
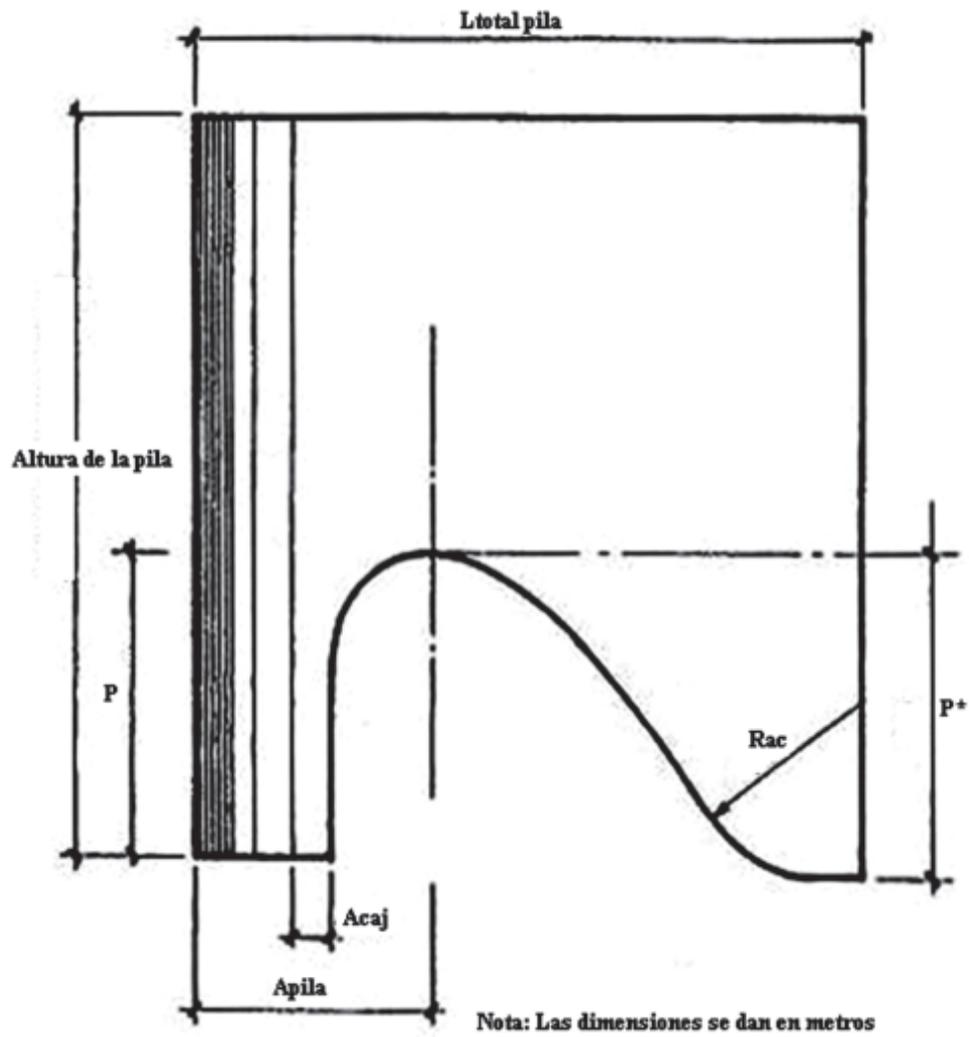


Figura 6.17  
 Características y ubicación de las pilas en vertedores ovales.

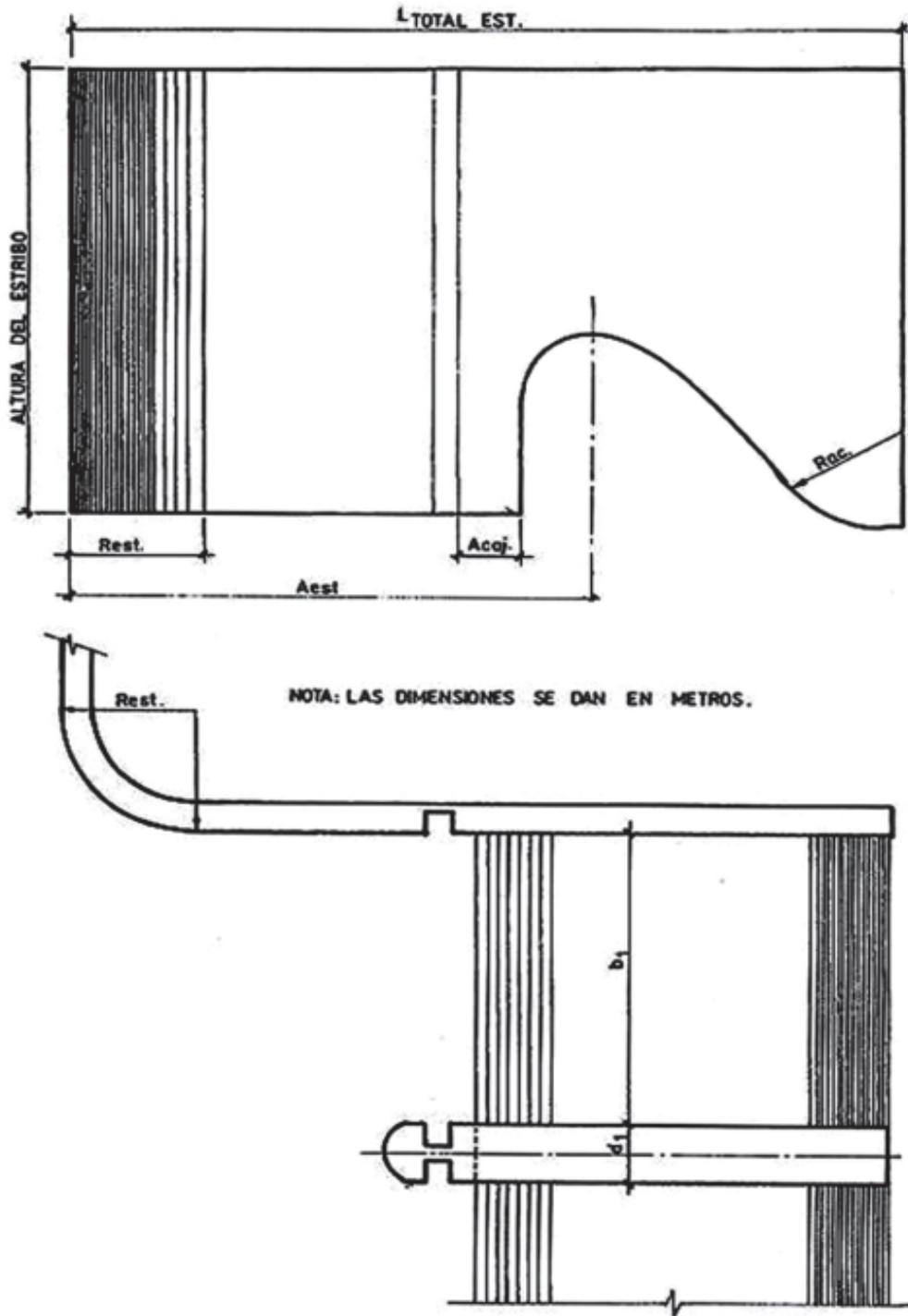


Figura 6.18  
Características y forma de los estribos en vertedores ovales.

### 6.3.2. Metodología para el diseño de cimacios ovals con vertimiento libre sin pilas. Ejemplo de cálculo

Esta metodología parte de considerar que  $Q$  y  $H_0$  son conocidos. Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Determinación de las características geométricas fundamentales ( $R_1$  y  $P$ ).
  - a) Definir la presión máxima de vacío admisible ( $P_{1max}/\gamma H_0$ ) según la categoría de la obra (recordar que el límite de cavitación está entre los 6 y 7 m, según estimaciones de Ajustín).
  - b) Cálculo del valor del coeficiente de vacío ( $\sigma_0$ ).

$$\sigma_0 = P_{1max} / \gamma H_0$$

- c) Con el valor anterior ( $P_{1max}/\gamma H_0$ ) en la figura 6.12 (a, b, c ó d), se obtiene de cada curva, la relación  $H_0/R_1$  correspondiente a cada  $P/R_1$ . Al escoger los valores de la relación  $H_0/R_1$  se debe tener en cuenta que deben ser siempre menores o iguales a 3,6 para evitar peligro de ruptura del vacío.

Como se conoce de dato  $H_0$ , entonces se despeja de cada una de las relaciones  $H_0/R_1$  el valor de  $R_1$  que satisface en cada caso las condiciones iniciales. Conocido  $R_1$  se despeja de cada relación  $P/R_1$  el valor de altura del paramento superior ( $P$ ), teniendo cinco valores ( $P$ ). Según la posición del cimacio y las características del terreno, se debe seleccionar el valor de la altura del paramento, sin olvidar su influencia sobre el coeficiente de gasto.

Como la interpolación de las curvas no es lineal, se aconseja, siempre que sea posible, que al escoger el valor de  $P$ , este coincida con alguno de los obtenidos de la figura 6.12 a, b, c y d, pues esto facilita el trabajo con el resto de los gráficos, aunque de ningún modo constituye una limitante.

Finalmente se obtiene un juego de valores (de  $R_1, P$ ) que podrá o no, ser definitivo, en dependencia de si se obtiene posteriormente una longitud vertedora adecuada a las características topográficas del terreno, que permita evacuar, en unión de la carga  $H_0$ , el gasto  $Q$ .

2. Obtención del coeficiente de gasto ( $m$ ) y la longitud de la cresta ( $L$ ).
  - a) Entrando en la figura 6.9 con las relaciones  $H_0/R_1$  y  $P/R_1$ , escogidas en el paso anterior, se obtiene el valor del coeficiente de gasto nominal ( $m_0$ ). Conociendo que el coeficiente de gasto se obtiene a partir de:

$$m = m_0 * \sigma(P^*/H_0) * \sigma(h_\pi/H_0) \quad (6,19)$$

Entonces la solución consiste en hallar los factores de afectación del coeficiente de gasto.

— Efecto de la altura del paramento inferior.

De la figura 6.11, con el valor de  $P^*/H_0$ , se obtiene  $\sigma(P^*/H_0)$ .

— Efecto del tirante de circulación aguas abajo.

De la figura 6.10, con el valor de  $h_\pi/H_0$ , se obtiene el valor de  $\sigma(h_\pi/H_0)$ .

Sustituyendo estos valores en la ecuación anterior, se obtiene el coeficiente de gasto ( $m$ ).

- b) Conocidos los valores de  $Q$ ,  $H_0$  y  $m$ , se obtiene de la siguiente ecuación el valor de la longitud vertedora neta  $L$ .

$$L = \frac{Q}{m\sqrt{2gH_0^{3/2}}}$$

Si el valor de  $L$  obtenido, no se adecua a las características topográficas del terreno, se debe seleccionar otra combinación de valores  $R_1$ ,  $P$  y repetir los cálculos que aparecen en el segundo paso. Este procedimiento se seguirá hasta que se satisfagan los requerimientos del proyecto.

Una vez obtenido el valor de  $L$  definitivo, se procede a concluir el diseño.

### 3. Conclusiones del diseño.

#### a) Dimensionamiento del perfil.

De la figura 6.8 y a partir del valor de  $R_1$  obtenido anteriormente, se puede dimensionar completamente el perfil del cimacio vertedor.

#### b) Capacidad de servicio y presiones máximas de vacío.

Siguiendo un procedimiento análogo al del paso 2 de esta metodología, se obtiene la capacidad de servicio para cargas diferentes a las del proyecto.

Para obtener las máximas presiones de vacío, se utiliza la figura 6.12 (a, b, c, d) como apoyo, con las distintas relaciones  $H_0/R_1$ , obtenidas a partir de los valores de cargas diferentes a las del proyecto, seleccionadas anteriormente y hasta la curva correspondiente a la relación  $P/R_1$  seleccionada. Adicionalmente, se debe añadir el dimensionamiento de los estribos según las recomendaciones expuestas en el punto 6.3.1.e (Límites de aplicación de los resultados).

### Ejemplo de cálculo para el diseño de cimacios ovales con vertimiento libre sin pilas

Se desea diseñar un cimacio frontal de cresta oval con vacío de excentricidad  $e=2$ , excavado en roca, sin contracciones laterales, capaz de evacuar un gasto de  $1\ 500\text{ m}^3/\text{s}$  bajo una carga hidráulica total de  $7\text{ m}$ . Se conoce además, que debido a las condiciones topográficas existentes, la longitud vertedora no puede ser superior a  $40\text{ m}$  y que la cresta del cimacio vertedor será ubicada en la cota  $50\text{ m}$ ; mientras que el fondo del canal de acceso, no debe ser ubicado en una cota inferior a la  $46\text{ m}$ . Por último, se conoce que el pie del cimacio será ubicado en la cota  $44\text{ m}$  y que a partir de este el régimen de circulación aguas abajo será supercrítico.

*Solución:*

#### 1. Características geométricas.

— Suponiendo una presión máxima de vacío  $P_{1max}/\gamma = 5,00\text{ m}$  se tiene que:

$$P_{1max}/\gamma H_0 = 5,00/7,00 = 0,71$$

En la figura 6.12, con la relación  $P_{1max}/\gamma H_0 = 0,71$  supuesta en el paso anterior, se obtiene de cada curva la relación  $H_0/R_1$ . Como se conoce el valor de la carga  $H_0$ , entonces se puede despejar el valor de  $R_1$  que satisface en cada caso las condiciones iniciales supuestas. Una vez conocida  $R_1$  se despeja el valor de la altura del paramento superior  $P$ .

Los resultados de este ejemplo se presentan en la tabla 6.7c.

**Tabla 6.7c. Ejemplo**

$P / R_1$	$H_0 / R_1$	$R_1$	$P$
1.56	3.22	2.17	3.38
2.87	3.17	2.21	6.34
4.28	3.15	2.22	9.50
6.22	3.10	2.26	14.06
11.24	3.06	2.29	25.74

Como se puede observar en esta tabla, todos los valores de la relación  $H_0/R_1$  son inferiores al valor permisible de 3,6, lo cual garantiza el uso de cualquiera de ellos en el diseño. Por otra parte, la curva correspondiente a la relación  $P/R_1 = 1,56$  es la única que satisface la restricción relativa a que la altura del paramento superior no puede ser mayor de 4 m.

De lo anterior se deduce que en el diseño la altura del paramento superior será de 3,38 m y por consiguiente, a partir de este momento los resultados que se obtendrán serán los relativos a la curva correspondiente a la relación  $P/R_1 = 1,56$  m.

## 2. Coeficiente de gasto y longitud de cresta.

En la figura 6.9 con las relaciones  $H_0/R_1 = 3,22$  y  $P/R_1 = 1,56$  se obtiene que  $m_0 = 0,520$ . Ahora bien, se conoce que el coeficiente de gasto se obtiene a partir del siguiente producto múltiple:

$$m = m_0 * \sigma(P^*/H_0) \sigma(h_\pi/H_0)$$

entonces, ahora la solución del problema consiste en hallar cada uno de los factores de afectación del coeficiente de gasto expuesto anteriormente.

### a) Efecto de la altura del paramento inferior $\sigma(P^*/H_0)$ .

$$P^* = 50,00 - 44,00 = 6,00 \text{ m}$$

De la figura 6.11 se obtiene que para una relación de  $P^*/H_0 = 0,86$  y  $e = 2$ , el valor de  $\sigma(P^*/H_0) = 0,970$ .

### b) Efecto del tirante de circulación aguas abajo $\sigma(h_\pi/H_0)$ .

Como se conoce del enunciado del problema, el régimen de circulación aguas abajo es supercrítico, lo cual evidencia la no afectación del coeficiente de gasto por este parámetro. Con los resultados anteriores, se tiene que el valor que alcanza el coeficiente de gasto es igual a:

$$m = 0,520 * 0,970 * 1,00$$

$$m = 0,504$$

Entonces el valor de la longitud neta de cresta que se requiere será igual a:

$$L = 36,27 \text{ m}$$

## 3. Conclusiones del diseño.

### a) Dimensionamiento del perfil del cimacio.

De la figura 6.8 y a partir del valor de  $R_1 = 2,17$  m, se obtiene el dimensionamiento definitivo del perfil del cimacio.

El radio de acuerdo entre el paramento inferior y la losa de solera se determinó como:  $R_{ac} = P^*/2 = 3,00$  m; expresión recomendada para valores de  $P^* \leq 10,00$  m.

### b) Capacidad de servicio.

Siguiendo el procedimiento análogo al realizado en el punto 2 de este ejemplo, en la tabla 6.8 aparecen los coeficientes de gasto  $m$ , para cargas diferentes a las del proyecto ( $H_0 = 7,00$  m).

Adicionalmente, se incluyen también las máximas presiones de vacío que se producirán para las distintas cargas seleccionadas, obtenidas a partir del empleo de las curvas que aparecen en la figura 6.12.

**Tabla 6.8. Presiones de vacío máximas**

No.	H <sub>0</sub> (m)	P/R <sub>1</sub>	H <sub>0</sub> /R <sub>1</sub>	m <sub>0</sub>	P <sup>*</sup> /H <sub>0</sub>	σ(P <sup>*</sup> /H <sub>0</sub> )	σ(h <sub>z</sub> /H <sub>0</sub> )	m	Q(m <sup>3</sup> /s)	P <sub>imax</sub> /H <sub>0</sub>
1	1.50	1.56	0.69	0.434	4.00	1.00	1.00	0.434	128.11	-
2	2.00	1.56	0.92	0.447	3.00	1.00	1.00	0.447	203.14	-
3	3.00	1.56	1.33	0.471	2.00	1.00	1.00	0.471	393.24	-0.28
4	4.00	1.56	1.34	0.491	1.50	1.00	1.00	0.491	631.14	-1.47
5	5.00	1.56	2.30	0.505	1.20	1.00	1.00	0.505	907.19	-2.66
6	6.00	1.56	2.76	0.515	1.00	0.992	1.00	0.511	1206.70	-3.78
7	7.00	1.56	3.22	0.520	0.86	0.970	1.00	0.504	1500.00	-5.00

### 6.3.3. Metodología para el diseño de cimacios ovales con vertimiento libre con pilas. Ejemplo de cálculo

De manera general, el procedimiento a seguir en el diseño de los cimacios ovales, en el caso del vertimiento libre con pilas, es muy similar al expuesto en la metodología anterior, siempre y cuando se parta de las mismas condiciones iniciales.

Las diferencias radican en:

1. En el paso 1(c) se debe utilizar la misma figura 6.12; pero en este caso, las curvas correspondientes a la variante con pilas.

Es conveniente aclarar que en dicha figura aparecen tanto las presiones de vacío medidas por el eje del orificio, como al lado de la pila, por lo que se recomienda utilizar aquella curva de la cual se obtenga el máximo valor de la presión de vacío.

2. En el paso 2(a) se debe utilizar la figura 6.13 para obtener el valor del coeficiente de gasto nominal  $m_0$ . Es importante recordar que dicho valor ya tiene implícita la afectación producida por la presencia de las pilas y estribos, por lo que se deberá proceder a realizar el resto de las correcciones, tal y como se indica en dicha metodología, utilizando las mismas figuras (6.10 y 6.11), pues como se ha mostrado en las investigaciones, la presencia de las pilas no introduce variación en dichas curvas.
3. En el paso 2(b), la longitud que se obtiene de la ecuación es la longitud neta. Y si a esta se le añade la suma de los espesores de las pilas, entonces se obtendrá, la longitud total.
4. En el paso 3, las conclusiones del diseño se realizan de la misma forma, solo que en este caso se debe tener en cuenta el uso de las figuras ya mencionadas en los puntos anteriores, pues no son las que se corresponden con el vertimiento libre con pilas.

Adicionalmente a lo antes expuesto, se deben añadir en las conclusiones del diseño, los requerimientos relativos al dimensionamiento de las pilas y estribos que se presentan en el punto 6.3.1 e (Límites de aplicación de los resultados).

### Ejemplo de diseño de un cimacio oval con vertimiento libre bajo la influencia de las pilas

Se desea obtener el perfil del cimacio, así como la longitud vertedora, capaz de evacuar un gasto de 1 200 m<sup>3</sup>/s bajo una carga hidráulica total de 6,5 m. Se conoce, además, que la altura superior del paramento no debe ser mayor de 6,00 m, debido a que justamente a esa profundidad comienza un estrato rocoso difícil de excavar. Por otra parte, el pie del cimacio está ubicado a una profundidad de 7,00 m medida a partir de la cresta del vertedor. A continuación del cimacio se colocará una solera de 10,00 m de longitud, que conducirá el agua hasta una rápida de un 20 % de pendiente, lo cual garantiza en todo momento el régimen supercrítico aguas abajo del cimacio vertedor.

Por necesidades de la zona donde será enclavado el aliviadero, se requiere del acceso por encima de este objeto de obra, lo cual obliga a colocar pilas en el cimacio. Se conoce que las vigas que soportarán dicho puente serán fundidas *in situ* y su longitud no deberá ser mayor a 15 m.

*Solución:*

De la información disponible se puede obtener que:

$$Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_0 = 6,5 \text{ m}$$

$$P^* = 7,00 \text{ m}$$

$$P \leq 6,00 \text{ m}$$

No existe sumersión aguas abajo.

$$b_1 = 10,00 \text{ m} \text{ espaciamiento obligado entre pilas.}$$

Suponiendo una presión máxima de vacío:

$$\frac{P_1 \text{ max}}{\gamma} = 5,0 \text{ m}$$

se tiene que:

$$\frac{P_1 \text{ max}}{\gamma H_0} = \frac{5,00}{6,50} = 0,77$$

Mediante la figura 6.12(d), con la relación  $\frac{P_1 \text{ max}}{\gamma H_0} = 0,77$  se obtiene en cada curva la relación  $H_0/R_1$  correspondiente a cada relación  $P/R_1$ . Como se conoce el valor de la carga  $H_0$ , entonces se puede despejar el valor de  $R_1$  que satisface en cada caso las condiciones iniciales supuestas. Una vez conocido  $R_1$  se despeja el valor de la altura del paramento superior  $P$ .

Los resultados se muestran en la tabla 6.9

**Tabla 6.9. Ejemplo**

$P / R_1$	$H_0 / R_1$	$R_1$	$P$
1.56	2.80	2.32	3.61
2.87	2.88	2.25	6.45
4.28	3.00	2.17	9.29
6.22	3.10	2.10	13.06
11.24	3.14	2.07	23.37

Como se puede observar, todos los valores de la relación  $H_o/R_1$  son inferiores al valor permisible de 3,6, lo cual garantiza el uso de cualquiera de ellas en el diseño. Por otra parte, la curva correspondiente a la relación  $P/R_1=1,56$  es la única que satisface la restricción relativa de que la altura del paramento superior no puede ser mayor de 6 m.

De lo anterior se deduce que en el diseño, la altura del paramento superior será de 3,61 m y que, por consiguiente, a partir de este momento los resultados que se obtendrán serán los relativos a la curva correspondiente a la relación  $P/R_1=1,56$ .

*Coefficiente de gasto y longitud de cresta.*

Mediante la figura 6.13, con las relaciones  $H_o/R_1 = 2,8$  y  $P/R_1 = 1,56$ , se obtiene que  $m_o = 0,504$ . Ahora bien, se conoce que el coeficiente de gasto se obtiene a partir del siguiente producto múltiple:

$$m = m_o * \sigma(P^*/H_o) * \sigma(h_\pi/H_o)$$

pues entonces, ahora la solución del problema consiste en hallar cada uno de los factores de afectación del coeficiente de gasto, expuestos anteriormente.

a) Efecto de la altura del paramento inferior  $\sigma(P^*/H_o)$ , sabiendo que  $P^* = 7,00$  m.

De la figura 6.11 se obtiene que para una relación de  $P^*/H_o = 1,08$  y  $e = 2$ , el valor de  $\sigma(P^*/H_o) = 1$ .

b) Efecto del tirante de circulación aguas abajo  $\sigma(h_\pi/H_o)$ .

Como se conoce del enunciado del problema, el régimen de circulación aguas abajo es supercrítico, lo cual evidencia la no afectación del coeficiente de gasto por este parámetro.

Con los resultados anteriores se tiene que: el valor que alcanza el coeficiente de gasto es igual a:

$$m = 0,504(1)(1) = 0,504$$

Entonces el valor de la longitud de cresta que se requiere será igual a:

$$L = \frac{Q}{m\sqrt{2g}H_o^{3/2}}$$

$$L = 32,43 \text{ m}$$

Del enunciado del problema se conoce que el espaciamiento máximo entre pila es de 15 m, lo cual permite determinar el número de pilas a utilizar de la siguiente manera:

$$N_{pilas} = L/b_1 - 1 = 32,43/15 - 1 = 1,16 \text{ pilas} \Rightarrow 2 \text{ pilas}$$

Como se puede ver del cálculo anterior, se requieren dos pilas para garantizar que la longitud de viga sea menor de 15 m. A continuación se recalcula el espaciamiento entre pilas requerido ( $b_1$ ), teniendo en cuenta que en el aliviadero se colocarán dos:

$$b_1 = L/(N_{pilas} + 1) = 10,81 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta que el espesor de pilas ( $d_1$ ) se considera el 20 % del espaciamiento entre ellas, se tiene que:

$$d_1 = 0,2 * b_1 = 2,16 \text{ m}$$

Por último la longitud total del aliviadero será igual a:

$$L_t = L^1 + N_{pilas} * d_1$$

$$L_t = 36,75 \text{ m}$$

*Conclusiones del diseño:*

Las conclusiones del diseño se realizarán de la misma forma que en el vertimiento sin pilas, teniendo en cuenta que al determinar la capacidad de servicio y las máximas presiones de vacío, se deben emplear las figuras mencionadas en este acápite, que son las correspondientes al vertimiento libre con pilas. También se deben añadir los requerimientos relativos a las pilas.

### 6.3.4. Metodología para el diseño de cimacios ovals con vertimiento regulado. Ejemplo de cálculo

Esta metodología ha sido concebida sobre la base de considerar conocidas:

- Las dimensiones de las compuertas.
- La carga  $H_0$  correspondiente al NAN.
- La carga  $H_0$  correspondiente al NAM.
- El gasto a evacuar con carga de NAM.
- El número de orificios.

Y se pueden obtener —a partir de fijarse un vacío máximo admisible que se define según la categoría de la obra— las dimensiones del perfil y el máximo coeficiente de gasto, capaces de garantizar la evacuación del gasto de diseño ( $Q$ ), con la carga correspondiente ( $H_0$ ) al vertimiento libre, en la longitud ( $L$ ) ya conocida.

Además de lo antes expuesto, dicha metodología permite —a través de la selección del ángulo  $\alpha_c$  de la compuerta— garantizar en el vertimiento regulado, un adecuado funcionamiento hidráulico de la obra. Los pasos a seguir son:

#### 1. Análisis del vertimiento libre con pilas.

##### 1.1. Obtención de las características geométricas fundamentales que garanticen un adecuado funcionamiento hidráulico del cimacio ( $R_1, P$ ).

a) Suponer un valor máximo de presión de vacío  $\frac{P_1 \max}{\gamma}$  según la categoría de la obra.

$$(h_{vac. \max} = 5,0 - 7,0 \text{ m}).$$

b) Cálculo del coeficiente de vacío  $\sigma_v = \frac{P_1 \max}{\gamma H_0}$

c) Mediante la figura 6.12, para la relación de vacío calculada en el paso anterior ( $\sigma_v$ ) se obtiene de cada curva la relación de  $H_0/R_1$  correspondiente a cada  $P/R_1$ . Al escoger los valores de la relación  $H_0/R_1$  se debe tener en cuenta que deben ser menores que 3,6 a 4,1, para evitar el peligro de la ruptura del vacío.

La forma de obtener los valores de  $P$  y  $R_1$ , es similar a la que se presenta en el paso 1(c) de la metodología del epígrafe 6.3.2, con la única diferencia que en este caso se entra en las curvas correspondientes al vertimiento libre con pilas.

1.2. Obtención del coeficiente de gasto y el gasto capaz de ser evacuado con las relaciones  $P/R_1$  y  $H_0/R_1$  obtenidos en el paso anterior.

a) El valor del coeficiente de gasto se obtiene de la figura 6.13. Se debe tener en cuenta para este caso, lo planteado en el punto 2 de la metodología que aparece en el epígrafe 6.3.3.

b) Conocidos los valores de  $H_0$  y  $m$ , así como el de la longitud neta, que es dato, pues no se conoce el número de orificios ni las dimensiones de las compuertas, se sustituye en la ecuación de gasto y se obtiene el gasto que se evacua para cada juego de valores  $P$  y  $R_1$ , determinados anteriormente.

La selección definitiva de los valores de  $P$  y  $R_1$  se hará atendiendo a:

— Que se evacue el gasto impuesto inicialmente para la carga de diseño.

— Que se cumpla con los requerimientos del terreno.

2. Análisis del vertimiento regulado.

2.1. Obtención de las máximas presiones de vacío.

Después del análisis del vertimiento libre y de la obtención de la combinación de valores de  $R_1$  y  $P$ , que satisfacen las condiciones iniciales, se procede a obtener la máxima presión de vacío y la abertura de compuerta más desfavorable durante la regulación del vertimiento, con el propósito de verificar si dicha presión no afecta la integridad del cimacio vertedor.

Como en el estudio que se presenta, se han analizado varios ángulos ( $\alpha_c$ ) de la compuerta, el cálculo consiste en barrer los distintos valores de este ángulo en orden creciente, hasta obtener el valor para el cual la máxima presión de vacío se encuentra en el rango admisible sin riesgo de cavitación.

Si esta condición se cumple para el mayor de los ángulos estudiados, es evidente que obligatoriamente se tendrá que trabajar con este valor de  $\alpha_c$ ; sin embargo, si las condiciones antes mencionadas se cumplen para valores de  $\alpha_c$  menores que el valor de  $\alpha_c$  estudiado ( $\alpha_c = 50^\circ$ ), existe la posibilidad de seleccionar el ángulo atendiendo a dos nuevos factores: capacidad de servicio y valor de la fuerza de izaje, ya que como se sabe, a medida que aumenta el valor del ángulo  $\alpha_c$ , disminuye la capacidad de servicio, la fuerza de izaje y las máximas presiones de vacío. Queda claro, entonces, que la selección final del ángulo  $\alpha_c$ , siempre que sea menor que  $50^\circ$ , estará en manos del proyectista.

Para resolver este problema se deben utilizar las relaciones  $P/R_1$  y  $H_0/R_1$  de la figura 6.16, donde el valor de  $H_0$  es el correspondiente a la cota de NAN. De estas figuras se obtienen para cada valor de  $\alpha_c$ , los valores de las máximas presiones de vacío que se alcanzarán y la abertura de compuerta más desfavorable.

De no satisfacer ninguno de los valores del ángulo  $\alpha_c$ , el requerimiento de vacío admisible, se tendrá que volver al inicio de esta metodología y suponer un nuevo valor de presión máxima de vacío admisible  $P_1 \text{ max}$ .

3. Conclusiones del diseño.

a) Dimensionamiento del perfil del cimacio.

De la figura 6.8 y a partir del valor de  $R_1$ , se obtiene el dimensionamiento definitivo del perfil del cimacio.

b) Dimensionamiento de las pilas.

Deben tenerse en cuenta los requerimientos planteados en el epígrafe 6.3.1.

c) Cálculo de las coordenadas de ubicación del punto de pivote de las compuertas, según las siguientes expresiones:

$$X_c = R_c \operatorname{sen} \alpha_c$$

$$Y_c = R_c \operatorname{cos} \alpha_c$$

donde  $\alpha_c$  es el ángulo seleccionado en el paso 2.

d) Cálculo de la capacidad de servicio.

— Para el vertimiento libre.

Con un procedimiento análogo al del punto 1.2, se obtendrán los valores del coeficiente de gasto y del gasto correspondiente a los valores de cargas diferentes a la de diseño.

— Para el vertimiento regulado.

De la figura 6.15, que se corresponde con el ángulo  $\alpha_c$  ya seleccionado, se obtienen para diferentes aberturas de compuertas y diferentes cargas seleccionadas, los valores del coeficiente de gasto.

Los valores de la abertura de compuerta ( $\alpha_c$ ) quedan a juicio del proyectista, así como los valores de  $H_0$  que se elijan para cada abertura de compuerta seleccionada, teniendo en cuenta que estos últimos varían entre el borde superior de la abertura de compuerta y el NAN.

Los resultados de la capacidad de servicio para ambos vertimientos se recogen en un solo gráfico de  $H_0$  vs  $Q$ , donde se muestra una curva que parte del origen de coordenadas (la correspondiente al vertimiento libre), y desde la cual se ramifica una familia de curvas que se corresponden con las aberturas de compuertas seleccionadas anteriormente.

### **Ejemplo de cálculo para el diseño de cimacios ovals regulados por compuertas**

Se desea obtener el perfil del cimacio, así como la posición final de las compuertas de un aliviadero con las siguientes características:

Aliviadero frontal recto, con vacío del tipo oval, de excentricidad  $e = 2$ , con ocho orificios de 12,00 m cada uno, equipados con compuertas de segmento de 12,00 m x 6,50 m y radio igual a 9,00 m; que regulan el vertimiento bajo una carga de 6,10 m, correspondiente al nivel de aguas normales; e izadas totalmente dejan pasar hasta 4 450,0 m<sup>3</sup>/s bajo una carga hidráulica total de 7,50 m para el nivel de aguas máximas.

Se conoce, además, que la cresta del cimacio será colocada en la cota 100,00 m, mientras que el fondo del canal de acceso no deberá rebasar los 8,00 m por debajo de la cresta vertedora, debido a las condiciones topográficas existentes.

Se sabe que el pie del cimacio se ubicará en la cota 92,00 m y que a partir de este se colocará una transición con régimen de circulación supercrítico.

Por último, se conoce que con vistas a proteger obras de especial importancia, ubicadas aguas abajo del aliviadero, se requiere de la máxima eficiencia durante la regulación del vertimiento.

*Solución:*

1. Análisis del vertimiento libre con pilas.

1.1. Características geométricas.

Suponiendo una presión de vacío máxima  $\frac{P_1 \max}{\gamma} = 5,60$  m, se tiene que:

$$\frac{P_1 \max}{\gamma H_o} = 5,60 / 7,50 = 0,75$$

Mediante la figura 6.12 (a, b, c ó d) del presente capítulo, con  $\frac{P_1 \max}{\gamma H_o} = 0,75$ , se obtiene de la curva de máxima presión de vacío, ya sea por el eje o al lado de la pila, la relación  $H_o/R_1$  correspondiente a cada relación  $P/R_1$ . Como se conoce el valor de la carga  $H_o$ , entonces se puede despejar el valor de  $R_1$  que satisface en cada caso las condiciones iniciales en relación con el vacío máximo deseado. Una vez conocido  $R_1$ , se despeja el valor de la altura de paramento superior ( $P$ ).

Los resultados de este ejemplo se presentan a continuación en la tabla 6.10:

**Tabla 6.10. Ejemplo**

$P/R_1$	$H_o/R_1$	$R_1$	$P$
1.56	2.75	2.73	4.26
2.87	2.84	2.64	7.58
4.28	2.95	2.54	10.87
6.22	3.06	2.45	15.24
11.24	3.10	2.42	27.20

Como se puede observar en la tabla anterior, los valores de la relación  $H_o/R_1$  obtenidos, están por debajo del valor permisible de 3,6, pero las curvas correspondientes a las relaciones  $P/R_1 = 1,56$  y  $P/R_1 = 2,87$  son las únicas que satisfacen la restricción relativa de que la altura del paramento superior no puede ser mayor que 8,00 m. Ahora solo queda comprobar cuál de ellas cumple con la restricción de evacuar el gasto de 4 450 m<sup>3</sup>/s con una carga de 7,50 m, como se expresa en el enunciado del problema.

1.2. Obtención del coeficiente de gasto y el gasto capaz de ser evacuado con las relaciones  $P/R_1$  antes mencionadas.

Mediante la figura 6.13, con las relaciones  $H_o/R_1$  que ofrece la tabla 6.11, se obtienen los valores de coeficiente de gasto que se muestran en dicha tabla.

**Tabla 6.11. Ejemplo**

$H_o/R_1$	$P/R_1$	$m_0$
2.75	1.56	0.504
2.84	2.87	0.512

Es importante aclarar que estos valores del coeficiente de gasto obtenidos anteriormente, ya están afectados por las contracciones debidas a las pilas; por tanto sólo quedaría su afectación por sumersión y lavadero aguas abajo por medio del siguiente producto múltiple:

$$m = m_0 * \sigma(P^*/H_o) * \sigma(h_\pi/H_o)$$

a) Efecto de la altura del paramento inferior  $\sigma(P^*/H_o)$

$$P^* = 100,00 - 92,00$$

$$P^* = 8,00 \text{ m}$$

De la figura 6.11 se tiene que para una relación de  $P^*/H_o = 1,07$ , el valor de  $\sigma(P^*/H_o) = 0,997$ .

b) Efecto del tirante de circulación aguas abajo  $\sigma(h_\pi/H_o)$ .

Como se conoce del enunciado del problema, la solución dada al pie del cimacio, garantiza un régimen de circulación supercrítico, lo cual evidencia la no afectación del coeficiente de gasto por este parámetro.

Afectando los coeficientes de gasto obtenidos en ambos casos y sustituyendo en la ecuación de descarga a través de un vertedor, se obtienen los resultados que se presentan en la tabla 6.12.

**Tabla 6.12. Ejemplo**

$H_o/R_1$	$P/R_1$	m	$Q(\text{ m}^3/\text{s})$
2.75	1.56	0.502	4385.01
2.84	2.87	0.512	4454.89

Como se muestra en la tabla 6.12, la relación  $P/R_1 = 2,87$  es la única que satisface la restricción de evacuar el gasto de 4 450  $\text{m}^3/\text{s}$  con una carga de 7,50 m, lo cual evidencia que a partir de este momento en este diseño la altura del paramento superior será de 7,58 m, el radio  $R_1 = 2,64$  m, y por consiguiente, todos los resultados que se obtendrán, serán los relativos a la curva cuya relación  $P/R_1 = 2,87$ .

## 2. Análisis del vertimiento regulado.

### 2.1. Obtención de las máximas presiones de vacío.

Luego del análisis del vertimiento libre, así como la obtención del radio  $R_1$  y la altura del paramento superior  $P$  que satisfacen las condiciones iniciales, se procede a obtener las máximas presiones de vacío que tienen lugar sobre el cimacio y la abertura de compuerta más desfavorable durante la regulación del vertimiento, con el propósito de verificar si dichas presiones, al producirse en el vertimiento regulado, no afectan la integridad del cimacio vertedor.

Como en el presente trabajo se han estudiado varios ángulos  $\alpha_c$  de la compuerta, el análisis consiste en barrer los distintos valores de  $\alpha_c$  en orden creciente, hasta obtener el valor del ángulo para el cual las máximas presiones de vacío se encuentran en el rango de valores admisibles, sin riesgo de cavitación.

De la figura 6.13 se obtiene el valor de la máxima presión de vacío y la abertura de compuerta más desventajosa correspondiente a cada uno de los valores de  $\alpha_c$  estudiados para las relaciones  $H_o/R_1 = 2,31$  y  $P/R_1 = 2,87$  seleccionadas en el vertimiento libre. Los resultados alcanzados se muestran en la tabla 6.13.

**Tabla 6.13. Ejemplo**

$\alpha_c$	$h_{\text{vac. max.}}$	$a_c$
(°)	(m)	(m)
25	-5,97	2,85
33,75	-5,44	2,85
45	-3,64	3,56
50	-2,95	3,56

Como se puede observar, solo los valores del ángulo  $\alpha_c = 33,75^\circ$ ;  $45^\circ$  y  $50^\circ$ , cumplen con la restricción de que el vacío máximo obtenido sea menor que el vacío permisible supuesto al inicio, de -5,6 m.

Atendiendo a lo antes expuesto en relación con el vacío admisible y considerando que en el enunciado del problema se requiere de la máxima capacidad de evacuación durante el vertimiento regulado, se selecciona como valor del ángulo  $\alpha_c$  de la compuerta a colocar en el aliviadero,  $\alpha_c = 33,75^\circ$ , teniendo en cuenta el criterio de que a menor valor de  $\alpha_c$ , mayor capacidad de evacuación.

### 3. Conclusiones del diseño.

#### 3.1. Dimensiones del perfil del cimacio.

De la figura 6.8 y a partir del valor de  $R_1 = 2,64$  m; se obtiene el dimensionamiento definitivo del perfil del cimacio.

El radio de acuerdo entre el paramento inferior y la losa de solera se determinó como:  $R_{ac} = P^*/2 = 4,00$  m; expresión recomendada para valores de  $P^*$  menores que 10,00 m.

#### *Dimensionamiento de las pilas y estribos:*

De acuerdo con las restricciones que se presentan en este trabajo, relacionadas con las pilas y estribos, se tiene que:

- Características de las pilas.
- Tajamar redondo aguas arriba.
- Espesor ( $d_1$ ).

$$b_1 (b_1 + d_1) = 0,83 \quad d_1 = 2,40 \text{ m}$$

- Prolongación aguas arriba medida desde la cresta del cimacio ( $A_{pila}$ ).

$$A_{pila}/R_1 = 2,00 + 0,41 e$$

$$A_{pila} = 7,44 \text{ m}$$

- Posición de las cajuelas de deslizamiento de las compuertas planas, medida desde el paramento superior ( $A_{caj}$ ).

$$A_{caj}/R_1 = 0,85$$

$$A_{caj} = 2,24 \text{ m}$$

- Características de los estribos.
- Estribos redondos de radio ( $R_{estr}$ ).

$$R_{estr}/R_1 = 1,07 + 0,43 e$$

$$R_{estr} = 5,09 \text{ m}$$

- Prolongación aguas arriba medida desde la cresta  $A_{estr}$ .

$$A_{estr}/R_1 = 4,15 + 1,16 e$$

$$A_{estr} = 17,08 \text{ m}$$

Cálculo de las coordenadas de ubicación del punto de pivote de las compuertas:

$$X_c = R_c \operatorname{sen} \alpha_c$$

$$X_c = 9,00 \operatorname{sen} 33,75^\circ$$

$$X_c = 5,00 \text{ m}$$

$$Y_c = R_c \operatorname{cos} \alpha_c$$

$$Y_c = 9,00 \operatorname{cos} 33,75^\circ$$

$$Y_c = 7,48 \text{ m}$$

Cálculo de la capacidad de servicio:

— Vertimiento libre.

Con procedimiento análogo al del punto 1.2 de este ejemplo, se obtendrán los valores del coeficiente de gasto  $m$  y gasto  $Q$ , correspondientes a valores de carga diferentes a los de proyecto ( $H_o = 7,50$  m). A continuación, en la tabla 6.14, se muestran los resultados obtenidos.

— Vertimiento regulado.

**Tabla 6.14. Capacidad de servicio del ejemplo**

$H_o$ (m)	$H_o/R_1$	$m_o$	$\sigma(P^2/H_o)$	$\sigma(h_r/H_o)$	$m$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$
1.50	0.38	0.414	1.00	1.00	0.414	176.07
2.00	0.76	0.440	1.00	1.00	0.440	529.26
3.00	1.14	0.463	1.00	1.00	0.463	1023.15
4.00	1.52	0.483	1.00	1.00	0.483	1643.28
5.00	1.89	0.496	1.00	1.00	0.496	2358.37
6.00	2.27	0.505	1.00	1.00	0.505	3156.41
7.00	2.65	0.511	0.999	1.00	0.510	4016.91
7.50	2.84	0.512	0.997	1.00	0.510	4454.89
8.00	3.03	0.513	0.992	1.00	0.509	4898.10

De la figura 6.15 b, para las aberturas de compuertas ( $\alpha_c$ ) y cargas ( $H_o$ ) que se muestran a continuación, se obtienen los resultados de la tabla 6.15.

**Tabla 6.15. Ejemplo**

$a_c$ (m)	$H_o$ (m)	$\alpha_c = 33,75^\circ$ $P / R_1 = 2,87$					
		1,50	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
1.00	m	0,430	0,350	0,250	0,196	0,160	0,130
	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	336	421	552	667	761	813
	$H_o$ (m)	2,50	3,00	4,00	5,00	5,50	6,00
2.00	m	0,471	0,430	0,350	0,292	0,270	0,250
	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	792	950	1191	1389	1481	1563
	$H_o$ (m)	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00
3.00	m	0,480	0,460	0,430	0,400	0,370	0,350
	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	1337	1565	1746	1902	2030	2188
	$H_o$ (m)	5,00	5,50	6,00	-	-	-
4.00	m	0,471	0,455	0,430	-	-	-
	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	2240	2496	2688	-	-	-
	$H_o$ (m)	-	-	-	-	-	-

# CAPÍTULO 7

## Transiciones

### 7.1. Aspectos generales sobre las transiciones

#### 7.1.1. Definición

Las transiciones son *aquellas estructuras cuyo empleo está dado por la necesidad de modificar la forma y/o ancho de la sección transversal de una obra de conducción, sea libre o forzada*. Particularmente en los aliviaderos, tienen un uso amplio colocadas inmediatamente aguas abajo del vertedor, ya que como se explicó en capítulos precedentes, el ancho del aliviadero en la sección vertedora es por lo general mucho mayor que en las estructuras de descarga que le siguen. Por esta razón, el presente capítulo se refiere esencialmente a transiciones ubicadas al pie de vertedores.

#### 7.1.2. Criterios para seleccionar el esquema de transición en planta

La forma en planta de la transición generalmente se subordina a la forma de la sección vertedora, con el objetivo de escoger la configuración lógica de las líneas de corriente después del vertimiento. Por ejemplo:

- Aguas abajo de vertedores de planta curva, es preferible colocar una transición de planta curvilínea (Fig. 7.1) para de esta forma lograr la transformación del flujo radial (a la entrada) en axial (a la salida).

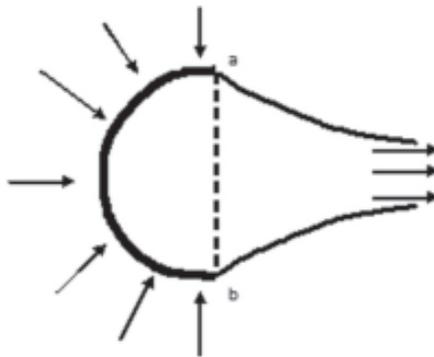


Figura 7.1. Transición de planta curva ubicada al pie de un vertedor de planta curva.

— Aguas abajo de vertedores frontales, los estudios realizados por Ippen y Dawson demostraron que es preferible realizar la transición de planta recta, por cuanto en ella se logran buenos patrones del flujo y tirantes pequeños (Fig. 7.2).

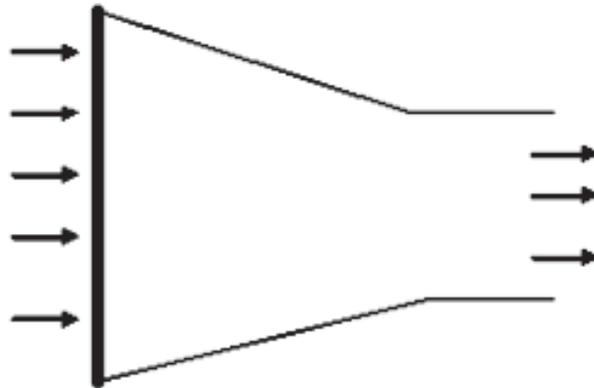


Figura 7.2. Transición de planta lineal recta ubicada al pie de un vertedor de planta recta.

### 7.1.3. Criterios para el dimensionamiento de las transiciones

a) Ancho inicial ( $B$ ) y final ( $b$ ) de las transiciones.

- El ancho inicial está determinado por la longitud que se alcanza en la sección vertedora, de manera que coincide con la longitud total para los vertedores rectos ( $B = L_v$ ) y es igual a la distancia entre los puntos  $a$  y  $b$  (línea discontinua  $ab$ ) de la figura 7.1.
- El ancho final deberá conjugar la optimización de la rápida, con las recomendaciones de Sevchenko que se presentan más adelante en este capítulo, para garantizar el buen funcionamiento de las transiciones.

En la figura 7.3 se muestra una vista en planta de una transición, donde se pueden observar los parámetros que definen una transición.

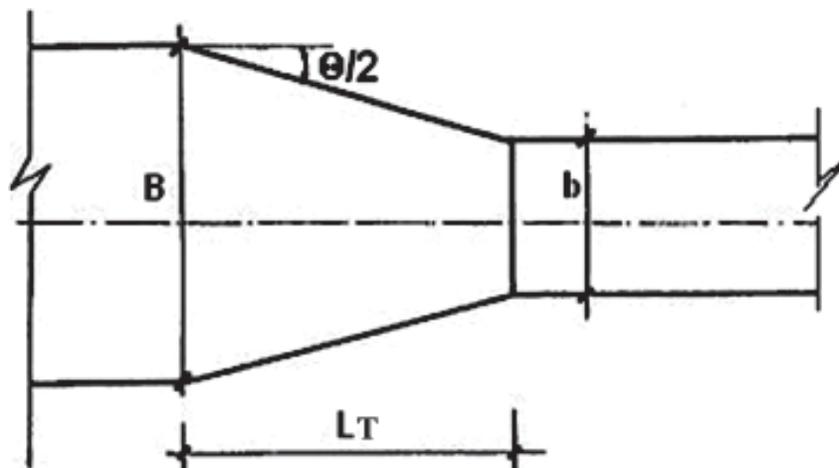


Figura 7.3. Principales parámetros de una transición.

b) Longitud de la transición ( $L_T$ ).

— La longitud deberá conjugar la disponibilidad del espacio topográfico con las recomendaciones de Sevchenko. En ocasiones resulta necesario, para lograr un buen diseño de la transición, realizar cambios tanto en la posición de la sección de control como en su cota. De esta forma se logra un adecuado funcionamiento del conjunto cimacio-transición.

c) Pendiente de fondo de la transición.

La pendiente de fondo está bastante ligada a la topografía, aunque debe tenerse en cuenta que:

Si el régimen es subcrítico, deberá incrementarse la pendiente (sin llegar a cambiar el régimen), para lograr una mayor evacuación y disminuir las posibilidades de ahogo del vertedor.

Si el régimen es supercrítico, la pendiente de fondo no es determinante, aunque se debe tener en cuenta que la mayoría de los métodos de cálculos disponibles, presentan limitaciones que los restringen solo a transiciones supercríticas de fondo horizontal.

d) Cota de fondo de la transición.

La cota de fondo de la transición está estrechamente vinculada a las condiciones topográficas de la zona donde será ubicada; no obstante, muchas veces resulta determinante en la selección final de dicha cota, la necesidad de evitar el ahogo del cimacio.

e) Altura de los muros laterales.

La altura de los muros laterales depende del tirante que tenga lugar en la transición, que a su vez está estrechamente vinculado con el régimen de circulación del flujo. Pero en cualquier caso:

$$AM_i = Y_i + BL \quad (7.1)$$

donde:

$AM_i$ : altura de los muros en una sección cualquiera (i).

$Y_i$ : tirante de circulación en la sección (i).

$BL$ : bodo libre.

#### 7.1.4. Régimen de circulación en las transiciones

En las transiciones pueden tener lugar tres regímenes de circulación:

- Régimen supercrítico
- Régimen subcrítico
- Régimen transicional

*Régimen supercrítico*: se caracteriza por la poca altura que requieren los muros laterales en la transición, así como el buen funcionamiento del vertedor en condiciones libres de circulación del flujo (no ocurre ahogo). Su principal inconveniente es que a ellas siempre está asociada la formación de olas cruzadas que generan severos problemas en la estabilidad de la estructura. En la figura 7.4, los perfiles 1 y 2 son representativos de este tipo de régimen de circulación.

*Régimen subcrítico*: el salto hidráulico tiene lugar al inicio de la transición, lo cual asegura el adecuado funcionamiento hidráulico, tanto de la transición como de los restantes objetos de obras que se ubican aguas abajo de esta. No obstante, este tipo de régimen tiene como desven-

tajas fundamentales, las elevadas alturas que alcanzan los muros de la transición, los grandes espesores de losa que requieren y la posibilidad de ahogo del cimacio vertedor. En la figura 7.4, el perfil 4 que se muestra es característico del régimen subcrítico al que se hace referencia.

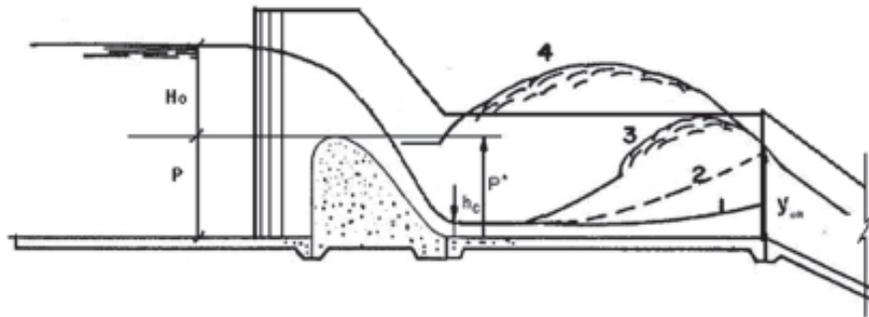


Figura 7.4. Regímenes posibles de circulación en la transición situada al pie del vertedor.

*Régimen transicional:* se caracteriza, tal y como su nombre lo indica, porque el flujo que circula a través de la transición, se encuentra en el tránsito del régimen supercrítico al subcrítico, lo cual es considerado indeseable, pues no se define con rigor la posición del salto hidráulico, debido a que varía con el caudal. Esta situación implicaría el reforzamiento de toda la losa de fondo de la transición, para soportar el salto hidráulico. El perfil 3 que se muestra en la figura 7.4 es representativo de un régimen transicional.

### 7.1.5. Métodos para la caracterización del régimen de circulación en las transiciones

Para la caracterización del régimen de circulación en una transición, se pueden aplicar, fundamentalmente, dos métodos:

1. *Un método basado en el cálculo de las curvas superficiales en la transición*, el cual es muy riguroso, pero extremadamente laborioso si se tiene en cuenta que deberá hacerse no solo para el gasto de diseño, sino para valores diferentes a este.
2. *El método de Sevchenko*, basado en una larga serie de experimentos llevados a cabo en el Instituto Tecnológico de Kiev (1971), los cuales fueron parcialmente corroborados en el Centro de Investigaciones Hidráulicas de La Habana, Cuba (1988). En este método se propone una metodología para la caracterización del flujo en transiciones lineales de fondo horizontal, según el criterio de los gastos críticos.

## 7.2. Método de Sevchenko para la caracterización del flujo en transiciones

### 7.2.1. Validez del método

El método se considera válido en transiciones lineales, convergentes y de fondo horizontal, ubicadas aguas abajo de compuertas en canales, fundamentalmente. No obstante, puede ser aplicado también con efectividad en transiciones ubicadas al pie de cimacios vertedores.

## 7.2.2. Fundamentación del método

El método, en esencia, presupone que la formación de un salto hidráulico en la transición se produce para ciertas combinaciones de factores energéticos del flujo de aproximación ( $F_{R1}$ , energía específica,  $q$ ) con determinados factores geométricos de la transición ( $b/B$ ,  $\theta$ ), de manera que fijando de antemano las características geométricas, es posible encontrar la ecuación que gobierna la variación del gasto, en función de dichos factores energéticos que caracterizan el flujo de aproximación.

La aplicación de este método consiste, esencialmente, en que una vez predimensionada la transición, se procede a determinar dos valores de caudal, denominados  $Q_{critico}$  y  $Q'_{critico}$ , los que se comparan con el gasto de diseño  $Q_{diseño}$ . Si una vez diseñada la transición, los resultados que se obtienen no satisfacen las expectativas de diseño, entonces se modifican las características geométricas de la misma, hasta lograr lo deseado, siempre dentro del rango de las recomendaciones de Sevchenko, para garantizar el buen funcionamiento de la transición.

## 7.2.3. Recomendaciones de Sevchenko para el predimensionamiento de la transición

A partir de estudios en modelos físicos, Sevchenko determinó las recomendaciones para el predimensionamiento de transiciones ubicadas al pie de vertedores, las cuales se muestran a continuación:

$$0,39 \leq b/B \leq 0,87 \quad (7.2a)$$

$$17^\circ \leq \theta \leq 46^\circ \quad (7.2b)$$

donde:

$$\theta = 2 \arctg \left[ \frac{B-b}{2L_T} \right] \quad (7.3)$$

En la figura 7.3 se muestra el significado de los términos.

## 7.2.4. Criterio que utiliza el método de Sevchenko para la clasificación del régimen de circulación del flujo en las transiciones

Como se ha planteado con anterioridad, el método consiste en el cálculo de los gastos  $Q_{crit}$  y  $Q'_{crit}$  para su posterior comparación con el gasto de diseño  $Q_d$ ; y de esta manera identificar el régimen de circulación en la transición, de manera que:

- Si  $Q_d < Q_{crit}$  el régimen de circulación es supercrítico.
- Si  $Q_{crit} < Q_d < Q'_{crit}$  el régimen de circulación es dudoso o transicional.
- Si  $Q_d > Q'_{crit}$  el régimen de circulación es subcrítico.

## 7.2.5. Metodología propuesta por Sevchenko para la caracterización del flujo en transiciones

La metodología que a continuación se presenta, parte de considerar conocidos: la curva de capacidad de servicio del aliviadero, obtenida del cálculo de la sección vertedora ( $H_e$  vs  $Q$ ), el gasto de diseño ( $Q$ ), la longitud total del vertedor ( $L_v$ ), el ancho de la rápida ( $b$ ) y la longitud de la transición ( $L_T$ ).

Los pasos a seguir en la metodología propuesta por Sevchenko para la caracterización del flujo en la transición, son los siguientes:

1. Predimensionamiento de la transición según las recomendaciones (7.2a - 7.3)
2. Cálculo del gasto para el cual ocurre, dentro de la transición, un cambio de régimen en el flujo (de supercrítico a transicional  $Q_{crit}$ ).

Con el propósito de organizar el cálculo de  $Q_{crit}$ , se recomienda la tabla 7.1.

**Tabla 7.1. Procedimiento de cálculo de  $Q_{crit}$**

$Q_i(m^3/s)$	$q_i(m^3/s)$	$H_{ei}(m)$	$E_{ei}(m)$	$\alpha^0$	$h_{ci}(m)$	$E_{ci}(m)$	$Fr_c$	$\chi$	$\theta^0$	$\mu_{oit}$	$Q_{crit}(m^3/s)$

Pasos a seguir en los cálculos:

- a) Suponer  $n$  valores de gasto  $Q_i$  (no menor de 5 valores)

Los valores supuestos deberán estar distribuidos, preferiblemente, entre cero y el gasto de diseño del aliviadero; pues en este rango se encuentra toda la información disponible de  $H_e$  vs  $Q$ . Pero en aquellos casos en que se pueda extender dicha información y sea necesario para definir el comportamiento de  $Q_{crit}$  deberá hacerse.

- b) Cálculo del gasto específico  $q_i$  correspondiente a cada valor de gasto  $Q_i$  supuesto.

$$q_i = \frac{Q_i}{B} \quad (7.4)$$

- c) Obtener de la curva de capacidad de servicio del vertedor, los valores de carga  $H_{ei}$  correspondiente a cada gasto  $Q_i$  supuesto.

- d) Cálculo del tirante contraído al pie del cimacio ( $h_{ci}$ ).

$$h_{ci} = \frac{E_{ei}}{3} \left[ 1 - 2 \cos \left( 60^0 + \alpha^0 / 3 \right) \right] \quad (7.5)$$

donde:

$$E_{ei} = P_1 + H_{ei} \quad (7.6)$$

$$\alpha^0 = \arccos \left[ 1 - \left( \frac{0,83q_i}{\varphi} \right)^2 E_{ei}^{-3} \right] \quad (7.7)$$

donde:

$\varphi$  es el coeficiente de velocidad que varía en función de la altura del cimacio, aceptándose un valor entre 0,95 y 1,00 para los cimacios de perfil práctico de pequeña altura.

- e) Cálculo de la energía específica al inicio de la transición o en la sección contraída al pie del cimacio  $E_{ci}$ .

$$E_{ci} = h_{ci} + \frac{q_i^2}{2gh_{ci}^2} \quad (7.8)$$

- f) Cálculo del número de Froude en la sección contraída  $Fr_{ci}$  (observe que es una formulación diferente a la que se presenta en la literatura del mundo occidental, e inclusive, en otras partes del presente libro; esto se debe a que se ha respetado la formulación de Sevchenko que sigue la escuela del mundo oriental).

$$Fr_{ci} = \frac{q_i^2}{2gh_{ci}^3} = \frac{v_{ci}^2}{gh_{ci}} \quad (7.9)$$

En este paso deberá comprobarse si los valores de Froude están en el intervalo en el que realizó sus experimentos Sevchenko:

$$9 \leq Fr_c \leq 40$$

de no ser así, se puede extrapolar la aplicación del método, pero analizando con cautela los resultados, en el sentido de verificar que no se produzcan cambios bruscos en los mismos.

- g) Cálculo del grado de estrechamiento del cauce ( $\chi$ ) y el ángulo de estrechamiento de las paredes ( $\theta^0/2$ ).

$$\chi = \frac{b}{B} \quad (7.10)$$

$$\frac{\theta^0}{2} = \arctan \left[ \frac{B-b}{2L_r} \right] \quad (7.11)$$

- h) Cálculo del coeficiente de gasto virtual  $\mu_{crit}$ .

$$\mu_{crit} = 0,366 - 0,016 \left[ 0,2F_{R0} + \frac{\chi - 1}{2 \tan(\theta/2)} \right] = 0,366 - 0,016 \left[ 0,2F_{R0} - \frac{L_r}{B} \right] \quad (7.12)$$

- i) Cálculo de  $Q_{crit}$ :

$$Q_{crit} = \mu_{crit} b \sqrt{2gE_{ci}^{3/2}} \quad (7.13)$$

j) Plotear en un gráfico la curva de  $Q_{crit}$  vs  $Q_i$  y la recta a  $45^\circ$  que pasa por el origen de coordenadas; del punto de intersección de ambas curvas se obtiene el valor de  $Q_{crit}$  buscado (Fig. 7.5).

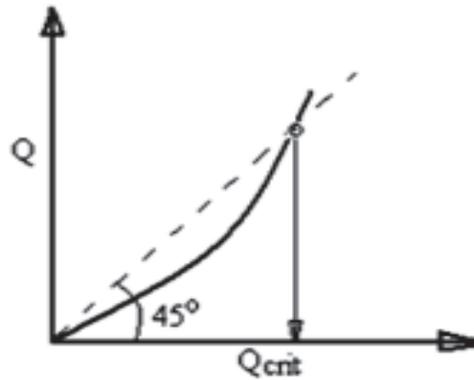


Figura 7.5  
Determinación gráfica de  $Q_{crit}$ .

3. Cálculo del gasto para el cual ocurre, dentro de la transición, un cambio de régimen en el flujo de transicional a subcrítico ( $Q'_{crit}$ ).

Antes de proceder a este cálculo, se deberá comprobar que se cumpla que:

- $22^\circ \leq \theta \leq 35^\circ$
- La pendiente de la rápida a colocar después de la transición tenga un valor  $i_o = 5\% \sim 56\%$ .

Igual que en el cálculo anterior, en este caso se recomienda el uso de la siguiente tabla para organizar los resultados.

Tabla 7.2  
Procedimiento de cálculo de  $Q'_{crit}$

$Q_i$	$q_i$	$H_{oi}$	$E_{oi}$	$\alpha$	$h_{ci}$	$F_{Ri}$	$L_{subo1}$	$\varphi_{2s}$	$b_{2s}$	$\eta_i$	$h_{2s}$	$E_{2s}$	$\beta^1$	$K^1$	$\mu_{crit}^1$	$Q_{crit}^1$

Pasos a seguir en los cálculos:

a) Suponer n valores de  $Q'_i$  (no menos de 5 valores).

Al igual que en el caso anterior, los valores de  $Q'_i$  a suponer deberán estar distribuidos entre cero y el gasto de diseño; y en el caso que sea necesario y posible, se deberán extender a gastos superiores al de diseño, teniendo en cuenta, como ya se dijo, que  $Q'_{crit}$  puede ser mayor que el gasto de diseño.

Los valores de las siete primeras columnas se calculan utilizando las mismas expresiones anteriores (7.4 al 7.12).

b) Cálculo de la longitud del posible salto en los límites de la transición.

$$L_{\text{saltos}} = \left[ 1 + 0,145 \sqrt{Fr_i \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)} \right] 10,3 \left[ \sqrt{Fr_i} - 1 \right]^{0,81} h_{ci}^1 \quad (7.14)$$

c) Cálculo del grado de estrechamiento hasta la sección final del salto.

$$\Psi_{2i} = 1 - \frac{L_{\text{saltos}} \tan(\theta^0 / 2)}{B} \quad (7.15)$$

d) Cálculo del ancho en la sección final del salto  $b_{2i}^1$ .

$$b_{2i}^1 = \Psi_{2i} B \quad (7.16)$$

e) Cálculo de la relación de conjugadas  $h_i$  a partir de iterar en la siguiente ecuación:

$$(1 + 2\Psi_{2i})\eta_i^3 + (1 - \Psi_{2i})\eta_i^2 - (2 + \Psi_{2i} + 6F_{Ri})\eta_i + 6\frac{F_{Ri}}{\Psi_{2i}} = 0 \quad (7.17)$$

f) Cálculo de la profundidad del agua en la sección final del salto  $h_{2i}$  y la energía en dicha sección  $E_{2i}^1$ .

$$h'_{2i} = \eta'_i h'_{ci} \quad (7.18)$$

$$E_{2i}^1 = h_{2i} + \left[ \frac{Q_i^1}{h_{2i} b_{2i}^1} \right]^2 \frac{1}{2g} \quad (7.19)$$

g) Cálculo del coeficiente de gasto virtual  $\mu'_{\text{crit}}$ .

$$\mu'_{\text{crit}} = 0,95 K_i^1 \sqrt{1 - (\beta^1 K^1)} \quad (7.20)$$

donde:

$$\beta^1 = 0,96 - (0,51 i_0) \quad (7.21)$$

$$K_i^1 = \frac{1,08}{i_0 + 1,41} + 0,15 \left[ \frac{E_{2i}^1}{2} - 0,20 \right] \quad (7.22)$$

El término  $i_0$  que aparece en las expresiones anteriores es la pendiente de la rápida que viene a continuación de la transición. Si  $i_0 > 0,05$  y el régimen de circulación es tranquilo o subcrítico, el valor de  $\mu'_{\text{crit}}$  será mayor que 0,385 y podrá alcanzar hasta 0,480.

h) Cálculo de  $Q'_{crit}$ .

$$Q'_{crit} = \mu_{crit}^1 b \sqrt{2g} (E'_{2i})^{3/2} \quad (7.23)$$

i) Plotear en un gráfico las curvas de  $E'_{2i}$  vs  $Q'_i$  y  $E'_{2i}$  vs  $Q'_{crit}$ . Del punto de intercepción de ambas curvas se obtiene, en el eje X el valor de  $Q'_{crit}$  deseado; y del eje Y su correspondiente valor de  $E'_2$  (Fig. 7.6).

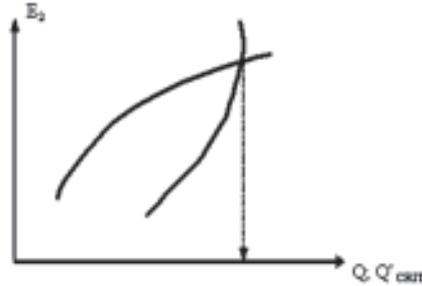


Figura 7.6  
Determinación gráfica de  $Q'_{crit}$ .

Una vez obtenido el valor de  $E'_2$  correspondiente al valor de  $Q'_{crit}$ , se deberá verificar que se cumpla:

$$0,20 \leq E'_2/b \leq 1,20$$

4. Identificar el régimen de circulación en la transición, según el siguiente criterio:
  1. Si  $Q_d < Q_{crit} \Rightarrow$  El régimen es supercrítico.
  2. Si  $Q_{crit} < Q_d < Q'_{crit} \Rightarrow$  El régimen es transicional.
  3. Si  $Q_d > Q'_{crit} \Rightarrow$  El régimen es subcrítico.

### 7.2.6. Ejemplo de aplicación de la metodología de Sevchenko

Aguas abajo de un vertedor de perfil práctico sin vacío, diseñado para una carga de 5,0 m, con una longitud vertedora de 55,8 m, una altura de paramento aguas abajo de 11,0 m y una altura de paramento aguas arriba de 3,0 m, existe una transición de 44,5 m, con un ángulo de estrechamiento de las paredes de  $20^\circ$  y un ancho al final de 22,60 m. La pendiente de la rápida es 20 % (Fig. 7.7).

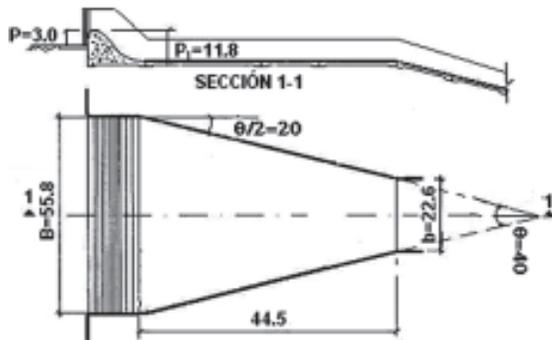


Figura 7.7  
Características geométricas del ejemplo.

Es necesario conocer que régimen de circulación ocurrirá en la transición.

Solución:

- 1) Como en este caso se conocen las dimensiones de la transición, entonces se procede a comprobar si se cumplen las recomendaciones de Sevchenko.

$$17^\circ < \theta^\circ < 46^\circ$$

Como  $\theta^\circ/2 = 20^\circ$ , entonces  $\theta = 40^\circ$ , cumple la recomendación.

$$0,39 < b/B < 0,87$$

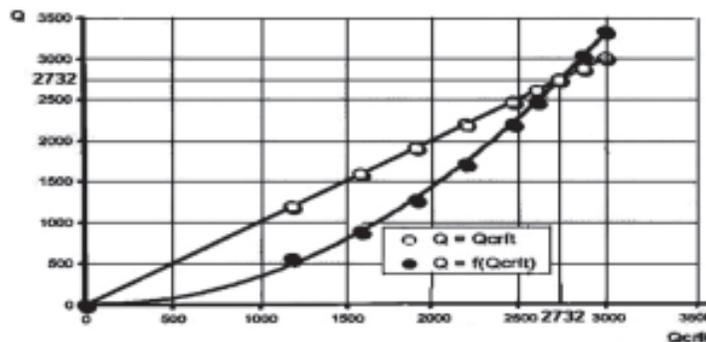
Como  $b/B = 0,41$ , cumple la recomendación.

- 2) Cálculo de la  $Q_{crit}$ , según los pasos 1 al 10 de la metodología indicada. Los resultados se muestran en la tabla 7.3.

**Tabla 7.3. Cálculo de  $Q_{crit}$**

He(m)	m	Q(m <sup>3</sup> /s)	q(m <sup>2</sup> /s)	E <sub>i</sub> (m)	h <sub>c</sub> (m)	Fr <sub>1</sub>	μ <sub>crit.</sub>	Q <sub>crit</sub> (m <sup>3</sup> /s)
		0,00						0.00
3,00	0,438	554,96	10,09	14,00	0,62	43,81	0,2266	1188,43
4,00	0,453	882,17	16,04	15,00	0,96	29,42	0,2727	1585,79
5,00	0,465	1266,71	23,03	16,00	1,35	21,76	0,2972	1904,09
6,00	0,476	1704,9	31,00	17,00	1,79	17,07	0,3122	2190,58
7,00	0,486	2194,14	39,89	18,00	2,27	13,94	0,3222	2463,41
7,50	0,491	2457,29	44,68	18,50	2,52	12,73	0,3261	2597,48
8,00	0,496	2732,53	49,68	19,00	2,78	11,70	0,3294	2730,86
8,50	0,500	3019,72	54,90	19,50	3,05	10,81	0,3322	2863,98
9,00	0,504	3318,7	60,34	20,00	3,33	10,03	0,3347	2997,18

Una vez obtenidos los valores de  $Q_{crit}$  se procede a correlacionarlos con los gastos del cimacio correspondientes  $Q_i$  según se muestra en la figura 7.8, donde se aprecia que la intercepción de la curva de  $Q_{crit}$  con la recta de 45° tendrá lugar en  $Q = 2732,0$  m<sup>3</sup>/s. Esto significa que el régimen de circulación en la transición será supercrítico para gastos menores a este valor.



**Figura 7.8**  
Determinación de  $Q_{crit}$  en el ejemplo.

3) Cálculo de  $Q'_{crit}$  según los pasos 1 al 14 de la metodología.

Comprobando si se cumple que:

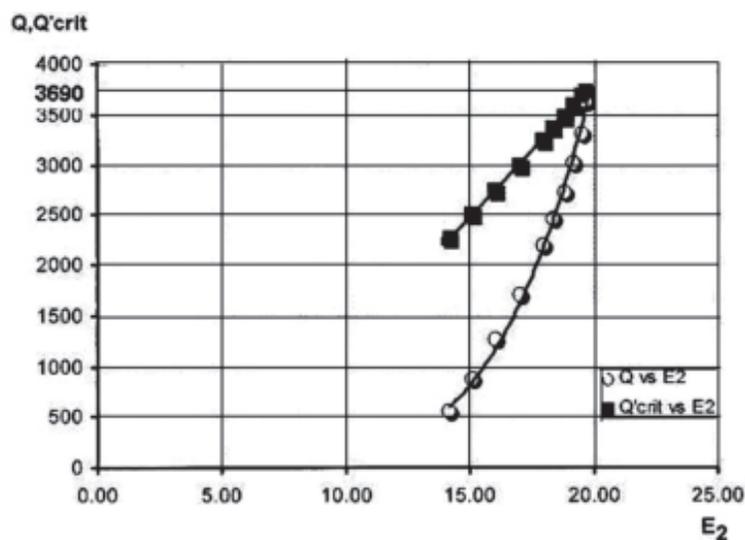
- $22^\circ < \theta^\circ < 35^\circ$ , y  $\theta^\circ = 40^\circ$  ligeramente fuera del intervalo y por tanto se continúa con cautela
- $i_o = 5\% - 56\%$ , pues  $i_o = 20\%$

Este cálculo se presenta en la tabla 7.4, donde se utilizan las columnas ya presentadas en la tabla 7.3, para facilitar el trabajo: en la primera se presentan los gastos a evacuar; y a continuación, se calculan los demás parámetros de la transición.

**Tabla 7.4. Cálculo de  $Q'_{crit}$**

$Q(m^3/s)$	$L_{salto}(m)$	$\psi_2$	$b_2(m)$	$\eta$	$h_2(m)$	$E_2(m)$	$\mu'_{crit}$	$Q'_{crit}(m^3/s)$
554,96	36,19	0,77	42,24	1,31	0,81	14,17	0,4244	2266,08
882,17	43,98	0,72	39,49	1,41	1,36	15,11	0,4248	2498,58
1266,71	51,29	0,67	36,91	1,53	2,07	16,07	0,4253	2742,56
1704,9	58,18	0,63	34,48	1,66	2,98	17,02	0,4256	2992,61
2194,14	64,69	0,59	32,19	1,83	4,14	17,95	0,4259	3243,03
2457,29	67,8	0,57	31,09	1,92	4,85	18,4	0,426	3365,62
2732,53	70,82	0,55	30,03	2,04	5,66	18,83	0,426	3483,89
3019,72	73,75	0,53	28,99	2,17	6,63	19,22	0,4261	3594,11
3318,7	76,59	0,51	27,99	2,34	7,81	19,55	0,4261	3688,47
3629,37	79,34	0,49	27,02	2,61	9,46	19,74	0,4261	3740,83

Después de obtenidos los valores de  $Q'_{crit}$  se procede a correlacionar en la figura 7.9 los valores de  $E'2_i$  vs  $Q_i$  y  $E'2_i$  vs  $Q'_{crit}$ . Como se puede observar, el punto de intercepción de ambas curvas ocurre para un gasto de 3 690,0 m<sup>3</sup>/s. Esto significa que para el rango de caudales entre  $Q_{crit} = 2 732,0$  m<sup>3</sup>/s y  $Q'_{crit} = 3 690,0$  m<sup>3</sup>/s, ocurrirá un salto hidráulico con una ubicación indefinida dentro de la transición.



**Figura 7.9**  
Determinación de  $Q'_{crit}$  en el ejemplo.

4) Luego de culminar todos los pasos anteriores, se concluye que para valores de caudales menores que 2 732,00 (m<sup>3</sup>/s), el régimen de circulación en la transición será supercrítico; y para los caudales superiores a este límite, hasta  $Q'_{crit} = 3\,690$  m<sup>3</sup>/s, ocurrirá un salto inestable dentro de la transición. Para caudales superiores a este último, el régimen será subcrítico.

Este método de cálculo, como se ha dicho anteriormente, es válido únicamente para conocer el régimen de circulación, pero no permite calcular el tirante en la sección final de la transición, imprescindible para continuar el cálculo hidráulico hacia aguas abajo del aliviadero.

Para calcular el tirante de circulación al final de la transición, debe considerarse que:

- Si el régimen de circulación en la transición es subcrítico, entonces dicho tirante será igual al tirante crítico dado, que por lo general a continuación de la transición se ubica la Rápida en la que debido a su fuerte pendiente le corresponde un régimen supercrítico; esto es:

$$y_{crit} = 3 \sqrt{\frac{Q^2}{gb^2}} \text{ para secciones transversales rectangulares}$$

- Si el régimen de circulación en la transición es supercrítico, entonces el tirante al final de la misma se calcula a partir de la curva superficial que se desarrolla o siguiendo alguno de los procedimientos que se presentan en las secciones siguientes.

## 7.3. Método de Ippen y Dawson para el diseño de transiciones con régimen supercrítico

### 7.3.1. Validez del método

El método de Ippen y Dawson es aplicable a transiciones rectas, de fondo horizontal, con régimen supercrítico de circulación del flujo.

### 7.3.2. Fundamentación del método

En una convergencia en la cual el flujo es supercrítico, tiene lugar la formación de un frente de olas cruzadas simétricas con respecto al eje longitudinal de transición, cuyo comportamiento a lo largo de la misma se caracteriza por la formación de dos ondas. Al inicio de la transición se originan ondas a ambos lados de esta: en A y A' (Fig. 7.10), que se extienden de forma oblicua al flujo, interceptando al eje de la transición en B, y continuando a una nueva altura, hasta tocar la pared opuesta en C y C', respectivamente.

En los aliviaderos se ha podido comprobar que cuando la posición de los puntos C y C' (los que definen donde las olas cruzadas inciden sobre los muros laterales) coincide con la sección final de la transición, no hay problemas en el funcionamiento de la rápida y el dissipador de energía, pues el flujo que circula por ellos, lo hará de forma axial.

Si por el contrario, la posición de los puntos C y C' no coincide con la sección final de la transición, sí se presentarán problemas en la rápida y el dissipador de energía, pues en este caso

el patrón de olas cruzadas penetra en la rápida y se transmite hacia aguas abajo, impidiendo la entrega del flujo de forma uniforme en el dissipador de energía y provocando la poca efectividad en el funcionamiento de este objeto de obra.

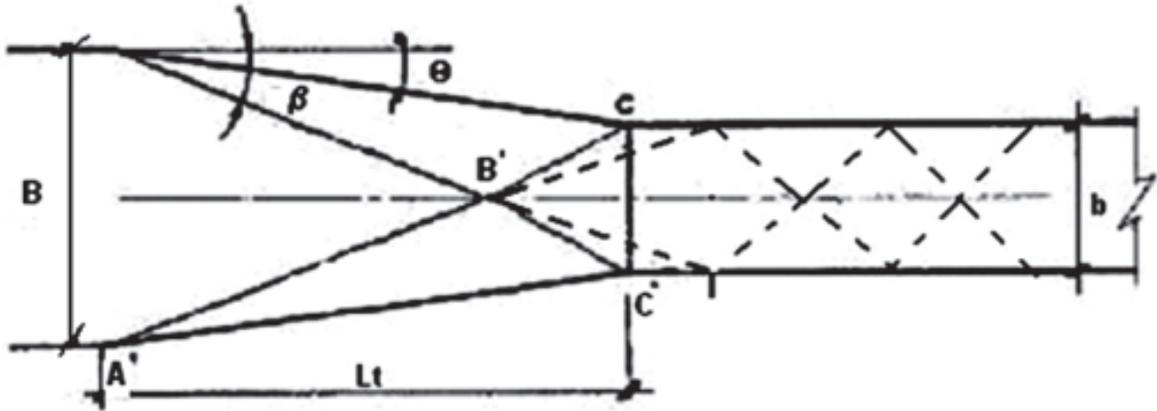


Figura 7.10  
Esquema de transición para seguir el método de Ippen y Dawson.

Precisamente el método de Ippen y Dawson consiste en determinar aquella longitud  $L_t$  de la transición, capaz de garantizar que la posición de los puntos  $C$  y  $C'$  coincida con la sección final de la transición, para lograr que el tirante, al final de la misma, sea distribuido de forma uniforme.

Esto se logra, para una condición de vertimiento y geometría dada, variando la longitud de la transición, al aplicar, antes y después del salto oblicuo, el principio de cantidad de movimiento a un tramo de flujo comprendido entre dos líneas de corriente, tomado en la proyección sobre el eje  $X$  y el eje paralelo al frente del salto oblicuo. Esto se muestra en la figura 7.11.

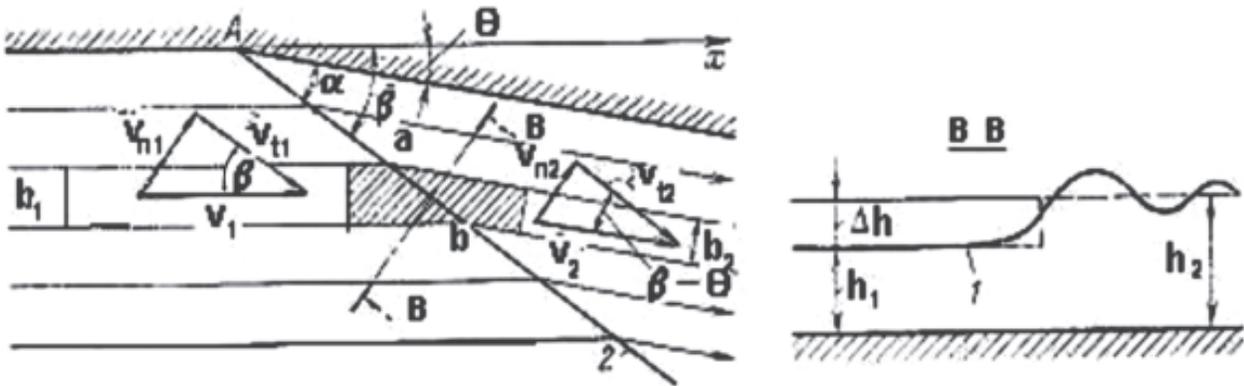


Figura 7.11  
Red de flujo al inicio de la transición.

El fondo del cauce se considera horizontal, las presiones se distribuyen según la ley de la hidrostática.

La ecuación proyectada en el eje X:

$$\rho v_1^2 b_1 h_1 - \rho v_2^2 b_2 h_2 \cos \theta^0 = \rho g b_1 \frac{h_1^2}{2} - \rho g b_1 \frac{h_1^2}{2}$$

o también:

$$h_2^2 - h_1^2 = \frac{2}{g} \left( h_1 v_1^2 - h_2 v_2^2 \frac{b_2}{b_1} \cos \theta^0 \right) \quad (7.24)$$

Considerando que

$$h_{cr}^3 = \frac{q^2}{g} = \frac{h_1^2 v_1^2}{g} = \frac{h_2^2 v_2^2 b_2^2}{g b_1^2}$$

la ecuación anterior se convierte en:

$$h_2^2 - h_1^2 = 2h_{cr}^3 \left( \frac{1}{h_1} - \frac{1}{h_2} \frac{b_1}{b_2} \cos \theta^0 \right)$$

$$h_1 h_2 (h_2 + h_1) = 2h_{cr}^3 \left( \frac{h_2 - h_1 \frac{b_1}{b_2} \cos \theta^0}{h_2 - h_1} \right)$$

o también:

$$h_1 h_2 (h_2 + h_1) = 2h_{cr}^3 \left( \frac{1 - \frac{h_1}{h_2} \frac{b_1}{b_2} \cos \theta^0}{1 - \frac{h_1}{h_2}} \right) \quad (7.25)$$

Llamando «s» a la longitud del tramo «ab» del frente del salto:

$$\frac{b_1}{s} = \sin \beta^0; \frac{b_2}{s} = \sin(\beta^0 - \theta^0)$$

o también:

$$\frac{b_1}{b_2} = \frac{\sin \beta^0}{\sin(\beta^0 - \theta^0)} \quad (7.26)$$

La proyección de las fuerzas de presión en el eje, paralelo al frente del salto oblicuo, es cero. Por tanto,  $\rho v_1 h_1 v_{t1} = \rho v_2 h_2 v_{t2}$ . Según la ecuación de continuidad,  $\rho v_1 b_1 h_1 = \rho v_2 b_2 h_2$ ; por lo que  $v_{t1} = v_{t2}$ ; o también,  $v_{n1} / \tan \beta^0 = v_{n2} / \tan(\beta^0 - \theta^0)$ ; de donde:

$$\frac{v_{n1}}{v_{n2}} = \frac{\tan \beta^0}{\tan(\beta^0 - \theta^0)} \quad (7.27)$$

Debido a que  $v_{n1} h_1 = v_{n2} h_2$ , se obtiene:

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{\tan(\beta^0 - \theta^0)}{\tan \beta^0} \quad (7.28)$$

Partiendo de las ecuaciones anteriores se llega a:

$$\frac{h_1 b_1}{h_2 b_2} = \frac{\cos \beta^0}{\cos(\beta^0 - \theta^0)} \quad (7.29)$$

Sustituyendo las ecuaciones 7.28 y 7.29 en la ecuación 7.25, se obtiene la ecuación de las profundidades conjugadas:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr_1 \sin^2 \beta^0} - 1 \right) \quad (7.30)$$

El cálculo del salto hidráulico oblicuo, cuando se conoce la velocidad ( $v_1$ ) y la profundidad del flujo ( $h_1$ ) iniciales, o sea,  $Fr_1 = v_1^2 / gh_1$  consiste en la determinación del ángulo entre la dirección del vector de velocidad ( $v_1$ ) y el frente del salto ( $\beta^0$ ), así como el número de Froude  $Fr_2 = v_2^2 / gh_2$  aguas abajo del salto, es decir, la velocidad ( $v_2$ ) y la profundidad ( $h_2$ ).

A continuación se halla el ángulo de inclinación en la intersección de los dos saltos oblicuos, y se determinan nuevamente los parámetros del flujo aguas abajo del frente del salto.

Para determinar el ángulo  $\beta^0$  se utilizan, en conjunto, las ecuaciones 7.28 y 7.30:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\tan \beta^0}{\tan(\beta^0 - \theta^0)} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr \sin^2 \beta^0} - 1 \right) \quad (7.31)$$

Después de hallar  $\beta^0$  iterando en esta ecuación, se determinan los parámetros del flujo aguas abajo del primer salto oblicuo. Por medio de la ecuación 7.25, se halla el tirante aguas abajo del salto  $h_2$ . Y partiendo de la ecuación de continuidad  $v_1 h_1 b_1 = v_2 h_2 b_2$ , teniendo en cuenta la expresión 7.29, se halla la velocidad del flujo después del salto ( $v_2$ ):

$$v_2 = v_1 \frac{\cos \beta^0}{\cos(\beta^0 - \theta^0)} \quad (7.32)$$

Con estos valores se calcula el número de Froude ( $Fr_2$ ), el cual se introduce en la ecuación 7.31 sustituyendo a  $Fr_1$ ; y se ejecuta de nuevo el proceso de iteración para hallar el ángulo que permite determinar los parámetros del flujo aguas abajo del segundo salto oblicuo ( $h_3$  y  $v_3$ ). Se repite la operación, obteniendo el número de Froude ( $Fr_3$ ).

Esta metodología de cálculo es mucho más precisa que aquella que utiliza el nomograma de la figura 7.12, muy engorrosa de leer. Al mismo tiempo, debe tenerse en cuenta que la solución de la ecuación 7.31 (la base de dicho nomograma) en el momento actual del desarrollo de la informática, no presenta mayor dificultad.

Con estos valores se determina el ancho final de la transición  $b$  a partir de la expresión:

$$\frac{b}{B} = \left( \frac{h_1}{h_3} \right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{\frac{Fr_1}{Fr_3}} \quad (7.33)$$

Con el valor de  $b$  así hallado, se calcula la longitud de la transición  $L_t$ .

$$L_t = \frac{B - b}{2 \tan \theta} \quad (7.34)$$

En relación con lo antes mencionado, se debe destacar el hecho de que estas condiciones del flujo en la transición, únicamente se logran para un solo gasto (el gasto de diseño), lo que resulta contrastante, si se tiene en cuenta que el gasto que circula por el aliviadero al paso de un hidrógrafo, es variable.

Sobre este último planteamiento, investigaciones recientes llevadas a cabo por los autores en el laboratorio de Modelos Hidráulicos, del Centro de Investigaciones Hidráulicas de La Habana, han demostrado que cuando se hacen pasar por la transición gastos diferentes al de proyecto, la posición del punto de intersección  $B$  (figura 7.10) varía en relación con la que se obtiene con el gasto de diseño. Esta situación provoca, sin lugar a dudas, dos grandes dificultades: la primera es que el patrón de olas cruzadas penetre en la rápida y se transmita hacia aguas abajo, la segunda tiene que ver con la variación de las solicitudes de cargas que tienen lugar sobre las losas de fondo, tanto de la transición como de la rápida, debido al corrimiento de dicho punto de intersección, y con ello, de las olas cruzadas.

En cuanto a esto último, en la citada institución científica se continuaron los trabajos que condujeron a la obtención de una alternativa de solución, la cual se presentará en la sección siguiente.

### 7.3.3. Metodología de diseño propuesta por Ippen y Dawson

Conocidos:

$B$ : ancho al inicio de la transición definido por la longitud total del vertedor.

$b$ : ancho al final de la transición, definido por el ancho de la rápida.

$\theta^\circ$ : ángulo de estrechamiento de las paredes.

$Q_d$ : gasto de diseño.

$h_c$  o  $h_1$ : tirante contraído al pie del cimacio.

Calcular:

$L_t$ : Longitud de la transición

Secuencia de cálculo:

1. Calcular el número de Froude en la sección contraída.

$$Fr_1 = \frac{v_1^2}{gh_1} = \frac{q^2}{gh_1^3}$$

Siendo  $q$  y  $h_1$  el gasto específico y el tirante contraído al pie del cimacio, respectivamente, los que se calculan por las expresiones 7.4 y 7.6.

2. Hallar el valor del ángulo  $\beta_1 = \beta$  iterando en 7.31, hasta alcanzar la igualdad de ambos miembros. Se debe iniciar la iteración con un ángulo  $\beta_1$  hallado por la siguiente ecuación:

$$\beta_1 = \theta + \arcsin \frac{1}{\sqrt{Fr_1}} \quad (5.1)$$

3. De la misma ecuación (7.31), se halla el valor del tirante después del salto oblicuo  $h_2$ .
4. Se halla la velocidad del flujo después del salto oblicuo  $v_2$  por la expresión 7.32.
5. Se calcula el número de Froude después del salto oblicuo  $Fr_2$  por la ecuación:

$$Fr_2 = \frac{v_2^2}{gh_2}$$

6. Se calcula el valor del ángulo  $\beta_2 = \beta$  repitiendo el procedimiento del paso número 2. El ángulo  $\beta_2$  para iniciar la iteración, se determina por la expresión:

$$\beta_2 = \theta + \arcsin \frac{1}{\sqrt{Fr_2}}$$

7. Operando con la ecuación 7.31, con  $\beta_2$ ,  $Fr_2$  y  $h_2$  se determina el valor del tirante.
8. Con los valores de  $\beta_2$  y  $v_2$  en la ecuación 7.32, se determina la velocidad después del segundo salto oblicuo  $v_3$ .
9. Cálculo del número de Froude  $Fr_3$  por la expresión:

$$Fr_3 = \frac{v_3^2}{gh_3}$$

10. Cálculo del ancho final de la transición  $b$  por la ecuación 7.32.

$$b = B \left[ \frac{h_1}{h_3} \right]^{3/2} \frac{\sqrt{Fr_1}}{\sqrt{Fr_3}}$$

11. Cálculo de la longitud de la transición  $L_t$ .

$$L_t = \frac{B-b}{2 \operatorname{tg} \theta} \quad (7.36)$$

La distancia hasta el punto de intersección de los saltos oblicuos es:

$$l = \frac{B}{2 \operatorname{tg} \beta_1} \quad (7.37)$$

Observación: Como en el planteamiento de la tarea se parte del hecho de que el ángulo de los muros está fijado, lo que ocurre en este cálculo es que la transición se alarga o se acorta según el caudal que se tome como de diseño; y con ello, el ancho final disminuye o aumenta según sea el caso. Existe una situación de diseño cercana a la realidad, que es cuando la longitud de la transición está predeterminada por la topografía del lugar y entonces el ángulo de los muros será el que variará para lograr el ancho requerido para un régimen supercrítico. Este caso ha sido resuelto aplicando las mismas expresiones mostradas anteriormente.

### 7.3.4. Método grafoanalítico

Partiendo de la ecuación 7.31 se ha confeccionado el nomograma de la figura 7.12, que permite diseñar aproximadamente una transición. El cuadrante II permite hallar, para los valores del ángulo de estrechamiento de los muros laterales  $\theta^\circ$  (eje de las abscisas) y el número de Froude ( $Fr_1$ ) antes del salto, el ángulo del salto oblicuo ( $\beta_1$ ). En el cuadrante III se determina el número de Froude ( $Fr_2$ ) después del salto oblicuo (eje de las ordenadas). Los Cuadrantes I y IV permiten determinar  $\frac{h_2}{h_1}$  con el valor conocido de  $\beta_1$ , y con esta hallar  $Fr_2$ .

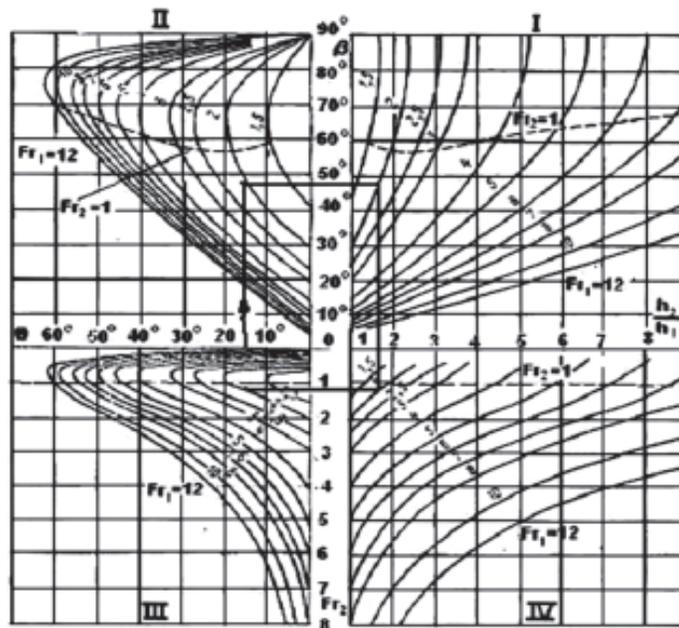


Figura 7.12  
Diagrama de Ippen y Dawson.

En el nomograma se puede apreciar que para un  $Fr_1$  determinado, corresponden dos valores del ángulo  $\beta_1$  que determinan la posición del frente del salto oblicuo, y dos valores de  $Fr_2$ . Pero, como se conoce a partir de los experimentos realizados, solo tienen sentido físico las ramas de

las curvas  $\theta = f(Fr_1)$  que se encuentran por debajo de los puntos del extremo y que responden a valores menores de  $\beta$ .

Del nomograma se deduce que para cada valor de  $Fr_1$  existe un ángulo de estrechamiento máximo de los muros; así, por ejemplo: para  $Fr_1 = 6$ , el ángulo máximo de estrechamiento de los muros  $\theta = 50^\circ$  al que le corresponde un ángulo  $\beta = 70^\circ$ . Si el ángulo  $\theta$  fuera mayor que el máximo posible, entonces ocurriría, en lugar de un salto oblicuo, un salto recto.

### 7.3.5. Ejemplo de cálculo

Diseñar la transición del ejemplo anterior para el caudal de 1 266,7 m<sup>3</sup>/s por el método de Ippen y Dawson.

De los resultados anteriores se tiene que el número de Froude  $Fr_1 = 21,76$ ; el tirante  $h_1 = 1,35$  m; y la velocidad  $v_1 = 17,06$  m/s.

Primero es necesario conocer el ángulo  $\beta_1$  por medio de la ecuación 7.31, iniciando la iteración con el ángulo  $\beta$  obtenido por la ecuación 7.35.

$$\beta_1 = \theta + \arcsin \frac{1}{\sqrt{Fr_1}} = 20 + \arcsin(1/4.66) = 32,39^\circ$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\tan \beta^0}{\tan(\beta^0 - \theta^0)} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr \sin^2 \beta^0} - 1 \right)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\tan 32,39^\circ}{\tan(32,39^\circ - 20^\circ)} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 * 21,76 \sin^2 32,39^\circ} - 1 \right)$$

$$2,89 \neq 3.07$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\tan 31,6^\circ}{\tan(31,6^\circ - 20^\circ)} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 * 21,76 \sin^2 31,6^\circ} - 1 \right)$$

$$2,99 = 2.99$$

Por lo tanto:

$$h_2 = 2,99 * 1,35 = 4,04 \text{ m}$$

Se determina  $v_2$  por la ecuación:

$$v_2 = v_1 \frac{\cos \beta_1^0}{\cos(\beta_1^0 - \theta^0)} = 17,06 \frac{\cos 31,6^\circ}{\cos(31,6^\circ - 20^\circ)} = 14,83 \text{ m/s}$$

Por lo tanto:

$$Fr_2 = \frac{v_2^2}{gh_2} = \frac{14,83^2}{9,81 * 4,04} = 5,55$$

A continuación se debe calcular el ángulo del segundo salto. Para ello se utiliza la misma ecuación (7.31), sustituyendo  $Fr_2$  por  $Fr_1$ .

$$\beta_2 = \theta + \arcsin \frac{1}{\sqrt{Fr_2}} = 20 + \arcsin \frac{1}{\sqrt{5,55}} = 45,11^\circ$$

Se inicia la iteración con este valor de  $\beta_2$ .

$$\frac{h_3}{h_2} = \frac{\tan \beta_2}{\tan(\beta_2 - \theta)} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 * Fr_2 \sin^2 \beta_2} - 1 \right)$$

$$\frac{\tan 45,11}{\tan(45,11 - 20)} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 * 5,55 \sin^2 45,11} - 1 \right)$$

$$1,91 \neq 2,95$$

Tomando un valor de  $\beta_2 = 48,3^\circ$ , se obtiene  $\frac{h_3}{h_2} = 2,04 \approx 2,08$

Por lo tanto:

$$h_3 = 2,06 h_2 = 2,06 * 4,04 = 8,32 \text{ m}$$

La velocidad al final de la transición será:

$$v_3 = 14,83 \frac{\cos 48,3}{\cos(48,3 - 20)} = 11,20 \text{ m/s}$$

El número de Fraude al final de la transición será:

$$Fr_3 = \frac{11,20^2}{9,81 * 8,32} = 1,54$$

El ancho final de la transición será:

$$b = B \left[ \frac{h_1}{h_3} \right]^{3/2} \frac{\sqrt{Fr_1}}{\sqrt{Fr_3}} = 55,0 \left[ \frac{1,35}{8,32} \right]^{1,5} \frac{\sqrt{21,76}}{\sqrt{1,54}} = 13,51 \text{ m}$$

La longitud de la transición será:

$$L_t = \frac{B - b}{2 \operatorname{tg} \theta} = \frac{55,0 - 13,51}{2 \operatorname{tg} 20^\circ} = 57,0 \text{ m}$$

## 7.4. Método de Rosete para el diseño de transiciones supercríticas ubicadas al pie de cimacios frontales

Como continuación de los trabajos desarrollados por Pardo y Alegret, el Ing. Luis Rosete Gamboa desarrolló el suyo cuando optó al grado científico de Doctor en Ciencias Técnicas, en el tema «Transiciones supercríticas lineales ubicadas aguas abajo de cimacios vertedores», donde contó con la tutoría de Alegret. Los principales resultados se presentan a continuación con bastante grado de detalle, teniendo en cuenta su vigencia.

### 7.4.1. Obtención de las relaciones adimensionales para la realización de las investigaciones

El análisis del problema evidencia las magnitudes determinantes para la investigación empírica del fenómeno, estas son las siguientes:

$$f(\rho, V_1, \Delta, Y_1, g, B, b, L_T, S_0, \tan\theta, n) = 0$$

donde:

$\rho$  = densidad del agua.

$V_1$  = velocidad en la sección al pie del cimacio.

$\Delta$  = altura de la rugosidad.

$Y_1$  = tirante en la sección al pie del cimacio.

$g$  = aceleración de la gravedad.

$B$  = ancho de la sección inicial de la transición.

$b$  = ancho de la sección final de la transición.

$L_T$  = longitud de la transición.

$S_0$  = pendiente de fondo de la transición.

$\tan\theta$  = tangente del ángulo de estrechamiento de la transición.

$n$  = número de rugosidades.

Con estas variables se conforma la siguiente matriz:

	$\rho$	$V_1$	$\Delta$	$Y_1$	$g$	$B$	$b$	$L_T$	$S_0$	$\tan\theta$	$n$
M	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
L	-3	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0
T	0	-1	0	0	-2	0	0	0	0	0	0

Luego de resolver la matriz se obtiene la siguiente relación funcional.

$$f\left(\frac{Y_1}{\Delta}; \frac{\Delta g}{V_1^2}; \frac{b}{\Delta}; \frac{B}{L_T}; S_0; \tan\theta; n\right) \quad (7.38)$$

Esta se puede simplificar multiplicando los dos primeros términos de la relación anterior.

$$f\left(\frac{1}{Fr_1}; \frac{b}{\Delta}; \frac{B}{L_T}; S_0; \tan\theta; n\right) \quad (7.39)$$

Finalmente, se obtiene lo siguiente:

$$n = f\left(\frac{1}{Fr_1}; \frac{b}{\Delta}; \frac{B}{L_T}; S_0; \tan\theta\right) \quad (7.40)$$

Por tanto, la tarea investigativa se reduce a encontrar el número de rugosidad ( $n$ ) para el cual se obtiene la mayor uniformidad del flujo al final de la transición, teniendo como variables: el número de Froude de entrada, relación entre el ancho final de la transición y la altura de la rugosidad, relación entre el ancho inicial y la de longitud de la transición, pendiente de fondo y la tangente del ángulo de estrechamiento de las paredes.

Conociendo las variables que intervienen en el problema, se procede a la confección del proyecto de la instalación experimental, donde se realizarán las investigaciones para adaptar un modelo existente y cumplir con los objetivos propuestos.

#### 7.4.2. Descripción de la instalación experimental utilizada en la investigación

El modelo hidráulico, en su conjunto, consiste en un vertedor de perfil práctico con vacío tipo oval, de excentricidad  $e = 2$ , con 110 cm de longitud vertedora (Fig. 7.13). Aguas abajo de este se colocó una transición lineal convergente con paredes laterales ajustables, para lograr el ángulo de estrechamiento y las pendientes de fondo requeridas.

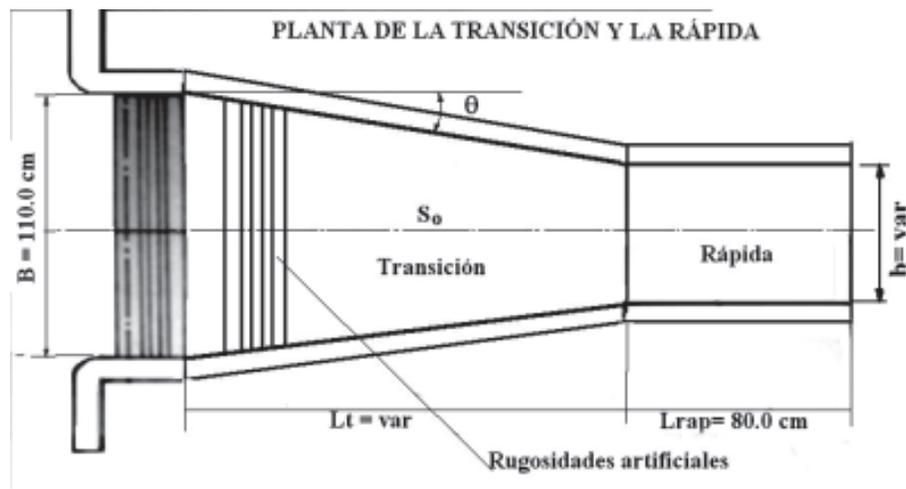


Figura 7.13 a  
Instalación en la que Rosete desarrolló sus investigaciones experimentales.

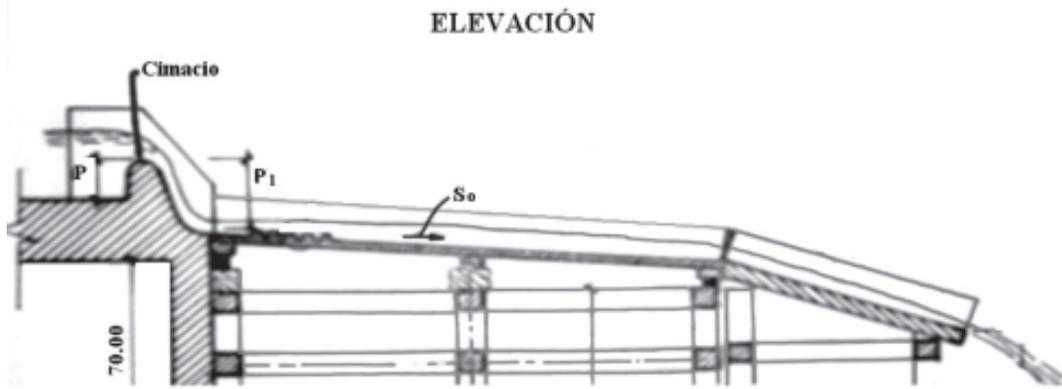


Figura 7.13 b  
Instalación en la que Rosete desarrolló sus investigaciones experimentales.

Aguas abajo de la transición (para algunas variantes) se colocó una rápida de 80 cm de longitud y de sección rectangular prismática, con el objetivo de observar el comportamiento de las líneas de flujo en la descarga de la transición, así como conducir el gasto hasta el canal de recirculación del laboratorio.

### 7.4.3. Metodología de la investigación

Para el desarrollo de esta investigación siempre se partió de un diseño experimental basado, en primer lugar, en la experiencia acumulada en la modelación de estas obras. Se realizó el planteamiento del problema con las diferentes variables determinantes y se obtuvieron las relaciones adimensionales aplicando el teorema de Buckingham (teorema Pi), para luego poder determinar fórmulas empíricas (utilizando como herramienta fundamental el procesamiento estadístico) que permitieran generalizar los resultados y cumplir los objetivos propuestos.

La metodología de la investigación se definió de la siguiente manera:

Para las tres longitudes de transición  $L = 152; 223$  y  $76$  (cm) y un ancho de entrada  $B$  de  $110$  cm, se colocaron varios ángulos de estrechamiento de las paredes  $\theta = 4,1^\circ; 6,2^\circ$  y  $8,2^\circ$  y pendientes de fondo  $S_o = 0; 0,01; 0,03; 0,05$  y  $0,08$ .

Para cada combinación de las variables anteriormente descritas, en el fondo de la transición se colocaron umbrales de rugosidad artificial de altura  $\Delta = 3$  mm, espaciados a  $9 \Delta$  de eje a eje; y se fueron eliminando rugosidades en dirección aguas arriba hasta llegar al número óptimo, que garantiza la mayor uniformidad del flujo al final de la transición.

Posteriormente, para la misma relación se cambió la altura de la rugosidad a  $5$  mm, igualmente espaciados a  $9 \Delta$ ; y se repitió el mismo proceso. Todo lo anteriormente explicado se realizó para cada uno de los ángulos de estrechamiento, pendientes de fondo, altura de rugosidad artificial y gastos.

Para cada gasto se realizaron mediciones de los tirantes en la sección final de la transición, de la manera siguiente:

Se colocó un número de umbrales de rugosidad artificial a todo lo largo de la transición; y en la medida que se fueron eliminando rugosidades en sentido contrario al movimiento del agua, se fueron midiendo los tirantes en la sección final, en puntos equidistantes a  $10$  cm;

y con estos valores se procedió a calcular el por ciento de uniformidad, utilizando las siguientes fórmulas:

$$\%Unif.1 = \frac{Y_{pond}}{Y_{max}} \times 100 \quad (7.41)$$

$$\%Unif.2 = \frac{Y_{min}}{Y_{pond}} \times 100 \quad (7.42)$$

$$Y_{pond} = \frac{\sum_{i=1}^N Y_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \quad (7.43)$$

donde:

$Y_{pond}$  : tirante ponderado al final de la transición.

$Y_i$ : tirante en la vertical (i) en que se divide la sección transversal de la salida.

$A_i$ : área mojada entre los tirantes adyacentes ( $Y_i$ ), por ejemplo:

$$A_i = \frac{(Y_i + Y_{(i+1)}) L}{2} \quad (7.44)$$

Luego, para cada número de umbrales colocados, se comenzaron a medir los tirantes por el eje y los muros, al inicio ( $x = 0$ ), al final del espacio rugoso y en algunos puntos intermedios.

#### 7.4.4. Determinación experimental del número óptimo de rugosidades en las transiciones lineales supercríticas

Si en una variante determinada se realizan las mediciones de los tirantes de circulación en la sección final de la transición (sentido transversal) para diferentes números de umbrales de rugosidad artificial colocados en el fondo; y a continuación se determina el por ciento de uniformidad, y se dibujan los resultados en un gráfico, se obtiene la curva de la figura 7.14.

En la figura mencionada se observa que al comenzar a colocar un número creciente de rugosidades, se provoca un incremento del por ciento de uniformidad, o sea, se obtiene un perfil de la superficie del agua más uniforme al final de la misma; pero esto ocurre hasta un valor, a partir del cual un aumento del número de umbrales, trae consigo un efecto contrario, obteniéndose por esa vía un punto máximo. La cantidad de rugosidad que coincida con este punto máximo se nombrará *número óptimo de rugosidades*.

*El número óptimo de rugosidades va a ser la cantidad necesaria de estas, para una relación de estrechamiento, altura de rugosidad, número de Froude y pendiente de fondo de la transición, que garantice la mayor uniformidad del flujo al final de la misma.*

En las fotos 1 y 2 se representa la misma transición, con los parámetros geométricos e hidráulicos similares. La primera, conduciendo un gasto sin rugosidades artificiales, donde se observa

la aparición de ondas oblicuas. La segunda, conduciendo el mismo gasto, pero con la cantidad óptima de rugosidades artificiales colocadas en el fondo, donde se observa cómo desaparecen estas ondas oblicuas, cuestión que demuestra la efectividad de la rugosidad y la garantía que ofrecen los resultados de la metodología.

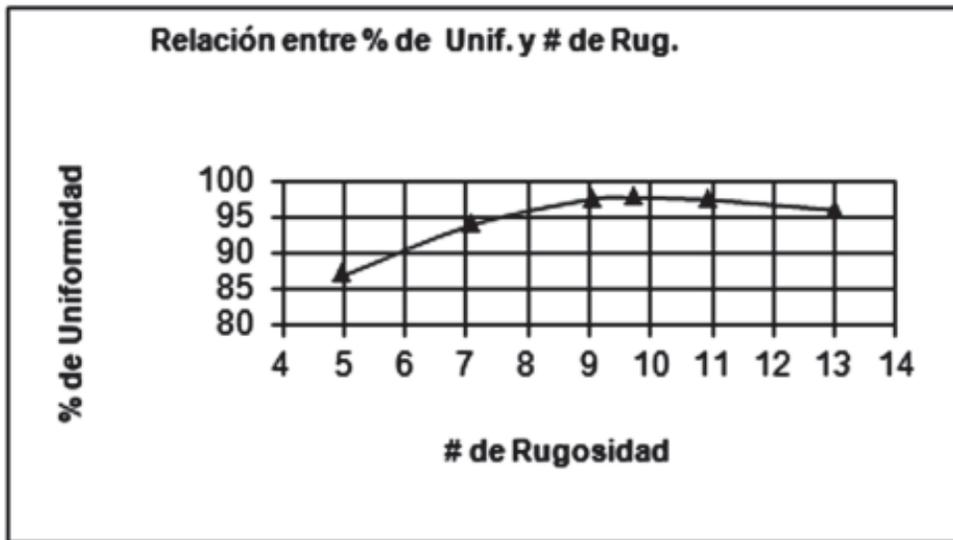


Figura 7.14  
Relación entre el por ciento de uniformidad y el número de rugosidades.

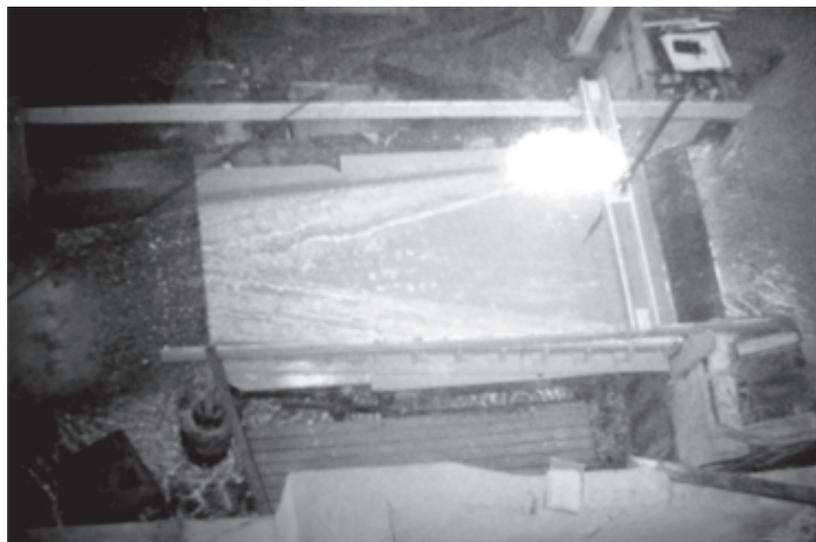


Foto 1  
Transición sin rugosidad.



**Foto 2**  
**Transición con rugosidad.**

Durante los trabajos experimentales en el laboratorio, se llega a las siguientes conclusiones con respecto a la influencia de los parámetros que intervienen en la determinación del número óptimo de rugosidades:

1. En la medida en que aumenta el ángulo de estrechamiento de las paredes  $\theta$ , la uniformidad del flujo disminuye, debido a que la diferencia de los tirantes se hace más notable al existir una creciente concentración del flujo y, por consiguiente, un aumento de la energía cinética, cuestión que requiere colocar un mayor número de rugosidades para lograr la eliminación de las ondas oblicuas.
2. Queda demostrado, evidentemente, que a mayor altura de rugosidad, mayor influencia; y viceversa, por lo cual existe una relación adimensional  $Y/\Delta$  que relaciona la altura del tirante de circulación con la altura de la rugosidad, es decir, en la medida que esta relación aumenta, disminuye la influencia de la rugosidad sobre el flujo.
3. Se demuestra que en la medida en que el número de Froude aumenta, se necesita un menor número de rugosidades para lograr la mayor uniformidad del flujo al final de la transición; y viceversa.
4. Se demuestra que al aumentar la pendiente longitudinal de fondo de la transición, aumenta la relación de tirantes, o sea, se incrementa la diferencia entre el tirante máximo y el mínimo, por lo que se necesita un mayor número de rugosidades para lograr la disipación de energía y así obtener el mayor porcentaje de uniformidad al final de la transición.
5. Como el comportamiento de un fluido con régimen de circulación supercrítico es muy inestable y extremadamente sensible a los cambios de frontera, debido a la cantidad de variables que influyen sobre el mismo, convirtiendo el problema en multivariado, para resolverlo se necesita acudir a los ajustes múltiples, con el objetivo de determinar una ecuación general con coeficientes empíricos que dependan de las variables que intervienen en el problema.

6. El procedimiento usado consiste en ir valorando cada uno de los coeficientes obtenidos por las regresiones realizadas a partir de las relaciones adimensionales determinadas, con todas las variables involucradas en el problema, y determinar los coeficientes que luego se colocarán en la fórmula fundamental, para obtener los resultados esperados.

### 7.4.5. Cálculo analítico del número óptimo de rugosidades

En el análisis del problema, las magnitudes que determinan el fenómeno físico son las siguientes:

$$f(\rho, V_1, B, Y_1, b, \Delta, g, L_T, Am_1, \tan\theta, S_0, n_{opt}) = 0 \quad (7.44)$$

donde:

$\rho$  = densidad del agua.

$V_1$  = velocidad de la sección al pie del cimacio.

$B$  = ancho inicial de la transición.

$Y_1$  = tirante en la sección inicial al pie del cimacio.

$b$  = ancho final de la transición.

$\Delta$  = altura de la rugosidad de la transición.

$g$  = aceleración de la gravedad.

$L_T$  = longitud de la transición.

$S_0$  = pendiente de fondo de la transición.

$\tan\theta$  = tangente del ángulo de estrechamiento de la pared.

$n_{opt}$  = número óptimo de rugosidad.

Con estas variables se conforma la siguiente matriz:

	$\rho$	$V_1$	$B$	$Y_1$	$b$	$\Delta$	$g$	$L_T$	$Am_1$	$\tan\theta$	$n_{opt}$	$S_0$
M	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
L	-3	1	1	1	1	1	1	1	2	0	0	0
T	0	0	0	0	0	0	-2	0	0	0	0	0

Después de resolver la matriz anterior, se obtiene la siguiente relación funcional:

$$f\left(\frac{Y_1}{B}, \frac{Bg}{V_1^2}, \frac{\Delta}{B}, \frac{b}{B}, \frac{L_T}{B}, \frac{Am_1}{B^2}, \tan\theta, n_{opt}, S_0\right) = 0 \quad (7.46)$$

Esta se puede simplificar reagrupando convenientemente las relaciones, y resulta:

$$f\left(\frac{Y_1 g}{V_1^2}; \frac{\Delta n_{opt} b_T}{B_T Y_1}; \frac{L_T}{B}; \tan\theta; S_0\right) = 0 \quad (7.47)$$

Finalmente se obtiene:

$$\frac{\Delta n_{opt} b_T}{Y_1 B_T} = f\left(\frac{1}{F_{r1}}; \frac{L_T}{B}; \tan\theta; S_0\right) \quad (7.48)$$

Por lo que la tarea se reduce a determinar la relación adimensional  $\frac{\Delta n_{opt} b_T}{Y_1 B_T}$  a partir de las relaciones que aparecen en el término derecho.

Como se puede apreciar, la solución del problema se torna complicada debido a que intervienen diferentes variables (problema multivariado), por lo que será necesario obtener, como ya se explicó, un conjunto de relaciones adimensionales; y determinar a través de regresiones, los diferentes vínculos que pueden existir entre ellos, auxiliándonos de las técnicas de ajustes; y sin perder de vista que se debe garantizar, con las ecuaciones que se obtengan, la representación del fenómeno físico.

A partir del análisis de las relaciones obtenidas en la relación funcional (7.48), se evalúa lo siguiente:

$$\frac{\Delta n_{opt} b_T}{Y_1 B_T} = f(F_{r1}) \quad (7.49)$$

A partir de gran cantidad de ensayos en el laboratorio y su ulterior procesamiento estadístico, incluyendo el ajuste matemático de curvas, se llega a:

$$\frac{\Delta n_{opt}}{Y_1} = \frac{B_T}{b_T} \left( \frac{F_{r1} - R_a^{opt}}{R_b^{opt}} \right) \quad (7.50)$$

donde:

$\Delta$ : altura de la rugosidad.

$n_{opt}$ : número de rugosidades.

$b_T$ : ancho final de la transición.

$B_T$ : ancho inicial de la transición.

$F_{r1}$ : número de Froude en la entrada.

$R_b^{opt}$  y  $R_a^{opt}$ : coeficientes empíricos,  $R_a^{opt}$  y  $R_b^{opt} = f(S_0, \tan\theta, L_T)$ .

De la ecuación 7.50 se puede deducir la influencia de los términos sobre el número de rugosidades óptimo:

1. A mayor valor de la relación adimensional  $B/b$ , mayor será el número de rugosidades a colocar. Esta relación representa la variación de las dimensiones de entrada y salida de la transición, cuya influencia está avalada en las investigaciones realizadas.

2. Número de *Froude*, el cual es inversamente proporcional a la cantidad de rugosidades que es necesario colocar, para obtener la mayor uniformidad del flujo al final de la transición.
3. Altura de la rugosidad, que es inversamente proporcional: mientras mayor sea su altura, menor será la cantidad de rugosidades que se necesita colocar.

Luego cada uno de estos coeficientes ( $R_a^{opt}$  y  $R_b^{opt}$ ), se evalúan para las pendientes de fondo de la transición  $S_o$ , llegándose a:

$$R_a^{opt} = R_{aa}^{opt} = R_{ab}^{opt} (S_o)^3 + R_{ac}^{opt} \sqrt{S_o} \quad (7.51)$$

$$R_b^{opt} = R_{ba}^{opt} + R_{bb}^{opt} (S_o) + R_{bc}^{opt} \sqrt{S_o} \quad (7.52)$$

Posteriormente se evalúan estos coeficientes ( $R_{aa}$ ;  $R_{ab}$ ;  $R_{ac}$ ;  $R_{ba}$ ;  $R_{bb}$  y  $R_{bc}$ ) para  $\tan\theta$  (tangente del ángulo de estrechamiento de las paredes), obteniéndose:

$$R_{aa} = R_{aa1} + R_{aa2} (\tan\theta)^3 + R_{aa3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + R_{aa4} / \tan\theta \quad (7.53)$$

$$R_{ab} = R_{ab1} + R_{ab2} (\tan\theta)^3 + R_{ab3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + R_{ab4} / \tan\theta \quad (7.54)$$

$$R_{ac} = R_{ac1} + R_{ac2} (\tan\theta)^3 + R_{ac3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + R_{ac4} / \tan\theta \quad (7.55)$$

$$R_{ba} = R_{ba1} + R_{ba2} (\tan\theta)^3 + R_{ba3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + R_{ba4} / \tan\theta \quad (7.56)$$

$$R_{bb} = R_{bb1} + R_{bb2} (\tan\theta)^3 + R_{bb3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + R_{bb4} / \tan\theta \quad (7.57)$$

$$R_{bc} = R_{bc1} + R_{bc2} (\tan\theta)^3 + R_{bc3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + R_{bc4} / \tan\theta \quad (7.58)$$

Finalmente, se evalúan estos coeficientes para el parámetro adimensional ( $L/B$ ), obteniéndose las siguientes ecuaciones:

$$R_{aa1}^{OPT} = -4487.9246 - 285.7291 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 404.5906 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + 2269.8993 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.59)$$

$$R_{aa2}^{OPT} = 35488.572 + 4040.0776 \left(\frac{L}{B}\right)^2 - 3931.1467 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 19765.989 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.60)$$

$$R_{aa3}^{OPT} = -5591.6299 - 354.8617 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 504.3586 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + 2831.5688 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.61)$$

$$R_{aa4}^{OPT} = 37.7143 + 1.7891 \left(\frac{L}{B}\right)^2 - 3.15498 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 18.4915 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.62)$$

$$R_{ab1}^{OPT} = 18010861.0 - 31551883.0 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 12783327.0 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + 18626821.0 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.63)$$

$$R_{ab2}^{OPT} = -148255890 + 258748280 \left(\frac{L}{B}\right)^2 - 104714960 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 154191960 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.64)$$

$$R_{ab3}^{OPT} = 22471170 - 39371356 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 15952081 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + 23242307 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.65)$$

$$R_{ab4}^{OPT} = -149657.34 + 262552 \left(\frac{L}{B}\right)^2 - 106419.69 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 154506.4 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.66)$$

$$R_{ac1}^{OPT} = -12322.882 + 54120.119 \left(\frac{L}{B}\right)^2 - 24367.569 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 33579272 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.67)$$

$$R_{ac2}^{OPT} = 105788.9 - 450836.81 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 202574.8 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + 279559 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.68)$$

$$R_{ac3}^{OPT} = -15379.618 + 67530.761 \left(\frac{L}{B}\right)^2 - 30409.629 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 41884.212 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.69)$$

$$R_{ac4}^{OPT} = 100.9678 - 447.9633 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 201.8702 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + 277.8582 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.70)$$

$$R_{ba1}^{OPT} = 142837.53 + 213216.76 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 88635.462 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{47007.373}{\left(\frac{L}{B}\right)} \quad (7.71)$$

$$R_{ba2}^{OPT} = -1157030.9 - 1727072.9 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 718001.85 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{379804.83}{\left(\frac{L}{B}\right)} \quad (7.72)$$

$$R_{ba3}^{OPT} = 178237.26 + 266085.22 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 110612.85 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{58657.568}{\left(\frac{L}{B}\right)} \quad (7.73)$$

$$R_{ba4}^{OPT} = -1193.4447 - 1781.7349 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 740.6586 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{393.089}{\left(\frac{L}{B}\right)} \quad (7.74)$$

$$R_{bb1}^{OPT} = 3493545.5 + 13906781 \left(\frac{L}{B}\right)^2 - 7863242.8 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 183292.49 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.75)$$

$$R_{bb2}^{OPT} = -29906754 - 111902180 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 63557143 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + 1036880.5 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.76)$$

$$R_{bb3}^{OPT} = 4359264.7 + 17354976 \left(\frac{L}{B}\right)^2 - 9812466.8 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 232196.2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.77)$$

$$R_{bb4}^{OPT} = -28645.303 - 116461.93 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 65750.046 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + 1713.7032 \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (7.78)$$

$$R_{bc1}^{OPT} = -668959.16 - 972717.3 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 407857.61 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{215639.13}{L/B} \quad (7.79)$$

$$R_{bc2}^{OPT} = 5407383.1 + 7854716 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 3294191.3 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{1739519.1}{L/B} \quad (7.80)$$

$$R_{bc3}^{OPT} = -834798.15 - 121393.1 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 508995.93 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{269090.54}{L/B} \quad (7.81)$$

$$R_{bc4}^{OPT} = 590.8313 + 8131.4673 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 3409.3178 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{1803.7066}{L/B} \quad (7.82)$$

Las ecuaciones 7.59 a 7.82 tienen un grado de complejidad superior a las anteriores; y ello se debe a que se trata de garantizar el mayor porcentaje de correlación y menor error al aplicarlas, ya que la metodología de diseño propuesta se aplica en sentido contrario a la secuencia utilizada para la determinación de estas ecuaciones. Por tanto, un error significativo en estas primeras ecuaciones influiría sensiblemente en los resultados finales.

#### 7.4.6. Determinación de la expresión que limita el número de rugosidades

Durante el desarrollo de la investigación, para algunos ángulos de estrechamiento de las paredes altos y pendientes de fondo pequeñas, se obtuvo que para cierto número de umbrales de rugosidad colocados, se formó un salto hidráulico dentro de la transición, cuestión indesea-

ble que se necesita prevenir, por lo que fue necesario el estudio de este problema y la determinación de la cantidad de rugosidades colocadas que pudiera provocar esto.

Si se analiza el comportamiento de los tirantes ponderados medidos en la sección final de la transición, en relación con el número de rugosidades, se obtiene la curva de la figura 7.15.

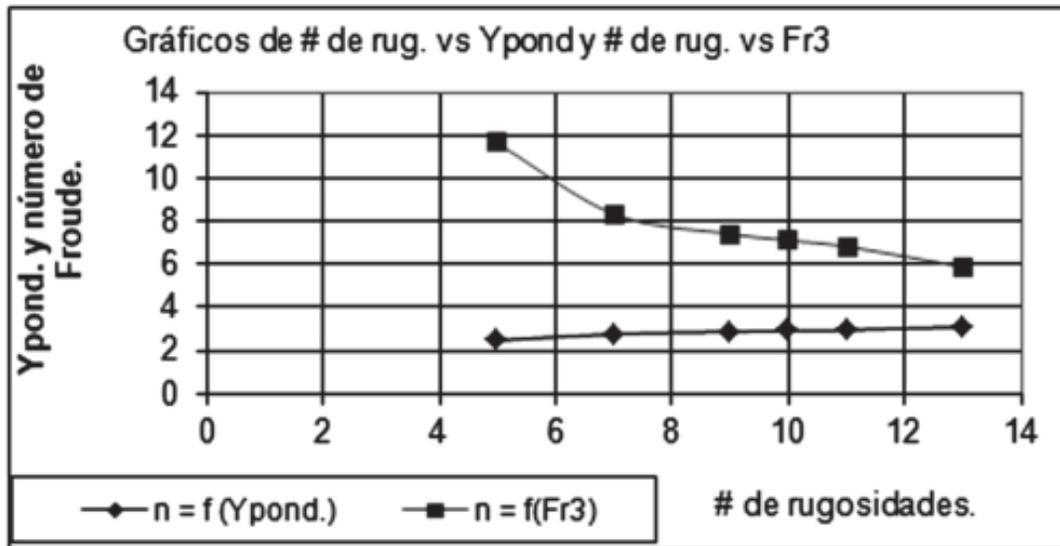


Figura 7.15  
Número de rugosidades versus Y ponderada y número de Froude.

En esta figura aparecen representadas las diferentes mediciones realizadas en la sección final de la transición para la variante de  $Q = 41,08 \text{ l/s}$ ;  $S_0 = 0,01$ ,  $\theta = 4,1^\circ$ ,  $L_t = 76,0 \text{ cm}$  y  $\Delta = 0,5 \text{ cm}$ . Se puede apreciar cómo al aumentar la cantidad de rugosidades en el fondo, aumentan los tirantes ponderados, trayendo consigo una disminución del número de Froude. Por lo cual, si se continúa colocando mayor cantidad de umbrales, puede llegar a formarse un régimen subcrítico con la ocurrencia de crestas y saltos hidráulicos, cuestión que resulta necesario evitar.

Determinar el número de rugosidades crítico a partir del cual pueda ocurrir el salto hidráulico, constituye una herramienta de gran valor en el diseño, debido a que advierte al proyectista sobre este indeseable fenómeno.

La ocurrencia del salto hidráulico puede provocar: que el nivel de agua rebase por los muros laterales, la aparición de cargas diferenciales no consideradas en el diseño estructural de la transición, así como el ahogo del cimacio, que trae como consecuencia el aumento del nivel de aguas máximas en el embalse al disminuir el coeficiente de gasto, cuestión de gran peligro que puede producir el rebase de la cortina. Es esta una de las causas catastróficas para la destrucción de las presas de materiales locales.

La cantidad de rugosidades artificiales capaces de producir un salto hidráulico en la transición, se llamará *número de rugosidad crítico*.

Para obtener la ecuación matemática que gobierna este fenómeno, se lleva a cabo el mismo procedimiento explicado anteriormente, a través del cual se determinó el número de rugosidad crítico. En el epígrafe 7.4.8 se presenta el procedimiento para obtener su valor.

### 7.4.7. Determinación de la ecuación para el cálculo de la altura máxima de rugosidad que produce el salto en esquís

Para determinadas variantes ( $Fr_1$ ,  $\theta$ ,  $S_0$ , y  $\Delta$ ) ocurre al inicio del tramo rugoso un despegue de la lámina de flujo, originándose un salto en el cual el chorro describe una trayectoria parabólica (foto 3). En sus investigaciones en canales prismáticos, Aivazian recomienda la relación  $h/\Delta \geq 3$  para que no ocurra este fenómeno.

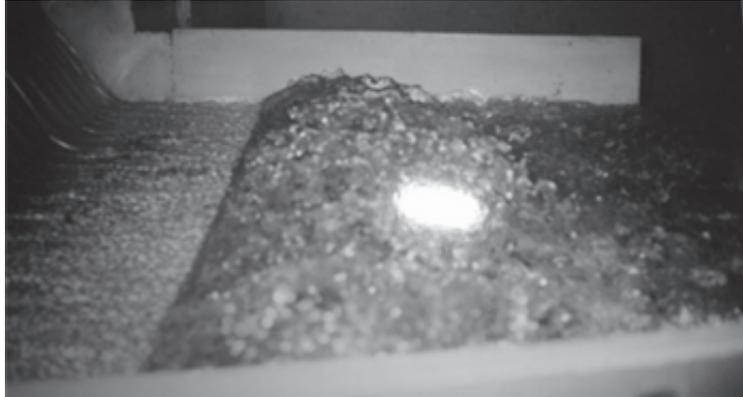


Foto 3  
Formación del salto en esquís

En el caso de transiciones supercríticas, durante las investigaciones llevadas a cabo se llegó a la conclusión de que existen otras variables que influyen en menor o mayor grado sobre este fenómeno. Por ello, se procedió a su análisis y se obtuvieron las ecuaciones matemáticas que gobiernan el fenómeno, con el mismo procedimiento utilizado para la determinación del número óptimo de rugosidades. Estas fórmulas se muestran en el epígrafe 7.4.8.

También fue necesario utilizar, en todos los casos, la misma metodología de procesamiento de los resultados, llegándose a las ecuaciones que gobiernan los tirantes de agua en el sentido longitudinal de la transición.

Las fórmulas mediante la cual se construye la superficie del agua en sentido longitudinal, para los dos tramos en que se divide la transición (tramo rugoso ocupado por las rugosidades; y tramo liso sin rugosidades, que es el que le precede) se explican en el epígrafe 7.4.8.

### 7.4.8. Metodología de diseño de las transiciones con régimen supercrítico

#### Restricciones generales de la metodología.

La presente metodología tiene ciertas restricciones que conviene considerar para obtener resultados confiables:

*Restricciones hidráulicas.* El número de Froude debe encontrarse dentro del rango investigado ( $6 \div 40$ ).

*Restricciones geométricas.* Pendiente de fondo  $S_0 = (0 \div 0,08)$ .

Ángulo de estrechamiento de las paredes  $\theta = (4,1^\circ \div 8,2^\circ)$ .

Relación de longitud y ancho de entrada de la transición:  
( $L_1/B$ ) =  $(0,691 \div 2,027)$ .

La rugosidad debe ser de sección transversal cuadrada.  
 El espaciamiento entre rugosidades (de eje a eje) debe ser de 9 veces la altura.  
 La metodología se presenta a continuación estructurada en bloques de trabajo:

*Bloque No. 1. Datos.*

En este bloque se ubican los datos disponibles para comenzar el diseño:

- Altura del paramento aguas abajo ( $P_1$ ).
- Longitud vertedora del cimacio ( $B_{VERT}$ ).
- Gasto de diseño o rango de gastos ( $Q_{DIS}$ ).
- Tirante al inicio de la transición ( $Y_1$ ).
- Pendiente de fondo según las condiciones del lugar ( $S_0$ ).
- Longitud de la transición ( $L_T$ ).
- Ángulo de estrechamiento de las paredes ( $\theta$ ).

*Bloque No. 2. Cálculo del número óptimo de rugosidades ( $n_{opt}$ ).*

$$\frac{\Delta n_{opt}}{Y_1} = \frac{B_T}{b_T} \left( \frac{Fr_1 - R_a^{opt}}{R_b^{opt}} \right)$$

donde:

$\Delta$  = altura de la rugosidad supuesta.

$n$  = número de rugosidad óptima.

$b_T$  = ancho final de la transición.

$B_T$  = ancho inicial de la transición

$Fr_1$  = número de Froude en la entrada.

$R_b^{opt}$  y  $R_a^{opt}$  = coeficientes empíricos f ( $S_0, \tan\theta, L_T$ ).

Se determina el ancho inicial de la transición ( $B_T$ ):

$$B_T = B_{VERT}.$$

Se calcula el número de Froude ( $Fr_1$ ).

$$Fr_1 = \frac{Q_{DIS}^2}{g B_T^2 Y_1^3}$$

donde:

$Q_{DIS}$  = gasto de diseño.

$g$  = aceleración de la gravedad.

$Y_1$  = tirante contraído al pie del cimacio.

Se calcula el tirante contraído al pie del cimacio según:

$$Y_1 = \frac{E_{ai}}{3} \left[ 1 - 2 \cos \left( 60^\circ + \frac{\theta_i^0}{3} \right) \right]$$

donde:

$E_{oi}$  = Energía específica.

$E_{oi} = P^* + H_{oi}$

$P^*$  = Altura del paramento aguas abajo.

$H_{oi}$  = Carga de agua sobre el cimacio.

$$\theta_i^0 = \arccos \left[ 1 - \left( \frac{0.83q_i}{0.97} \right)^2 E_{oi}^{-3} \right] \quad q_i = \frac{Q_{dis}}{B}$$

Luego se comprueba que el número de Froude calculado se encuentre en el rango investigativo especificado ( $6 \div 40$ ).

*Cálculo del ancho final de la transición:*

$$b_T = B_T - 2L_T \tan \theta$$

donde:

$L_T$  = longitud asumida de la transición.

$\theta$  = ángulo de estrechamiento de las paredes.

se asume  $\theta = (4,1^0 \div 8,2^0)$ .

*Determinación de los coeficientes  $R_b^{opt}$  y  $R_a^{opt}$ .*

Este es el paso más complejo y laborioso debido a que es necesario resolver varias ecuaciones.

Conociendo la longitud y el ancho inicial de la transición, se pueden determinar los siguientes coeficientes.

$$R_{aa1}^{OPT} = -4487,9246 - 285,7291 \left( \frac{L}{B} \right)^2 + 404,5906 \left( \frac{L}{B} \right)^3 + 2269,8993 \ln \left( \frac{L}{B} \right)$$

$$R_{aa2}^{OPT} = 35488,572 + 4040,0776 \left( \frac{L}{B} \right)^2 - 3931,1467 \left( \frac{L}{B} \right)^3 - 19765,989 \ln \left( \frac{L}{B} \right)$$

$$R_{aa3}^{OPT} = -5591,6299 - 354,8617 \left( \frac{L}{B} \right)^2 + 504,3586 \left( \frac{L}{B} \right)^3 + 2831,5688 \ln \left( \frac{L}{B} \right)$$

$$R_{aa4}^{OPT} = 37,7143 + 1,7891 \left( \frac{L}{B} \right)^2 - 3,15498 \left( \frac{L}{B} \right)^3 - 18,4915 \ln \left( \frac{L}{B} \right)$$

$$R_{ab1}^{OPT} = 18010861,0 - 31551883,0 \left( \frac{L}{B} \right)^2 + 12783327,0 \left( \frac{L}{B} \right)^3 + 18626821,0 \ln \left( \frac{L}{B} \right)$$

$$R_{ab2}^{OPT} = -148255890 + 258748280\left(\frac{L}{B}\right)^2 - 104714960\left(\frac{L}{B}\right)^3 - 154191960\ln\left(\frac{L}{B}\right)$$

$$R_{ab3}^{OPT} = 224711170 - 39371356\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 15952081\left(\frac{L}{B}\right)^3 + 23242307\ln\left(\frac{L}{B}\right)$$

$$R_{ab4}^{OPT} = -149657,34 + 262552,84\left(\frac{L}{B}\right)^2 - 106419,69\left(\frac{L}{B}\right)^3 - 154506,41\ln\left(\frac{L}{B}\right)$$

$$R_{ac1}^{OPT} = -12322,882 + 54120,119\left(\frac{L}{B}\right)^2 - 24367,569\left(\frac{L}{B}\right)^3 - 33579272\ln\left(\frac{L}{B}\right)$$

$$R_{ac2}^{OPT} = 105788,9 - 450836,81\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 202574,8\left(\frac{L}{B}\right)^3 + 279559\ln\left(\frac{L}{B}\right)$$

$$R_{ac3}^{OPT} = -15379,618 + 67530,761\left(\frac{L}{B}\right)^2 - 30409,629\left(\frac{L}{B}\right)^3 - 41884,212\ln\left(\frac{L}{B}\right)$$

$$R_{ac4}^{OPT} = 100,9678 - 447,9633\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 201,8702\left(\frac{L}{B}\right)^3 + 277,8582\ln\left(\frac{L}{B}\right)$$

$$R_{ba1}^{OPT} = 142837,53 + 213216,76\left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 88635,462\left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{47007,373}{\left(\frac{L}{B}\right)}$$

$$R_{ba2}^{OPT} = -1157030,9 - 1727072,9\left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 718001,85\left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{379804,83}{\left(\frac{L}{B}\right)}$$

$$R_{ba3}^{OPT} = 178237,26 + 266085,22\left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 110612,85\left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{58657,568}{\left(\frac{L}{B}\right)}$$

$$R_{ba4}^{OPT} = -1193,4447 - 1781,7349\left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 740,6586\left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{393,089}{\left(\frac{L}{B}\right)}$$

$$R_{bb1}^{OPT} = 3493545,5 + 13906781\left(\frac{L}{B}\right)^2 - 7863242,8\left(\frac{L}{B}\right)^3 - 183292,49\ln\left(\frac{L}{B}\right)$$

$$R_{bb2}^{OPT} = -29906754 - 111902180 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 63557143 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + 1036880,5 \ln\left(\frac{L}{B}\right)$$

$$R_{bb3}^{OPT} = 4359264,7 + 17354976 \left(\frac{L}{B}\right)^2 - 9812466,8 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 232196,2 \ln\left(\frac{L}{B}\right)$$

$$R_{bb4}^{OPT} = -28645,303 - 116461,93 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 65750,046 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + 1713,7032 \ln\left(\frac{L}{B}\right)$$

$$R_{bc1}^{OPT} = -668959,16 - 972717,3 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 407857,61 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{215639,13}{\left(\frac{L}{B}\right)}$$

$$R_{bc2}^{OPT} = 5407383,1 + 7854716 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 3294191,3 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{1739519,1}{\left(\frac{L}{B}\right)}$$

$$R_{bc3}^{OPT} = -834798,15 - 1213931,1 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 508995,93 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{269090,54}{\left(\frac{L}{B}\right)}$$

$$R_{bc4}^{OPT} = 590,8313 + 8131,4673 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 3409,3178 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{1803,7066}{\left(\frac{L}{B}\right)}$$

*Determinación de los coeficientes en función de la  $\tan\theta$ .*

Los valores de los coeficientes determinados en las 24 ecuaciones anteriores se sustituyen en las 6 ecuaciones que aparecen a continuación, conociendo además, por datos, el ángulo de estrechamiento de las paredes de la transición. Y se determinan los siguientes coeficientes.

$$R_{aa} = R_{aa1} + R_{aa2} (\tan\theta)^3 + R_{aa3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + R_{aa4} / \tan\theta$$

$$R_{ab} = R_{ab1} + R_{ab2} (\tan\theta)^3 + R_{ab3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + R_{ab4} / \tan\theta$$

$$R_{ac} = R_{ac1} + R_{ac2} (\tan\theta)^3 + R_{ac3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + R_{ac4} / \tan\theta$$

$$R_{ba} = R_{ba1} + R_{ba2} (\tan\theta)^3 + R_{ba3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + R_{ba4} / \tan\theta$$

$$R_{bb} = R_{bb1} + R_{bb2} (\tan\theta)^3 + R_{bb3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + R_{bb4} / \tan\theta$$

$$R_{bc} = R_{bc1} + R_{bc2} (\tan\theta)^3 + R_{bc3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + R_{bc4} / \tan\theta$$

Con estas ecuaciones se determinan estos 6 coeficientes.

*Determinación de los coeficientes en función de  $S_0$ .*

Los valores de los coeficientes determinados en las 6 ecuaciones anteriores se sustituyen en las 2 ecuaciones que aparecen a continuación, además de la pendiente de fondo de la transición dada por datos, y finalmente se determinan los coeficientes  $R_b^{opt}$  y  $R_a^{opt}$ , que son los que se sustituyen en la ecuación fundamental.

$$R_a^{opt} = R_{aa}^{opt} + R_{ab}^{opt} (S_0)^3 + R_{ac}^{opt} \sqrt{S_0}$$

$$R_b^{opt} = R_{ba}^{opt} + R_{bb}^{opt} (S_0)^3 + R_{bc}^{opt} \sqrt{S_0}$$

*Determinación del número de rugosidad óptimo:*

Para ello, se asume una altura de rugosidad  $\Delta$  y se sustituyen todos los términos en la ecuación general:

$$N_{OPT} = \frac{Y_1 B_T}{\Delta b_T} \left( \frac{F_{r1} - R_a^{opt}}{R_b^{opt}} \right)$$

Luego es necesario comprobar si la altura de la rugosidad asumida puede provocar el salto en esquís al inicio de la transición, por lo que se pasa al bloque No. 3.

*Bloque No. 3. Cálculo de la ecuación general para la determinación de la altura de la rugosidad que provoca el salto en esquís.*

$$\Delta_{MAX} = \frac{Y_1 g - R b^M V_1^2}{R a^M g}$$

donde:

$\Delta_{MAX}$  = Altura máxima de la rugosidad que provoca el salto en esquís.

$g$  = Aceleración de la gravedad.

$Y_1$  = Tirante al inicio de la transición.

$V_1$  = Velocidad al inicio de la transición.

$R a^M$  y  $R b^M$  = Coeficientes adimensionales empíricos.

Determinación de los coeficientes  $Ra^M$  y  $Rb^M$ .

— Determinación de los coeficientes en función de  $S_0$ .

$$Raa^M = 2.97504 + 321.02986S_0^{3/2} - 1302.6999S_0^2 + 3778.0825S_0^3$$

$$Rab^M = -0.28847 - 1114.0234S_0^{3/2} + 4898.6042S_0^2 - 16587.667S_0^3$$

$$Rba^M = -0.007088 - 3.20715S_0^{3/2} + 14.49095S_0^2 - 59.07059S_0^3$$

$$Rbb^M = 0.03548 + 18.45317S_0^{3/2} - 89.76286S_0^2 + 392.54097S_0^3$$

— Determinación de los coeficientes en función de  $\tan\theta$ .

Los valores de los coeficientes determinados en las 4 ecuaciones anteriores se sustituyen en las 2 ecuaciones que aparecen a continuación:

$$Ra^M = Raa^M + Rab^M \sqrt{\tan\theta}$$

$$Rb^M = Rba^M + Rbb^M \sqrt{\tan\theta}$$

donde:

$\tan\theta$  = tangente del ángulo de estrechamiento de las paredes de la transición.

Se sustituyen todos los términos en la ecuación general, incluyendo los coeficientes determinados.

$$\Delta_{MAX} = \frac{Y_1 g - Rb^M V_1^2}{Ra^M g}$$

donde:

$$V_1 = \frac{Q_{DIS}}{Y_1 B_1}$$

Luego, con el  $\Delta_{OPT}$  y el  $\Delta_{max}$  se establece la comparación.

- Si  $\Delta_{OPT} \geq \Delta_{max}$  es necesario disminuir la altura de la rugosidad por debajo de la  $\Delta_{max}$  y recalculer el número óptimo de rugosidad, pues con la altura supuesta se produce el salto en esquís.
- Si  $\Delta_{OPT} < \Delta_{max}$  se mantiene la altura de la rugosidad asumida (no se produce el salto en esquís), por lo que no hace falta recalculer el número óptimo de rugosidades.

Luego se procede a calcular el número crítico de rugosidades que puede provocar el salto hidráulico o crestas al final de la transición.

Bloque No. 4. Cálculo del número crítico de rugosidades que puede provocar un salto hidráulico al final de la transición.

Se parte de la ecuación general, para la determinación de la cantidad crítica de rugosidades:

$$\frac{\Delta n_{crit}}{Y_1} = \left( \frac{Fr_1 - R_a^C}{R_b^C} \right)^{2/3}$$

$$R_a^C \text{ y } R_b^C = f(S_0, \tan\theta, L_T)$$

donde:

$\Delta$  = altura de la rugosidad.

$N_{crit}$  = número crítico de rugosidades.

$F_{r1}$  = número de Froude en la entrada.

$R_a^C$  y  $R_b^C$  = coeficientes adimensionales empíricos.

$Y_1$  = tirante al inicio de la transición.

Determinación de los coeficientes  $R_a^C$  y  $R_b^C$

— Se determinan los coeficientes en función de  $\left(\frac{L_T}{B_T}\right)$

$$R_{aa1}^C = -492722,88 - 1076017,3 \left(\frac{L}{B}\right) \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 826198,26 \left(\frac{L}{B}\right)^{5/2} - 333139,67 \left(\frac{L}{B}\right)^3$$

$$R_{aa2}^C = 3956357,9 + 8639095,8 \left(\frac{L}{B}\right) \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 6634203 \left(\frac{L}{B}\right)^{5/2} + 2675108,2 \left(\frac{L}{B}\right)^3$$

$$R_{aa3}^C = -614833,6 - 1342681,3 \left(\frac{L}{B}\right) \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 1030953 \left(\frac{L}{B}\right)^{5/2} - 415701,48 \left(\frac{L}{B}\right)^3$$

$$R_{aa4}^C = 4128,59 + 9016,3531 \left(\frac{L}{B}\right) \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 6922,7661 \left(\frac{L}{B}\right)^{5/2} + 2791,3781 \left(\frac{L}{B}\right)^3$$

$$R_{ab1}^C = 3346896,3 + 7418299,6 \left(\frac{L}{B}\right) \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 5616954,4 \left(\frac{L}{B}\right)^{5/2} + 2258858,1 \left(\frac{L}{B}\right)^3$$

$$R_{ab2}^C = -27375654 - 60668652 \left(\frac{L}{B}\right) \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 45948343 \left(\frac{L}{B}\right)^{5/2} - 18479015 \left(\frac{L}{B}\right)^3$$

$$R_{ab3}^C = 4175140,4 + 9254068,2 \left(\frac{L}{B}\right) \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 7006975,6 \left(\frac{L}{B}\right)^{5/2} + 2817856,8 \left(\frac{L}{B}\right)^3$$

$$R_{ab4}^C = -27863,852 - 6176,273 \left(\frac{L}{B}\right) \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 46761,18 \left(\frac{L}{B}\right)^{5/2} - 18804,722 \left(\frac{L}{B}\right)^3$$

$$R_{ac1}^C = 690594,09 + 1472245,1 \left(\frac{L}{B}\right) \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 1158787,5 \left(\frac{L}{B}\right)^{5/2} + 469403,14 \left(\frac{L}{B}\right)^3$$

$$R_{ac2}^C = 5411006,4 - 11524003 \left(\frac{L}{B}\right) \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 9078816,4 \left(\frac{L}{B}\right)^{5/2} - 3678282 \left(\frac{L}{B}\right)^3$$

$$R_{ac3}^C = 862173,23 + 1838074,5 \left(\frac{L}{B}\right) \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 1446701,7 \left(\frac{L}{B}\right)^{5/2} + 586029,85 \left(\frac{L}{B}\right)^3$$

$$R_{ac4}^C = -5835,7456 - 12445,252 \left(\frac{L}{B}\right) \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 9792,4473 \left(\frac{L}{B}\right)^{5/2} - 3966,5092 \left(\frac{L}{B}\right)^3$$

$$R_{ba1}^C = 14340,865 + 35690,332 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 13559,36 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{420,6215 \ln\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$R_{ba2}^C = -118120,48 - 294450,99 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 111970,72 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{36344,575 \ln\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$R_{ba3}^C = 17858,601 + 44447,162 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 16885,748 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{5505,715 \ln\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$R_{ba4}^C = -118,83768 - 295,6095 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 112,2677 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{36,6612 \ln\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$R_{bb1}^C = 316254,41 + 779004,44 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 296074,55 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{96668,8291 \ln\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$R_{bb2}^C = -2577997,4 - 6369859,3 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 2421386,4 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{781246,311 \ln\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$R_{bb3}^C = 394562,83 + 971819,28 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 369366,06 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{120648,911 \ln\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$R_{bb4}^C = -2601,043 - 6406,999 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 2433,6782 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{793,63351 \ln\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$R_{bc1}^C = -13539451 - 337121,82 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 127927,36 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{40973,1621 \ln\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$R_{bc2}^C = 1106512,4 + 2762306,2 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 1048658,4 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{332565,161 \ln\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$R_{bc3}^C = -16880,29 - 420293,96 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) + 159489,41 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - \frac{51098,581 \ln\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$R_{bc4}^C = 1115,9285 + 2778,5267 \left(\frac{L}{B}\right)^2 \ln\left(\frac{L}{B}\right) - 1053,7929 \left(\frac{L}{B}\right)^3 + \frac{337,3242 \ln\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

— *Determinación de los coeficientes en función de  $\tan\theta$ .*

Los valores de los coeficientes determinados en las 24 ecuaciones anteriores se sustituyen en las 6 ecuaciones que se muestran a continuación:

$$R_{aa} = R_{aa1} + R_{aa2} (\tan\theta)^3 + R_{aa3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + \frac{R_{aa4}}{\tan\theta}$$

$$R_{ab} = R_{ab1} + R_{ab2} (\tan\theta)^3 + R_{ab3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + \frac{R_{ab4}}{\tan\theta}$$

$$R_{ac} = R_{ac1} + R_{ac2} (\tan\theta)^3 + R_{ac3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + \frac{R_{ac4}}{\tan\theta}$$

$$R_{ba} = R_{ba1} + R_{ba2} (\tan\theta)^3 + R_{ba3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + \frac{R_{ba4}}{\tan\theta}$$

$$R_{bb} = R_{bb1} + R_{bb2} (\tan\theta)^3 + R_{bb3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + \frac{R_{bb4}}{\tan\theta}$$

$$R_{bc} = R_{bc1} + R_{bc2} (\tan\theta)^3 + R_{bc3} \sqrt{\tan\theta} \ln(\tan\theta) + \frac{R_{bc4}}{\tan\theta}$$

– *Determinación de los coeficientes en función de  $S_0$*

Los valores de los coeficientes determinados en las 6 ecuaciones anteriores se sustituyen en las 2 ecuaciones siguientes:

$$R_a^C = R_{aa} + R_{ab} S_0 + R_{ac} \sqrt{S_0}$$

$$R_b^C = R_{ba} + R_{bb} S_0 + R_{bc} \sqrt{S_0}$$

Se sustituyen los términos y los coeficientes calculados en la ecuación general.

$$n_{CRIT} = \frac{Y_1}{\Delta} \left( \frac{F_{r1} - R_a^C}{R_b^C} \right)^{2/3}$$

Luego se establece la comparación entre  $n_{opt}$  y  $n_{crit}$ :

- Si  $n_{opt} \geq n_{crit}$  es necesario disminuir el ángulo de estrechamiento de las paredes o aumentar la pendiente de fondo; por lo cual, se recalculan  $n_{opt}$  y  $n_{crit}$ .
- Si  $n_{opt} < n_{crit}$  se mantiene como definitivo el número óptimo y la altura de rugosidad supuesta.

*Bloque No. 5. Cálculo de la longitud rugosa y diseño.*

$$L_R = \Delta (26,5 + 9n_{OPT})$$

Luego se compara la longitud rugosa determinada con la longitud total de la transición.

Si  $L_R > L_T$  es necesario cambiar los datos:

- Se amplía la longitud de la transición.
- Se disminuye el ángulo de estrechamiento de las paredes.
- Se disminuye la pendiente de fondo.

Luego se recalcula el número óptimo de rugosidades.

Si  $L_R < L_T$  se mantiene el diseño y se calculan los demás parámetros.

Cálculo de la distancia donde se colocará la primera fila de rugosidades (esta distancia es medida desde el inicio de la transición hasta el eje de la sección transversal de la primera rugosidad).

$$L_o = 33,5 \Delta$$

Cálculo del espaciamiento entre rugosidades (de eje a eje).

$$\lambda = 9 \Delta$$

donde:

$\lambda$  = espaciamiento de eje a eje entre rugosidades.

Bloque No.6. Determinación del perfil longitudinal de los tirantes por los muros, para los tramos rugoso y liso.

Se parte del planteamiento de la ecuación general que gobierna el fenómeno físico.

$$\frac{Y_i^R}{Y_1} = R_a^R + R_b^R \left( \frac{L_1}{L_R} \right)^3 + R_c^R \sqrt{\frac{L_1}{L_R}}$$

donde:

$R_a^R$ ,  $R_b^R$  y  $R_c^R$  = coeficientes empíricos dependientes de  $\Delta$ ,  $F_{r1}$ ,  $S_0$ ,  $\tan \theta$ .

$L_1$  = longitud desde el inicio de la transición hasta la sección de cálculo.

$L_R$  = longitud total del tramo rugoso.

$Y_1$  = tirante al inicio de la transición.

$Y_i^R$  = tirante que se desea calcular en la sección de cálculo.

Determinación de los coeficientes  $R_a^R$ ,  $R_b^R$  y  $R_c^R$

— Determinación de los coeficientes en función de  $S_0$ .

$$Rba_1^R = 2,1586 - 0,7147S_0 + 139,5255S_0^2 - 3163,8887S_0^3 - 5,7614\sqrt{S_0}$$

$$Rba_2^R = -42,5304 + 457,3029S_0 - 15143,636S_0^2 + 144937,29S_0^3 + 55,9030\sqrt{S_0}$$

$$Rba_3^R = 1479,2498 - 37573,563S_0 + 1063752S_0^2 - 8884987,7S_0^3 + 674,1202\sqrt{S_0}$$

$$Rbb_1^R = -5,3543 - 711,0140S_0 + 8044,5071S_0^2 - 30438,315S_0^3 + 105,0743\sqrt{S_0}$$

$$Rbb_2^R = 98,4198 + 10865,773S_0 - 117278,23S_0^2 + 432426,15S_0^3 - 1654,2604\sqrt{S_0}$$

$$Rbb_3^R = -3225,5091 - 339151,555S_0 + 3733732,15S_0^2 - 15224159S_0^3 + 50534,266\sqrt{S_0}$$

$$Rbc_1^R = 3,2747 + 580,3598S_0 - 6926,0144S_0^2 + 28646,995S_0^3 - 80,0464\sqrt{S_0}$$

$$Rbc_2^R = 59,9411 - 8977,3347S_0 + 103808,68S_0^2 - 426769,25S_0^3 + 1269,2145\sqrt{S_0}$$

$$Rbc_3^R = 1945,8625 + 226711,04S_0 - 17247390S_0^{5/2} + 40778547S_0^3 - 35404,535\sqrt{S_0}$$

$$Rca_1^R = 1,9532 - 394,2155S_0 + 51076,665S_0^{5/2} - 139516,14S_0^3 + 51,6020\sqrt{S_0}$$

$$Rca_2^R = 50,2721 + 4885,5312S_0 - 647829,43S_0^{5/2} - 1762800,9S_0^3 - 618,6132\sqrt{S_0}$$

$$Rca_3^R = -1072,0604 - 142016,79S_0 + 19836744S_0^{5/2} - 54141873S_0^3 + 16115,885\sqrt{S_0}$$

$$Rcb_1^R = 1,3284 - 86,2943S_0 + 32701,2S_0^2 - 229502,93S_0^{5/2} + 409552,43S_0^3$$

$$Rcb_2^R = -45,4169 + 246,0985S_0 - 355302,29S_0^2 + 2661373,5S_0^{5/2} - 4926591,3S_0^3$$

$$Rcb_3^R = 937,8027 + 128479,27S_0 - 22685096S_0^{5/2} + 61139541S_0^3 - 4811,3996\sqrt{S_0}$$

$$Rcc_1^R = -0,3499 - 53,8022S_0 - 11727,697S_0^2 + 90248,896S_0^{5/2} - 161996,9S_0^3$$

$$Rcc_2^R = 19,253 + 1182,279S_0 + 113893,1S_0^2 - 1004488,4S_0^{5/2} + 1921684,7S_0^3$$

$$Rcc_3^R = -336,229 - 68425,473S_0 + 108348S_0^2 + 11134002S_0^{5/2} - 29749127S_0^3$$

– *Determinación de los coeficientes en función de  $\tan\theta$ .*

$$R_{ba}^R = R_{ba1}^R + R_{ba2}^R \tan\theta + R_{ba3}^R (\tan\theta)^3$$

$$R_{bb}^R = R_{bb1}^R + R_{bb2}^R \tan\theta + R_{bb3}^R (\tan\theta)^3$$

$$R_{bc}^R = R_{bc1}^R + R_{bc2}^R \tan\theta + R_{bc3}^R (\tan\theta)^3$$

$$R_{ca}^R = R_{ca1}^R + R_{ca2}^R \tan\theta + R_{ca3}^R (\tan\theta)^3$$

$$R_{cb}^R = R_{cb1}^R + R_{cb2}^R \tan\theta + R_{cb3}^R (\tan\theta)^3$$

$$R_{cc}^R = R_{cc1}^R + R_{cc2}^R \tan\theta + R_{cc3}^R (\tan\theta)^3$$

– *Determinación de los coeficientes en función del número adimensional determinado.*

$$R_a^R = \text{constante} = 1$$

$$R_b^R = R_{ba}^R + R_{bb}^R \left( \frac{g(Y_1 - \Delta)Y_1^3 B^2}{\Delta Q^2} \right) + R_{bc}^R \left( \frac{g(Y_1 - \Delta)Y_1^3 B^2}{\Delta Q^2} \right)^{3/2}$$

$$R_c^R = R_{ca}^R + R_{cb}^R \left( \frac{g(Y_1 - \Delta)Y_1^3 B^2}{\Delta Q^2} \right) + R_{cc}^R \left( \frac{g(Y_1 - \Delta)Y_1^3 B^2}{\Delta Q^2} \right)^{3/2}$$

– *Determinación de la sección final para el cálculo del perfil del flujo en el tramo rugoso.*  
 Los valores de los coeficientes  $R_a^R$ ,  $R_b^R$  y  $R_c^R$  se sustituyen en la fórmula general. Pero se desconoce si la longitud rugosa determinada es igual a la investigada, por lo cual será necesario obtener, a través de la ecuación que aparece a continuación, el coeficiente que permita corregir esto.

Se calculan los coeficientes en función de  $S_0$  con las siguientes ecuaciones:

$$R_{aa} = -0,36957 + 548,40646S_0 - 7660,42275S_0^{3/2} + 37368,4545S_0^2 - 60741,7295S_0^{5/2}$$

$$R_{ab} = 10,86518 - 7645,4534S_0 + 108133,095S_0^{3/2} - 528431,745S_0^2 + 864724,935S_0^{5/2}$$

$$R_{ac} = -90,2683 + 163714,16S_0 - 2104067,55S_0^{3/2} + 9336029,35S_0^2 - 146274925S_0^{5/2}$$

$$R_{ba} = 0,19608 - 59,10274S_0 + 1020,4875S_0^{3/2} - 6272,3439S_0^2 + 12398,4235S_0^{5/2}$$

$$R_{bb} = -1,27424 + 859,0045S_0 - 13268,8835S_0^{3/2} + 78584,475S_0^2 - 157584,45S_0^{5/2}$$

$$R_{bc} = 10,34743 + 10574,498S_0 - 336447,045S_0^{3/2} + 22835315S_0^2 - 3763502,95S_0^{5/2}$$

El valor de estos coeficientes, determinados por estas fórmulas, se sustituye en las que a continuación se representan, y se introduce el ángulo de estrechamiento de las paredes de la transición.

$$Ra^0 = Raa + Rab(\tan\theta) + Rac(\tan\theta)^3$$

$$Rb^0 = Rba + Rbb(\tan\theta) + Rbc(\tan\theta)^3$$

El valor de estos coeficientes se sustituye en la fórmula siguiente:

$$\left(\frac{L_R}{b_R}\right)_{INV} = Ra^0 + Rb_0 \tan\theta$$

Al sustituir los valores de los coeficientes en la ecuación, se obtiene un número en el término derecho según la relación que aparece a continuación:

$$\left(\frac{L_R}{b_R}\right)_{INV} = N_0$$

Luego se calcula la siguiente relación:

$$\left(\frac{L_R}{b_R}\right)_{OBT}$$

donde:

$(L_R)_{OBT}$  = longitud rugosa obtenida.

$(b_R)_{OBT}$  = ancho final de la sección rugosa obtenida.

Luego se calcula  $(L_R)_{OBT}$ :

$$(L_R)_{OBT} = \Delta(26,5 + 9n_{OPT})$$

*Cálculo del ancho final de la sección rugosa obtenida.*

$$b_{OBT} = B_T - L_R \tan\theta$$

Se calcula  $K_f$ :

$$Kf = \frac{\left(\frac{L_R}{b_R}\right)_{OBT}}{\left(\frac{L_R}{b_R}\right)_{INV}}$$

El valor de  $K_f$  permitirá limitar el uso de la ecuación general hasta esta distancia.

Luego se sustituye este coeficiente  $K_f$  en la ecuación y se determina el tirante final de la curva. Esto quiere decir que la curva comienza en  $K_f = 0$  y termina en el valor que tenga este coeficiente.

$$\frac{Y_i}{Y_1} = Ra^R + Rb^R + (K_f)^3 + Rc^R \sqrt{(K_f)}$$

*Cálculo del perfil longitudinal de los tirantes en el tramo liso.*

Se parte del planteamiento de la ecuación general que gobierna el fenómeno físico.

$$\frac{Y_i}{Y_1^R} = Ra^L + Rb^L \left( \frac{L_i}{L_L} \right) + Rc^L \left( \frac{L_i}{L_L} \right)^{5/2} + Rd^L \left( \frac{L_i}{L_L} \right)^3$$

donde:

$Ra^L, Rb^L, Rc^L$  y  $Rd^L$  = coeficientes empíricos:  $f(Fr_1, S_0, L_T$  y  $\tan\theta$ ).

$L_i$  = longitud desde el inicio de la transición hasta la sección de cálculo.

$L_L$  = longitud total del tramo liso.

$Y_i$  = tirante que se desea calcular en la sección de cálculo.

$Y_1^R$  = tirante obtenido al final del tramo rugoso.

— Se determinan los coeficientes  $Ra^L, Rb^L, Rc^L$  y  $Rd^L$ .

— *Determinación de los coeficientes en función de  $S_0$ .*

$$Rba_1^L = 5,1788 + 2493,7578S_0 - 44590,103S_0^2 + 299290,36S_0^3 - 258,1846\sqrt{S_0}$$

$$Rba_2^L = -65,9701 - 24215,53S_0 + 3131910,8S_0^{5/2} - 8700237,05S_0^3 + 2807,6233\sqrt{S_0}$$

$$Rbb_1^L = -1,013 - 579,943S_0 + 10214,852S_0^2 - 68078,094S_0^3 + 59,840\sqrt{S_0}$$

$$Rbb_2^L = 14,832 + 9056,873S_0 - 153655,18S_0^2 + 996932,29S_0^3 - 946,089\sqrt{S_0}$$

$$Rbb_3^L = 410,974 - 239294,68S_0 + 3872449,1S_0^2 - 24201089S_0^3 + 25513,580\sqrt{S_0}$$

$$Rca_1^L = 21,163 - 14116,429S_0 + 253986,12S_0^2 - 1700242,5S_0^3 + 1389,634\sqrt{S_0}$$

$$Rca_2^L = 258,597 + 198,957S_0 - 3562459,4S_0^2 + 23634354S_0^3 - 19247,237\sqrt{S_0}$$

$$Rca_3^L = -5805,530 - 5110972,7S_0 + 90274594,0S_0^2 - 5,907847 \times 10^8 S_0^3 + 489982,11\sqrt{S_0}$$

$$Rcb_1^t = 5,342 + 2581,006S_0 - 45592,012S_0^2 + 306910,04S_0^3 - 270,951\sqrt{S_0}$$

$$Rcb_2^t = -80,705 - 41302,708S_0 + 705659,91S_0^2 - 4649343,6S_0^3 + 4396,627\sqrt{S_0}$$

$$Rcb_3^t = 2609,371 + 1405373,1S_0 - 34306936S_0^2 + 80256503S_0^{5/2} - 143617,09\sqrt{S_0}$$

$$Rda_1^t = 15,457 + 11178,682S_0 - 200967,37S_0^2 + 1343440S_0^3 - 1090,663\sqrt{S_0}$$

$$Rda_2^t = -188,636 - 157656,67S_0 + 2819438,3S_0^2 + 18676808S_0^3 + 15121,355\sqrt{S_0}$$

$$Rda_3^t = 4271,857 + 446005,7S_0 - 71188984S_0^2 + 4,646676 \times 10^8 S_0^3 - 385874,92\sqrt{S_0}$$

$$Rdb_1^t = 4,153 - 1832,567S_0 + 32233,937S_0^2 - 216748,84S_0^3 + 193,841\sqrt{S_0}$$

$$Rdb_2^t = 63,4771 + 29420,491S_0 - 499010,43S_0^2 + 3278751,3S_0^3 - 3163,066\sqrt{S_0}$$

$$Rdb_3^t = 2107,496 - 997654,81S_0 + 23982889S_0^2 - 55862967S_0^{5/2} + 103828,47\sqrt{S_0}$$

*Determinación de los coeficientes en función de  $\tan\theta$  .*

Los valores de los coeficientes determinados en las 18 ecuaciones anteriores se sustituyen en las 6 ecuaciones siguientes:

$$Rba^t = Rba_1^t + Rba_2^t (\tan\theta) + Rba_3^t (\tan\theta)^3$$

$$Rbb^t = Rbb_1^t + Rbb_2^t (\tan\theta) + Rbb_3^t (\tan\theta)^3$$

$$Rca^t = Rca_1^t + Rca_2^t (\tan\theta) + Rca_3^t (\tan\theta)^3$$

$$Rcb^t = Rcb_1^t + Rcb_2^t (\tan\theta) + Rcb_3^t (\tan\theta)^3$$

$$Rda^t = Rda_1^t + Rda_2^t (\tan\theta) + Rda_3^t (\tan\theta)^3$$

$$Rdb^t = Rdb_1^t + Rdb_2^t (\tan\theta) + Rdb_3^t (\tan\theta)^3$$

– *Determinación de los coeficientes en función de la relación adimensional*  $\left(\frac{Fr_2 L_3}{B_3}\right)$ .

Los valores de los coeficientes determinados en las 6 ecuaciones anteriores se sustituyen en las 4 ecuaciones siguientes:

$$Ra^l = cte = 1.0$$

$$Rb^l = Rba^l + Rbb^l \left(\frac{Fr_2 L_3}{B_3}\right)$$

$$Rc^l = Rca^l + Rcb^l \left(\frac{Fr_2 L_3}{B_3}\right)$$

$$Rd^l = Rda^l + Rdb^l \left(\frac{Fr_2 L_3}{B_3}\right)$$

donde:

$$Fr_2 = \frac{Q_{dis}^2}{g B_2^3 Y_2^3}$$

$L_3$  = longitud del tramo liso de la transición.

$B_2$  = ancho de la sección final del tramo rugoso, e inicial del tramo liso.

$Y_2$  = tirante de circulación al inicio del tramo liso.

Los valores de los coeficientes  $Ra^l$ ,  $Rb^l$ ,  $Rc^l$  y  $Rd^l$  se sustituyen en la ecuación, y para cualquier punto se puede conocer el tirante de circulación del flujo.

*Bloque No. 7. Cálculo de la altura de los muros.*

La altura de los muros se calcula conociendo el tirante máximo, más el borde libre.

$$A_m = KY_{max} + BL$$

donde:

$K$  = coeficiente que representa la diferencia entre el cálculo del tirante máximo (por la metodología) y el medido (1,30).

$BL$  = borde libre.

$A_m$  = altura de los muros.

### 7.4.9. Ejemplo de aplicación de la metodología

Diseñar hidráulicamente la transición supercrítica, cuyos datos son:

- Gasto de diseño  $Q_{dis} = 555,00 \text{ m}^3/\text{s}$
- Coeficiente de gasto del cimacio  $m = 0,49$
- Angulo de estrechamiento de las paredes  $\theta = 6,2^\circ$
- Pendiente de fondo  $S_0 = 0$
- Altura del paramento aguas abajo (cimacio)  $P_1 = 4,50 \text{ m}$
- Longitud vertedora  $B_{vert.} = 66,00 \text{ m}$
- Longitud de la transición según requerimientos  $L_T = 46 \text{ m}$
- Altura inicialmente supuesta de la rugosidad  $\Delta = 0,12 \text{ m}$

Mediante el programa Excel propuesto por Rosete utilizando la metodología antes presentada, los resultados son:

- Tirante contraído al pie del cimacio  $Y_1 = 0,79$
- Longitud total de la transición  $L_T = 46 \text{ m.}$
- Ancho inicial de la transición  $B = 66,00 \text{ m.}$
- Ancho final de la transición  $b = 56,00 \text{ m.}$
- Pendiente de fondo  $S_0 = 0.$
- Angulo de estrechamiento de las paredes  $\theta = 6,2^\circ.$
- Altura máxima de la rugosidad que se puede utilizar  $\Delta_{max} = 0,26 \text{ m.}$
- Altura de la rugosidad diseñada  $\Delta = 0, 12 \text{ m.}$
- Número crítico de rugosidades para que se forme el S.H  $n_{crit} = 38$
- Número óptimo de rugosidades  $n_{opt} = 22$
- Espaciamiento entre rugosidades  $\lambda = 1,08 \text{ m.}$
- Distancia desde inicio de la transición hasta la primera fila de rugosidades  $L_0 = 4,26 \text{ m.}$
- Longitud rugosa de la transición  $L_T = 26,97 \text{ m.}$
- Tirante máximo de circulación de agua en el perfil de la transición  $Y_{max} = 1,59\text{m.}$
- Altura de los muros  $A_m = 2,48 \text{ m.}$

**Tabla 7.5. Perfil del flujo en la transición**

Dist.(m)	0	5,39	10,8	13,5	16,2	21,6	24,3	27,0	30,8	34,6	36,5	38,4	42,2	46,0
Tir.(m)	0,79	1,12	1,26	1,31	1,36	1,45	1,49	1,52	1,48	1,42	1,39	1,35	1,28	1,23

## CAPÍTULO 8

### Rápida o conducto de descarga

#### 8.1. Definición de *rápida* o *conducto de descarga*

Como se adelantó en capítulos precedentes, la *rápida* es aquel elemento del aliviadero encargado de salvar la diferencia de nivel que pueda existir entre la sección vertedora y el cauce del río o canal de salida. Dado que la diferencia de cota entre los extremos de la rápida resulta por lo general alta, su pendiente longitudinal es alta; y consecuentemente, también lo es la velocidad media del flujo, por lo que en la mayoría de los casos la rápida es un canal de hormigón donde predomina la sección transversal rectangular.

#### 8.2. Criterios para el dimensionamiento de la rápida

El diseño hidráulico de una rápida implica, en lo fundamental, resolver los siguientes aspectos:

- a) Trazado en planta.
- b) Trazado del perfil longitudinal.
- c) Obtención de la sección transversal.
- d) Cálculo de la altura de los muros laterales.

##### 8.2.1. Trazado en planta de la rápida

El trazado en planta de la rápida constituye uno de los aspectos que está estrechamente vinculado con la experiencia del proyectista. No obstante, se resaltan algunos aspectos a tener en cuenta —siempre que sea posible— en el momento de la ejecución de dicho trazado:

1. Aprovechar las vaguadas existentes en la zona.
2. Evitar los cambios de dirección en planta de la rápida, pues no se puede olvidar que el régimen de circulación que predomina en ella es el supercrítico.
3. Reducir con su trazado, la distancia entre el embalse y la descarga en el río, para de esa forma lograr sustanciales ahorros de excavación y hormigón.

## 8.2.2. Trazado del perfil longitudinal de la rápida

Al igual que en el caso anterior, el trazado del perfil longitudinal de la rápida depende en gran medida de la experiencia del proyectista, la geología y la topografía de la zona donde será ubicado el aliviadero. No obstante, a continuación se relacionan algunos aspectos que deben ser considerados, en la medida de las posibilidades, a la hora de realizar el trazado de dicho perfil:

1. Evitar la obtención de pendientes muy fuertes (30 %), pues pueden dificultar los trabajos de construcción de la rápida y producir, una vez en explotación, altas velocidades en el flujo; y con ello, la ocurrencia de la cavitación.
2. Seguir la pendiente natural del terreno, con el objetivo de disminuir la excavación. Para ello se puede concebir en el trazado de la rápida, hasta tres tramos de diferentes pendientes (Fig. 8.1).

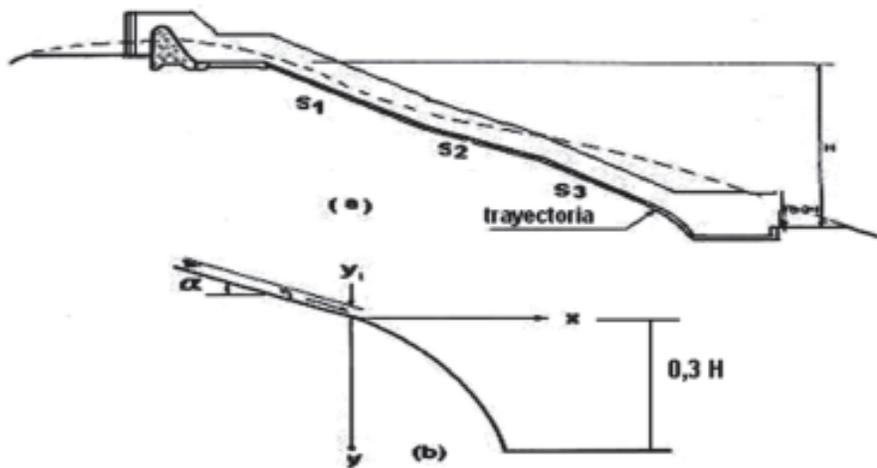


Figura 8.1  
a) Perfil longitudinal de una rápida. b) Detalle de la trayectoria.

3. A la hora de definir la ubicación del extremo final de la rápida, se deberá tener en cuenta el tipo de disipador a emplear. Si es un pozo o estanque amortiguador, la cota final de la rápida deberá garantizar que la descarga del flujo se realice por debajo del nivel del agua que se tenga aguas abajo, para propiciar la ocurrencia del salto hidráulico. Si por el contrario, el disipador a emplear resulta un trampolín, la cota final de la rápida deberá quedar a no menos de 2 m o 3 m por encima del nivel del agua, aguas abajo, para garantizar la descarga libre del flujo que circula a través de la rápida.

En el caso de emplearse un pozo o un estanque como disipador de energía, es práctica frecuente que un tramo final de la rápida se haga curvo, como se muestra en la figura 8.1, con el objetivo de dirigir el chorro de agua hacia el fondo del disipador, pues con ello se incrementa la eficiencia en la disipación de energía por impacto. A esta parte curva se le denomina *trayectoria* y su punto de inicio se ubica 0,3 H por encima del fondo del canal de salida. Su forma viene dada por la ecuación:

$$X = 0,45v_1 \cos \alpha (y)^{0,5} \quad (8.1)$$

en la que  $v_1$  es la velocidad del flujo al inicio de la trayectoria (en m/s) y  $\alpha^\circ$  es el ángulo que forma el fondo de la rápida con la horizontal, en el tramo donde se ubica la trayectoria.

### 8.2.3. Obtención de la sección transversal de la rápida

La sección transversal de una rápida puede adoptar diferentes formas. Pero sin lugar a dudas, las formas más empleadas son la trapecial y la rectangular, con amplio predominio de esta última.

La definición del ancho ( $b$ ) de la rápida resulta ser eminentemente económica y se obtiene luego de conjugar el volumen de hormigón a utilizar, con el volumen de excavación. En tal sentido, resulta común en la práctica la elaboración de un gráfico de costo vs  $b$ , en el cual se han de trazar las curvas correspondientes al movimiento de tierra o excavación y la del volumen de hormigón a utilizar, para, a partir de ellos y mediante la suma de ambas curvas, obtener aquella cuyo punto mínimo permite definir el ancho óptimo de la rápida.

En relación con lo antes explicado, es importante tener presente que no necesariamente la rápida más barata conduce al aliviadero más barato. Y muestra de ello pudieran ser los siguientes ejemplos:

1. Un ancho impuesto por la rápida puede generar un funcionamiento inadecuado de la transición o de la sección de control, o de ambas inclusive, lo cual pudiera encarecer la obra en su conjunto.
2. Un ancho pequeño de rápida provoca un gasto específico grande en el disipador de energía, lo cual, en general, encarece significativamente este último.

Basado en la experiencia, Grishin recomienda para la obtención del ancho mínimo de la rápida, el uso de la siguiente expresión:

$$b_{r\acute{a}p} = (0,7 - 0,8) b_{cs} \quad (8.2)$$

Donde el término ( $b_{cs}$ ) es el ancho del canal de salida. Y se determina de la manera siguiente:

$$b_{cs} = \frac{Q}{q_{cs}} \quad (8.3)$$

siendo:

$Q$ : gasto de diseño que circula por el aliviadero.

$q_{cs}$ : gasto específico del canal de salida que se fija, en función del tipo de terreno que se disponga en la zona donde será ubicado.

Ambos provocan una erosión tolerable del terreno. Se seleccionan a partir de la tabla 8.1.

**Tabla 8.1. Gasto específico recomendado por Grishin**

Tipo de suelo	$q_{cs}$ (m <sup>3</sup> /s/m)
Arenoso	25
Arcillas ligeras	30
Arcillas pesadas	25 ~ 40
Suelos rocosos	50
Roca muy dura	> 65

## 8.2.4. Cálculo de la altura de los muros laterales de la rápida

Desde el punto de vista hidráulico, la altura de los muros laterales se determina de la manera siguiente:

$$AM = Y + BL \quad (8.4)$$

donde:

*BL*: bordo libre. Generalmente en los conductos de descarga de aliviaderos se acepta un valor entre 0,2 m y 0,5 m.

*Y*: profundidad de circulación en la rápida. Se obtiene inicialmente a partir de la cota de la superficie libre del agua en la rápida, calculado por la curva superficial. Pero puede variar según los siguientes criterios, que se aplican en el diseño de una rápida:

1. Velocidad máxima permisible.
2. Aireación del flujo.

Si los muros laterales de la rápida desempeñaran la función de muros de contención, su altura puede ser superior a la que se obtenga según el criterio hidráulico.

A continuación se presenta una breve descripción de aquellos aspectos más importantes a tener en cuenta, durante la aplicación de los criterios antes expuestos para el cálculo de la profundidad de circulación en la rápida.

### 1. Velocidad máxima permisible.

Producto de las fuertes pendientes que se presentan en la rápida, en ella se producen altas velocidades que pueden acarrear consecuencias negativas, tales como la abrasión del hormigón y la cavitación, que ponen en peligro la integridad de la estructura.

Para eliminar tales fenómenos, resulta muy frecuente en la práctica, el diseño de rápidas con velocidad no superior a 15,0 m/s para hormigones convencionales y hasta 30 m/s para hormigones de alta calidad.

Por otra parte, la aplicación del conocimiento de nuevas leyes hidráulicas permite acudir a nuevos métodos para prevenir la cavitación y eliminarla, a pesar de la ocurrencia de altas velocidades; por ejemplo: la colocación de aireadores, el uso de aditivos especiales que aumentan la resistencia del hormigón, y el pulido de la superficie de hormigón, entre otros.

A pesar de la existencia de los métodos anteriores, en la práctica suele usarse con mayor frecuencia la rugosidad intensificada o artificial, con el propósito de retardar el flujo y de esa manera lograr que la velocidad no exceda la permisible.

En relación con este método, se puede precisar que uno de los estudios más completo es el realizado por O. Aivazian, aplicable al caso de rápidas con pendientes entre 5 % y 57 %.

*Método de Aivazian para el cálculo de la rugosidad intensificada artificial:*

El método consiste en identificar en la rápida, aquella sección a partir de la cual la velocidad de circulación del flujo se hace mayor que la velocidad permisible —para hormigones de baja calidad— para a partir de esa sección colocar rugosidad artificial, de manera tal que con ella se logre un régimen de circulación uniforme y la velocidad de circulación permisible (Fig. 8.2).

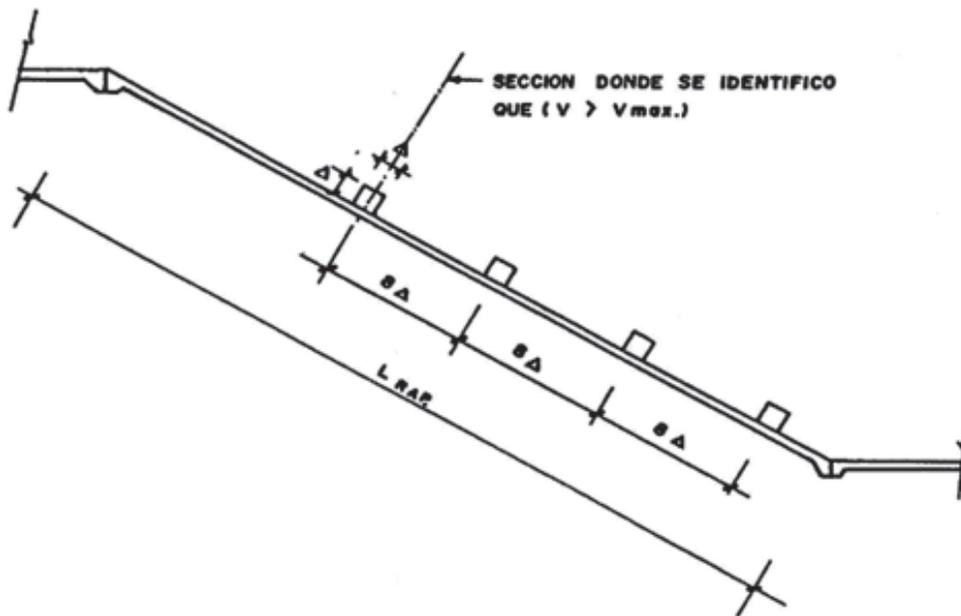


Figura 8.2  
Rugosidad intensificada en una rápida.

Procedimiento a seguir:

1. Calcular de la curva superficial natural de la rápida.
2. Identificar la sección a partir de la cual la velocidad se hace mayor que la permisible.  
A partir de esta sección colocar la rugosidad artificial, para lograr un régimen de circulación uniforme y una velocidad igual o menor que la máxima permisible.
3. Calcular el tirante a partir de esta sección ( $h$ ).

$$h = \frac{Q}{bV_{\max}} \quad (8.5)$$

donde:

$Q$ : gasto de diseño que circula por el aliviadero.

$b$ : ancho de la rápida.

$V_{\max}$ : velocidad máxima permisible.

4. Calcular el radio hidráulico ( $R$ ).

$$R = \frac{A}{P} \quad (8.6)$$

donde:

$A$ : área mojada

$P$ : perímetro mojado

Para sección rectangular, que es la más usada en rápidas:

$$R = \frac{b \cdot h}{b + 2h} \quad (8.7)$$

5. Calcular el coeficiente de Chezy requerido para lograr la velocidad necesaria.

$$C = \frac{V_{\max}}{\sqrt{Ri}} \quad (8.8)$$

donde:

$i$ : Pendiente de la rápida.

6. Calcular el coeficiente de pérdidas por fricción de Darcy ( $f$ ).

$$f = \frac{8g}{C^2} \quad (8.9)$$

donde:

$g$ : aceleración de la gravedad.

7. Calcular la altura de la rugosidad ( $\Delta$ ), a partir de una de las ecuaciones (8.10):

$$f = 0,04 + 2,29i^2 + ki^{0,1} \left[ \frac{\Delta b^2}{R P^2} \right] \quad (8.10a)$$

$$f = M + 2i^2 + Ni \left| \ln i \right| \left( \frac{\Delta b}{h P} \frac{1}{\sqrt{Fr}} \right) \quad (8.10b)$$

En la parte derecha de las ecuaciones aparece la altura del umbral ( $\Delta$ ) para alcanzar la rugosidad requerida.

donde:

$P$ : Perímetro mojado

$$Fr = \frac{V^2}{gh} \text{ número de Froude} \quad (8.11)$$

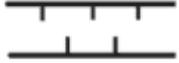
$b$ : ancho de la rápida

$h$ : tirante obtenido en el segundo paso

$i$ : pendiente del fondo de la rápida.

$M, N, k$ : coeficientes que caracterizan la rugosidad artificial. Se obtienen de la tabla 8.2.

**Tabla 8.2. Coeficiente  $k$  en función del tipo de rugosidad artificial**

Tipo	Esquema	$k$	$M$	$N$
1		0,9	0,050	14
2		1,7	0,056	16
3		1,2	0,077	18
4		1,9	0,070	20
5		2,0	0,065	23

Es recomendable para la obtención de los valores de  $M$ ,  $N$  o  $k$ , comenzar por la rugosidad tipo 1 en orden creciente, hasta llegar, si es necesario, hasta la rugosidad tipo 5.

8. Comprobar que se cumpla que la relación:  $h/\Delta > 3$ , que garantiza un régimen gradual suave, y no en cascada.

De no cumplirse la restricción anterior, se deberá volver al séptimo paso y seleccionar otro valor de rugosidad, tal y como allí se explica, hasta lograr un tipo capaz de satisfacer el requerimiento anterior. Cuando esto ocurra, se procederá con los restantes pasos.

9. Calcular la separación entre umbrales ( $l$ ) y el ancho del umbral.

$$l = 8\Delta \quad (8.12)$$

El ancho del umbral se puede asumir que es igual a  $\Delta$ ; pero se debe chequear su valor, una vez realizado el cálculo estructural de la rugosidad.

10. Dibujar el esquema de colocación de la rugosidad artificial en la rápida.

*Limitación del uso de rugosidad artificial en la rápida.*

La limitación fundamental estriba en que para grandes velocidades de circulación en la rápida, puede ocurrir la cavitación en las rugosidades, lo cual podrá verificarse siguiendo los procedimientos que más adelante se explican en este mismo capítulo.

## 2. Aireación del flujo.

En las conducciones libres con altas velocidades se produce un atrapamiento de aire de la atmósfera por el flujo de agua, que provoca un incremento importante en el tirante de circulación, lo cual debe tenerse en cuenta al calcular la altura de los muros.

En el proceso de aireación del flujo influyen:

1. La intensidad de las pulsaciones de la velocidad del flujo.
2. La fuerza de gravedad que actúa sobre las burbujas captadas por el flujo y sobre las gotas de agua en el aire.
3. La fuerza de tensión superficial que se opone a la destrucción de la superficie libre del agua.

En relación con el momento en que tiene lugar el inicio de la aireación del flujo, son numerosos los autores que coinciden al plantear que se produce cuando la velocidad del flujo  $V$  supera cierto valor de velocidad denominado *crítico*  $V_*$ . Esto es:

$$V > V_* \quad (8.13)$$

En la figura 8.3, en la página siguiente, se muestra la distribución del aire atrapado dentro del flujo, con las diferentes zonas de aireación por su grado de concentración.

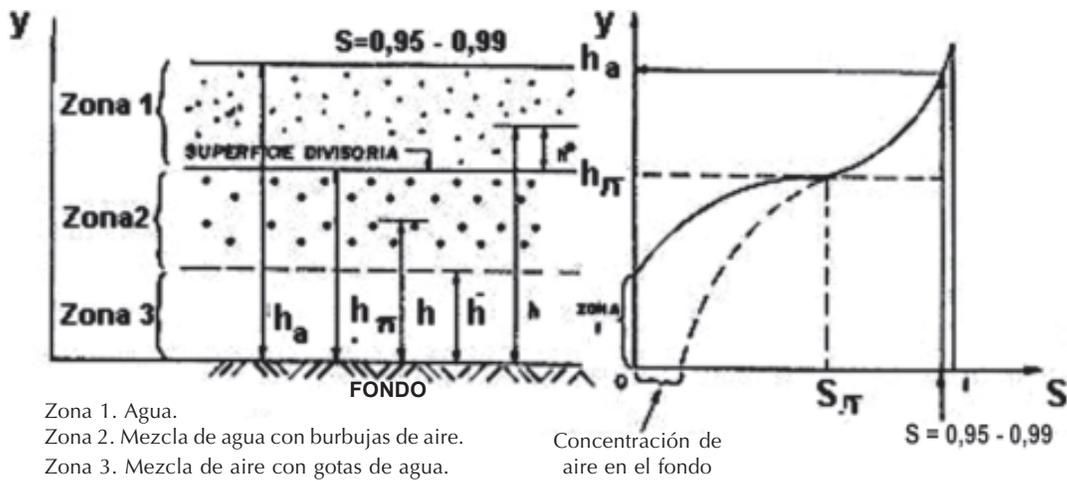


Figura 8.3  
 Distribución del aire en el perfil vertical de la rápida.

Basados en la interpretación física del atrapamiento de aire por el flujo, distintos autores recomiendan expresiones para la obtención de la velocidad crítica ( $V_{cr}$ ). A continuación se presentan algunas de las expresiones propuestas:

1. Isachenko:

$$V_{cr} = 6,7 \sqrt{gR} \left(1 - \frac{\Delta}{R}\right)^7 \quad (8.14)$$

donde:

$R$ : Radio hidráulico del flujo no aireado.

$g$ : aceleración de la gravedad.

$\Delta$ : Rugosidad absoluta del hormigón ( $\Delta = 1 \text{ mm} \sim 4 \text{ mm}$ ).

2. Douma:

$$V_{cr} = 2,24 \sqrt{gR} \quad (8.15)$$

3. Skrebkov:

$$V_{cr} = 0,089C \cos \alpha^\circ \quad (8.16)$$

donde:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \text{ coeficiente de Chezy}$$

$n$ : coeficiente de rugosidad de Manning.

$\alpha$ : ángulo de inclinación de la rápida respecto a la horizontal.

4. Voinich:

$$V_{cr} = 6,33 \sqrt{gR \cos \alpha \left(1 + \frac{0,011}{R^2}\right) \left(1 + 8,7 \frac{n}{R^{1/6}}\right)^{-1}} \quad (8.17)$$

5. Grishin:

$$V_{cr} = 5,753\sqrt{R} \quad (8.18)$$

La bibliografía consultada apunta que dentro de las expresiones antes expuestas, la presentada por Voinich resulta ser la de mejores resultados.

La 8.17 puede ser sustituida por la 8.19, que brinda resultados similares y cuyo uso resulta más cómodo.

$$V_{CR} = (19,682 - 134,29n - 0,53045)R^{(0,4991 + 1,0229n)} \quad (8.19)$$

En relación con el cálculo del tirante aireado, se recomienda el uso de la expresión siguiente:

$$\frac{h_a}{h} = 1 + 0,12\sqrt{Fr - 25} \quad (8.20)$$

donde:

$h_a$ : tirante aireado

$h$ : tirante de circulación sin airear

$V$ : velocidad de flujo sin airear

$g$ : aceleración de caída libre

$Fr$ : número de Froude  $Fr = \frac{V^2}{gh}$

Obviamente, si  $Fr < 25$ , no se puede emplear la expresión anterior. En tal caso, se puede obtener el tirante aireado ( $h_a$ ) asumiendo para la rápida un coeficiente de rugosidad de Manning  $n = 0,021$ , en lugar de  $n = 0,017$ , con la cual se obtiene a partir de la ecuación de Manning y aceptando que el radio hidráulico es aproximadamente igual al tirante que:

$$h_a/h = 1,135 \quad (8.21)$$

Resulta oportuno reflexionar hasta cuándo es válida la simplificación  $R \cong h$  que frecuentemente se lleva a cabo cuando se realizan cálculos relacionados con la rápida. Para ello, se comparan los valores del radio hidráulico, calculados con rigor y aproximado:

$$R_{e\text{ exacto}} = \frac{by}{b+2y} = \frac{y}{1+2\left(\frac{y}{b}\right)} \quad y \quad R_{e\text{ aproximado}} = y$$

El error  $e$  que se introduce con la simplificación, resulta a partir de las dos expresiones anteriores, como:

$$e = \frac{y - \frac{y}{1+2\left(\frac{y}{b}\right)}}{\frac{y}{1+2\left(\frac{y}{b}\right)}} = 2\left(\frac{y}{b}\right)$$

de donde:

$$b = \frac{2}{e}y \quad (8.22)$$

Esta expresión establece cuántas veces tiene que ser el ancho ( $b$ ) respecto al tirante ( $Y$ ), en función del error admisible ( $e$ ), resultando, por ejemplo, que para un error  $e = 5\%$ , debe cumplirse que  $b = 40 Y$ .

*Análisis de la aireación para caudales diferentes al de diseño.*

Lo antes presentado indica que la aireación natural del flujo en rápidas se produce a partir de valores relativos de la velocidad media del flujo, y no debido a valores absolutos de la misma. De manera que no resulta ociosa una reflexión acerca de qué ocurrirá para caudales diferentes al de diseño, llegando a la pregunta: ¿con caudales inferiores al de diseño se producirán aireaciones con los correspondientes incrementos de los tirantes de circulación hasta el punto de llegar a superar los muros laterales determinados con el caudal mencionado?

Para dar respuesta a esta pregunta, vale el análisis siguiente.

Según lo antes expresado, el inicio de la aireación natural ocurre cuando:

$$V \geq V_* \quad (8.13)$$

donde:

$V$ : velocidad media del flujo

$V_*$ : velocidad crítica

De manera que igualando las expresiones 8.13 y 8.19 se obtiene:

$$Q = CbY_* \left[ \frac{bY_*}{b + 2Y_*} \right]^3 \quad (8.23)$$

en la que:

$Q$ : caudal ( $m^3/s$ ).

$b$ : ancho de la rápida (m).

$Y_*$ : tirante en el que comienza la aireación (m).

$B$  y  $C$ : parámetros que se calculan según:

$$B = 0,4991 + 1,0229n$$

$$C = 19,682 - 134,29n - 0,5304S$$

Mediante esta expresión (8.23) es posible determinar para cada caudal el tirante para el cual iniciará el proceso de aireación. Posteriormente se deberá determinar el lugar donde tiene lugar dicho tirante y se calculará la altura de muros que requiere según (8.4), la cual deberá compararse con la determinada para esa misma sección, con el caudal de diseño; y obviamente, deberá seleccionarse el valor mayor.

*Metodología a seguir para el cálculo de la altura de los muros laterales de la rápida, teniendo en cuenta la aireación del flujo:*

1. Cálculo de la curva superficial natural de la rápida correspondiente al caudal de diseño.
2. Cálculo de la velocidad crítica en cada una de las secciones. Para ello se sugiere el empleo de la ecuación 8.19.
3. Identificación de aquella sección donde se cumpla que  $V \geq V_{cr}$ .
4. Cálculo del tirante aireado teniendo en cuenta la expresión 8.20 o 8.21, según sea el caso, una vez identificada la sección anterior.
5. Cálculo de la altura del muro (AM) en cada sección por medio de expresión (8.4).

Es importante aclarar que al calcular la altura del muro, el tirante aireado solo se utiliza en aquellas secciones donde se compruebe que  $V > V_{cr}$  pues donde esto no se cumpla, el tirante que se empleará será el correspondiente a la curva superficial normal.

### 8.2.5. Ejemplo de cálculo de la altura de los muros laterales en la rápida

En el diseño de un aliviadero, después del análisis técnico-económico correspondiente, se concibió una rápida que tiene las siguientes características:

$$b = 16 \text{ m} \quad L = 150 \text{ m} \quad i = 15 \% \quad Q = 800 \text{ m}^3/\text{s} \quad n = 0,017 \quad V_{m\acute{a}x} = 15 \text{ m/s}$$

Los resultados del cálculo de la curva superficial en la rápida se presentan en la tabla 8.3.

**Tabla 8.3. Curva superficial natural del ejemplo**

Sección	X (m)	h (m)	V (m/s)	R (m)
0	0,0	6,34	-	-
1	10,0	4,42	-	-
2	20,0	3,88	-	-
3	30,0	3,55	14,08	-
4	40,0	3,30	15,15	-
5	50,0	3,11	16,08	-
6	60,0	2,96	16,88	2,16
7	70,0	2,84	17,62	2,09
8	80,0	2,73	18,31	2,04
9	90,0	2,64	18,94	1,99
10	100,0	2,56	19,52	1,94
11	110,0	2,49	20,06	1,90
12	120,0	2,43	20,57	1,86
13	130,0	2,38	21,04	1,83
14	140,0	2,33	21,48	1,80

Tomándose en cuenta los resultados anteriores, determinar:

- a) Altura de los muros de la rápida.

*Solución:*

Dado que la aireación del flujo es un fenómeno natural, es decir, no es impuesto por el proyectista, resulta aconsejable comenzar los cálculos teniendo en cuenta la posibilidad de su ocurrencia.

En la tabla 8.4 se muestra el resultado de los cálculos. En ellos se puede apreciar que en ninguna sección la velocidad del flujo supera la velocidad crítica correspondiente, lo que indica que no tiene lugar atrapamiento de aire.

**Tabla 8.4. Resultados de la consideración de la aireación y de las velocidades máximas permisibles en el ejemplo**

y	V	R	Vcr	Fr	Ya	Va	h	AM	X
6,34	7,89	3,54	33,16	1,00	6,34	7,89	6,34	6,54	0
4,42	11,26	2,86	29,69	1,71	4,42	11,26	4,42	4,64	10,00
3,88	12,85	2,62	28,39	2,08	3,88	12,85	3,88	4,09	20,00
3,55	14,08	2,45	27,46	2,40	3,55	14,08	3,55	3,74	30,00
3,30	15,15	2,33	26,74	2,68	3,30	15,15	3,33	3,73	40,00
3,11	16,08	2,23	26,13	2,94	3,11	16,08	3,33	3,73	50,00
2,96	16,88	2,16	25,64	3,17	2,96	16,88	3,33	3,73	60,00
2,84	17,62	2,09	25,31	3,34	2,84	17,62	3,33	3,73	70,00
2,73	18,31	2,04	24,96	3,52	2,73	18,31	3,33	3,73	80,00
2,64	18,94	1,99	24,61	3,72	2,64	18,94	3,33	3,73	90,00
2,56	19,52	1,94	24,24	3,94	2,56	19,52	3,33	3,73	100,00
2,49	20,06	1,90	24,05	4,06	2,49	20,06	3,33	3,73	110,00
2,43	20,57	1,86	23,86	4,19	2,43	20,57	3,33	3,73	120,00
2,38	21,04	1,83	23,66	4,32	2,38	21,04	3,33	3,73	130,00
2,33	21,48	1,80	23,47	4,46	2,33	21,48	3,33	3,73	140,00

A continuación se procede a aplicar la metodología propuesta por Aivazian, para identificar, si es necesario, el uso de la rugosidad artificial. Se debe buscar si en la curva superficial de la rápida calculada, existe alguna sección donde  $V > V_{m\acute{a}x}$ .

En este ejemplo, en la sección ubicada a 40 m del inicio de la rápida  $V > V_{m\acute{a}x}$  (15,15 m/s es mayor que 15,00 m/s). Por tanto, es necesario ubicar a partir de dicha sección, rugosidad artifi-

cial, para lograr  $V = V_{m\acute{a}x}$  y, con ello, un régimen de circulaci3n uniforme. El procedimiento es el siguiente:

1) Cálculo del nuevo tirante en esta secci3n, si se considera  $V = V_{m\acute{a}x}$ .

$$h = \frac{Q}{bV_{m\acute{a}x}} = \frac{800}{16 * 15} = 3,33m$$

2) Cálculo del radio hidráulico (R).

$$R = A/P$$

$$R = \frac{bh}{b+2h} = \frac{16 * 3,33}{16 + 2 * 3,33} = 2,35m$$

3) Cálculo de la C de Chezy.

$$C = \frac{V_{m\acute{a}x}}{\sqrt{Ri}} = \frac{15}{\sqrt{2,35 * 0,15}} = 25,26m^{1/2} / s$$

4) Cálculo de  $f$  (coeficiente de Darcy).

$$f = \frac{8g}{C^2} = \frac{8 * 9,81}{25,26^2} = 0,123$$

5) Cálculo de la altura de la rugosidad ( $\Delta$ ) asumiendo rugosidad tipo 1.

$$f = 0,04 + 2,29i^2 + ki^{0,1} \left[ \frac{\Delta b^2}{RP^2} \right]$$

donde:

$$P = b + 2h = 22,66 m$$

$$\Delta = \frac{0,123 - 0,0915}{0,1579} = 0,2m$$

6) Comprobar si se cumple que  $h/\Delta > 3$ .

$$h/\Delta = 3,33/0,20 = 16,65 \text{ (se cumple).}$$

7) Cálculo de la separaci3n entre umbrales y del ancho del umbral.

$$l = 8\Delta = 8 * 0,2 = 1,6 m = \quad \text{Ancho del umbral} = \Delta = 0,2 m$$

Como resultado final se obtiene que:

Es necesario el uso de la rugosidad artificial; y sus características son:

*Tipo 1*

Altura  $\Delta = 0,2$  m

Espaciamiento = 1,6 m

Ancho  $\Delta = 0,2$  m

Según la expresión 8.4 y seleccionando un bordo libre para el caso de aliviadero de 0,2 cm, se tiene:

$$AM = \Delta + h + BL = 0,2 + 3,33 + 0,2 = 3,73 \text{ m}$$

Se destaca que en la expresión 8.4 se ha incluido la altura de la rugosidad  $\Delta$ , para la correcta determinación de la altura de los muros en la zona donde se coloca rugosidad intensificada.

Esta altura de muro se mantendrá constante desde la sección 4, donde es necesario colocar la primera rugosidad, ya que en esta sección se obtienen velocidades mayores de 15 m/s, según se aprecia en la tabla 8.4.

*Observación:*

Se podría haber comenzado el cálculo para comprobar si el flujo es aireado en la sección final, utilizando la ecuación 8.19.

Resultando:

$$V_{CR} = 23,4 \text{ m/s}$$

La velocidad del flujo en esta sección final de la rápida es de 21,48 m/s, inferior a la necesaria para la aireación del flujo, que es de 23,4 m/s. Por lo tanto, el flujo en la rápida no puede airearse en ninguna sección anterior.

Como regla general se debe realizar el cálculo de la aireación al final de la rápida, pues el tirante que resulte, será el requerido para el diseño del dissipador de energía que se decida construir. Al respecto, se debe señalar que cuando se ha decidido bajar la velocidad a un valor determinado por medio de rugosidades artificiales, no es necesario hallar la aireación, pues la rugosidad natural del hormigón de la rápida dejó de influir en las condiciones del flujo.

### **8.3. Cálculo de la distribución de aire por la vertical del flujo**

La distribución de aire en el flujo debe conocerse para determinar la profundidad del flujo aireado y valorar el grado de saturación de aire que tiene el flujo en el fondo, para el posterior cálculo de la cavitación, pues cuando existe concentración de aire en el fondo, no es posible la ocurrencia de esta.

Según Straub-Anderson, para la obtención de la distribución de aire en el flujo, este se ha dividido en tres zonas: una ubicada por encima de una denominada *línea divisoria* o *superficie de transición*, donde tiene lugar una mezcla de aire con gotas de agua; y las otras dos, ubicadas por debajo de dicha línea: la más cercana a esta se caracteriza por la presencia de agua con burbujas de aire; mientras que la otra está más cerca de las proximidades del fondo, donde solo hay agua. Es posible que esta última zona no esté presente en determinada sección, pues puede darse el caso de la existencia de aire en el fondo (Fig. 8.3).

Existen dos expresiones para el cálculo de la concentración de aire: por encima y por debajo de la línea divisoria.

Se ha establecido que la frecuencia de traspaso de una determinada superficie sigue la distribución normal de probabilidad y puede ser representada por la mitad de la curva de la distribución normal de probabilidad.

$$F(Y^*) = \left[ \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \right] e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{Y^*}{\sigma} \right)^2} \quad (8.24)$$

$$Y^* = Y - Y_p \quad (8.25)$$

donde:

$Y = h$ : profundidad de un punto cualquiera que varía desde 0 hasta  $h_a$

$Y_p = h_\pi$ : distancia desde el fondo hasta la superficie divisoria.

$Y^* = h^*$ : distancia desde la superficie divisoria, hasta el punto que se esté analizando (v. Fig. 8.3).

$\sigma$  = distancia cuadrática media, donde llegan las gotas de agua a partir de la línea divisoria.

A partir de la expresión anterior se puede concluir que:

- a) La concentración de aire  $S$  en cualquier nivel ubicado por encima de la línea divisoria se puede calcular por la expresión siguiente:

$$\frac{(1-S)}{(2[1-S\pi])} = \left[ \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \right] \int_{Y^*}^{\infty} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{Y^*}{\sigma} \right)^2} dY^* \quad (8.26)$$

donde la integral que aparece en la ecuación anterior, solo se resuelve por métodos de integración; y el término  $\pi$  constituye un parámetro adimensional.

- b) La concentración de aire  $S$  a cualquier nivel ubicado por debajo de la línea divisoria se puede calcular por la siguiente expresión:

$$S/S_x = e^{-K(1-Y/h_a)} \quad (8.27)$$

donde los términos  $S_\pi$ ,  $K$ ,  $h_\pi$  son una función del parámetro adimensional  $\pi$ .

### 8.3.1. Metodología para el cálculo del diagrama de concentración de aire en la vertical y en una sección en específico

Se suponen conocidos como datos de la sección que se analiza:

$h$ : tirante de la sección obtenido de la curva superficial sin airear.

$Q$ : gasto de circulación.

$b$ : ancho de la rápida.

$R$ : radio hidráulico.

$i$ : pendiente de la rápida.

$V$ : velocidad media de circulación en la sección obtenida de la curva superficial.

$n$ : viscosidad cinemática del agua que varía con la temperatura y se obtiene según la tabla 8.5.

$\Delta\epsilon$ : Rugosidad absoluta (para rápidas de hormigón  $\Delta\epsilon = 1\text{ mm} \sim 3\text{ mm}$ ).

**Tabla 8.5. Viscosidad cinemática del agua en función de la temperatura**

T (°C)	0	5	10	12	15	20	26	30
$\nu$ ( $10^{-6}\text{ m}^2/\text{s}$ )	1,78	1,52	1,31	1,24	1,14	0,01	0,88	0,81

Pasos a seguir:<sup>1</sup>

1. Cálculo del Reynolds  $R_{e^*}$ .

$$\bar{R}_{e^*} = \frac{\bar{R}}{\nu} \sqrt{gRi} \quad (8.28)$$

2. Cálculo del parámetro que caracteriza la rugosidad de la rápida.

$$\bar{\delta}_R = \frac{3,3\bar{R}}{R_{e^*}} + \Delta\epsilon \quad (8.29)$$

3. Cálculo del coeficiente  $\xi$ .

$$6,45 \left(1 + 2\frac{h}{b}\right)^{-1} \left[ \frac{h^3}{\bar{\delta}^{0,125} h_{cr}^{2,875}} \right] = \xi^{1,375} \left[ 1 + 2\frac{h_{cr}}{2}\xi \right]^{-0,975} \quad (8.30)$$

donde:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad ; \quad q = Q/b \quad (8.31)$$

Como se puede observar en la ecuación anterior, el valor del coeficiente se obtendrá a través de un proceso iterativo, una vez sustituidas las restantes variables.

4. Cálculo de la profundidad ficticia  $\bar{h}$ .

$$\bar{h} = \xi h_{cr} \quad (8.32)$$

5. Cálculo del parámetro adimensional  $\bar{\pi}$

$$\bar{\pi} = \left[ \frac{\bar{R}}{\bar{h}} \right]^{1,2} \left[ \frac{\bar{\delta}_R}{\bar{R}} \right]^{0,25} F_{\xi, \nu} \quad (8.33)$$

<sup>1</sup> Todo lo que tiene barra (ejemplo:  $\bar{\pi}, \bar{h}$ ) está relacionado con el cálculo de la superficie ficticia, que se define más adelante.

donde:

$\bar{R}, \bar{h}, \bar{\delta}_R$  son los calculados en los pasos anteriores.

$$F_{\text{cor}} = \frac{V^2}{gR \cos \Psi} \quad (8.34)$$

$\Psi$ : ángulo de inclinación de la rápida ( $\Psi = \arctan i$ ).

V: velocidad media de la sección que se analiza.

6. Se compara el valor de  $h$  obtenido en el 4<sup>to</sup> paso, con el tirante sin airear de la sección que se analiza; entonces se obtiene que:

a) Si  $\bar{h} < h \Rightarrow$  se tiene un flujo muy aireado y por tanto el aire llega al fondo. En este caso se tienen dos variantes:

— En la que  $71 < \bar{\pi} < 280$

— En la que  $\bar{\pi} > 280$

b) Si  $\bar{h} \geq h \Rightarrow$  se tiene que el flujo es poco aireado y el aire no llega al fondo, por tanto hay que chequear la cavitación. En este caso se tienen dos variantes:

— En la que  $32 < \bar{\pi} < 71$ . En esta variante  $\bar{\pi} = \pi$ .

— En la que  $\bar{\pi} < 32$ .

7. Conocido el valor de  $\bar{\pi}$  se procede al cálculo de los siguientes parámetros, según sea el caso:

a) Si  $\bar{\pi} = \pi < 71$ , el flujo es poco aireado (el aire no llega al fondo y hay peligro de cavitación).

— Para  $\bar{\pi} \leq 32$ :

$$\bar{S} = \log^{-1} \{0,6 \log \bar{\pi} - 1,33\} \quad (8.35)$$

$$\bar{S}_\pi = 0,5$$

$$\bar{h}_\pi = h$$

$$\bar{R} = R$$

$$\bar{R}_x = \frac{b \bar{h}_\pi}{b + 2 \bar{h}_\pi}$$

$$\sigma = 0,00875 \bar{h} \bar{\pi}$$

$$K = 390 \bar{\pi}^{-1,333}$$

$$S_\pi = 0,5$$

$$h_\pi = \frac{\bar{h}_\pi}{1 + \bar{S}_\pi}$$

— Para  $32 < \bar{\pi} < 71$ :

$$S = \log^{-1} \{0,6 \log \bar{\pi} - 1,33\} \quad (8.36)$$

$$\bar{S}_\pi = (\bar{S})^2$$

$$\bar{R}_x = \frac{R}{\log^{-1}(0,2 \log(\bar{\pi}) - 0,295)}$$

$$\bar{h}_x = \frac{R_x (b + 2\bar{h}_x)}{b} \quad (\bar{h}_x \text{ se obtiene iterando})$$

$$\sigma = h \{ \log^{-1}(0,45 \log \bar{\pi} - 1,2) \}$$

$$K = 390 \bar{\pi}^{-1,333}$$

$$S\bar{\pi} = 1 - 1,62 \bar{\pi}^{-0,333}$$

$$h_x = \frac{\bar{h}_x}{1 - S_x}$$

b) Si  $\bar{\pi} \geq 71$ , el flujo es muy aireado (el aire llega al fondo y no hay peligro de cavita-  
— Para  $71 < \bar{\pi} < 280$ :  
ción).

$$\bar{S} = 0,295 \bar{\pi}^{0,167} \quad (8.37)$$

$$\bar{S}\bar{\pi} = 0,0922 \bar{\pi}^{0,333}$$

$$\bar{R}_x = \frac{R}{\log^{-1}(0,2 \log(\bar{\pi}) - 0,295)}$$

$$\bar{h}_x = \frac{R_x (b + 2\bar{h}_x)}{b} \quad (\bar{h}_x \text{ se obtiene iterando})$$

$$\sigma = h \{ \log^{-1}(0,45 \log \bar{\pi} - 1,2) \}$$

$$K = 10,35 \bar{\pi}^{-0,333}$$

$$S_x = 1 - 1,62 \bar{\pi}^{-0,333}$$

$$h_x = \frac{\bar{h}_x}{1 - S_x}$$

— Para  $\bar{\pi} = 280$ :

$$\bar{S} = \log^{-1} [0,05 \log \bar{\pi} - 0,250] \quad (8.38)$$

$$\bar{S}_{\pi} = \log^{-1} [0,10 \log \bar{\pi} - 0,460]$$

$$\bar{R}_{\pi} = \frac{R}{\log^{-1} (0,10 \log \bar{\pi} - 0,5)}$$

$$\bar{h}_{\pi} = \frac{R_{\pi} (b + 2\bar{h}_{\pi})}{b} \quad (\bar{h}_{\pi} \text{ se obtiene iterando})$$

$$\sigma = h [\log^{-1} 0,30 \log \bar{\pi} - 0,833]$$

$$K = 4,03 \bar{\pi}^{-0,333}$$

$$S_{\pi} = 1 - 1,01 \bar{\pi}^{-0,25}$$

$$h_{\pi} = \frac{\bar{h}_{\pi}}{1 - S_{\pi}}$$

8. Una vez calculados los parámetros anteriores para el caso específico en función del parámetro  $\pi$ , se procede a determinar la concentración de aire ( $S$ ) a diferentes profundidades, según las siguientes expresiones.

Por debajo de la línea divisoria definida por  $h_{\pi}$  se utiliza:

$$S = S_{\pi} e^{-K \left( \frac{y}{h_{\pi}} \right)} \quad (8.39)$$

donde los términos  $S_{\pi}$ ,  $K$ ,  $h_{\pi}$  son los calculados en el paso anterior.

Para el cálculo se procede a suponer valores del tirante entre 0 y  $h_{\pi}$ , para determinar su concentración  $S$  por medio de la expresión anterior.

Por encima de la línea divisoria definida por  $h_{\pi}$  se utiliza:

$$S = 1 - [(1 - S_{\pi})(1 - \phi(t))] \quad (8.40)$$

donde:

$S_{\pi}$ : es el calculado en el 7<sup>mo</sup> paso.

$\phi(t)$ : se obtiene de la tabla 8.6, a partir de calcular para cada valor de tirante supuesto ( $Y$ ), el valor de  $t$ , con el cual se entra en dicha tabla.

Tabla 8.6. Determinación de  $\Phi(t)$  a partir de  $t$

$t$	$\Phi(t)$	$t$	$\Phi(t)$	$t$	$\Phi(t)$	$t$	$\Phi(t)$
0,00	0,0000	0,58	0,4381	1,16	0,7540	1,74	0,9181
0,01	0,0080	0,59	0,4448	1,17	0,7580	1,75	0,9199
0,02	0,0160	0,60	0,4515	1,18	0,7620	1,76	0,9216
0,03	0,0239	0,61	0,4581	1,19	0,7660	1,77	0,9233
0,04	0,0319	0,62	0,4617	1,20	0,7699	1,78	0,9249
0,05	0,0399	0,63	0,4713	1,21	0,7737	1,79	0,9265
0,06	0,0478	0,64	0,4778	1,22	0,7775	1,80	0,9281
0,07	0,0558	0,65	0,4813	1,23	0,7813	1,81	0,9297
0,08	0,0638	0,66	0,4907	1,24	0,7830	1,82	0,9312
0,09	0,0717	0,67	0,4971	1,25	0,7887	1,83	0,9328
0,10	0,0797	0,68	0,5035	1,26	0,7923	1,84	0,9342
0,11	0,0876	0,69	0,5098	1,27	0,7959	1,85	0,9357
0,12	0,0955	0,70	0,5161	1,28	0,7995	1,86	0,9371
0,13	0,1034	0,71	0,5223	1,29	0,8029	1,87	0,9385
0,14	0,1113	0,72	0,5285	1,30	0,8061	1,88	0,9399
0,15	0,1192	0,73	0,5346	1,31	0,8098	1,89	0,9412
0,16	0,1271	0,74	0,5407	1,32	0,8132	1,90	0,9426
0,17	0,1350	0,75	0,5467	1,33	0,8165	1,91	0,9439
0,18	0,1423	0,76	0,5527	1,34	0,8198	1,92	0,9451
0,19	0,1507	0,77	0,5587	1,35	0,8230	1,93	0,9461
0,20	0,1583	0,78	0,5646	1,36	0,8262	1,94	0,9476
0,21	0,1663	0,79	0,5706	1,37	0,8293	1,95	0,9488
0,22	0,1741	0,80	0,5763	1,38	0,8324	1,96	0,9500
0,23	0,1819	0,81	0,5821	1,39	0,8355	1,97	0,9512
0,24	0,1897	0,82	0,5878	1,40	0,8386	1,98	0,9523
0,25	0,1974	0,83	0,5935	1,41	0,8416	1,99	0,9534
0,26	0,2061	0,84	0,5991	1,42	0,8444	2,00	0,9545
0,27	0,2128	0,85	0,6047	1,43	0,8473	2,05	0,9598
0,28	0,2205	0,86	0,6102	1,44	0,8501	2,10	0,9643
0,29	0,2282	0,87	0,6167	1,45	0,8529	2,15	0,9684
0,30	0,2358	0,88	0,6211	1,46	0,8557	2,20	0,9722
0,31	0,2134	0,89	0,6265	1,47	0,8584	2,25	0,9766
0,32	0,2510	0,90	0,6319	1,48	0,8614	2,30	0,9786
0,33	0,2588	0,91	0,6372	1,49	0,8638	2,35	0,9812
0,34	0,2661	0,92	0,6424	1,50	0,8664	2,40	0,9836
0,35	0,2737	0,93	0,6476	1,51	0,8690	2,45	0,9857
0,36	0,2812	0,94	0,6528	1,52	0,8715	2,50	0,9876
0,37	0,2886	0,95	0,6579	1,53	0,8740	2,55	0,9892
0,38	0,2961	0,96	0,6629	1,54	0,8764	2,60	0,9907
0,39	0,3035	0,97	0,6680	1,55	0,8789	2,65	0,9920
0,40	0,3103	0,98	0,6729	1,56	0,8812	2,70	0,9931
0,41	0,3182	0,99	0,6778	1,57	0,8836	2,75	0,9940
0,42	0,3255	1,00	0,6827	1,58	0,8869	2,80	0,9949
0,43	0,3328	1,01	0,6875	1,59	0,8882	2,85	0,9956
0,44	0,3401	1,02	0,6923	1,60	0,8901	2,90	0,9963
0,45	0,3473	1,03	0,6970	1,61	0,8926	2,95	0,9968
0,46	0,3545	1,04	0,7017	1,62	0,8948	3,00	0,9973
0,47	0,3616	1,05	0,7063	1,63	0,8969	3,10	0,99806
0,48	0,3688	1,06	0,7109	1,64	0,8990	3,20	0,99863
0,49	0,3769	1,07	0,7164	1,65	0,9014	3,30	0,99903
0,50	0,3829	1,08	0,7199	1,66	0,9031	3,40	0,99933
0,51	0,3899	1,09	0,7243	1,67	0,9054	3,50	0,99963
0,52	0,3969	1,10	0,7287	1,68	0,9070	3,60	0,99968
0,53	0,4039	1,11	0,7330	1,69	0,9090	3,70	0,99978
0,54	0,4108	1,12	0,7373	1,70	0,9109	3,80	0,99986
0,55	0,4177	1,13	0,7416	1,71	0,9127	3,90	0,99990
0,56	0,4245	1,14	0,7457	1,72	0,9146	4,00	0,99994
0,57	0,4313	1,15	0,7499	1,73	0,9164		

El valor de  $t$  se determina según la siguiente expresión:

$$t = \frac{Y^*}{\sigma} \quad (8.41)$$

donde:

$$Y^* = Y - h_\pi \quad (8.42)$$

$Y$ : tirante supuesto

$h_\pi$  y  $\sigma$ : son los calculados en el 7<sup>mo</sup> paso.

En este caso, al igual que en el anterior, se procede a suponer valores de tirante  $Y$  mayores que el de  $h_\pi$ , hasta obtener un valor donde la concentración  $S \approx 1,00$ .

9. Con los valores de tirante  $Y$  y sus respectivas concentraciones  $S$ , calculados anteriormente, se construye un gráfico de  $Y$  vs  $S$  para la obtención de la curva de concentración de aire en la vertical, debiendo aparecer en ella, el punto correspondiente a la línea divisoria, obtenido a partir de situar el valor de  $h_\pi$  en el eje  $Y$ .

Como resultado de la curva anterior se puede obtener que:

- Del punto de inicio de la curva se puede conocer si hay o no, concentración de aire en el fondo y, por tanto, si existe o no, posibilidades de ocurrencias de la cavitación.
- Si se entra en la curva anterior con el valor de  $S = 0,99$ , el tirante que se obtiene al leer en el eje  $Y$  será el tirante aireado que tendrá lugar en esa sección.

Por último, es importante destacar que cuando solo se desee conocer si existirá o no, peligro de cavitación, no se tiene que hacer el gráfico de concentración de aire en el flujo, pues con solo calcular el valor de  $\pi$  es suficiente, ya que se puede saber en qué caso se está:

- En flujo poco aireado (posibilidad de cavitación).
- En flujo muy aireado.

### 8.3.2. Ejemplo de cálculo del diagrama de concentración de aire

Del diseño hidráulico de una rápida, se conoce que:

$$\begin{array}{ll} Q = 800 \text{ m}^3/\text{s} & i = 0,18 \\ m = 0 & L = 500 \text{ m} \\ b = 30,00 \text{ m} & q = 26,67 \text{ m}^2/\text{s} \end{array}$$

Luego del cálculo de los tirantes de circulación que tienen lugar en dicha rápida, se obtuvo en la sección final de la misma (a los 500 m), la siguiente información:

$$\begin{array}{l} h = 1,075 \text{ m} \\ R = 1,00 \text{ m} \\ V = 24,81 \text{ m/s} \end{array}$$

Teniendo en cuenta la información anterior, determine el diagrama de concentración de aire en la sección final de la rápida, si se conoce que  $v = 0,9 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  y  $\Delta z = 0,003 \text{ m}$ .

Solución:

1. Cálculo del número de Reynolds  $R_{e^*R}$ .

$$\overline{R_{e^*R}} = \frac{\overline{R} \sqrt{gRi}}{\nu} = \frac{1 * \sqrt{9,81 * 1 * 0,18}}{0,9 * 10^{-6}} = 1,48 * 10^6$$

2. Cálculo del parámetro que caracteriza la rugosidad de la rápida  $\overline{\delta}_R$ .

$$\overline{\delta}_R = \frac{3,3\overline{R}}{R_{e^*R}} + \Delta \ni = \frac{3,3 * 1}{1,48 * 10^6} + 0,003 = 0,03$$

3. Cálculo del coeficiente  $\xi$ .

$$6,45 \left(1 + 2 \frac{h}{b}\right)^{-1} \left[ \frac{h^3}{\delta^{0,125} h_{cr}^{2,875}} \right] = \xi^{1,375} \left[ 1 + 2 \frac{h_{cr}}{b} \xi \right]^{-0,975}$$

donde:

$$h_c = 3 \sqrt{\frac{q^2}{g}} = 3 \sqrt{\frac{26,67^2}{9,81}} = 4,16m$$

Mediante un proceso iterativo se obtiene  $\xi = 0,42$ .

4. Cálculo de la profundidad ficticia  $\overline{h}$ .

$$\overline{h} = \xi h_{cr} = 0,42 * 4,16 = 1,75 \text{ m}$$

5. Cálculo del parámetro adimensional  $\overline{\pi}$ .

$$\overline{\pi} = \left[ \frac{\overline{R}}{\overline{h}} \right]^{1,2} \left[ \frac{\overline{\delta}_R}{\overline{R}} \right]^{0,25}$$

donde:

$$F_{\text{fv}} = \frac{V^2}{gR \cos \psi}$$

$$\Psi = \text{arc tan } i = \text{arc tan } 0,18 = 10,20$$

Sustituyendo valores resulta:  $\overline{\pi} = 7,62$

6. Comparando el valor de  $\overline{h}$  obtenido en el 4<sup>to</sup> paso, con el tirante sin airear que aparece en la sección que se analiza, se obtiene que:

$$\overline{h} > h$$

$$1,75 > 1,075$$

Se puede concluir que el flujo es poco aireado y el aire no llega al fondo, por tanto hay que chequear la cavitación.

7. Conocido el valor de  $\bar{\pi}$ , se procede al cálculo del resto de los parámetros, según sea el caso. En este que se analiza:

$$\bar{\pi} < 32$$

$$\bar{S} = \log^{-1} \{0,6 \log \bar{\pi} - 1,33\} = 0,158$$

$$\bar{S}\pi = 0,5$$

$$\bar{h}_{\pi} = h = 1,075 \text{ m}$$

$$\bar{R} = R = 1,00 \text{ m}$$

$$\bar{R}\pi = \frac{b\bar{h}_{\pi}}{b + 2\bar{h}_{\pi}} = 1,00 \text{ m}$$

$$\sigma = 0,00875 \bar{h} \bar{\pi} = 0,00875 * 1,75 * 13,56 = 0,12$$

$$K = 390 \bar{\pi}^{-1,333} = 26,03$$

8. Una vez calculados los parámetros anteriores en función del parámetro  $\bar{\pi}$  se procede a determinar la concentración de aire ( $S$ ) a diferentes profundidades, según la siguiente expresión:

- a) Por debajo de la línea divisoria definida por  $h_{\pi}$ .

$$S = S_{\pi} e^{-K\left(1 - \frac{Y}{h_{\pi}}\right)} = 0,5e^{-26,03\left(1 - \frac{Y}{1,075}\right)}$$

Para el cálculo se deberán suponer valores del tirante entre 0 y  $h_{\pi}$ , para lo cual los resultados se organizarán en la tabla 8.7.

**Tabla 8.7. Cálculo de la concentración de aire  $S$  por debajo de la línea divisoria**

Y(m)	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,07
S	$2,48 * 10^{-12}$	$3,14 * 10^{-10}$	$3,99 * 10^{-8}$	$5,06 * 10^{-6}$	$6,4 * 10^{-4}$	0,08	0,5

- b) Por encima de la línea divisoria definida por  $h_{\pi}$  se utiliza la siguiente ecuación:

$$S = 1 - [(1 - S_{\pi}) (1 - \phi(t))]$$

Para su cálculo se deberán suponer valores del tirante  $Y$  mayores que  $h_{\pi}$ , hasta obtener un valor donde la concentración  $S \approx 1,00$ .

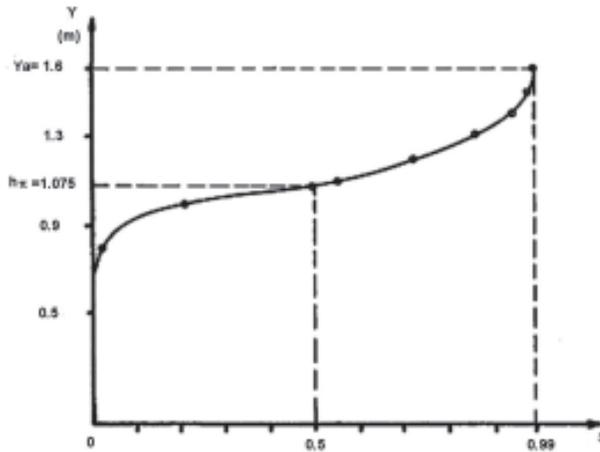
Los resultados del ejemplo se recogen en la tabla 8.8:

**Tabla 8.8. Ejemplo**

Y(m)	$Y^* = Y - h_{\pi}$	$t = Y^* / \sigma$	$\phi(t)$	S
1,1	0,025	0,12	0,0955	0,55
1,2	0,125	0,59	0,4448	0,72
1,3	0,225	1,07	0,7287	0,86
1,4	0,325	1,55	0,8764	0,94
1,5	0,425	2,00	0,9545	0,98
1,6	0,525	2,50	0,9876	0,99

Los valores de  $\delta(t)$  se obtienen de la tabla 8.6, luego de entrar con los respectivos valores de  $t$ .

9. Con los resultados alcanzados anteriormente, se construye el gráfico que se presenta en la figura 8.4, del cual se obtiene que:



**Figura 8.4**  
Diagrama de concentración de aire del ejemplo.

- El tirante aireado en la sección que se analiza es igual a  $Y_a = 1,6$  m, pues es el que se corresponde con la concentración  $S = 0,99$ . Este es el tirante que se deberá utilizar en el cálculo de la altura del muro lateral de la rápida, en su sección final.
- La concentración de aire en el fondo ( $Y = 0$ ) es nula, por lo que se deberá analizar la posibilidad de ocurrencia de la cavitación en esta sección.

## 8.4. Cavitación en rápidas

### 8.4.1. Definición de cavitación

La cavitación es aquel fenómeno que tiene lugar cuando la presión en un líquido disminuye hasta un valor menor que la presión de vapor de agua. Cuando este fenómeno ocurre en el líquido se originan cavidades pulsantes o burbujas llenas de vapor, las cuales son arrastradas por el flujo y al llegar a zonas donde la presión es mayor que la presión de vapor, colapsan y desaparecen.

A este proceso de formación, traslación y destrucción de estas cavidades pulsantes o burbujas en el líquido, se le conoce como *cavitación*.

### 8.4.2. Consecuencias fundamentales de la cavitación

La ocurrencia de la cavitación en un fluido, trae consigo un cambio en el carácter del movimiento del líquido, provocando en este una pérdida adicional de energía; además, da origen a vibraciones, ruido y erosión del material de las fronteras sólidas, fenómeno —este último— que obliga a eliminar la ocurrencia de la cavitación de todas las obras hidráulicas que se construyan.

### 8.4.3. Erosión por cavitación

Como se había explicado anteriormente, el proceso de cavitación se caracteriza por la formación, traslado y colapso de las burbujas o cavidades pulsantes. Ahora bien, cuando estas burbujas se colapsan, ya sea directamente junto a la frontera sólida o a cierta distancia de esta, se sienten intensamente los golpes de las ondas de choques, las cuales ocasionan, inicialmente, el debilitamiento local del material; y como consecuencia de la infinidad de golpes, tendrá lugar la fatiga y la posterior destrucción del material en dicha frontera, es decir, la *erosión por cavitación*. Esta erosión trae consigo el traslado de las partículas del material destruido, dando lugar a la aparición de cavernas en la frontera; y en la medida que estas aumentan en materiales como el hormigón y las rocas, entra en vigor la acción dinámica directa del flujo sobre ellos, provocando el desprendimiento progresivo de las partículas que los componen.

### 8.4.4. Causas que dan origen a la cavitación

La cavitación puede ocurrir:

1. Como resultado de la transformación de la energía potencial en energía cinética, al disminuirse la sección mojada del flujo (Fig. 8.5 a).
2. Como resultado del contorneo de los salientes curvilíneos de la superficie o cambios de dirección en el flujo. La presión cae por la acción de la fuerza centrífuga. En este caso, al igual que en otros, la circulación puede tener lugar sin separación (Fig. 8.5 b).
3. Como resultado de la separación del flujo, al contornear un cuerpo con una configuración suave o brusca. En este caso, la caída de presión ocurre cuando el flujo se separa del cuerpo, y puede ser justamente detrás de este (Fig. 8.5 c).
4. Como resultado del contorneo del flujo alrededor de una superficie rugosa. En este caso, la disminución de la presión ocurre debido a las pulsaciones producidas por la turbulencia del flujo (Fig. 8.5 d).
5. En líquidos en reposo, por la vibración de la frontera sólida, originada por cualquier razón.

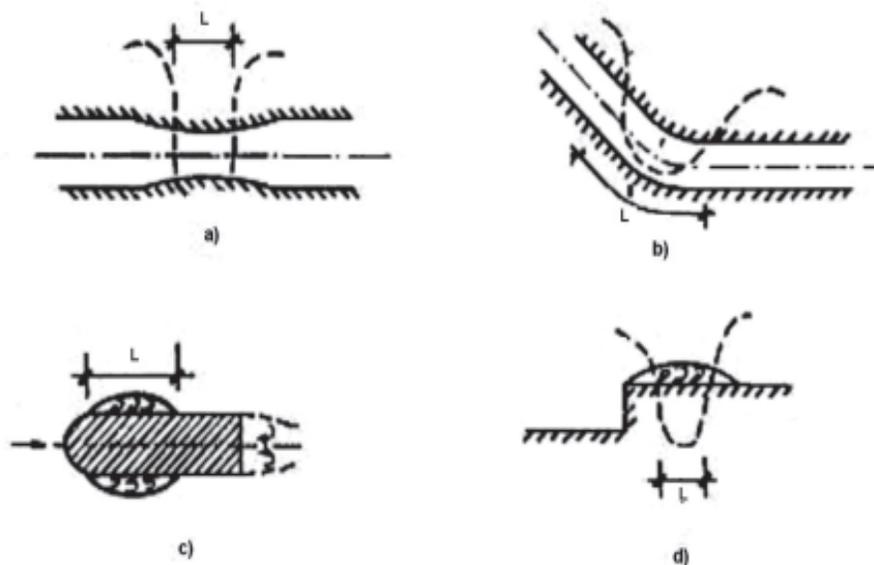


Figura 8.5  
Causas de la cavitación.

Sin lugar a dudas, una de las causas fundamentales de la caída o disminución local de la presión, lo constituyen las irregularidades en las paredes sólidas del conducto. En la figura 8.6 se presentan formas típicas de irregularidades en conductos por donde pasa el agua, que ocasionan condiciones favorables para la cavitación.

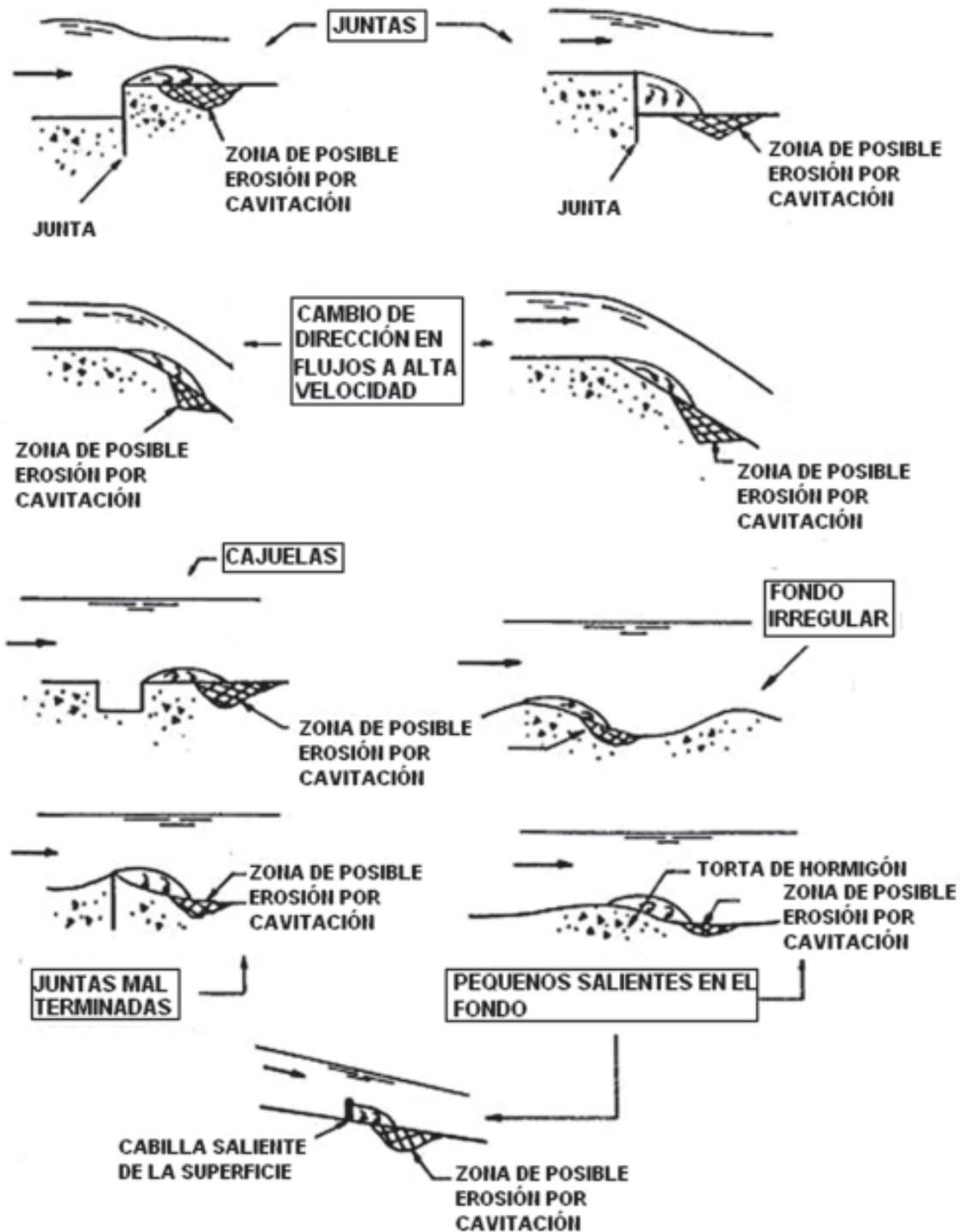


Figura 8.6  
Formas típicas de irregularidades.

### 8.4.6. Definición del número crítico de cavitación ( $\sigma_{cr}$ )

El número crítico de cavitación es el *parámetro que determina la caída de presión relativa, a la velocidad característica para la cual comienza la cavitación* (tabla 8.9a). Los valores del número crítico de cavitación ( $\sigma_{cr}$ ) han sido determinados de forma experimental por numerosos investigadores, destacándose como aspecto más importante la correcta valoración de la *velocidad del choque* del flujo sobre irregularidades (Fig. 8.7). La altura de rugosidad natural ( $\Delta$ ), irregularidad tipo 3, se obtiene en la tabla 8.9b.

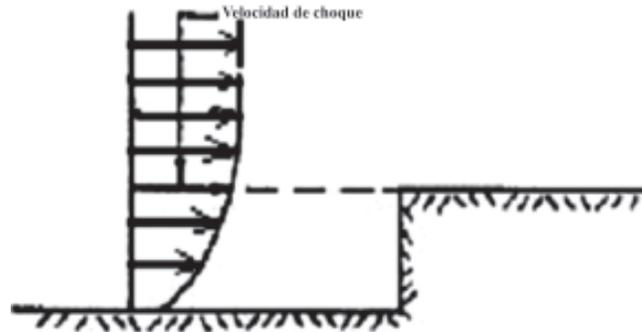
**Tabla 8.9a. Números críticos de cavitación ( $\sigma_{cr}$ ) obtenidas para diferentes irregularidades que se pueden presentar con frecuencia en las obras de conducción\***

Tipo de irregularidad	Esquema de la irregularidad	$\sigma_{CR}$
1. Saliente que va al encuentro del flujo		$\sigma_{CR} = 0,125\alpha^{0,65}$ $\alpha$ en radianes
2. Caída a lo largo del flujo		$\sigma_{CR} = 1$ para $Z_0 \geq \delta$ $\sigma_{CR} = [Z_0/\delta]$ para $Z_0 < \delta$ $\delta = 0,8Y_1$ donde $Y_1$ es el tirante normal de circulación
3. Rugosidad natural uniforme de la superficie con altura media de los —		$\sigma_{CR} = 1$
4. Saliente suave en una superficie llana		$\sigma_{CR} = 2,24[L_0/Z_0]^{0,5}$
5. Saliente suave con el borde superior agudo		$\sigma_{CR} = 2$
6. Irregularidades locales salientes separadas		$\sigma_{CR} = 2$ para configuración redondeada $\sigma_{CR} = 3,5$ para configuración brusca
7. Saliente en contra del flujo		$\sigma_{CR} = 2,1$
8. Saliente con ángulo recto		$\sigma_{CR} = 2,3$
9. Saliente con ángulo inverso		$\sigma_{CR} = 2$
10. Saliente a favor del flujo		$\sigma_{CR} = 1$
11. Viraje de la superficie		$\sigma_{CR} = 1,05$
12. Saliente inclinado		$\sigma_{CR} = 0,466^3 \sqrt{\alpha}$ (para $90^0 < \alpha < 5^0$ )
13. Saliente único con el borde superior puntiagudo		$\sigma_{CR} = 2$ para configuración redondeada $\sigma_{CR} = 3,5$ para configuración brusca
14. Rugosidad uniforme de la superficie con altura media de los salientes ( $\Delta$ )		$\sigma_{CR} = 1$
15. Barra cilíndrica		$\sigma_{CR} = (3 \text{ a } 4)$

\* Cálculos hidráulicos de estructuras hidrotécnicas vertedoras.

**Tabla 8.9b. Valores de rugosidad absoluta en tubos y canales (caso 3 de la tabla 8.9a)**

Superficie	Composición de la superficie	$\Delta$ (mm)
Hormigón y hormigón armado	Buena superficie ejecutada en encofrado metálico	0,3 – 1,0
	Condiciones medias, superficie ejecutada en encofrado de madera no repellado	1,0 – 4,0
	Superficie áspera, destruida, vieja	3,0 – 10
Superficie de hormigón. Repellado con cemento y concreto	Buen relleno con cemento frotado	0,1 – 0,3
	Concreto y salpicado con cemento frotado	0,5 – 2,0
	Concreto y salpicado con cemento sin frotar	3,0 – 4,0
Revestimiento metálico	Con pequeñas huellas de corrosión	0,05 – 0,1
	Con corrosión	0,1 – 1,5



**Figura 8.7**  
Velocidad de choque.

### 8.4.7. Definición del número de cavitación ( $\sigma$ )

El número de cavitación ( $\sigma$ ) se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P_{car} - P_{vA}}{\rho V_{car}^2 / 2} \quad (8.43)$$

donde:

$P_{car}$ : presión absoluta característica que tiene lugar muy cerca del cuerpo contorneado o del elemento de la obra sin considerar las perturbaciones ocasionadas por él; expresada en  $\text{kgf/m}^2$  o en  $\text{Pa}$ .

Se calcula como:

$$P_{car} = P_{exc} + P_{atm} \quad (8.44)$$

Siendo:

$P_{atm}$ : presión atmosférica que se determina en función de la altura del lugar o zona que se está analizando, sobre el nivel del mar (tabla 8.10).

$P_{exc}$ : presión sobrante o excesiva (manométrica) que tiene lugar a la altura de la irregularidad, y se calcula para la sección característica del flujo no perturbado por la irregularidad.

— Si la pendiente del fondo es suave ( $\theta < 6^\circ$ ), el valor de la presión sobrante o excesiva se calcula según se plantea en la figura 8.8 (a).

— Si la pendiente del fondo es fuerte ( $\theta > 6^\circ$ ), el valor de la presión sobrante o excesiva se calcula según se plantea en la figura 8.8 (b).

$P_{vA}$ : presión de vapor de agua que dependa de la temperatura del agua, y se obtiene según la tabla 8.11, expresada en  $\text{kgf/m}^2$  o en  $\text{kPa}$ .

Densidad del agua:  $\rho = 102 \text{ kgf.s}^2/\text{m}^4 = 1\,000 \text{ kg/m}^3$ .

Tabla 8.10. Valores de la presión atmosférica

Cota geodésica (m)	$P_{atm}$ (kPa)	$P_{atm}$ (kgf/m <sup>2</sup> )
0	101	10 295,62
100	100	10 193,68
200	99	10 091,70
300	98	9 989,80
400	97	9 987,90
500	95	9 684,00
600	94	9 582,10
700	93	9 480,10
800	92	9 378,20
900	91	9 276,20
1000	90	9 174,30
1200	88	8 970,40
1500	85	8 664,60
2000	80	8 154,90
2500	76	7 747,20
3000	72	7 339,40

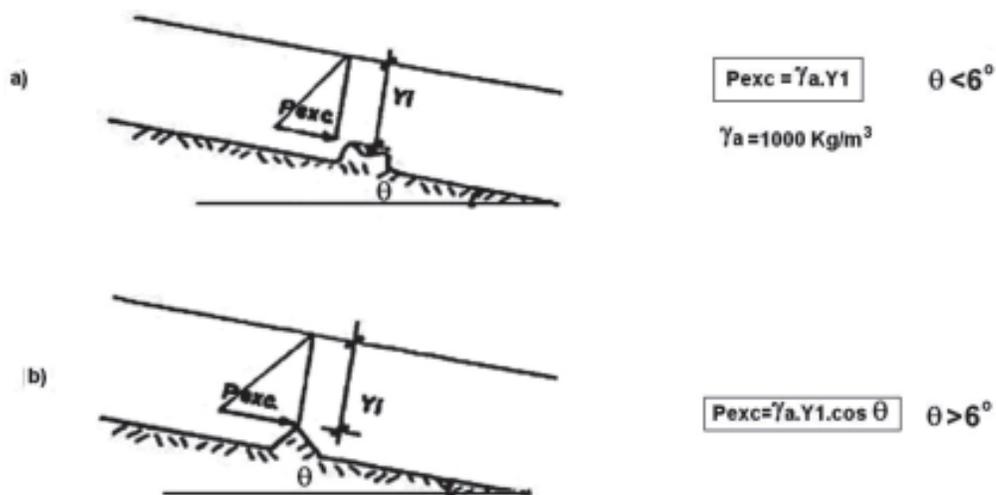


Figura 8.8. Cálculos hidráulicos de estructuras hidrotécnicas vertedoras.

Tabla 8.11. Valores de la presión de vapor del agua

Temperatura del agua (C°)	10	15	20	25	30
Presión de vapor de agua (kPa)	1,3	1,7	2,4	3,1	4,3

$V_{car}$ : velocidad característica del flujo o velocidad de ataque del flujo sobre las irregularidades, calculada teniendo en cuenta el diagrama real de velocidades en la parte cercana al objeto contorneado, expresada en m/s; y se calcula como:

$$V_{car} = \frac{V_{max}}{0,68 \log(Y/K) + 1} \quad (8.45)$$

$V_{max}$ : velocidad máxima del flujo en la sección que se analiza.

$K$ : altura de la rugosidad (m).

— Si la rugosidad es natural, es decir, la correspondiente a la superficie normal con altura media de los salientes (irregularidades tipo 3, tabla 8.9a), se obtiene de la tabla 8.9b.

— Si la rugosidad es un umbral, un saliente o una cabilla, entonces  $K = Z$ ; donde  $Z$  es la altura a la cual se quiere determinar la velocidad característica ( $V_{car}$ ).

$Y$ : tirante de circulación sin airear, obtenido del cálculo de la curva superficial, en la sección que se esté analizando (m).

$$V_{max} = \frac{V_{med}}{Kv} \quad (8.46)$$

donde:

$V_{med}$ : velocidad media del flujo en la sección que se analiza.

$$Kv = [1 - No / (No + 1)] [1 - AoNo / (No + 1)] \quad (8.47)$$

$$No = 1 / (\ln(Y/K) + 2) \quad (8.48)$$

$$Ao = \frac{2Y}{b} \text{ cuando } Y < 0,5b \quad (8.49)$$

$$Ao = \frac{b}{2Y} \text{ cuando } Y > 0,5b \quad (8.50)$$

$b$  = ancho de la rápida

#### 8.4.8. Pronóstico de cavitación según la comparación del número de cavitación con el número crítico de cavitación

Una vez calculados los valores del número crítico de cavitación ( $\sigma_{cr}$ ) y el número de cavitación ( $\sigma$ ), se puede conocer si existen o no, posibilidades de ocurrencia de la cavitación a partir de la comparación de estos coeficientes, de forma tal que:

— Si  $\sigma > \sigma_{cr} \Rightarrow$  no hay cavitación.

— Si  $\sigma < \sigma_{cr} \Rightarrow$  hay cavitación.

Una vez demostrada la posibilidad de cavitación, es necesario definir si ocurrirá o no, la erosión por cavitación.

#### 8.4.9. Erosión por cavitación. Su pronóstico

El resultado de una cavitación intensiva es la *erosión por cavitación*. Se valora por la velocidad de crecimiento del volumen de cavernas erosionadas, en dependencia de la fase de desarrollo de la cavitación, la cual se determina a través de la relación entre el número de

cavitación y su valor correspondiente al número crítico de cavitación ( $\beta = \sigma/\sigma_{cr}$ ), definiéndose de esta forma lo que se conoce como *grado de cavitación* ( $\beta$ ).

Según el grado de cavitación que se alcance, se pueden definir tres etapas:

*Etapas de la cavitación:*

1. Etapa inicial de cavitación:  $1 > \beta > 0,7$
2. Etapa de cavitación desarrollada:  $0,7 \geq \beta > 0,15$
3. Etapa de supercavitación:  $\beta \leq 0,15$

En la figura 8.9 se representan estas etapas.

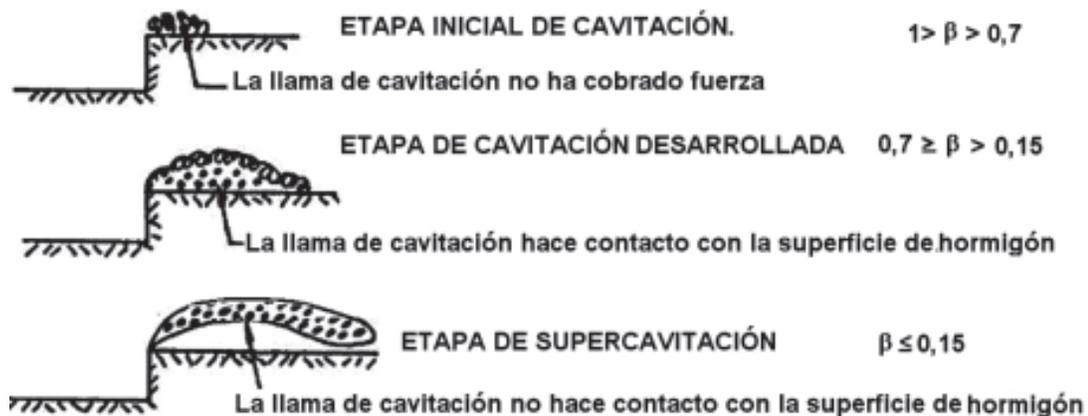


Figura 8.9  
Etapas de la cavitación.

La intensidad de las destrucciones producto de la cavitación depende de:

1. La etapa de cavitación.
2. El tipo de zona de vacío.
3. Los contornos del cuerpo que va a ser bordeado.
4. La inclinación (incluso la curvatura) de la superficie de la rápida, aliviadero, etcétera.
5. El contenido de aire en el agua.
6. La velocidad del flujo.
7. El tipo de material del cuerpo que cavita.

Es importante aclarar que en la *etapa de cavitación desarrollada* es donde surge la erosión por cavitación. No se comporta de igual forma en las etapas iniciales o de supercavitación, donde la erosión es considerablemente menor, o no existe, particularmente para una resistencia a la cavitación suficientemente alta, del material disponible.

*Criterio para determinar el inicio de la erosión por cavitación:*

Partiendo de que la erosión por cavitación surge cuando  $\beta < 1$ ; y que para  $\beta$  cercanas a la unidad, la cavitación es muy pequeña o está ausente, en la actualidad se introduce como una

de las características de esta, el coeficiente de inicio de la erosión por cavitación ( $\sigma_{cr}.ER$ ), definido como:

$$\sigma_{cr}.ER \approx 0,85 \sigma_{cr}$$

Entonces:

- Si  $\sigma > \sigma_{cr}.ER \Rightarrow$  no hay erosión por cavitación.
- Si  $\sigma \leq \sigma_{cr}.ER \Rightarrow$  hay erosión por cavitación.

Un aspecto importante a tener en cuenta es que una vez detectada la existencia de la erosión por cavitación, se debe recordar que la intensidad de esta depende de los factores enumerados con anterioridad, teniendo en cuenta que entre los más importantes está la velocidad de circulación del agua; pues en condiciones iguales, el aumento de la velocidad ocasiona un incremento de la intensidad de la erosión por cavitación.

#### **8.4.10. Prevención y disminución de las manifestaciones perjudiciales de la cavitación en aliviaderos**

Para prevenir el peligro de la erosión por cavitación son posibles las medidas siguientes:

1. La no admisión de la cavitación ( $\sigma > \sigma_{cr}$ )
2. La admisión de la cavitación en su estado inicial ( $\sigma > \sigma_{cr}.ER$ )
3. Aireación de la capa parietal, para la cual el flujo a una alta velocidad se separa de los elementos de la construcción (paredes, fondo) y el chorro se airea de forma tal, que en el lugar de contacto con las superficies de la construcción, el contenido de aire del flujo ( $S$ ) alcance no menos de 2 % o 3 %, preferiblemente entre 4 % y 10 %; o más, si es posible.
4. Uso de materiales resistentes a la cavitación (o relativamente resistentes)
5. Garantizar una entrada de aire en la zona de vacío.
6. Combinar las recomendaciones anteriores.

La eliminación de la cavitación *resulta posible* para velocidades no muy altas del flujo (aproximadamente de 25 m/s a 30 m/s) ya que para velocidades mayores a estas, su cumplimiento ofrece grandes dificultades. En estos casos se exige la ejecución de superficies sumamente lisas, con la eliminación total de los defectos tecnológicos permisibles en el período de construcción (las irregularidades en la superficie).

La admisión de la cavitación, en su etapa inicial, habitualmente es aceptable (considerando la insignificancia o ausencia de la erosión por cavitación), y se permite en aquellos casos donde los trabajos de reparación no están ligados a grandes dificultades.

En aquellas obras de alta carga y altas velocidades de circulación del flujo, es muy recomendada la aireación de la zona parietal (uso de aireadores del flujo). En los casos necesarios resulta oportuno el uso de materiales con una resistencia elevada a la cavitación (polímeros). En algunos casos y sobre todo en los aliviaderos que trabajan a pequeñas profundidades de circulación y con pequeños gastos específicos, la toma especial de aire no se exige, ya que la autoaireación del flujo previene la erosión por cavitación.

En obras de primera categoría, es necesario llevar a cabo investigaciones previas a la construcción, sobre la cavitación y erosión por cavitación; y, de ser posible, acudir a soluciones que eviten la posibilidad de ocurrencia de estos fenómenos.

Por último, es importante resaltar que durante la proyección de las obras y los elementos que van a ser sometidos a la cavitación, en los cálculos de estabilidad deberán considerarse las cargas dinámicas que tienen lugar como consecuencia de esta.

### 8.4.11. Procedimiento para el cálculo de la cavitación en rápidas

Como es de suponer, el cálculo de la cavitación en un aliviadero durante la etapa de diseño, se deberá realizar luego de concluido el diseño hidráulico de la rápida, con lo cual se garantizan como datos iniciales para su cálculo, los que a continuación se presentan:

- $Q$  = Gasto de diseño del aliviadero.
- $L$  = longitud de la rápida.
- $b$  = ancho de la rápida.
- $S$  = pendiente de la rápida.
- Cota del fondo de la rápida al inicio.
- Cota del fondo de la rápida al final.

Del cálculo de la rápida se obtiene la tabla siguiente:

**Tabla 8.12. Cálculo de la altura de los muros de la rápida**

Datos del cálculo de la curva superficial					
Distancia desde el Inicio	Tirante	Velocidad	Tirante aireado	Velocidad aireado	Altura de muros
X	Y	V	$y_a$	$V_a$	$\Delta H$
(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m/s)	m
0					
-					
-					
-					
-					
Final de la rápida					

Además se conoce la concentración de aire en la vertical.

*Pasos a seguir:*

Antes de comenzar el análisis de cavitación, se debe tener en cuenta la concentración de aire en la vertical para cada sección, pues no debe olvidarse que en aquellas secciones donde exista concentración de aire en el fondo, no es posible que tenga lugar la cavitación, lo cual limita el cálculo, en un inicio, a aquellas secciones donde no existe concentración de aire en el fondo.

Un aspecto importante a tener en cuenta es que el cálculo de la cavitación se debe realizar siempre para los casos del tirante de circulación y velocidad *sin airear*.

1. Se procede al análisis de la posible ocurrencia de la cavitación en la sección más crítica de la rápida (sección final).

- a) Se fija la irregularidad de la superficie del aliviadero según los criterios que se presentan en la tabla 8.9. En este momento y en correspondencia con la irregularidad fijada, se conoce ya el valor del número crítico de cavitación ( $\sigma_{cr}$ ). En un primer intento y siendo consecuente con la fase de proyecto inicial, se debe comenzar el cálculo para la irregularidad del tipo 3 (según tabla 8.9), o sea:  
Rugosidad natural uniforme de la superficie, con altura media de los salientes.

$$\sigma_{cr} = 1,0$$

- b) Cálculo del número de cavitación ( $\sigma$ ). Es importante tener en cuenta, en este caso, las recomendaciones en cuanto a las unidades a sustituir en los términos de la ecuación, pues de no cumplirse se puede incurrir en errores, ya que no daría un número adimensional de  $\sigma$ .

Cuando se está trabajando con la irregularidad de rugosidad natural uniforme de la superficie, el valor de la velocidad característica ( $V_{car}$ ) se calcula por la expresión dada en el epígrafe 8.4.7, pues la recomendada en la tabla 8.9 ( $V_{car} = 5,6 u_*$ ) no tiene en cuenta la rugosidad  $\Delta$  (parámetro de vital importancia).  $u_*$  es la velocidad dinámica en el fondo.

$$u^* = \sqrt{RgS}$$

- c) Realizar el pronóstico de la cavitación, según la comparación del número de cavitación ( $\sigma$ ) con el número crítico de cavitación ( $\sigma_{cr}$ ).
- Si  $\sigma > \sigma_{cr} \Rightarrow$  no hay cavitación.
  - Si  $\sigma < \sigma_{cr} \Rightarrow$  hay cavitación.
- d) En caso de que exista cavitación ( $\sigma < \sigma_{cr}$ ), se deberá definir la etapa que tiene lugar en la obra, a partir del cálculo del grado de cavitación ( $\beta$ )

$$\beta = \sigma/\sigma_{cr}$$

Entonces, si:

$1 > \beta > 0,7$  se tendrá una etapa inicial de la cavitación.

$0,7 \geq \beta > 0,15$  se tendrá una etapa de cavitación desarrollada.

$\beta \leq 0,15$  se tendrá una etapa de supercavitación.

- e) Comprobar la existencia o no, de la erosión por cavitación a partir del siguiente criterio:
- Si  $\sigma > \sigma_{cr}$  ER  $\Rightarrow$  no hay erosión por cavitación.
  - Si  $\sigma \leq \sigma_{cr}$  ER  $\Rightarrow$  hay erosión por cavitación.

siendo:

$$\sigma_{cr} ER \approx 0,85 \sigma_{cr}$$

- f) Una vez detectada la existencia de la cavitación en la sección final, se deberá definir, por medio del cálculo de diferentes secciones ubicadas aguas arriba de la sección final, aquella sección de la rápida, a partir de la cual tiene lugar la cavitación. Para ello, se deberá utilizar un procedimiento similar al presentado en los pasos anteriores (a partir de a).

- g) Una vez definido el tramo de rápida donde tendrá lugar la cavitación, se procederá a prevenir las manifestaciones perjudiciales de esta, según las soluciones analizadas con anterioridad en el epígrafe 8.4.10.
2. Si se considera necesario, se puede proceder al análisis de la posible ocurrencia de la cavitación ante cualquier otro tipo de irregularidad de la superficie del aliviadero seleccionado, según los criterios de la tabla 8.9.

En este paso se deberá seguir un procedimiento similar al recomendado en los pasos anteriores, solo que en este caso la cavitación puede ser solucionada por medio de la prevención durante la etapa de construcción, tratando de evitar esta irregularidad.

### 8.4.12. Ejemplos de cálculo de la cavitación en rápidas

- l) Se desea calcular la posibilidad de ocurrencia de la cavitación en una rápida, cuyas características son:

Cota de inicio de la rápida = 18,37 m

Cota final de la rápida = 10,00 m

Pendiente  $S = 8,4$  (ángulo de inclinación  $\theta = 4,79^\circ$ )

Longitud de la rápida  $L = 100$  m

Ancho de la rápida  $b = 30$  m

Gasto de circulación  $Q = 2500$  m<sup>3</sup>/s

La rápida será construida de hormigón armado, con una superficie áspera de  $\Delta = 4$  mm.

Se conoce del cálculo de la rápida, que:

**Tabla 8.13. Curva superficial**

Sección	Distancia (m)	Y (m)	V (m/s)
1	0	8,51	9,35
2	0,97	7,88	10,68
3	1,67	7,50	11,11
4	2,37	7,25	11,49
5	3,31	7,00	11,90
6	4,49	6,75	12,34
7	5,91	6,50	12,82
8	9,67	6,00	13,88
9	15,17	5,50	15,15
10	23,08	5,00	16,67
11	34,70	4,50	18,52
12	52,17	4,00	20,88
13	79,84	3,50	23,80
14	95,78	3,30	25,25
15	97,58	3,28	25,40
16	100,35	3,25	29,64

Los cálculos de la concentración de aire en la vertical demostraron que en ninguna de las secciones existía concentración de aire en el fondo de la rápida.

*Solución:*

Comenzando por que a partir del cálculo de la aireación del flujo se detectó que en ninguna de las secciones de la rápida existe concentración de aire en el fondo, entonces se procede a analizar posibilidades de ocurrencia de cavitación en la sección final de esta.

1. Análisis de la posible ocurrencia de cavitación en la sección final de la rápida.

a) Fijando la irregularidad tipo 3 (tabla 8.9).

Rugosidad natural uniforme de la superficie, con altura media de los salientes. Se tiene que  $\sigma_{cr} = 1,00$ .

b) Cálculo del número de cavitación ( $\sigma$ ).

$$\sigma = \frac{P_{car} - P_{va}}{\rho \cdot V_{car}^2 / 2}$$

$$P_{car} = P_{atm} + P_{exc}$$

$$P_{atm} = 101\,000 \text{ Pa, para cota de terreno } 10,00 \text{ m.}$$

$$P_{exc} = 1\,000 \times 3,25 = 3250 \text{ kgf/m}^2.$$

$$P_{exc} = 3250 \text{ kgf/m}^2 \text{ partiendo de que } 1 \text{ kgf/m}^2 = 9,81 \text{ Pa, se tiene}$$

$$P_{exc} = 31\,882,5 \text{ Pa.}$$

$$P_{car} = 101\,000 + 31\,882,5 \text{ Pa.}$$

$$P_{car} = 132\,882,5 \text{ Pa.}$$

$$P_{va} = 3\,100 \text{ Pa para temperatura de } 25 \text{ }^\circ\text{C.}$$

$$\rho = 1\,000 \text{ kg/m}^3.$$

$$V_{car} = \frac{V_{m\acute{a}x.}}{(0,68 \log(Y/K) + 1)}.$$

$$Ao = \frac{2Y}{b} \text{ para } Y < 0,5 b (3,25 < 15 \text{ m})$$

$$Ao = \frac{2(3,25)}{30} = 0,217$$

$$K = \Delta = 4 \text{ mm} = 0,004 \text{ m}$$

$$No = \frac{1}{\ln(Y/K) + 2} = \frac{1}{(3,25/0,004) + 2} = 0,115$$

$$K_v = 1 - [N_o / (No + 1)] [1 - A_o N_o / (No + 1)] = 0,877$$

$$V_{max} = \frac{V_{med}}{K_v} = \frac{29,64}{0,877} = 33,80 \text{ m/s}$$

$$V_{car} = \frac{33,80}{0,68 \log(3,25/0,004) + 1}$$

$$*V_{car} = 11,35 \text{ m/s}$$

$$\sigma = \frac{P_{car} - P_{va}}{\rho \cdot \frac{V_{car}^2}{2}} = \frac{132882,5 - 3100}{1000 \frac{(11,35)^2}{2}} = 2,05$$

c. Realizar el pronóstico de la cavitación.

$$\sigma > \sigma_{cr} (2,05 > 1,00)$$

No hay cavitación en la sección final, por tanto, ninguna de las secciones de la rápida corre peligro de ocurrencia de este fenómeno.

II) Se conoce del diseño de un aliviadero, cuya información en relación con el cálculo de la rápida es la siguiente:

Cota de inicio de la rápida = 113,50 m

Cota final de la rápida = 22,50 m

Longitud de la rápida:  $L = 325$  m

Ancho de la rápida:  $b = 75$  m

Gasto de circulación:  $Q = 5986$  m<sup>3</sup> / s

Pendiente de la rápida:  $i = 28$  %

Altura de rugosidad:  $\Delta = 5$  mm

Del cálculo de la rápida se tiene que:

**Tabla 8.14. Curva superficial**

Sección	Distancia (m)	Y (m)	R (m)	V (m/s)
1	0,00	4,85	4,29	16,46
2	9,09	4,45	3,98	17,94
3	19,81	4,10	3,70	19,47
4	29,67	3,85	3,49	20,73
5	39,34	3,65	3,33	21,87
6	51,04	3,45	3,16	23,13
7	61,51	3,30	3,03	24,18
8	88,44	3,00	2,78	26,60
9	112,66	2,80	2,60	28,50
10	135,66	2,65	2,48	30,12
11	154,11	2,55	2,39	31,30
12	175,82	2,45	2,30	32,58
13	201,75	2,35	2,21	33,96
14	233,31	2,25	2,12	35,47
15	251,84	2,20	2,08	36,28
16	272,72	2,15	2,03	37,12
17	296,44	2,10	1,99	38,01
18	337,50	2,05	1,94	38,93

**Nota:** Los cálculos de las concentraciones de aire en la vertical demostraron que en ninguna de las secciones existió concentración de aire en el fondo.

— Calcular a partir de la información antes presentada:

- La posibilidad de ocurrencia de la cavitación en la sección final de la rápida (sección 18) para alturas de rugosidad ( $\Delta$ ) igual a 1mm, 2mm, 3mm, 4mm y 5 mm, respectivamente. Comente los resultados.
- El tramo de la rápida con peligro de cavitación para una altura de rugosidad  $\Delta = 5$  mm.

*Solución:*

Partiendo del planteamiento relativo a la no existencia de concentración de aire en el fondo de ninguna de las secciones de la rápida, se hace evidente que es posible la ocurrencia de la cavitación en esta; por tanto, se procede a su cálculo:

1. Análisis de la posible ocurrencia de cavitación en la sección final de la rápida:

a) Fijando la irregularidad tipo 3 (tabla 8.2).

Rugosidad natural uniforme de la superficie con altura media de los salientes. Se tiene que  $\sigma_{cr} = 1,0$ .

b) Cálculo del número de cavitación ( $\sigma$ ).

$$\sigma = \frac{P_{car} - P_{va}}{\rho \cdot \frac{V_{car}^2}{2}}$$

$$P_{car} = P_{atm} + P_{exc}$$

$$P_{atm} = 101\,000 \text{ Pa para cota de terreno } 22,50 \text{ m}$$

$$P_{exc} = 1\,000 (2,05) \cos \theta^0 = 1974,0 \text{ kgf/m}^2 \quad ; \quad \theta^0 = \arctang 0,28 = 15,64^0$$

$$P_{exc} = 19365,9 \text{ Pa}$$

$$P_{car} = 101\,000 + 19\,365,9 \text{ Pa}$$

$$P_{car} = 120\,365,9 \text{ Pa}$$

$$\rho = 1\,000 \text{ kg/m}^3$$

$$V_{car} = \frac{V_{max}}{0,68 \log(Y/K) + 1}$$

$$V_{max} = \frac{V_{med}}{K_v}$$

$$K_v = [1 - N_o / (N_o + 1)] [1 - A_o N_o / (N_o + 1)]$$

Como  $Y < 0,5b$

$$A_o = 2Y/b \quad ; \quad N_o = 1 / (\ln(y/K) + 2)$$

Entonces:

$$b = 75 \text{ m.}$$

$Y = 2,05 \text{ m}$  y  $V_{med} = 38,93 \text{ m/s}$  de la curva superficial.

$K = \Delta$ ; y suponiendo los siguientes  $\Delta$ , se tiene la tabla 8.12.

**Tabla 8.15. Ejemplo**

$\Delta$ (mm)	$A_0$	$N_0$	$K_v$	$V_{max}$ (m/s)	$V_{car}$ (m/s)	$\sigma$
1,0	0,055	0,10	0,905	43	13,22	1,34
2,0	0,055	0,11	0,895	43,50	14,28	1,15
3,0	0,055	0,117	0,890	43,74	14,94	1,05
4,0	0,055	0,12	0,888	43,84	15,42	0,986
5,0	0,055	0,12	0,885	43,99	15,84	0,93

c) Realizar el pronóstico de la cavitación:

Como se puede observar de la tabla anterior en dependencia del acabado de la superficie que se decida seleccionar, cavitará o no la rápida del aliviadero.

Suponiendo en este ejemplo que se escoge:

$\Delta = 5 \text{ mm}$  (superficie de hormigón armado, áspera).

Como se puede observar en la tabla anterior:

$\sigma < \sigma_{cr}$ ; hay cavitación en la sección final:  $0,93 < 1,00$ .

d) Definir la etapa de la cavitación que tendrá lugar en la obra. Cálculo del grado de cavitación ( $\beta$ ):

$$\beta = \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} = \frac{0,93}{1,00} = 0,93$$

Como  $1 > \beta > 0,7$ , se tendrá en la obra una etapa inicial de la cavitación.

f) Comprobar la existencia de la erosión por cavitación.

$$\sigma_{cr} ER = 0,85 \sigma_{cr} = 0,85 \times 1$$

$$\sigma > \sigma_{cr} ER$$

$0,93 > 0,85 \Rightarrow$  no hay erosión por cavitación.

g) Determinar el tramo de aliviadero donde existe posibilidad de la cavitación.

1. Calculando la posibilidad de cavitación en la sección 17, se tiene que:

$$\sigma = \frac{P_{car} - P_{va}}{\rho \cdot \frac{V_{car}^2}{2}}$$

Cálculo de la cota de la sección 17:

$$C_{17} = C_{18} + \text{sen} \theta * \Delta X_{17-18} = 22,5 + \text{sen}[\tan^{-1}(0,28)][337,5 - 296,44] = 33,57 \text{ m.}$$

$$P_{car} = P_{atm} + P_{exc}$$

$$P_{atm} = 101 \text{ 000 Pa para cota de terreno igual a } 33,57 \text{ m.}$$

$$P_{exc} = \gamma Y_{17} \cos \theta \text{ por ser } \theta > 6^\circ$$

$$P_{exc} = 1000 (2,10) \cos 15,64^\circ = 19838,3 \text{ Pa}$$

$$P_{car} = 101\,000 + 19\,838,5 = 120\,838,5 \text{ Pa}$$

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$V_{car} = \frac{V_{max}}{0,68 \log(Y/K) + 1}$$

$$Ao = \frac{2Y}{b} \text{ por ser } Y < 0,5 b \quad 2,10 < 37,5$$

$$Ao = \frac{2(2,10)}{75} = 0,056$$

$$No = \frac{1}{\ln(0,10/0,005)} = 0,124$$

$$Kv = 0,884$$

$$V_{max} = \frac{V_{med}}{Kv} = \frac{38,01}{0,884} = 43,0 \text{ m/s}$$

$$*V_{car} = \frac{43}{0,68 \log \frac{(2,10)}{0,005} + 1}$$

$$*V_{car} = 15,45 \text{ m/s}$$

$$\sigma = \frac{120838,5 - 3100}{1000(15,45^2 / 2)}$$

$$\sigma = 0,986$$

$\sigma = \sigma \rightarrow 0,986 < 1 \Rightarrow$  hay cavitación en la sección.

2. Calculando la posibilidad de la cavitación en la sección 16, se tiene que:

Calcular la cota del fondo en esa sección:  $C_{16} = 22,5 + 17,46 = 39,96 \text{ m}$

$$P_{car} = P_{atm} + P_{exc}$$

$P_{atm} = 101\,000 \text{ Pa}$  para cota del terreno igual a 39,96 m.

$$P_{exc} = \gamma Y_{16} \cos\theta \text{ por ser } \theta > 6^\circ$$

$$P_{exc} = 1000 (2,15) \cos 15,64^\circ = 2070,4 \text{ kg/m}^2 = 20\,310,6 \text{ Pa}$$

$$P_{car} = 101\,000 + 20\,310,6 = 121\,310,6 \text{ Pa}$$

$$\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$A_o = \frac{2Y}{b} = \frac{2(2,15)}{75} = 0,057$$

$$N_o = \frac{1}{\ln(2,15/0,005)+2} = 0,124$$

$$K_v = 0,884$$

$$V_{max} = \frac{37,12}{0,884} = 41,99 \text{ m/s}$$

$$*V_{car} = \frac{41,99}{0,68 \log(2,15/0,005)+1} = 15,05 \text{ m/s}$$

$$\sigma = 1,04$$

$$\sigma = \sigma_{cr} \rightarrow 1,04 > 1 \Rightarrow \text{no hay cavitación.}$$

De los cálculos anteriores se puede concluir que a partir de la sección 16, en la rápida existe posibilidad de ocurrencia de la cavitación, por lo que deberán tomarse medidas en este tramo para evitarla.

Si se quiere precisar el cálculo, se deberán seleccionar secciones intermedias entre la 16 y la 17.

# CAPÍTULO 9

## Disipadores de energía

### 9.1. Generalidades

#### 9.1.1. Definición de disipador de energía

El agua que vierte a través de una presa vertedora o la que circula por una rápida adquiere gran energía, que de ser entregada directamente al canal de salida, ocasionaría una gran erosión capaz de atentar contra la integridad del propio aliviadero y de la cortina o terraplén de la presa, si la descarga se realizara cercana a esta. Para evitar esta situación, se construyen, como parte integrante de los aliviaderos, objetos de obras conocidos como *disipadores de energía*, que no son más que aquellas estructuras encargadas de amortiguar la gran energía adquirida por el agua en su caída.

#### 9.1.2. Tipos de disipadores de energía

Existen distintos tipos de disipadores, entre los que se pueden citar:

1. El pozo amortiguador.
2. El estanque amortiguador.
3. El trampolín.
4. La cubeta deflectora.

De ellos, solo los tres primeros resultan ser de mayor uso en la República de Cuba, de ahí que sean los abordados en el presente libro.

### 9.2. El salto hidráulico

En los pozos y estanques amortiguadores, la disipación de energía la lleva a cabo un salto hidráulico que tiene lugar dentro de las mencionadas estructuras, de manera que resulta imprescindible conocer al detalle las características de este fenómeno hidráulico para poder realizar un adecuado diseño de las mencionadas estructuras.

#### a) Ocurrencia del salto hidráulico.

El salto tiene lugar en la unión de dos regímenes de flujo; uno de llegada: *supercrítico*, y otro de salida: *subcrítico*. Y el salto tendrá lugar en aquella sección de un canal rectangular horizontal donde se satisfaga la siguiente ecuación:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{8F_r^2 + 1} - 1 \right] \quad (9.1)$$

donde:

$y_1$ : profundidad de circulación en la sección inicial del salto.

$y_2$ : profundidad de circulación después del salto (conjugada de  $y_1$ ).

$F_r$ : número de Froude en la sección inicial del salto, de modo tal, que:

$$F_r = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} \quad (9.2)$$

$V_1$ : velocidad del flujo en la sección inicial del salto.

b) Longitud del salto hidráulico.

La determinación de la longitud del salto ha sido un tema muy debatido por los diversos investigadores del tema, debido a la indefinición respecto al lugar donde termina. El criterio más generalizado es aquel que define como *longitud del salto* ( $L_s$ ) la distancia horizontal desde la entrada de este (muy bien definida) hasta la sección donde se alcanza su profundidad conjugada.

Esa longitud puede obtenerse a partir de la curva que se presenta en la figura 9.1 o mediante alguna de las ecuaciones ofrecidas por los investigadores que a continuación se relacionan:

— Smetana (Checoslovaquia):  $L_s = 6 (y_2 - y_1)$ . (9.3)

— Safranets (Alemania):  $L_s = 5,9 y_1 F_{r1}$ . (9.4)

— Einwachter (Alemania):  $L_s = 8,3 y_1 (F_{r1} - 1)$ . (9.5)

— Chertousov (Rusia):  $L_s = 10,3 y_1 (F_{r1} - 1)^{0,81}$ . (9.6)

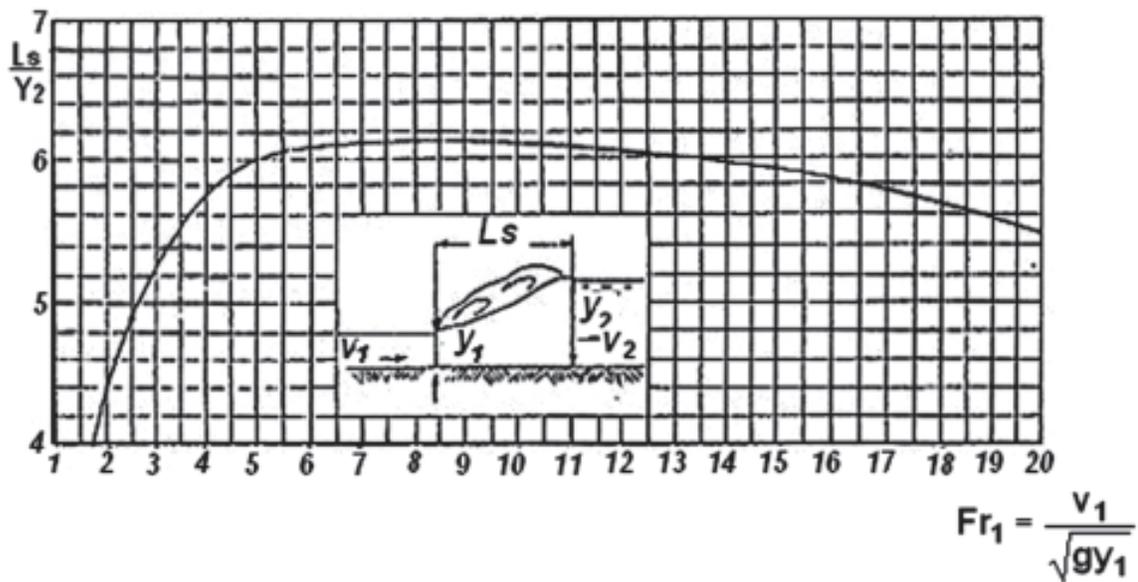


Figura 9.1  
Longitud del salto.

c) Posición del salto.

Hay tres esquemas ilustrativos (Fig. 9.2) que describen la formación de un salto hidráulico aguas abajo de una compuerta, al pie de un cimacio o al final de una rápida. Para la correcta interpretación de los casos que se exponen a continuación, debe tenerse total claridad en el significado de los términos  $y_2$  y  $y_2'$ . El primero es la profundidad conjugada del tirante de llegada  $y_1$ ; mientras que el segundo (también conocido en la literatura especializada como  $y_3$ ) es el tirante que resulta impuesto por las condiciones de circulación aguas abajo del salto (característica del régimen subcrítico).

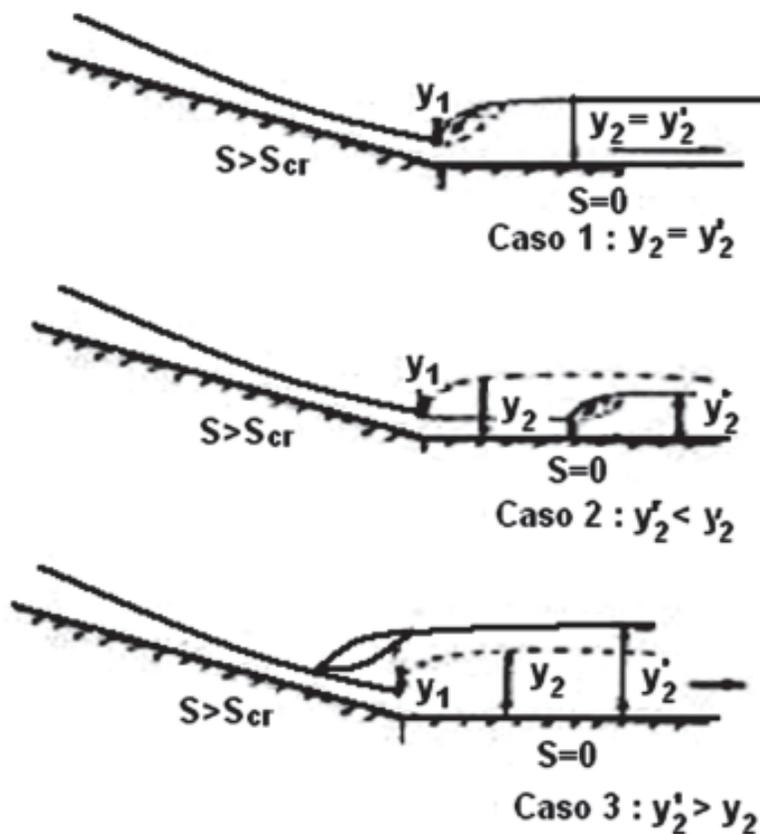


Figura 9.2  
Posición del salto.

*Caso 1:* ocurre cuando  $y_2 = y_2'$ . El salto se produce inmediatamente a la salida de la compuerta, al pie del cimacio o al final de la rápida (en lo sucesivo solo se mencionará una de las tres situaciones, quedando entendido que es válido para las otras dos, a no ser que se especifique otra cosa). Para el propósito del diseño del dissipador es un caso ideal; sin embargo, tiene la desventaja de que una pequeña diferencia entre los coeficientes hidráulicos reales y los supuestos, puede ocasionar que el salto se mueva hacia aguas abajo.

*Caso 2:* ocurre cuando  $y_2' < y_2$ ; por lo cual el salto se corre aguas abajo hasta un punto en el que las dos curvas superficiales tienen profundidades conjugadas, es decir, que satisfacen la ecuación 9.1. Este caso debe ser evitado, ya que la posición del salto es muy inestable y pudiera ocurrir, incluso, que se desplace lo suficiente como para salirse de las losas que protegen el fondo.

Caso 3: ocurre cuando  $y_2' > y_2$ ; lo que origina que sea un salto sumergido o ahogado. Tiene la ventaja de ser muy estable la posición del salto, pero el ahogo le resta de manera sensible, capacidad disipadora.

d) Condiciones aguas abajo. (Fig. 9.3).

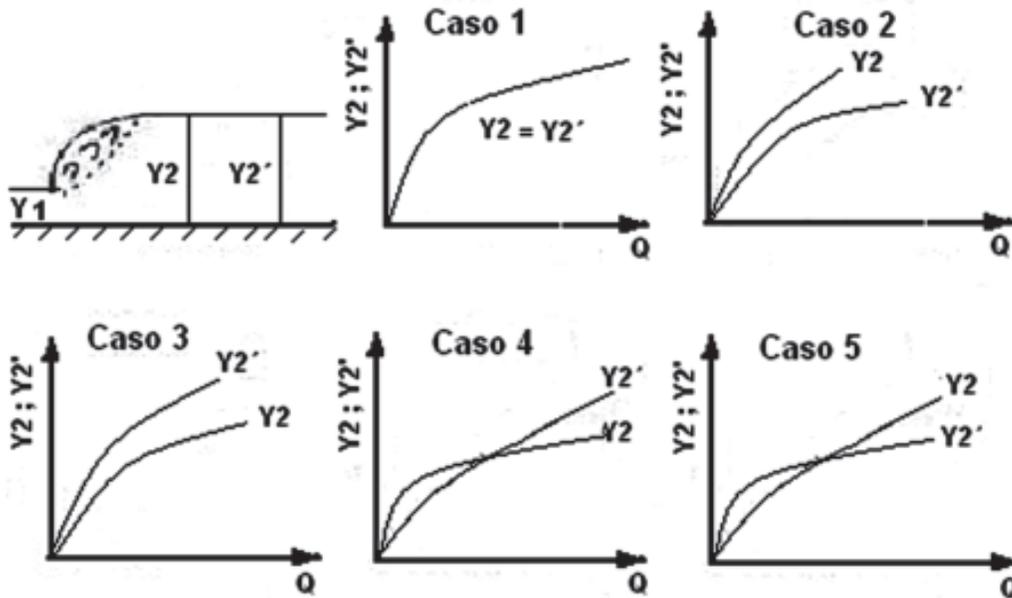


Figura 9.3  
Casos aguas abajo.

En el inciso anterior se asumió que la profundidad aguas abajo tiene un valor fijo  $y_2'$ ; pero en la mayoría de los problemas prácticos no es así, sino que este nivel varía con el gasto en el canal de salida, como también lo hace  $y_2$ . En correspondencia con lo anterior, Leliavsky sugirió cinco posibles condiciones o clases:

- Clase 1:* En esta condición las dos curvas de variación siempre coinciden; es decir, que el caso 1, en cuanto a la posición del salto, es el que siempre tiene lugar. Es la situación ideal para el diseño del dissipador, pero casi nunca se da en la realidad.
- Clase 2:* En esta condición la curva de la conjugada  $y_2$  está siempre por encima de la de niveles  $y_2'$ ; es decir, que el caso 2 de la posición siempre tiene lugar y el salto permanece corrido hacia aguas abajo. Por tanto, para asegurarse de que el salto ocurra sobre el lecho protegido y en el lugar deseado, la solución efectiva es un pozo amortiguador o un estanque amortiguador con umbral terminal.
- Clase 3:* Esta representa la condición en que la curva de conjugadas  $y_2$  está siempre por debajo de la de  $y_2'$ . Esto significa la constancia del caso 3 de las posiciones. Es aconsejable evitar esta situación bajando o inclinando la solera al pie del cimacio, cambiar la pendiente o concluir antes la rápida, o ambas, etcétera.
- Clase 4:* En esta condición para gastos pequeños,  $y_2$  es mayor que  $y_2'$ ; mientras que para gastos grandes ocurre lo contrario. La solución más efectiva consiste en combinar un pozo con una solera inclinada, para desarrollar un salto satisfactorio para descargas altas.

*Clase 5:* En esta condición las conjugadas son menores que los tirantes de aguas abajo para gastos pequeños, y a la inversa, para gastos grandes. La solución más efectiva consiste en colocar umbral terminal para elevar los niveles  $y_2'$  de los gastos grandes y así evitar el corrimiento del salto.

e) Tipos de salto.

Los saltos se clasifican según el valor del número de Froude correspondiente a la sección inicial  $F_{r1}$ .

- $F_{r1} = 1 - 1,7$  salto ondular.
- $F_{r1} = 1,7 - 2,5$  salto débil.
- $F_{r1} = 2,5 - 4,5$  salto oscilante.
- $F_{r1} = 4,5 - 9,0$  salto estable.
- $F_{r1} > 9,0$  salto fuerte.

Precisamente esta clasificación del salto hidráulico en función del número de Froude, también se ha utilizado para la estandarización de los estanques amortiguadores, lo cual se podrá apreciar más adelante.

Algunas consideraciones iniciales acerca del salto hidráulico como disipador de energía son las siguientes:

- a) Para todos los tipos de saltos hay estanques.
- b) El salto ondular y el débil, como sus nombres lo indican, son saltos incipientes y con pocas dimensiones, debido a que tienen lugar en flujos con poca energía, de ahí que no requieren accesorios en la estructura, tales como: dientes, dados o deflectores para aumentar su poder disipador.
- c) El salto oscilante debe su nombre a que el chorro de llegada se dirige de manera intermitente hacia el fondo o hacia la superficie del agua, dando lugar a la generación de oleaje, que es capaz de viajar kilómetros hacia aguas abajo, lo cual ocasiona erosiones en las márgenes del cauce. Por esta razón, este tipo de salto se debe evitar; y de no ser posible, lo más importante es suprimir las olas.
- d) El salto estable tiene buen diseño con combinaciones de accesorios. Logra disipar la energía del flujo de llegada hasta un 80 %.
- e) El salto fuerte es muy sensible a los tirantes  $y_3$ , es decir, pequeñas variaciones de dicho tirante ocasionan desplazamientos del salto hacia aguas abajo. Además, para  $F_{r1} > 10$  ya el salto no es la solución más económica como disipador de energía, por las grandes dimensiones que requiere el estanque o pozo.

## 9.3. El pozo amortiguador como elemento disipador

### 9.3.1. Características generales

El cálculo de un pozo amortiguador se basa fundamentalmente en la obtención de la altura  $h$  del escalón del pozo (Fig. 9.4), capaz de garantizar que la conjugada del tirante que se tiene al inicio del pozo, coincida con el tirante disponible aguas abajo de este, para de esa manera lograr la ocurrencia del salto hidráulico al pie de cimacio, o la rápida, según sea el caso. Una vez determinada esta altura, se procederá a calcular la longitud de revestimiento del pozo.

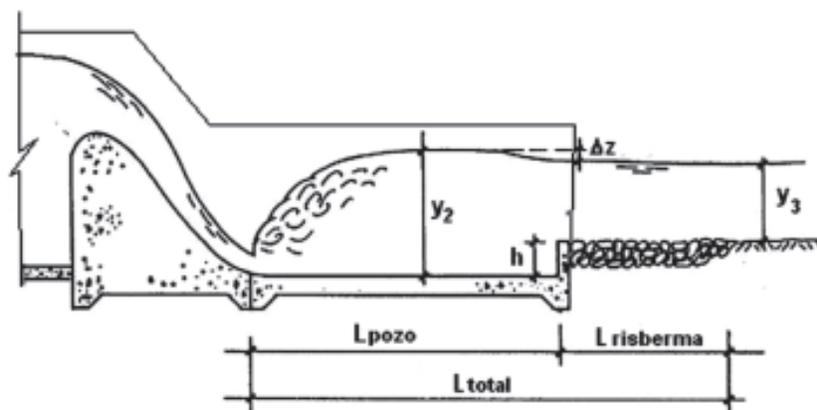


Figura 9.4  
Esquema de pozo amortiguador.

En el cálculo de un pozo amortiguador es importante tener presente que:

1. La condición fundamental para ejecutar el cálculo de un pozo amortiguador es que  $y_2 > y_3$ .
2. Como criterio para el cálculo de la altura del pozo es frecuente buscar que se imponga una profundidad ligeramente mayor que la conjugada ( $y_2$ ), es decir, ahogar algo al salto para mejorar su eficiencia, atendiendo a criterios que se mencionan más adelante. Ello se logra multiplicando  $y_2$  por un factor de seguridad  $\eta$  que oscila entre 1,00 y 1,10.
3. Inmediatamente aguas abajo del pozo amortiguador se reviste el canal de salida, generalmente con rocas, para evitar que eventuales excesos de energía del flujo de salida vayan a producir erosiones no previstas en esa zona del canal. A este tramo del canal de salida se le denomina *risberma*.

En relación con la selección del valor de  $\eta$  que se deberá asumir para el cálculo del pozo amortiguador, resulta frecuente en la práctica, utilizar como criterio de selección el siguiente:

- Para  $F_{r1} < 4,5$  se asume  $\eta = 1,1$ . Téngase en cuenta que para esta condición el salto es oscilante, por lo que con un ahogo del 10 % se está disminuyendo el oleaje que se genera en ese tipo de salto.
- Para  $4,5 < F_{r1} < 9,0$  se asume  $\eta = 1,0$ . Este es el caso de un salto estable que por su buen funcionamiento y posición, no requiere de factor de seguridad.
- Para  $F_{r1} > 9,0$  se asume  $\eta = 1,05$  para fijar la ubicación del salto dentro del pozo, dada la tendencia de estos saltos fuertes a correrse hacia aguas abajo.

### 9.3.2. Criterios para el diseño de un pozo amortiguador ubicado al pie de un cimacio vertedor

1. Cálculo del tirante contraído al pie del cimacio ( $y_1$ ).

$$y_1 = \frac{E_{oi}}{3} \left[ 1 - 2 \cos \left( 60^\circ + \frac{\theta}{3} \right) \right] \quad (9.7)$$

donde:

$$\theta = \arccos \left[ 1 - \left( \frac{0,83q_i}{\psi} \right)^2 E_{oi}^{-3} \right] \quad (9.8)$$

$$q = Q / L_t \quad (9.9)$$

$$E_o = P^* + H_o \quad (9.10)$$

2. Cálculo de la conjugada  $Y_2$  del tirante  $Y_1$  con la expresión 9.1 y considerando la velocidad de llegada  $V_1$  como:

$$V_1 = \frac{Q}{bY_1} \quad (9.10)$$

y  $b = L_t =$  ancho del pozo amortiguador.

3. Comparar  $y_2$  con  $y_3$  para valorar si es necesario o no, el uso del pozo:
- Si  $y_2 < y_3$  el salto está ahogando al vertedor y es aconsejable bajar la solera para evitarlo.
  - Si  $y_2 = y_3 \Rightarrow$  debe emplearse estanque o simplemente la solera, según se analizará más adelante.
  - Si  $y_2 > y_3 \Rightarrow$  sí se puede emplear un pozo.
4. En caso de requerirse pozo amortiguador, calcular la altura del escalón del pozo ( $h$ ). Se recomienda organizar los resultados mediante la tabla 9.1.

**Tabla 9.1. Cálculo de la altura del escalón del pozo**

$h_{sup}$ (m)	$E_o$ (m)	$\theta^\circ$	$y_1$ (m)	$y_2$ (m)	$\Delta Z$ (m)	$h_{calc}$ (m)	Error relativo
1	2	3	4	5	6	7	8

Procedimiento a seguir:

- Suponer un valor de altura del pozo ( $h_{sup}$ ).
- Calcular la energía al nivel del fondo del pozo:  $E_o = H_o + (P^* + h_{sup})$
- Calcular  $\theta$  según la ecuación 9.8.
- Calcular  $y_1$  según la expresión 9.7.
- Calcular  $y_2$  según la expresión 9.1.
- Calcular  $\Delta Z$  según la expresión 9.12.

$$\Delta Z = \frac{V_{can.sal.}^2}{2g\varphi_p^2 y_3^2} - \frac{V_{pozo}^2}{2g\eta^2 y_2^2} \quad (9.12)$$

donde:

$\varphi_p = (0,80 \div 0,95)$ : coeficiente que considera las pérdidas por el escalón del pozo, correspondiendo 0,80 a escalón de borde recto y 0,95 a escalón con borde redondeado.

La velocidad en el canal de salida se determina en la sección final del pozo, pues más adelante la sección se hace indefinible debido a los remolinos laterales que provocan que el flujo se concentre en el eje del canal.

$$V_{can.sal.} = \frac{Q}{by_3} \quad (9.13)$$

$y_3$  = tirante en el canal de salida.

$$V_{pozo} = \frac{Q}{b\eta y_2} \quad (9.14)$$

siendo:

$b$ : ancho del pozo.

$y_2 - 2^{da}$  conjugada del salto en el pozo.

$g$  = aceleración de caída libre

$\eta$  = factor de seguridad ya definido.

g) Calcular  $h_{calc}$  según la ecuación 9.15.

$$h_{calc} = \eta y_2 - (y_3 + \Delta z) \quad (9.15)$$

h) Calcular el error por la diferencia entre  $h_{sup}$  y  $h_{calc}$  según la ecuación 9.16.

$$Error = \frac{h_{sup} - h_{calc}}{h_{calc}} < 2\% \quad (9.16)$$

Si no se cumple: error Relativo  $< 2\%$ , se procede a suponer un nuevo valor de  $h$ . Resulta aconsejable asumir como nuevo valor de  $h_{sup}$  el valor de  $h_{calc}$  obtenido en el paso anterior.

Este proceso se repetirá hasta cumplir con el requisito (9.16) antes mencionado.

5. Cálculo de la longitud del pozo ( $L_p$ ) y de la longitud de la risberma ( $L_r$ ).

$$\text{Si el gasto específico en el pozo } q > 5 \text{ m}^2/\text{s}: L_p = 0,8 L_{SH} \quad (9.17)$$

$$\text{Si } q < 5 \text{ m}^2/\text{s}: L_p = 3Y_2 \quad (9.18)$$

$$L_r = 9(Y_2 - Y_1) - L_p \quad (9.19)$$

### 9.3.3. Ejemplo de cálculo de un pozo amortiguador ubicado al pie de un cimacio vertedor

Realizar el diseño hidráulico de un pozo amortiguador al pie de un cimacio vertedor, cuyas características son:

$$Q = 2000,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_o = 4,40 \text{ m}$$

$$L_t = 100,00 \text{ m}$$

$$P^* = 8,00 \text{ m}$$

Se conoce además, que a continuación del pozo se excavará en roca un canal de salida de sección rectangular, con un ancho igual a la longitud total vertedora y un tirante  $y_3 = 5,00 \text{ m}$ .

Solución:

1. Cálculo del tirante contraído al pie del cimacio ( $y_1$ ).

$$y_1 = \frac{E_{oi}}{3} \left[ 1 - 2 \cos(60^\circ + \theta / 3) \right]$$

$$q = Q/L_t = 2000 / 100 = 20 \text{ m}^2/\text{s}.$$

$$E_0 = P^* + H_0 = 8,00 + 4,40 = 12,4 \text{ m}.$$

$$\varphi = 0,9 - 1,0.$$

$$\theta = \arccos \left[ 1 - \left( \frac{0,83qi}{\varphi} \right)^2 E_{oi}^3 \right] = 32,19^\circ$$

resultando:  $y_1 = 1,36 \text{ m}$ .

2. Cálculo de la conjugada  $y_2$  del tirante  $y_1$ :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right]$$

$$V_1 = Q/(b y_1) = 2000/(1,36 * 100) = 14,7 \text{ m/s}.$$

$$F_{r1} = V_1/(g y_1)^{1/2} = 14,3/(9,81 * 1,36)^{1/2} = 3,92.$$

resultando:  $y_2 = 6,88 \text{ m}$ .

3. Comparar  $y_2$  con  $y_3$  para valorar si es necesario o no, el uso del pozo:

Como  $y_2 > y_3$  ( $6,88 > 5 \text{ m}$ ) el salto es alejado; por lo que se recomienda un pozo amortiguador, ya que con su escalón de fondo garantiza la ocurrencia del salto al pie del cimacio.

4. Cálculo de la altura del escalón del pozo ( $h_{\text{pozo}}$ ), según tabla 9.1.

**Tabla 9.1. Ejemplo**

$h_{\text{sup.}}$ (m)	$E_0$ (m)	$\theta^\circ$	$y_1$ (m)	$\eta y_2$ (m)	$\Delta z$ (m)	$h_{\text{calc}}$ (m)	Error %
2,30	14,7	24,80	1,27	7,30	0,62	2,41	5,2
2,41	14,81	24,52	1,27	7,40	0,59	2,55	5,4
2,55	14,95	24,17	1,26	7,44	0,56	2,62	2,7
2,62	15,02	24,00	1,26	7,43	0,59	2,58	1,4
2,58	14,98	24,09	1,26	7,43	0,59	2,58	0

5. Cálculo de la longitud del pozo ( $L_p$ ) y de la longitud de la risberma ( $L_r$ ).

A continuación se calcula la longitud del pozo empleando las expresiones presentadas anteriormente para el cálculo de la longitud del salto. Podrán apreciarse las diferencias de los resultados.

$$L_s = 42,35 \text{ m (tomado de la figura 9.1).}$$

Como  $q = 20 \text{ m}^2/\text{s} > 5 \text{ m}^2/\text{s}$ ; entonces  $L_p = 0,8 L_s = 0,8 * 42,35 = 33,88 \text{ m}$ .

— Según Smetana:  $L_p = 0,8 L_s = 0,8 * 6 (y_2 - y_1) = 29,62 \text{ m}$ .

— Según Safranets:  $L_p = 0,8 L_s = 0,8 * 5,9 y_1 F_{r1} = 23,31 \text{ m}$ .

- Según Einwachter:  $L_p = 0,8 L_s = 0,8 * 8,3 y_1 (Fr_1 - 1) = 24,43 \text{ m.}$
  - Según Chertousov:  $L_p = 0,8 L_s = 0,8 * 10,3 y_1 (Fr_1 - 1)^{0,81} = 24,73 \text{ m.}$
- $$L_t = 9(y_2 - y_1) - L_s = 9 (7,43 - 1,26) - 33,88 = 21,65 \text{ m.}$$

### 9.3.4. Criterios para el diseño de un pozo amortiguador ubicado al pie de una rápida

En el cálculo de un pozo amortiguador que se ubica al pie de una rápida, se pueden presentar dos casos fundamentalmente, relacionados con el régimen de circulación que se tenga al final de la misma. Por ejemplo, si al final de la rápida se alcanza el régimen uniforme en el cálculo del pozo amortiguador, no es necesario iterar para definir la cota de fondo del pozo, pues el tirante que se obtendrá al inicio de este será siempre el mismo, independientemente de la cota de fondo que requiera. Ahora bien, si por el contrario, el régimen de circulación al final de la rápida no es uniforme, entonces al calcular el pozo amortiguador, se deberá tener presente que en la medida en que se varía su cota de fondo, es necesaria la prolongación de la rápida; razón por la cual el tirante varía. Este último aspecto evidencia la necesidad de prolongar el cálculo de la curva superficial del flujo que circula por la rápida, más allá de donde se prevea inicialmente el final de esta, con el propósito de contar con la información necesaria para acometer el diseño del pozo amortiguador.

Los pasos a seguir son los siguientes:

1. A partir de la curva superficial de la rápida se conoce el tirante al final de esta, el cual resulta ser, a los efectos del cálculo del pozo amortiguador, el tirante a la entrada del mismo ( $y_1$ ). Entonces se procede a calcular el tirante conjugado ( $y_2$ ).

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right] \quad (9.1)$$

donde:

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} \quad (9.2)$$

$$V_1 = \frac{Q}{b y_1} \quad (9.11)$$

$b$  = ancho de la rápida, que es igual al ancho del pozo amortiguador.

2. Comparar  $y_2$  con  $y_3$  para valorar si es necesario o no, el uso del pozo.
  - a) Si  $y_2 < y_3$  el salto está desarrollándose en la rápida, lo cual no es admisible. Para evitarlo, esta deberá modificarse, cambiando su ancho y/o su pendiente.
  - b) Si  $y_2 = y_3 \Rightarrow$  debe emplearse estanque o, simplemente, una solera, según se analizará más adelante.
  - c) Si  $y_2 > y_3 \Rightarrow$  sí se puede emplear un pozo.
3. En caso de requerirse pozo amortiguador, se procede al cálculo de la altura del escalón del pozo ( $h$ ).

Se sigue el mismo procedimiento que para el pozo al pie del cimacio, con la diferencia de que en el presente caso se toma el tirante de llegada al pozo  $y_1$  como el correspondiente al final de la rápida y en las aproximaciones sucesivas hasta lograr el error admisible, los valores del mencionado tirante se tomarán de la curva superficial prolongada.

4. Cálculo de la longitud del pozo ( $L_p$ ) y de la longitud de la risberma ( $L_r$ ).

De la misma forma que se indicó para el salto al pie del cimacio.

Por último, en relación con el cálculo de un pozo amortiguador ubicado al pie de una rápida, en donde se ha alcanzado el régimen de circulación uniforme y por lo tanto el tirante  $y_1$  no varía, independientemente de la cota a la que se ubique el fondo del pozo, en la medida en que la rápida avanza hacia aguas abajo, por lo que la segunda conjugada se mantiene inalterable, no es necesario realizar la iteración.

### 9.3.5. Ejemplo de cálculo de un pozo amortiguador ubicado al pie de una rápida

Se proyecta un aliviadero superficial para una descarga máxima de 576 m<sup>3</sup>/s: realizar el diseño hidráulico de un pozo amortiguador, al pie de una rápida rectangular con régimen uniforme de 60 m de ancho, que tiene su salida a un canal trapecial de 80 m de plato y talud 1:2 mediante una transición brusca.

El tirante medio al final de la rápida ( $y_1$ ) y el tirante en el canal de salida ( $y_3$ ) son:

$$y_1 = 0,80 \text{ m}$$

$$y_3 = 3,6 \text{ m}$$

Solución:

1. Del cálculo de la curva superficial se tiene el tirante al final de la rápida, entonces se procede a calcular el tirante conjugado  $y_2$ :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{8F_1^2 + 1} - 1 \right]$$

$$V_1 = Q / (b * y_1) = 576 / (60 * 0,8) = 12 \text{ m/s}$$

$$F_{r1} = V_1 / (gy_1)^{1/2} = 12 / (9,81 * 0,8)^{1/2} = 4,3$$

resultando entonces:  $y_2 = 4,48 \text{ m}$ .

2. Comparando el tirante conjugado ( $y_2$ ) con el tirante aguas abajo ( $y_3$ ), se obtendrá que:

$$y_2 > y_3 \text{ (4,48 m > 3,6 m)}.$$

Lo que significa que se justifica el empleo de un pozo.

3. Cálculo de la altura del escalón del pozo ( $h$ )

Como ya es conocido el problema de que al final de la rápida se alcanza el régimen uniforme, entonces se procede a calcular directamente la profundidad del escalón de pozo, pues el tirante  $y_1$  se mantendrá constante.

$$h = \eta y_2 - (y_3 + \Delta z)$$

donde:

$$\eta = 1,1; \text{ pues } F_{r1} = 4,3 < 4,5$$

$$V_{can\ sal} = Q/b \cdot \varphi y_3 = 2,90 \text{ m/s}$$

$$V_p = Q/b \cdot \eta \cdot y_2 = 1,95 \text{ m/s a partir de } Q = 576 \text{ m}^3/\text{s}; b = 60 \text{ m}; y_2 = 4,48 \text{ m}$$

resultando entonces  $\Delta z = 0,23 \text{ m}$ , habiendo considerado  $\varphi_p = 0,92$ .

Sustituyendo en la expresión de la altura del escalón del pozo, se tiene que:

$$h = 1,10 \text{ m}$$

4. Cálculo de la longitud del pozo ( $L_p$ ) y de la longitud de la risberma ( $L_r$ ).

$$q = Q/b = 576/60 = 9,6 \text{ m}^2/\text{s} > 5 \text{ m}^2/\text{s}.$$

$$L_p = 0,8 L_s = 0,8 * 6 (y_2 - y_1), \text{ empleando la fórmula de Smetana.}$$

$$0,8 * 6 * (4,48 - 0,8) = 17,66 \text{ m}.$$

$$L_r = 9 (y_2 - y_1) - L_p = 9 (4,48 - 0,8) - 17,66 = 15,46 \text{ m}.$$

## 9.4. El estanque amortiguador como disipador de energía

### 9.4.1. Principio de disipación

La disipación de la energía a través del uso de un estanque amortiguador se realiza, al igual que en el pozo, por medio de la ocurrencia de un salto hidráulico; con la única diferencia de que en este tipo de disipador se incorporan distintos accesorios, tales como: dientes deflectores, dados amortiguadores y umbral final, con el propósito de incrementar, por un lado, la disipación de la energía; y por el otro, contribuir con la estabilización del salto en el estanque, ya que al tener esta estructura, la misma cota de fondo del canal de salida, el salto tiende fácilmente a correrse hacia aguas abajo y salirse del estanque.

### 9.4.2. Diferencias fundamentales entre el estanque y el pozo amortiguador

Entre las diferencias fundamentales respecto a estos dos tipos de disipadores, se pueden señalar:

1. En el estanque amortiguador, la cota de fondo del canal de salida se hace coincidir con la cota de fondo del estanque. Esta situación influye, en numerosas ocasiones, en cuanto a la decisión final acerca del tipo de disipador a emplear, pues como es de suponer, cuando se tiene un canal de salida muy largo, la obligatoriedad de colocar la cota de fondo del canal de salida al mismo nivel del estanque, hace más costoso el empleo de este último, en comparación con el uso de un pozo como disipador de la energía.
2. En el estanque se emplean accesorios, con el propósito de incrementar la disipación de la energía y estabilizar el flujo antes de abandonar dicha estructura.
3. La presencia del escalón al final del pozo, hace que en la superficie del agua se presente una caída  $\Delta Z$ , cuyo valor no es despreciable. En el caso del estanque, tal caída es muy pequeña o no existe.

### 9.4.3. Tipos de accesorios que se emplean en el estanque amortiguador. Funciones

Entre los accesorios que se utilizan en el estanque amortiguador, se tienen los siguientes:

- a) Dientes deflectores
- b) Dados amortiguadores
- c) Umbral terminal.

a) *Dientes deflectores*: son aquellos elementos que se ubican a la entrada del estanque, para fragmentar el chorro e incrementar la profundidad del flujo que entra a dicha estructura. Además, se puede señalar que su presencia contribuye a crear la turbulencia requerida en la disipación de la energía y, como resultado, se pueden obtener longitudes de estanques más cortas.

b) *Dados amortiguadores*: son instalados en el estanque, principalmente para estabilizar la formación del salto hidráulico e incrementar la turbulencia del flujo, con lo cual se logra una mejor disipación de la energía. Es importante resaltar que cuando por el aliviadero circulan gastos pequeños, los dados contribuyen a compensar las deficiencias del tirante aguas abajo; mientras que para gastos grandes de circulación, ayudan a reflejar el flujo alejado del lecho del río. Cuando la velocidad a la entrada del estanque excede los 15 m/s, no se recomienda su uso porque existe el peligro de que ocurra la cavitación en su cara posterior. Para evitar esta situación, pueden colocarse suficientemente alejados de la entrada, donde exista suficiente sumersión bajo el tirante aguas abajo.

Una de las dimensiones más importantes en el dado amortiguador, la constituye su altura; pues si es demasiado grande, se produciría una cascada; y si por el contrario, es muy baja, puede resultar una superficie rugosa y no cumplir con su objetivo de diseño o colocación.

c) *Umbral terminal*: son aquellos umbrales que se construyen al final del estanque, con el propósito de controlar la erosión que se producirá en el lecho del río. Las pruebas de laboratorio indican que este elemento terminal incrementa la eficiencia del estanque, pues reduce apreciablemente la erosión del cauce aguas abajo.

En la figura 9.5 se muestra la localización de los accesorios antes mencionados, dentro de un estanque amortiguador.

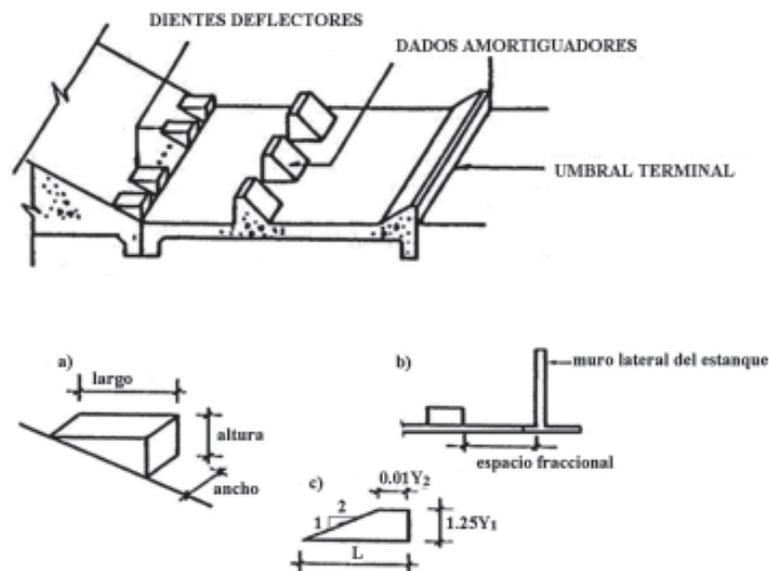


Figura 9.5  
Ubicación de dientes, dados y umbral en un estanque.

#### 9.4.4. Estanques amortiguadores típicos recomendados

a) Estanques para  $F_{r1} \leq 1,7$ .

En este caso se cumple que:

$$Y_2 \approx 2Y_1$$

$$V_2 \approx 0,5V_1$$

No es necesario emplear estanque, solo se requiere revestir el canal en una longitud  $L = 4Y_2$  a partir de la sección donde comienza el cambio de tirante (inicio del salto).

b) Estanques para  $F_{r1}$  entre 1,7 y 2,5.

No se requiere el uso de accesorios. La longitud del estanque coincide con la longitud del salto; y la profundidad en el estanque se hace coincidir con la conjugada.

De hecho, varios autores plantean que para  $F_{r1} < 2,5$  no se emplea estanque, sino, que se reviste el canal en una longitud igual a la del salto.

c) Estanques para  $F_{r1}$  entre 2,5 y 4,5.

El estanque tipo I que se muestra en la figura 9.6, ha demostrado ser relativamente efectivo para disipar la mayor parte de la energía de la corriente. Sin embargo, el oleaje propagado por el flujo oscilante no puede amortiguarse completamente. Algunas veces tienen que emplearse amortiguadores auxiliares de las ondas o supresores, para que la circulación aguas abajo sea tranquila.

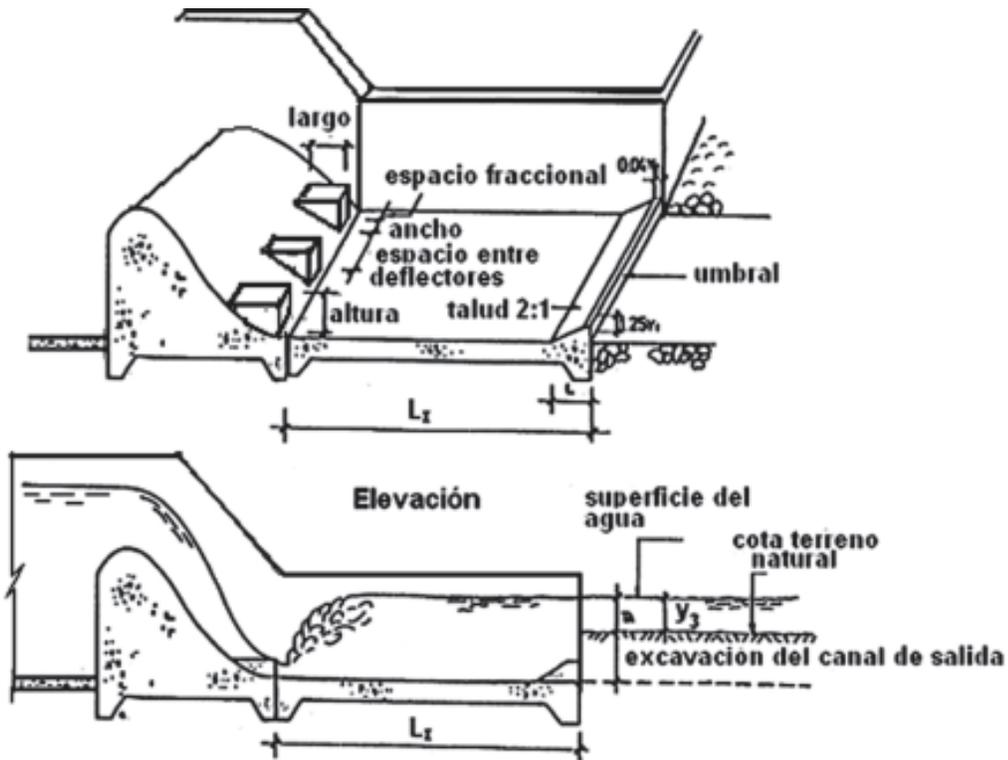


Figura 9.6  
Estanque tipo I.

Debido a la tendencia del salto hidráulico a cambiar de lugar y como un medio para suprimir el oleaje, los tirantes del agua en el estanque deben ser aproximadamente 10 % mayores que el tirante conjugado calculado.

Siempre que sea posible deben modificarse las condiciones, de forma tal que  $F_{r1}$  no esté entre 2,5 y 4,5; para así evitar este tipo de salto.

d) Estanques para  $F_{r1} > 4,5$ .

$$V_1 < 15 \text{ m/s}$$

En este caso se recomienda el estanque tipo II que se muestra en la figura 9.7, en el cual se usan dientes deflectores, dados amortiguadores y umbral terminal.

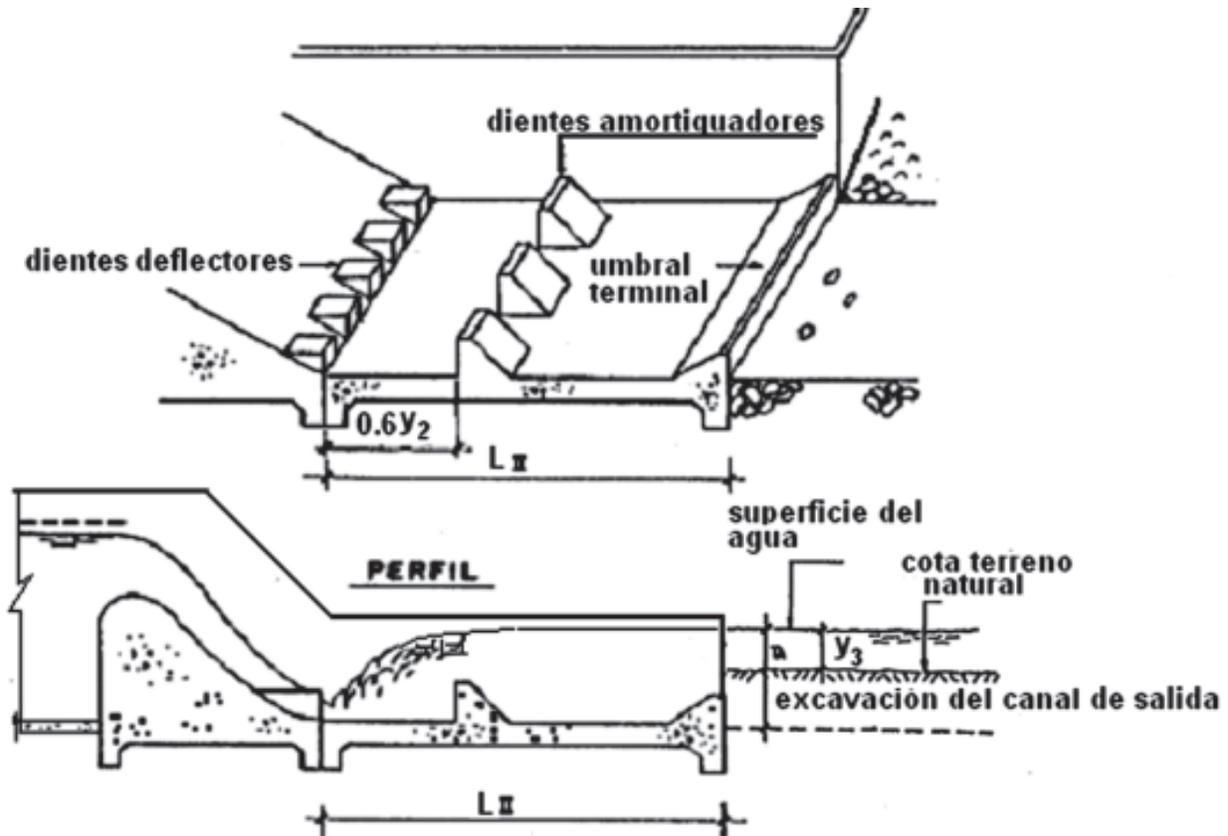


Figura 9.7  
Estanque tipo II.

$$V_1 > 15 \text{ m/s}$$

En este caso se recomienda el estanque tipo III de la figura 9.8. Como la disipación se debe principalmente al efecto del salto hidráulico, la longitud del estanque será mayor que la 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 para que no se corra el salto hidráulico, el tirante del agua en el estanque debe ser aproximadamente 5 % mayor que el tirante conjugado calculado.

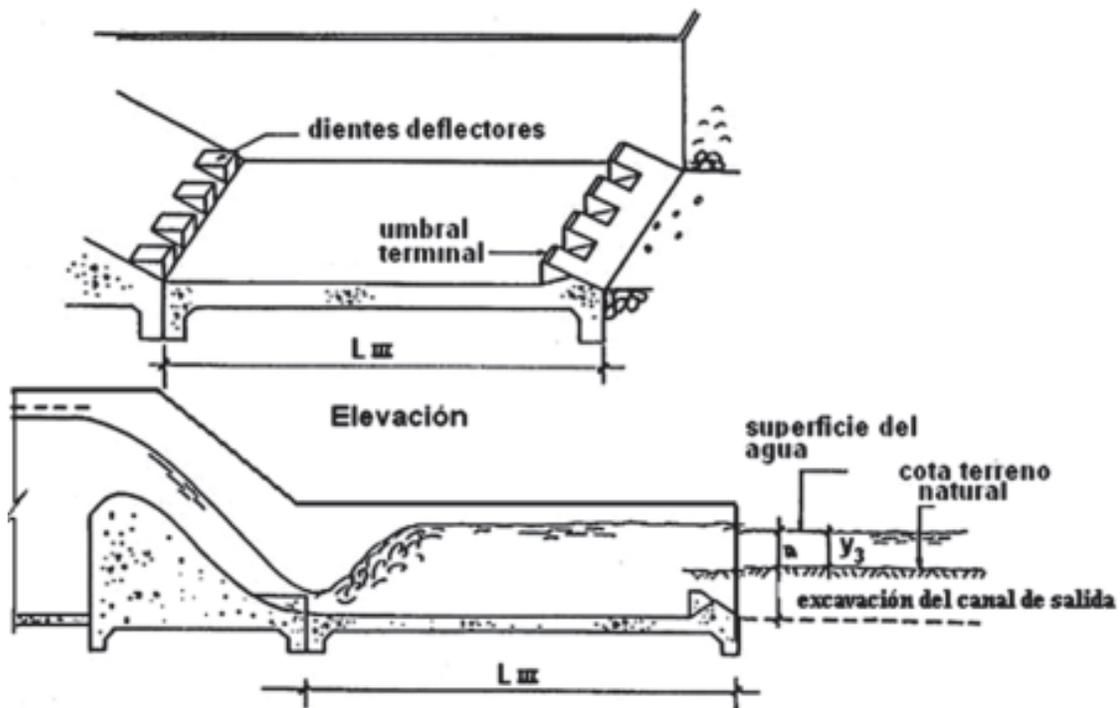


Figura 9.8  
Estanque tipo III.

### 9.4.5. Criterios para el diseño de un estanque amortiguador

1º. Se calcula, una vez conocido el tirante de llegada y el caudal específico, la velocidad a la entrada del estanque ( $V_1$ ).

$$V_1 = q / y_1$$

2º. Se calcula el número de Froude a la entrada del estanque ( $F_{r1}$ ).

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$$

3º. Se selecciona el tipo de estanque, a partir de los criterios antes explicados.

#### Diseño de un estanque tipo I ( $2,5 \leq F_{r1} \leq 4,5$ )

1. Calcular el tirante conjugado ( $y_2$ ).

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right] \quad (9.1)$$

2. Comparar  $y_2$  con  $y_3$ . Determinación de la cota del fondo del estanque (CFE) a partir de la cota de la superficie del agua en el canal de salida (CSACS):

$$\text{CFE} = \text{CSACS} - 1,1y_2$$

3. Determinar la longitud del estanque amortiguador ( $L_I$ )

$$L_I = y_2 (1,50 + 1,768 F_{r1} - 0,174 F_{r1}^2) \quad (9.19)$$

4. Calcular las dimensiones de los dientes deflectores.

$$\text{altura} = 2 y_1$$

$$\text{ancho} = y_1$$

$$\text{largo} = 2 y_1$$

$$\text{espacio entre dientes} = 2,5 y_1$$

En la figura 9.6 se representan los parámetros antes calculados.

5. Calcular el número de dientes ( $n$ ).

$$n = b / (3,5 y_1) \quad (9.20)$$

Una vez calculado  $n$ , aproximar el valor al inmediato inferior y entero.

6. Calcular el espacio fraccional entre la pared y el diente deflector más próximo a ella.

$$\text{espacio fraccional} = [b - (3,5 Y_1 * n - 2,5 Y_1)] / 2 \quad (9.21)$$

En la figura 9.6 se representa el parámetro antes calculado.

7. Obtener el dimensionamiento del umbral terminal.

$$L = 2,5 y_1 + 0,04 y_2 \quad (9.22)$$

En la figura 9.6 se presenta el dimensionamiento del umbral terminal.

8. Dibujar y dimensionar el estanque amortiguador obtenido.

En la figura 9.6 aparece una representación del estanque tipo I.

### Diseño de un estanque tipo II ( $F_{r1} > 4.5$ ), ( $V1 < 15$ m/s)

1. Calcular el tirante conjugado ( $y_2$ ).

$$y_2 = \frac{Y_1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right] \quad (9.1)$$

2. Comparar  $y_2$  con  $y_3$ . Determinar la cota del fondo del estanque:

$$\text{CFE} = \text{CSACS} - y_2$$

3. Determinar la longitud del estanque amortiguador ( $L_{II}$ ).

$$L_{II} = y_2 (1,62 + 0,178 F_{r1} - 0,007 F_{r1}^2)$$

4. Calcular las dimensiones de los dientes deflectores (v. Fig. 9.9). (9.23)

$$\text{altura} = y_1$$

$$\text{ancho} = y_1$$

largo = sale constructivo (pasando una horizontal por la altura del diente hasta la superficie de la rápida o el cimacio.

$$\text{espacio entre dientes} = y_1$$

$$\text{espacio fraccional} = (b - (2n - 1) y_1) / 2$$

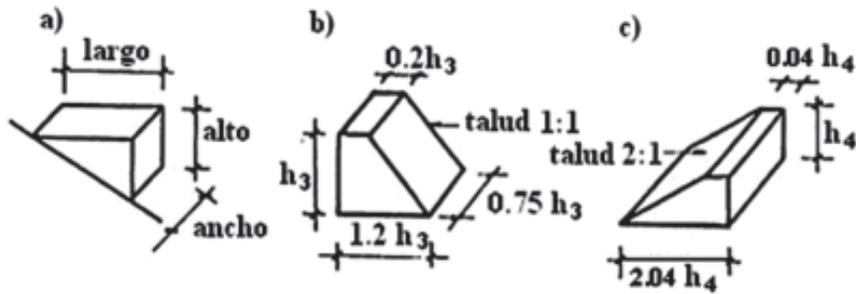


Figura 9.9  
 Detalles del diente deflector, dado amortiguador y umbral terminal del estanco tipo II.

5. Calcular el número de dientes deflectores ( $n$ ).

$$n = b / (2y_1) \quad (9.24)$$

donde:  $b$  = ancho del estanco

6. Calcular las dimensiones de los dados amortiguadores (v. Fig. 9.9).

a) Cálculo de  $h_3$  de la siguiente expresión:

$$h_3 = y_1 (0,545 + 0,175 F_{r1}) \quad (9.25)$$

b) Cálculo de las dimensiones de los dados amortiguadores.

$$\text{altura} = h_3$$

$$\text{ancho} = 0,75 h_3$$

$$\text{largo} = 1,2 h_3$$

$$\text{ancho superior} = 0,2 h_3$$

$$\text{espacio entre dados} = 0,75 h_3$$

$$\text{espacio fraccional} = 0,375 h_3$$

$$\text{ubicación} = 0,8 d_2$$

c) Cálculo del número de dados amortiguadores ( $n$ )

$$n = b / (1,5 h_3) \quad (9.26)$$

7. Calcular las dimensiones del umbral terminal.

a) Cálculo de  $h_4$  a partir de la siguiente expresión:

$$h_4 = y_1 (0,956 + 0,063 F_{r1}) \quad (9.27)$$

b) Cálculo de las dimensiones del umbral terminal (v. Fig. 9.9).

$$\text{altura} = h_4$$

$$\text{ancho de la cara superior del umbral} = 0,04 h_4$$

$$\text{largo} = 2,04 h_4$$

8. Dibujar y dimensionar el estanco amortiguador obtenido.

En la figura 9.7 aparece una representación del estanco tipo II.

**Diseño de un estanque tipo III ( $F_{r1} > 4,5$ ); ( $V_1 > 15$  m/s).**

1. Calcular el tirante conjugado ( $y_2$ ).

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right] \quad (9.1)$$

2. Comparar  $y_2$  con  $y_3$ . Determinar la cota del fondo del estanque:

$$CFE = CSACS - 1,05 y_2$$

3. Determinar la longitud del estanque ( $L_{III}$ )

$$L_{III} = y_2 (3,55 + 0,06 F_{r1} - 0,00015 F_{r1}^2) \quad (9.49)$$

4. Calcular la dimensiones de los dientes deflectores (v. Fig. 9.10).

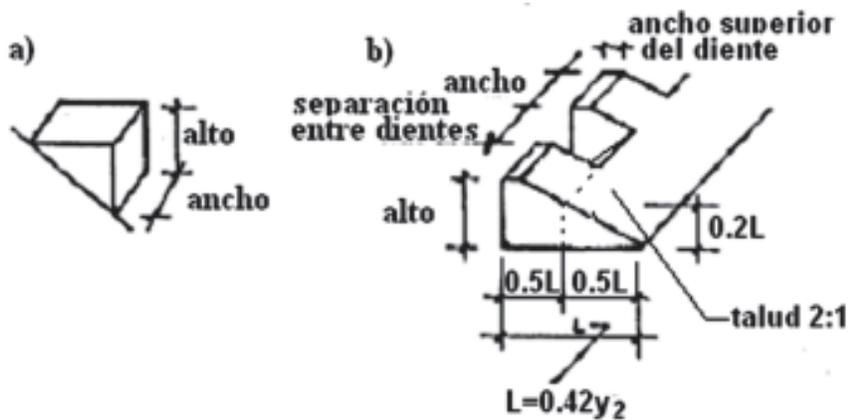
$$\text{ancho} = y_1$$

$$\text{alto} = y_1$$

largo = sale constructivo pasando una horizontal por la altura del diente hasta cortar la rápida o el cimacio.

$$\text{espacio entre dientes} = y_1$$

$$\text{espacio fraccional} = (b - (2n - 1) y_1) / 2$$



**Figura 9.10**  
**Esquema del diente y el umbral terminal del estanque tipo III.**

5. Calcular el número de dientes ( $n$ ).

$$n = b / (2 y_1) \quad (9.29)$$

6. Calcular las dimensiones del umbral terminal (v. Fig. 9.10).

$$\text{altura} = 0,2 y_2$$

$$\text{ancho} = 0,15 y_2$$

$$\text{espacio entre dientes} = 0,15 y_2$$

$$\text{ancho superior del diente} = 0,02 y_2$$

7. Dibujar y dimensionar el estanque amortiguador obtenido.

En la figura 9.8 aparece una representación del estanque tipo III.

### 9.4.6. Ejemplo de cálculo de un estanque amortiguador

Se desea diseñar un estanque amortiguador para disipar la energía al pie de un cimacio vertedor, si se conoce que:

$$Q = 190 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_o = 1,45 \text{ m}$$

tirante contraído al pie de cimacio:  $y_1 = 0,5 \text{ m}$

cota de la superficie del agua aguas abajo para el gasto de diseño = 113,5 m

$$L_t = 51,0 \text{ m}$$

$$P = 1,5 \text{ m}$$

cota del terreno aguas abajo = 112,5 m

$$P^* = 2 \text{ m}$$

*Solución:*

1. Cálculo de la velocidad de entrada al estanque ( $V_1$ )

$$V_1 = q/y_1 \quad q = Q/b$$

$$V_1 = 3,72/0,5 = 7,44 \text{ m/s}; \quad q = 190/51 = 3,72 \text{ m}^2/\text{s}$$

2. Cálculo de  $F_{r1}$  a la entrada.

$$F_{r1} = V_1/(g y_1)^{1/2} = 3,36$$

3. Analizando el tipo de salto según  $F_{r1}$  se tiene que:

El salto es oscilante, pues  $2,5 < F_{r1} < 4,5$ . Esto significa que se debe diseñar un estanque tipo I.

#### Para el diseño de un estanque tipo I

1. Cálculo de  $y_2$ .

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right] = 2,14 \text{ m}$$

2. Comparación de  $y_2$  con  $y_3$ .

$y_2 > y_3$ ;  $2,14 \text{ m} > 1,0 \text{ m}$ . Por tanto, ocurre un salto hidráulico alejado, que se debe colocar en el inicio del estanque. Esto se logra bajando el fondo del estanque hasta la cota:

$$\text{CFE} = \text{CSACS} - 1,1 * y_2 = 113,5 - 1,1 * 2,14 = 111,15 \text{ m}$$

Esto significa una excavación de  $112,5 - 111,15 = 1,35 \text{ m}$

3. Cálculo de ( $L_1$ )

$$L_1 = y_2 (1,50 + 1,768 F_{r1} - 0,174 F_{r1}^2) = 11,71 \text{ m}$$

4. Cálculo de los dientes deflectores.

altura = 1,0 m

ancho = 0,5 m

largo = 1 m

espacio entre dientes = 1,25 m

5. Cálculo del número de dientes ( $n$ ).

$$n = (b + 2,5 y_1) / (3,5 y_1) = 29,85$$

aproximando por defecto  $n = 29$  dientes

6. Cálculo del espacio fraccional

$$\text{espacio fraccional} = [b - (3,5 y_1 * n - 2,5 y_1)] / 2 = 0,75 \text{ m}$$

7. Dimensionamiento del umbral terminal.

En la figura 9.11 se presenta el dimensionamiento del umbral terminal.

8. Dibujar y dimensionar el estanque amortiguador.

En la figura 9.11 se presenta el esquema del estanque tipo I resultante.

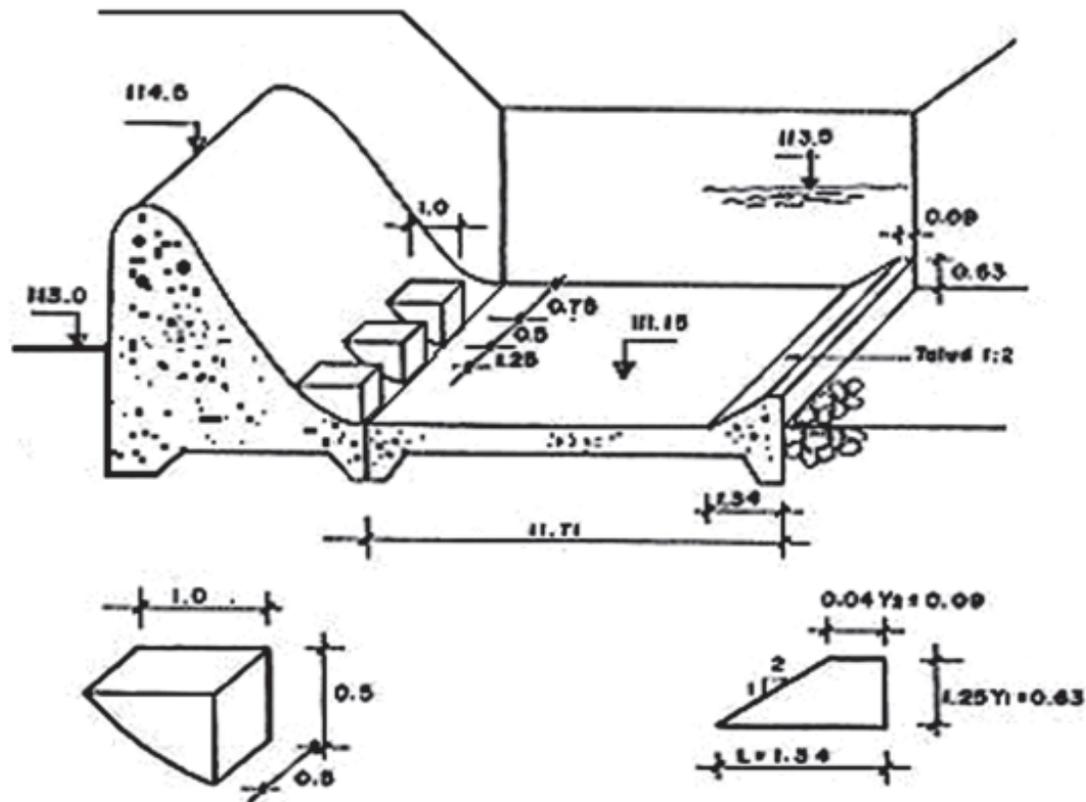


Figura 9.11  
Esquema del estanque del ejemplo.

## 9.5. El trampolín como disipador de energía

### 9.5.1. Antecedentes

El uso del trampolín como elemento disipador de la energía del flujo que circula por un aliviadero, ha resultado bastante amplia; sin embargo, su empleo más frecuente en las obras se ha visto frenado en múltiples ocasiones por la carencia de información acerca de ellos.

En la literatura técnica existente es posible encontrar numerosos ejemplos de trampolines, pero en general, su adaptación a nuevas condiciones locales resulta muy difícil o imposible sin

un previo estudio experimental de su comportamiento ante las nuevas condiciones de trabajo. La experiencia personal de los proyectistas o investigadores resulta en estos casos, uno de los elementos más poderosos a la hora de definir un esquema de trampolín en específico y sus posibles modificaciones ante determinadas situaciones.

### **9.5.2. Algunas consideraciones a tener en cuenta en el diseño de un trampolín**

En el campo de las obras hidrotécnicas se denomina trampolín a la estructura que dispuesta al pie del cimacio, al final de la rápida o de una conducción forzada, posibilita el lanzamiento del chorro lo más lejos posible, de forma tal que no se compromete la estabilidad de la obra como consecuencia de la gran erosión que se produce aguas abajo.

La disipación de gran parte de la energía del flujo se produce por impacto y turbulencia de la masa de agua al caer desde el trampolín.

La erosión que se presenta aguas abajo de los trampolines adopta la forma de una hondona conocida como *cono de socavación*. Sus *dimensiones, así como su ubicación* respecto al trampolín u otra obra cercana, son los factores a tener en cuenta cuando se comparan distintas variantes de disipador de energía para una obra.

La profundidad y la distancia del punto más bajo del cono respecto al trampolín, así como el ancho en la superficie del terreno del cono, dependen de un conjunto de variables relativas a la geometría del trampolín, a la energía del agua respecto al nivel de la descarga en el río o canal de salida y a las características del terreno.

Hasta el presente se han utilizado trampolines de formas muy diversas: desde estructuras de sección rectangular con paredes laterales o sin ellas y fondo plano horizontal o con pendiente adversa, hasta trampolines de fondo curvilíneo en la dirección longitudinal y transversal del flujo. En todos los casos, lo que se ha pretendido es disminuir las dimensiones del cono y alejar lo más posible su ubicación respecto al trampolín.

A mediados de la década de los años 80 fue defendida una tesis de doctorado en el Centro de Investigaciones Hidráulicas de Cuba, mediante la cual se hizo un significativo aporte al conocimiento de los trampolines, que permitió proponer el procedimiento del trampolín CIH.

#### **Geometría del trampolín**

La geometría del trampolín es variable y depende en gran medida del punto de vista en que se analice: en perfil o en planta.

En perfil el trampolín puede clasificarse como:

1. De pendiente horizontal.
2. De pendiente adversa.
3. De forma curva.

En planta pueden clasificarse como:

1. Trampolín plano.
2. Trampolín divergente.

Cuando es divergente se hace necesario usar paredes o tabiques que obliguen al agua a correr sobre todo el trampolín.

Resulta ilógico el uso de trampolines convergentes, pues implicaría un aumento del gasto específico sobre ellos, lo cual redundaría en un aumento también de la socavación aguas abajo

de estos, aspecto que atenta contra el propósito fundamental que se persigue con el diseño de este objeto de obra.

En la figura 9.12 se ilustra de forma esquemática cada una de las clasificaciones de los trampolines, según su geometría.

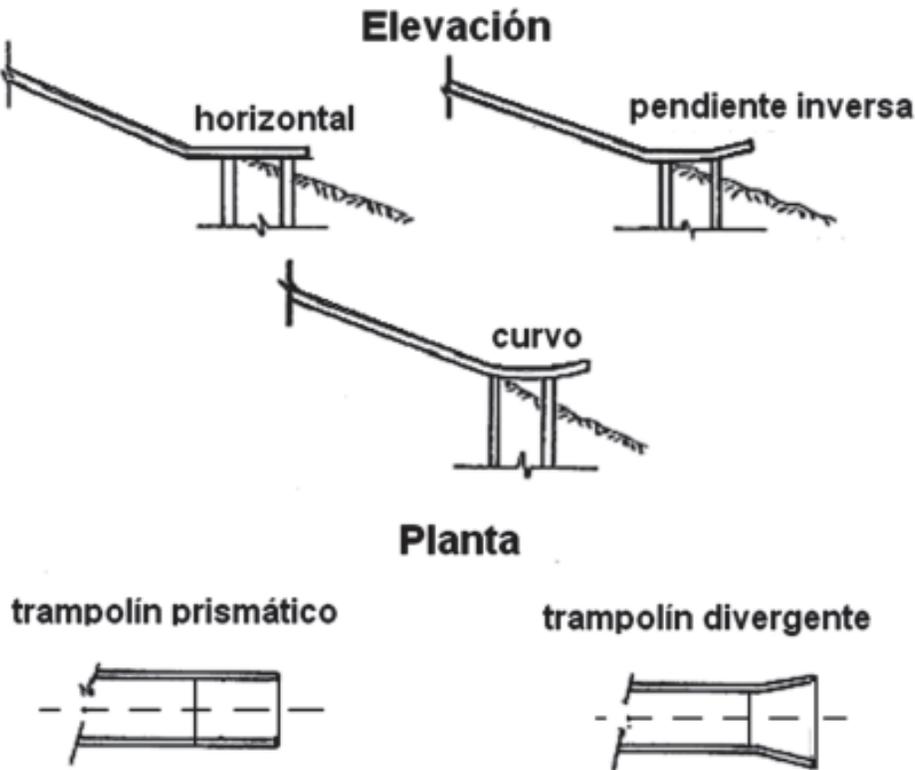


Figura 9.12  
Tipos de trampolines de uso más frecuente.

### Accesorios que pueden ser usados en los trampolines

Es práctica frecuente en el diseño de estas estructuras emplear *dientes deflectores* para asegurar mayor dispersión y aireación del chorro, obteniéndose en consecuencia una reducción de la erosión. Su forma básica es la de una cuña. Pueden ser prismáticos o no, y de una sola o doble pendiente, o con cierto grado de curvatura en su cara superior.

Está demostrado que la colocación de dientes deflectores disminuye en aproximadamente 30 % la profundidad del cono, comparado con el propio trampolín, sin dientes.

Existen distintos tipos de dientes deflectores, que pueden ser clasificados como:

- De una pendiente.
- De dos pendientes.
- De forma curva.
- En forma de prisma.

En la figura 9.13 se ilustra esquemáticamente cada una de las clasificaciones antes mencionadas.

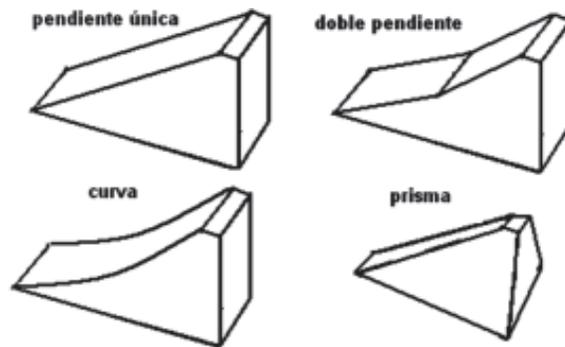


Figura 9.13  
Tipos de dientes deflectores de uso más frecuente en trampolines.

### Propósito que se persigue con el cálculo de un trampolín

El objetivo principal que se persigue con el cálculo de un trampolín es buscar una solución capaz de lograr que la disipación de la energía se produzca lo más alejada posible de la estructura, que permita la formación de un cono de socavación donde el talud aguas arriba no afecte la losa de fondo de la rápida ni otra obra cercana, pues si esto ocurriera se produciría el fallo de dicha estructura. En la figura 9.14 se muestra el esquema de un trampolín.

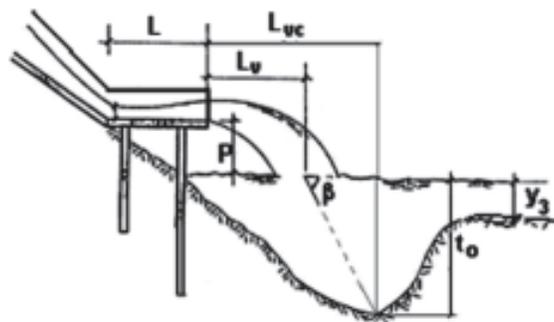


Figura 9.14  
Esquema típico de un trampolín con sus principales parámetros.

### Ubicación del trampolín

En la ubicación del trampolín deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

1. Ubicarlo siempre por encima del nivel de agua del canal de evacuación, para que la descarga del flujo se realice libremente. En la práctica se coloca, cuando existe la posibilidad, de dos a tres metros por encima de la superficie del agua en la descarga ( $P = 2$  a  $3$  m). En caso contrario, ocurriría la formación de un salto hidráulico en el trampolín, lo cual significaría el funcionamiento de dicha estructura en condiciones no previstas, pudiendo propiciar su destrucción. Si  $P < 2$  m, la descarga del agua desde el trampolín no será totalmente libre; y si  $P > 3$  m, las dimensiones del cono crecerán de manera significativa.
2. La posición final del trampolín deberá garantizar una velocidad tal en el chorro, que permita lanzarlo lo más lejos posible de la obra. Se debe tener presente además, que el chorro caiga sobre el agua con una inclinación  $\beta = 30^\circ - 35^\circ$ .
3. Tener en cuenta los gastos pequeños y su efecto sobre el terreno.

## Cimentación de los trampolines

Los trampolines suelen estar sustentados por pilotes o dentellones.

En el caso de los pilotes se toma con frecuencia como factor de seguridad, que la punta de dichos elementos no esté nunca por encima del punto más bajo del cono de socavación.

### Tirantes en el trampolín

En el trampolín se asume que el tirante de circulación es igual al tirante que llega a la entrada (final de la rápida).

### 9.5.3. Criterios para el diseño de un trampolín tipo CIH

Pasos a seguir:

1. Cálculo de la velocidad y el número de Froude a la entrada del trampolín.

$$V_1 = \frac{Q}{bh_1} \quad (9.30)$$

$$F_{r1} = \frac{V_1^2}{gh_1} \quad (9.31)$$

2. Comprobar si  $F_{r1}$  cumple la siguiente restricción.

$$7 < F_{r1} < 39$$

- Si esta restricción se cumple se podrá seguir adelante con esta metodología.
- Si no se cumple, habrá que recurrir a otra solución de trampolín y modelarla en el laboratorio.

3. Cálculo de  $F_{r1 \max}$  para conocer si se producirá o no, cavitación en los deflectores.

$$F_{r1 \max} = \frac{4,32(h_1 + H_{atm} - H_v)}{h_1}; (H_{atm} - H_v) \approx 10m \quad (9.32)$$

- Si se cumple que  $F_{r1} < F_{r1 \max}$  entonces se podrán usar deflectores, pues no existe peligro de que ocurra cavitación en ellos.

4. Dimensionamiento del trampolín y los deflectores (v. Fig. 9.15).

a) Longitud del trampolín

$$L_{min} = 4 h_1 \quad (9.33)$$

b) Altura del deflector ( $Y_1$ ).

$$Y_1 = (0,3 \sim 0,4) h_1 \quad (9.34)$$

c) Longitud del deflector ( $X_1$ ).

$$X_1 = 2 Y_1 \quad (9.35)$$

d) Ancho del deflector ( $Z_1$ ).

$$Z_1 = X_1 \quad (9.36)$$

e) Número de deflectores ( $n$ ).

$$n = 0,5 b/Z_1 \quad (9.37)$$

Al seleccionar el valor definitivo de  $n$ , se deberá escoger un número impar de deflectores, para garantizar la colocación de uno de ellos en el eje del trampolín.

f) Ubicación de los deflectores ( $a$ ,  $c$  y  $d$ ).

$$a = 0,25 Z_1 \quad (9.38)$$

$$c = Z_1 \quad (9.39)$$

$$d = \frac{b - (2,5 + n)Z_1}{n - 3} \quad (9.40)$$

g) Altura de las paredes ( $h$ ).

$$h = h_1 + BL \quad (9.41)$$

donde:

$$BL = \text{bordo libre } (BL = 0,6 h_1)$$

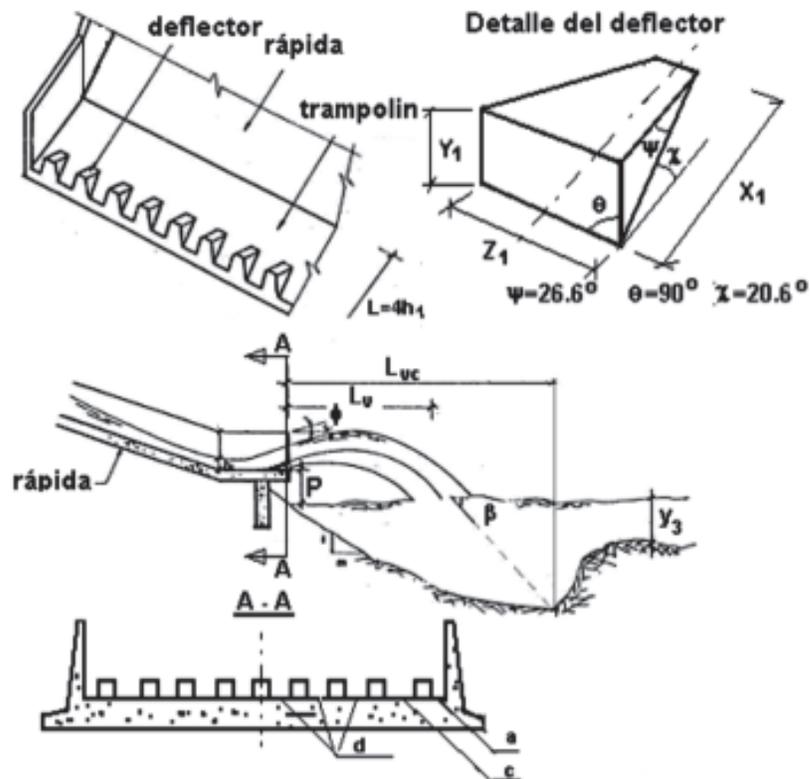


Figura 9.15  
Características generales del trampolín CIH.

5. Cálculo de la geometría del chorro.

a) Longitud de vuelo del chorro ( $L_v$ )

$$L_v = \left[ \frac{V_1^2 \sin \phi \cos \phi}{g} + V_1 \cos \phi \sqrt{\frac{V_1^2 \sin^2 \phi}{g^2} + \frac{2(P + h_1)}{g}} \right] K \quad (9.42)$$

donde:

$V_1$  = velocidad de llegada.

$K = 0,9$  (según recomendaciones del USBR).

$g$  = aceleración de la gravedad.

$$\phi = \frac{\psi'' + \psi_i''}{2} \quad (\text{ángulo medio de salida del chorro}) \quad (9.43)$$

donde  $\psi''$  y  $\psi_i''$  se obtienen de la tabla 9.2.

**Tabla 9.2. Coeficientes para el cálculo del ángulo medio de salida del chorro**

$Y_1 / h_1$	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
$\psi''$	11,5°	12,5°	13,5°	14,5°	15,4°	16,3°	17,0°
$\psi_i''$	7°	9°	10°	10,8°	11,7°	12,5°	13,3°

b) Inclinación del chorro respecto a la superficie de la lámina aguas abajo ( $\beta$ ).

$$\beta = \arctan \left( \sqrt{\tan^2 \phi + \frac{2g(P + h_1)}{V_1^2 \cos^2 \phi}} \right) \quad (9.44)$$

c) Longitud de vuelo por el cono ( $L_{vc}$ ).

$$L_{vc} = L_v + \frac{t_o}{\tan \beta} \quad (9.45)$$

Si  $\beta < 30^\circ$  no se puede hallar por el método existente.

El cálculo de la profundidad del cono ( $t_o$ ) se realizará, en el caso de trampolín, con deflectores, por medio de las expresiones siguientes:

— Para suelos sueltos (gravas, arena, etcétera).

a) Según Amirov:

$$t_o = K_0 Z_0^{0,25} h_{cr}^{0,75} \quad (9.46)$$

donde:

$$K_0 = K_d K_\beta K_a K_e K_{def} \quad (9.47)$$

$K_d$ : coeficiente que tiene en cuenta el material del lecho aguas abajo y se calcula como:

$$K_d = \frac{4,10}{\left[1 + \frac{d_{90}}{d_0}\right]^{0,3}} \quad (9.48)$$

Tanto  $d_0$  como  $d_{90}$  se sustituyen en milímetros, Amirov recomienda usar  $d_0 = 0,2$  mm.

$K_\beta$ : coeficiente que tiene en cuenta el ángulo de inclinación del chorro aguas abajo.

$$K_\beta = 4,43 (\beta / 90^\circ)^{0,20} \quad \text{si } \beta < 30^\circ \quad (9.49 \text{ a})$$

$$K_\beta = 4,29 (Z_0/h_{cr})^{0,05} \quad \text{si } \beta > 30^\circ \quad (9.49 \text{ b})$$

$$h_{cr} = 3 \sqrt{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (9.50)$$

$K_a$ : coeficiente de aireación del chorro.

$$K_a = 0,903 (h_{cr}/Z_0)^{0,15} \quad (9.51)$$

$$Z_0 = P + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (9.52)$$

$$K_e K_{def} = 0,70: \text{ coeficiente de estructura con deflector.} \quad (9.53)$$

b) Según Studiennichnikov:

$$t_0 = K_d K_\beta K_a K_e K_{def} Z_0^{0,25} h_{cr}^{0,75} \quad (9.54)$$

donde:

$K_d$  y  $K_\beta$  se calculan similar al caso anterior.

$$K_a \cdot K_e \cdot K_{def} = 0,70 \quad (9.55)$$

c) Según Mirtsjulava:

$$t_0 = \left( \frac{3\eta U_{en} b_0}{W} - 7,5b_0 \right) \frac{\text{sen}\beta}{1 - 0,175 \cot \beta} + 0,25t \quad (9.56)$$

$h = 1,5$  (para laboratorio);  $= 2,0$  (para la naturaleza) - coeficiente de turbulencia.

$$U_{en} = \sqrt{V_1^2 + 2g(P + h_1)} - \text{velocidad de entrada en el bief inferior.} \quad (9.57)$$

$$b_0 = 0,8 q/U_{en} - \text{ancho del chorro al entrar al bief.} \quad (9.58)$$

$$W = \sqrt{\frac{2g(\gamma_p - \gamma_0)dc}{1,75\gamma_0}} - \text{velocidad de arrastre de las partículas sueltas.} \quad (9.59)$$

$\gamma_p$ : peso específico del suelo.

$\gamma_0$ : peso específico del agua aereada = 0,5 ton/m<sup>3</sup>

$$d_c = d_{90}$$

— Para cualquier tipo de suelo.

d) Según Vizgo

$$t_0 = A K q^{0,5} Z_0^{0,25} \quad (9.60)$$

donde:

$$A = 0,55 + 0,3 (q/Z_0) - \text{coeficiente de aereación.} \quad (9.61)$$

$K$ : coeficiente que toma en cuenta el tipo de suelo; y  $b$ , según tabla 9.3.

**Tabla 9.3. Coeficiente en función del tipo de suelo**

Suelo/ $\beta$	0°	12°	25°	40°	60°	90°
muy débil	1,4	1,8	2,4	2,8	3,3	4,5
otros	1,4	1,7	2,0	2,4	2,7	3,3

e) Según Lopardo:

$$t_0 = 2,5 \phi Z_0 Z_*^{0,5} \quad (9.62)$$

$\phi = 1,3$  - factor de seguridad

$$Z_* = \frac{q}{\sqrt{gZ_0^3}} - \text{número de caída} \quad (9.63)$$

— Para suelos cohesivos o arcillosos

f) Según Mirtsjulava:

$$t_0 = \left( \frac{8,3U_{em}b_0}{V_\Delta} - 7,5b_0 \right) \frac{\text{sen}\beta}{1 - 0,175 \cot \beta} + 0,25t \quad (9.64)$$

donde:

$$V_\Delta = 1,25 \sqrt{\frac{2gm}{0,3\gamma_{\text{af}}}} \left[ (\gamma_p - \gamma_0)d + 1,25(C_f^c K + P_d + P_h) \right] \quad (9.65)$$

$m$ : cantidad de azolves; y se asume:

$m = 1$  cuando no hay azolves.

$m = 1,6$  cuando hay azolves.

$d$ : diámetro promedio de los agregados. Varía de 3 a 5 mm, generalmente se toma

$d = 3$  mm.

$$C_f^c = 0,035 C. \quad (9.66)$$

$C$ : cohesión del terreno.

$$K = 0,5$$

$$P_d = \frac{1,88\gamma_o \alpha V_\Delta^2 \text{sen}\beta}{g} - \text{presión dinámica sobre los agregados.} \quad (9.67)$$

$$P_h = \alpha \gamma_o t_0 \quad (9.68)$$

siendo  $\alpha = 0,01$

Como se puede observar en las expresiones anteriores, resulta imposible obtener una solución de forma directa, pues el número de incógnitas es grande, lo cual implica la necesidad de entrar en un proceso iterativo para obtener sus respectivos valores. A continuación se recomiendan una serie de pasos para la ejecución de dicha iteración, así como un formato de tabla (tabla 9.4) para ir recogiendo los resultados que se obtienen en cada paso:

**Tabla 9.4. Cálculo de la profundidad del cono**

$V_\Delta$	$t_0$ inicial	$P_d$	$P_h$	$t_0$ final	$ t_w - t_{or} $

Procedimiento a seguir:

I) Iteración.

1. Hacer  $P_h = P_d = 0$ .
2. Determinar  $V_D$ .
3. Calcular  $t_0$  inicial.
4. Calcular  $P_d$  y  $P_h$  a través de sus respectivas expresiones.
5. Calcular  $t_0$  final con los valores de  $P_d$  y  $P_h$  obtenidos en el paso anterior.
6. Comprobar que  $|t_0 \text{ inicial} - t_0 \text{ final}| \leq 1 \text{ m}$ .

Si se cumple, entonces  $t_0 = t_0 \text{ final}$ .

Si no se cumple, se deberá proceder a la segunda iteración.

II) 2da. iteración.

1. Hacer  $t_{oi} = t_{of}$  obtenido en la iteración anterior.
2. Calcular  $P_h$  y  $P_d$ .
3. Calcular  $V_D$ .
4. Calcular  $t_{of}$  con los valores obtenidos anteriormente.
5. Comprobar que  $|t_{oi} - t_{of}| \leq 1 \text{ m}$ .

Si se cumple, entonces  $t_0 = t_{of}$ .

Si no se cumple, se continúan las iteraciones hasta garantizar el requisito anterior (se deberán seguir los pasos correspondientes a la 2<sup>da</sup> iteración).

Debe tenerse presente que las expresiones de Vizgo y Mirtsjulava son para trampolines sin dientes, luego sus resultados deberán ser afectados por un factor de 0,70 para aquellos casos en que sí estén presentes estos elementos.

Recientes investigaciones llevadas a cabo en el Centro de Investigaciones Hidráulicas han aportado criterios de diseño muy novedosos respecto al cono de socavación en particular y, sobre todo, con la seguridad del trampolín. Por su importancia, a continuación se reproducen dichos resultados, respetando la forma en que ya han sido publicados, lo cual implica la repetición de algunos aspectos ya expuestos con anterioridad.

## Ubicación del cono de socavación que se forma aguas abajo del trampolín

La ubicación del cono de socavación —entiéndase como posición del cono aquella donde se produce la mayor profundidad ( $t_0$ ) del mismo— está dada por la expresión 9.45:

$$L_{vc} = L_v + \frac{t_0}{\tan \beta} \quad (9.45)$$

donde:

$L_{vc}$ : distancia horizontal desde el extremo final del trampolín hasta el lugar donde se produce la mayor profundidad del cono de socavación. Comúnmente se le denomina «longitud de vuelo del cono».

$L_v$ : distancia horizontal desde el extremo final del trampolín hasta el lugar donde el chorro de agua entra a la superficie de esta en el canal de salida aguas abajo. Comúnmente se le denomina «longitud de vuelo del chorro».

$t_0$ : profundidad del cono de socavación.

$\beta$ : ángulo de entrada del chorro a la superficie del agua en el canal de salida.

$L_v$  se determina según:

$$L_v = \left[ \frac{V_1^2 \sin \phi \cos \phi}{g} + V_1 \cos \phi \sqrt{\frac{V_1^2 \sin^2 \phi}{g^2} + \frac{2(P + h_1)}{g}} \right] K \quad (9.42)$$

$\beta$  se determina según:

$$\beta = \arctan \left( \sqrt{\tan^2 \phi + \frac{2g(P + h_1)}{V_1^2 \cos^2 \phi}} \right) \quad (9.44)$$

Obsérvese que las variables del lado derecho de las ecuaciones (9.42 y 9.44) son fijas para una condición de diseño determinada y, por tanto,  $L_v$  también lo es. A partir de lo anterior se puede concluir que la expresión 9.45 corresponde a una línea recta de pendiente:

$$m_c = 1/\tan \beta \quad (9.45a)$$

y que intercepta al eje  $L_{vc}$  en  $L_v$ . Se entiende que el sistema de ejes  $L_{vc} - t_0$  tiene su origen de coordenadas en la superficie del agua aguas abajo y exactamente debajo de la salida del trampolín, con el eje  $L_{vc}$  en dirección horizontal y sentido positivo hacia aguas abajo, mientras que el eje  $t_0$  se desarrolla verticalmente y sentido positivo hacia abajo.

La variable  $t_0$  (según se ha descrito) tiene varias formas de cálculo y a cada una corresponde un valor de  $L_{vc}$ . Todos esos pares de valores ( $L_{vc}$ ;  $t_0$ ) quedan situados sobre una recta, tal y como lo indica la expresión 9.45, a la cual en lo sucesivo se le denominará *recta de los conos*, y como se verá más adelante, desempeña un papel esencial en el diseño confiable de un trampolín (Fig. 9.16).

En la tabla 9.3 se muestran los cálculos de  $\beta$  y  $L_v$  para 40 combinaciones diferentes de la altura  $P$ , el tirante  $h_1$  y la velocidad  $V_1$  en el trampolín, todos ellos seleccionados atendiendo a valores de factible ocurrencia práctica. Se puede observar que la pendiente de la recta de los conos oscila entre valores extremos 0,79 y 2,69.

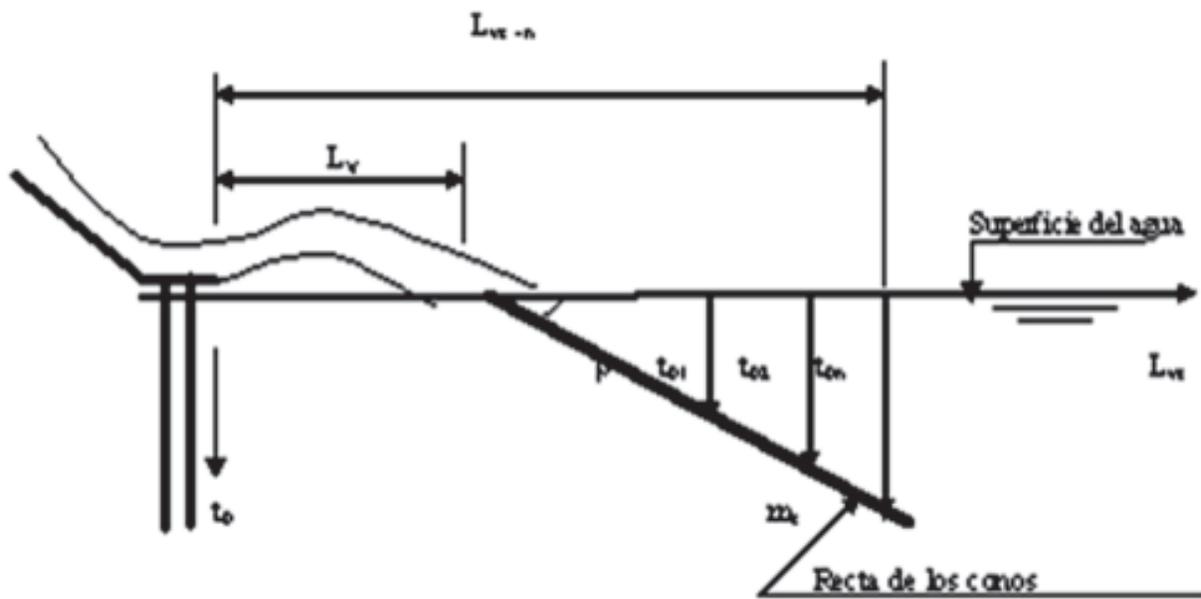


Figura 9.16  
Representación de la recta de los conos.

Tabla 9.5. Cálculo del ángulo ( $\beta$ ) y del punto ( $L_v$ ) de entrada a la superficie del agua aguas abajo (para el trampolín CIH).

P (m)	$h_i$ (m)	$V_i$ (m/s)	Beta (Rad)	Beta (Grad)	$m_c$	$L_v$ (m)
2	1	10	0,67	38,50	1,26	8,96
2	1	15	0,50	28,93	1,81	15,24
2	1	20	0,41	23,62	2,29	22,90
2	1	25	0,36	20,39	2,69	32,05
2	2	10	0,74	42,31	1,10	10,00
2	2	15	0,56	32,08	1,60	16,74
2	2	20	0,46	26,11	2,04	24,82
2	2	25	0,39	22,38	2,43	34,33
2	3	10	0,79	45,35	0,99	10,92
2	3	15	0,61	34,72	1,44	18,09
2	3	20	0,49	28,27	1,86	26,55
2	3	25	0,42	24,15	2,23	36,41
2	4	10	0,84	47,86	0,90	11,75
2	4	15	0,65	36,98	1,33	19,31
2	4	20	0,53	30,18	1,72	28,13
2	4	25	0,45	25,74	2,07	38,32
2	5	10	0,87	49,97	0,84	12,52
2	5	15	0,68	38,97	1,24	20,44
2	5	20	0,56	31,90	1,61	29,61
2	5	25	0,47	27,18	1,95	40,11

**Tabla 9.5. Continuación.**

P (m)	$h_1$ (m)	$V_1$ (m/s)	Beta (Rad)	Beta (Grad)	$m_s$	$L_s$ (m)
3	1	10	0,74	42,31	1,10	10,00
3	1	15	0,56	32,08	1,60	16,74
3	1	20	0,46	26,11	2,04	24,82
3	1	25	0,39	22,38	2,43	34,33
3	2	10	0,79	45,35	0,99	10,92
3	2	15	0,61	34,72	1,44	18,09
3	2	20	0,49	28,27	1,86	26,55
3	2	25	0,42	24,15	2,23	36,41
3	3	10	0,84	47,86	0,90	11,75
3	3	15	0,65	36,98	1,33	19,31
3	3	20	0,53	30,18	1,72	28,13
3	3	25	0,45	25,74	2,07	38,32
3	4	10	0,87	49,97	0,84	12,52
3	4	15	0,68	38,97	1,24	20,44
3	4	20	0,56	31,90	1,61	29,61
3	4	25	0,47	27,18	1,95	40,11
3	5	10	0,90	51,79	0,79	13,24
3	5	15	0,71	40,73	1,16	21,50
3	5	20	0,58	33,45	1,51	30,99
3	5	25	0,50	28,51	1,84	41,79

Por otro lado, en la tabla 9.4, presentada por Kiceliiov en 1972, se muestran los valores del talud de reposo  $m_s$  en función del tipo de suelo. Este talud de reposo del suelo desempeña un rol importante en el diseño del trampolín y en el correspondiente pronóstico del cono de socavación, por cuanto las paredes del cono tienden a tomar un talud cercano al de reposo, teóricamente hablando, igual al de reposo.

**Tabla 9.6. Talud de reposo « $m_s$ » para diferentes tipos de suelos**

Suelo	$m_s$
Arena fina	3,0 – 3,5
Arena	2,5 – 3,0
Rocoso Tierra Arena gruesa	2,0 – 2,5
Tierra arcillosa ligera Tierra arenosa densa	1,5 – 2,0
Grava y arena – grava Cascajo grueso	1,5
Arcilla pesada Loess denso Arcilla	1,0 – 1,5
Arcilla densa pesada Aluvi3n compacto	1,0
Roca	0,1 – 0,5

La interpretación combinada de las tablas 9.5 y 9.6 permite establecer las conclusiones siguientes:

1. Independientemente de los parámetros hidráulicos de diseño del trampolín ( $P$ ,  $h_1$  y  $V_1$ ), aquellos construidos sobre arena fina tendrán un cono de socavación que sale a la superficie en un punto situado a la izquierda de la recta de los conos, debido a que  $m_s > m_c$  y, por tanto, pudiera estar en peligro la estabilidad del aliviadero. Sin embargo, los trampolines construidos sobre roca tendrán un cono que teóricamente saldría siempre a la derecha de la recta de los conos, lo que significa que nunca estará en peligro su estabilidad como consecuencia del cono de socavación. Obviamente, lo que ocurrirá en la práctica, en este caso, es que el cono sale a la superficie coincidiendo con el punto donde el chorro incide sobre la superficie del agua (Fig. 9.17).

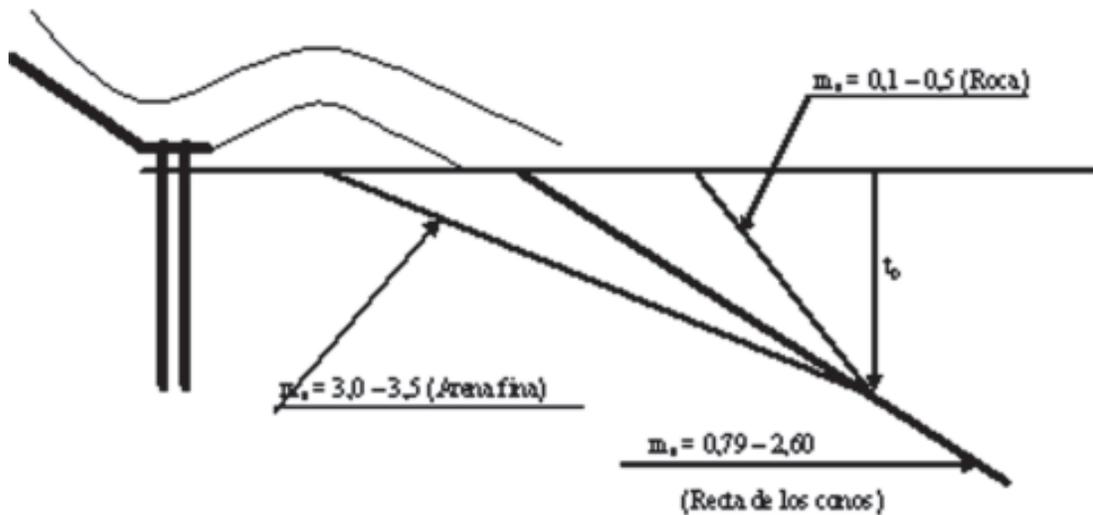


Figura 9.17  
Relación gráfica entre  $m_s$  y  $m_c$ .

2. Para el resto de los tipos de suelos se deberá realizar un análisis por cada caso, para verificar que:
  - Si  $m_c \geq m_s \Rightarrow$  el talud de aguas arriba del cono de socavación sale a la derecha o sobre la recta de los conos, y el aliviadero no corre riesgos.
  - Si  $m_c < m_s \Rightarrow$  el talud de aguas arriba del cono de socavación sale a la izquierda de la recta de los conos, y el aliviadero pudiera correr riesgos.
3. A tenor con las dos conclusiones anteriores, resulta evidente que durante el proceso de diseño el proyectista deberá tener en cuenta la incidencia de  $P$ ,  $h_1$  y  $V_1$  en las consecuencias del cono de socavación respecto al propio aliviadero; y por tanto, adecuadas modificaciones en las dimensiones hidráulicas de este pueden conllevar a resultados muy favorables en relación con su estabilidad. Esto, por supuesto, teniendo en cuenta el tipo de suelo en que será emplazado.

Dicho en otras palabras, modificando la posición del trampolín respecto a la superficie del agua en el canal de salida  $P$  y/o el ancho de la rápida (significa variar tirante  $h_1$  y velocidad del flujo  $V_1$ , ambos al final de la rápida), se logrará variar  $b$ , y con ello,  $L_v$ ,  $t_0$  y  $L_{vc}$  hasta lograr que la pendiente de la recta de los conos  $m_c$  se modifique y sea mayor que  $m_s$ . De

este modo el aliviadero no correría riesgo producto del cono de socavación. Un análisis similar se puede realizar respecto a cualquier otra estructura que se encuentre próxima a la zona del dissipador de energía.

Por otro lado, se considera que el cono de socavación afecta la estabilidad del propio aliviadero cuando penetra debajo de la rápida, es decir, puede penetrar hasta debajo del propio trampolín, y ello no afecta la estructura del aliviadero. De manera que si se sabe que el cono se produce aguas abajo del trampolín a una distancia  $L_{vc}$  y se define la longitud del propio trampolín como  $L_{tram}$ , es fácil, sabiendo que la salida del cono desde su punto más bajo hasta el nivel trampolín es  $X_{cono} = m_s(t_0 + P)$ . Entonces, si:

$$L_{tram} + L_{vc} > m_s(t_0 + P) \quad (9.70)$$

Ello implica que el cono no afecta al aliviadero; en caso contrario, sí.

Si de todas formas se desea estimar la profundidad del cono de socavación, se sugiere el empleo del método de Lopardo, dado su origen desde observaciones de campo.

### 9.5.4. Ejemplo de cálculo de un trampolín

Se desea proyectar en un aliviadero que evacua un gasto de  $600 \text{ m}^3/\text{s}$ , un trampolín prismático horizontal y con dientes deflectores, para la disipación de la energía. Se conoce, además, que el ancho de la rápida es de  $30 \text{ m}$  y el tirante al final de la misma ( $h_1$ ) es de  $1,2 \text{ m}$ . Para el cálculo de la geometría del chorro se conoce que la altura de caída de este ( $P$ ) es  $3 \text{ m}$ , el tirante del agua en el canal de salida ( $t$ ) es  $2 \text{ m}$ , y el lecho aguas abajo está constituido de grava con  $d_{90} = 5 \text{ cm}$ .

*Solución:*

1. Cálculo de la velocidad y el número de Froude a la entrada del trampolín.

$$V_1 = Q/bh_1 = 600/(30 * 1,2) = 16,7 \text{ m/s}$$

$$F_{r1} = V_1^2/gh_1 = (16,7)^2 / (9,81 * 1,2) = 23,6$$

2. Comprobar si  $F_{r1}$  cumple con la siguiente restricción:

$$7 < F_{r1} < 39, \text{ lo cual es válido en este caso.}$$

3. Cálculo de  $F_{r1 \text{ max}}$  para conocer si se producirá o no cavitación en los deflectores.

$$F_{r1 \text{ max}} = \frac{4,32(h_1 + H_{atm} - H_v)}{h_1}; (H_{atm} - H_v) \approx 10 \text{ m}$$

$$F_{r1 \text{ max}} = 40,32$$

Como  $F_{r1} < F_{r1 \text{ max}}$  ( $23,6 < 40,32$ ), entonces se podrán usar deflectores, pues no existe peligro de que ocurra cavitación en ellos.

4. Dimensionamiento del trampolín y los deflectores

a) Longitud del trampolín.

$$L_{min} = 4 h_1 = 4 * 1,2 = 4,8 \text{ m}$$

b) Altura del deflector ( $Y_1$ ).

$$Y_1 = 0,4 h_1$$

$$Y_1 = 0,4 * 1,2 = 0,48 \text{ m}$$

c) Longitud del deflector ( $X_1$ ).

$$X_1 = 2Y_1 = 2 * 0,48 = 0,96 \text{ m}$$

d) Ancho del deflector ( $Z_1$ ).

$$Z_1 = X_1 = 0,96 \text{ m}$$

e) Número de deflectores ( $n$ ).

$$n = 0,5 b/Z_1 = 0,5 * 30/0,96 = 15,6$$

Se selecciona:  $n = 15$ , para garantizar la colocación de uno de los deflectores en el eje del trampolín.

f) Ubicación de los deflectores ( $a$ ,  $c$  y  $d$ ).

$$a = 0,25 Z_1 = 0,25 * 0,96 = 0,24 \text{ m}$$

$$c = Z_1 = 0,96 \text{ m}$$

$$d = \frac{b - (2,5 + n)Z_1}{n - 3} = 1,1 \text{ m}$$

g) Altura de las paredes ( $h$ ).

$$h = 1,6 h_1 = 1,6 * 1,2 = 1,92 \text{ m}$$

5. Cálculo de la geometría del chorro.

a) Longitud de vuelo del chorro ( $L_v$ ).

$$L_v = \left[ \frac{V_1^2 \sin \phi \cos \phi}{g} + V_1 \cos \phi \sqrt{\frac{V_1^2 \sin^2 \phi}{g^2} + \frac{2(P + h_1)}{g}} \right] K$$

donde:

$$V_1 = 16,7 \text{ m/s}$$

$K = 0,9$ , según recomendaciones del USBR.

$$\phi = (\psi'' + \psi_1'')/2$$

con la relación  $Y_1/h_1 = 0,4$ , resulta de la tabla 9.2, que:

$$\psi'' = 13,5 \text{ y } \psi_1'' = 10^\circ \text{ con lo que } \phi = 11,8^\circ$$

luego:

$$L_v = 20,5 \text{ m}$$

b) Inclinación del chorro respecto a la superficie de la lámina aguas abajo ( $\beta$ ).

$$\beta = \arctan \left( \sqrt{\tan^2 \phi + \frac{2g(P + h_1)}{V_1^2 \cos^3 \phi}} \right) = 30,44^\circ$$

c) Longitud de vuelo por el cono ( $L_{vc}$ ).

$$L_{vc} = L_v + t_0/\tan\beta$$

Según Lopardo:

$$Z_0 = P + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 3 + 1,2 + 14,22 = 18,42m$$

$$q = 600/30 = 20 \text{ m}^2/s$$

$$Z_* = \frac{q}{\sqrt{gZ_0^3}} = \frac{20}{\sqrt{9,81(18,42)^3}} = 0,081$$

$$\phi = 1,3$$

$$t_0 = 2,5 \phi Z_0 Z_*^{0,5} = 2,5(1,3)(18,42)(0,081)^{0,5} = 17,01 \text{ m}$$

$$L_{vc} = 20,5 * 17,01/\tan(30,44) = 49,45 \text{ m}$$

6. Verificación de la estabilidad del aliviadero.

Como el terreno es grava,  $m_s = 1,5$  (a partir de la tabla 9.6).

Talud de la recta de los conos:  $m_c = 1/\tan(30,44) = 1,70$ .

$m_c \geq m_s \Rightarrow$  el talud de aguas arriba del cono de socavación sale a la derecha o sobre la recta de los conos, y el aliviadero no corre riesgos.

Un resumen de la aplicación de los métodos explicados se presenta a continuación en la tabla 9.7.

**Tabla 9.7. Comparación entre los métodos de cálculo del cono de socavación**

Método	$t_0$	$L_{vc}$
Amirov	9,31	36,34
Mirtsjulava	28,30	68,61
Vizgo	12,56	41,85
Lopardo	17,01	49,45

Como se puede apreciar, existen grandes diferencias en los resultados, lo que implica que el lugar geométrico del punto más bajo del cono de socavación se irá desplazando por la hipotenusa del triángulo formado por este y los catetos  $L_{vc}-L_v$  y  $t_0$  o sea, por la trayectoria del chorro dentro del colchón de agua en el canal de salida, en dependencia del método que se haya utilizado para el cálculo de la altura del cono de socavación. En la figura 9.18 se muestra cómo va variando la ubicación del punto más bajo del cono y cómo se mantiene la misma inclinación del talud superior del cono, independientemente del método que se utilice; pues esta inclinación depende del material del suelo que yace en esta zona. En la práctica de diseño en ocasiones se promedian los resultados de las alturas del cono; y si con esa altura ( $t_0$ ) promediada y con una inclinación del talud superior que corresponda al ángulo de reposo del suelo, este talud penetra por debajo de la losa del trampolín, entonces se alarga la longitud de este ( $L$ ) hasta lograr que el talud superior del cono no alcance la losa del trampolín. También frecuentemente se toma la profundidad mayor que se obtenga por los diferentes métodos.

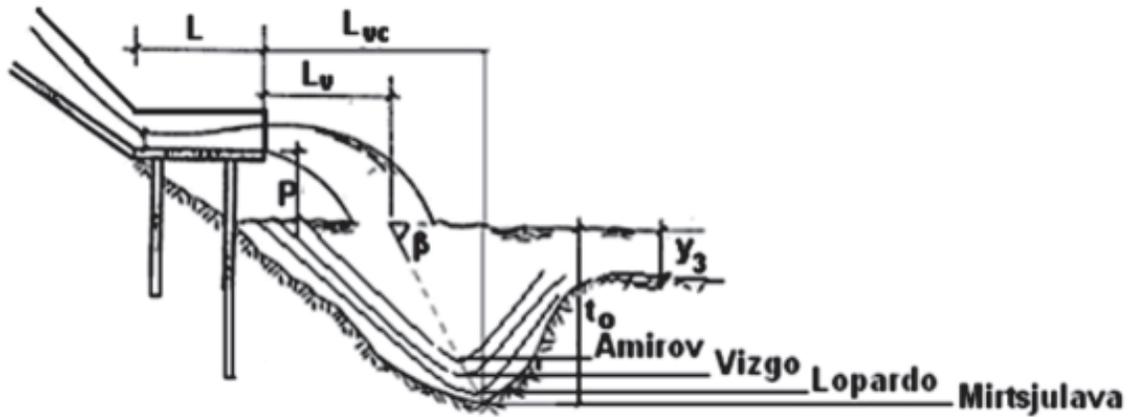


Figura 9.18  
Representación gráfica de los diferentes conos calculados en el ejemplo.

Lo expresado en el párrafo anterior describe la práctica frecuente antes de que se conociera el método de la recta de los conos descrito con anterioridad. Obviamente, ahora se sugiere seguir el empleo de este método.

Lo anterior se puede confirmar aplicando la expresión 9.70, de la cual se obtienen los resultados que se muestran en la tabla 9.8, donde se incluyen no solo los resultados a partir del método de Lopardo.

Tabla 9.8. Verificación de la seguridad del trampolín del ejemplo

Método	$t_{01}$	$L_{vc}$	$L_{tramp}$	P	$m_s$	$L_{tramp} + L_{vc} > m_s(t_{01} + P)$
Amirov	9,31	36,34	4,80	3,00	1,5	41,14 > 18,46
Mirtsjulava	28,30	68,61				73,41 > 46,95
Vizgo	12,56	41,85				46,65 > 23,34
Lopardo	17,01	49,45				54,25 > 30,02

# CAPÍTULO 10

## Aliviaderos laterales

### 10.1. Características generales

#### 10.1.1. Uso de un aliviadero lateral

Los aliviaderos laterales presentan la característica de ofrecer una longitud vertedora relativamente grande, en comparación con la franja de terreno que ocupa el aliviadero a lo largo de su eje longitudinal, que es relativamente estrecha. Por esta razón, resulta atractivo su empleo cuando se requiere de grandes longitudes vertedoras, producto de la combinación de grandes caudales con cargas pequeñas y, adicionalmente, la zona de emplazamiento es de fuertes pendientes transversales o montañosa. En tales condiciones, el empleo de un aliviadero frontal impondría grandes volúmenes de excavación, con el consiguiente incremento del costo de la obra (Fig. 10.1).

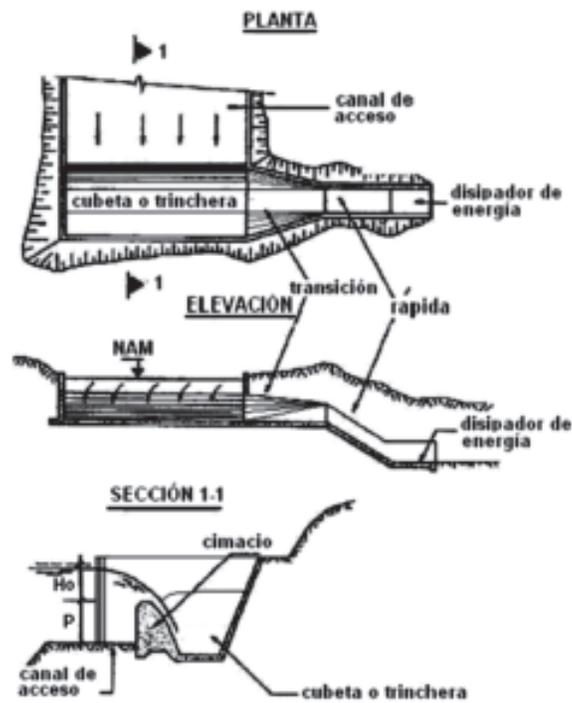


Figura 10.1  
Detalles de un vertedor lateral.

### 10.1.2. Partes componentes de un aliviadero lateral

Entre las partes que componen un aliviadero lateral se pueden mencionar las siguientes:

1. *Canal de acceso*: es frecuente que no exista este componente, ya que la ubicación del aliviadero sobre uno de los hombros laterales de la cortina hace que la sección vertedora esté prácticamente en contacto directo con el embalse.
2. *Sección vertedora*: puede ser *con vertimiento por un lado* o *con vertimiento por ambos lados*. La primera es de uso más frecuente para este tipo de aliviaderos, por su ubicación a media ladera. La segunda se emplea preferentemente cuando se requieren grandes longitudes vertedoras, debido a la combinación de grandes caudales y pequeñas cargas hidráulicas. Obviamente, en este caso la ubicación del aliviadero no es a media ladera porque el agua debe entrar al mismo por ambos lados de la cubeta o trinchera.
3. *Cubeta o canal lateral*: es la zona ubicada inmediatamente aguas abajo de la sección vertedora, en la que el flujo es prácticamente perpendicular al vertimiento.
4. Conducto de descarga.
5. Disipador de energía.
6. Canal de salida.

Estos tres últimos elementos tienen las mismas características que las estudiadas para los aliviaderos frontales.

### 10.1.3. Regímenes de circulación que se pueden presentar en la cubeta o canal lateral

En la cubeta pueden presentarse dos regímenes de circulación:

- a) Supercrítico.
- b) Subcrítico.

Si el régimen es supercrítico, los tirantes que se producen en la cubeta son pequeños y, por consiguiente, la caída del agua desde el embalse resulta grande, lo que produce el incremento de la energía y, como consecuencia, se pueden presentar problemas con la estabilidad de la cubeta, así como fuertes impactos del chorro contra la losa de fondo, lo cual demandaría un mayor reforzamiento estructural de esta. No es aconsejable la ocurrencia de este régimen.

Si el régimen es subcrítico, el tirante de agua en la cubeta es mucho mayor, lo que significaría que la altura de caída de la lámina vertiente es menor, lográndose así una mejor disipación de la energía y uniformidad en los tirantes de circulación. Debe lograrse que este régimen de circulación sea el que tenga lugar. Para ello deberá ubicarse una sección de control al final de la cubeta.

### 10.1.4. Forma de la sección transversal de la cubeta. Características

En los aliviaderos laterales es muy aconsejable el uso de la forma trapecial en la cubeta o canal lateral. De acuerdo con esta forma, se pueden presentar los casos siguientes:

- a) Cubetas con relaciones grandes entre el ancho de fondo y el tirante.

Cuando esto ocurre, tiende a producirse una aglomeración del agua en el extremo opuesto al vertimiento, lo cual ocasiona que el agua no circule uniformemente y, por tanto, se manifiestan solicitaciones desfavorables sobre las losas de fondo.

b) Cubetas con relaciones pequeñas entre el ancho de fondo y el tirante.

En este caso, a diferencia del anterior, se logran tirantes de circulación en la cubeta bastante uniformes, gracias a la buena mezcla que tiene lugar entre el agua que vierte y la que circula por la cubeta, de manera que los tirantes de circulación en esta son bastante uniformes en el sentido transversal a ella.

## 10.2. Recomendaciones para el diseño

1. El perfil vertedor de un aliviadero lateral se recomienda que sea del tipo perfil práctico sin vacío o un umbral ancho de sección trapezoidal, los que se calcularían según los procedimientos descritos en capítulos precedentes.
2. No es aconsejable usar un cimacio con un perfil práctico con vacío, pues como se indicará más adelante, en estos aliviaderos laterales se recomienda que en su extremo de aguas arriba se produzca un cierto ahogo, situación que como ya se indicó en el capítulo 6, no resulta favorable para los vertedores con vacío. Durante estudios mediante modelos físicos a escala reducida, en el laboratorio del Centro de Investigaciones Hidráulicas, se experimentó el empleo de un vertedor con vacío y se pudo observar la formación de una ola que viaja a todo lo largo de la cresta vertedora, desde el extremo de aguas arriba hacia aguas abajo, y viceversa, manteniéndose durante el vertimiento. Obviamente, la ocurrencia de esta ola es desfavorable, por cuanto significa la existencia de pulsaciones en el chorro vertedor, que se traducen en vibraciones de la estructura, así como en una caída de la capacidad de servicio.
3. La pendiente de fondo de la cubeta se elige a consideración del proyectista, en dependencia del terreno donde será ubicada. Deberá ser una pendiente suave para evitar el régimen supercrítico en la cubeta, pero sin llegar a nula o adversa, pues debe facilitarse el escurrimiento.
4. El talud de la cubeta por el lado que no vierte debe ser igual al talud del paramento inferior del cimacio, para evitar un vertimiento inestable asimétrico. Este talud siempre deberá ser recubierto, para resistir los impactos que se producen en él.
5. El ancho del fondo de la cubeta no debe ser menor de 3,00 m, para garantizar el trabajo de las maquinarias en el movimiento de tierra.
6. Con el propósito de calcular los tirantes de circulación a través de toda la cubeta, es necesario fijar un tirante en la sección de control, y este será el tirante crítico que puede obtenerse colocando una transición, con un cambio brusco de pendiente o elevando el fondo al final de la cubeta.
7. En los aliviaderos laterales con régimen de trabajo subcrítico es aconsejable imponer hasta  $2/3 H_0$  de sumergencia de la cresta en la sección inicial del canal lateral, pues se ha demostrado que este ahogo no influye significativamente en el coeficiente de gasto, pero sí garantiza un régimen parejo de circulación en el resto de la cubeta, ya que las alturas de caída de la lámina no van a ser muy grandes.  
Lo anteriormente expresado en relación con la sumergencia, no implica que se deje de calcular la afectación del coeficiente de gasto por el ahogo. En tal sentido, el término  $h_d$  para el cálculo del ahogo se determina de la forma siguiente:

$$h_d = H_0 - \frac{2}{3} H_0 \quad (10.1)$$

de donde resulta:

$$\frac{h_d}{H_o} = \frac{1}{3}$$

con el cual, de la figura 5.7, se obtiene la afectación por ahogo  $\sigma_4 = 0,90$ . Sin embargo, la determinación del coeficiente de gasto de un perfil práctico sin vacío en un aliviadero lateral no resulta tan sencilla, pues el referido ahogo solo tiene lugar en la porción inicial del mismo; dicho en otras palabras, una parte significativa del vertedor trabajará libre. Estudios experimentales a nivel de laboratorio permiten afirmar que el coeficiente de gasto para las condiciones descritas resulta:  $m = 0,448$ .

### 10.3. Procedimiento para el diseño

1. Seleccionar el ancho del fondo de la cubeta. Para comodidad constructiva se suele escoger igual al ancho de la rápida  $b$ , pero nunca menor a 3,0 m, por las razones antes expuestas.
2. Trabajar en la sección transversal del cimacio, definiendo el talud  $z_1$  aguas abajo (este será el talud de ese lado de la cubeta). Si se usa un cimacio tipo WES, entonces  $z_1 = 0,67$ .
3. Definir el talud del otro lado de la trinchera  $z_2$ , que será igual o menor al de reposo del terreno. Pero por lo indicado antes, se sugiere:  $z_1 = z_2$ .
4. Disponer una transición horizontal entre la cubeta y la rápida, para producir el cambio de sección transversal: de trapecial en la cubeta, a rectangular en la rápida. Generalmente se emplea una transición alabeada en la que el coeficiente de pérdidas  $K_T = 0,20$ .
5. Elegir la pendiente longitudinal  $S$  de la cubeta. Debe tenerse en cuenta que sea pequeña para lograr mantener un régimen subcrítico. Frecuentemente  $0 < S \leq 0,01$ .
6. Determinar la longitud de la cubeta ( $L_c$ ). Si el vertimiento es por un solo lado de esta, su longitud es igual a la longitud vertedora:  $L_c = L$ .
7. Calcular la posición del denominado *punto singular* ( $X_o; Y_o$ ), en el cual se produciría el cambio de régimen subcrítico a supercrítico en la cubeta, según:

$$X_o = \frac{2Y_o(1+\eta_o)}{[S(1+2\eta_o)]} \quad (10.2)$$

donde:

$$Y_o = \frac{\eta_o b}{k} \quad (10.3)$$

$\eta_o$  se obtiene a partir de:

$$\eta_o(1+\eta_o)(1+2\eta_o)=M \quad (10.4)$$

$$M = \frac{4q^2 k}{(gS^2 b^3)} \quad (10.5)$$

$$k = \left( \frac{z_1 + z_2}{2} \right) \quad (10.6)$$

$$q = \frac{Q}{L_c} \quad (10.7)$$

Si  $L_c \leq X_0$ , el punto singular está fuera de la cubeta y, por tanto, en toda ella ocurre un régimen subcrítico. Entonces se pueden continuar los cálculos. Si  $L_c > X_0$  deben efectuarse cambios en el dimensionamiento de la cubeta para evitar que tenga lugar dentro de esta el cambio de régimen.

8. Calcular el tirante crítico, la velocidad crítica y la carga a velocidad crítica en la sección de control al final de la transición.

$$y_{crit} = 3\sqrt{\frac{q_r^2}{g}} \quad (10.8)$$

$y_{crit}$ : tirante crítico que tiene lugar en la sección de control.

donde:

$$q_r = \frac{Q}{b} \quad (10.9)$$

$Q$ : gasto total que circula por el aliviadero.

$b$ : ancho de plato en la sección de control.

$$V_{crit} = \frac{q_r}{Y_{crit}} \quad (10.10)$$

$$h_{vcr} = \frac{V_{crit}^2}{2g} = \frac{Y_{crit}}{2} \quad (10.11)$$

9. Calcular el tirante  $Y_f$  y la velocidad  $V_f$  al final de la cubeta (inicio de la transición [Fig. 10.2]). Aplicando Bernoulli entre ambas secciones (inicial y final de la transición), se obtiene que:

$$y_f + hv_f = y_{crit} + h_{vcr} + K_T (h_{vc} - h_{vt}) \quad (10.12)$$

donde:

$Y_f$ : tirante desconocido al inicio de la transición o final del canal lateral.

$h_{vf}$ : carga a velocidad de inicio de la transición o final del canal lateral.

$K_T$ : coeficiente que depende del tipo de transición que se tenga. Se obtiene en la tabla 10.1.

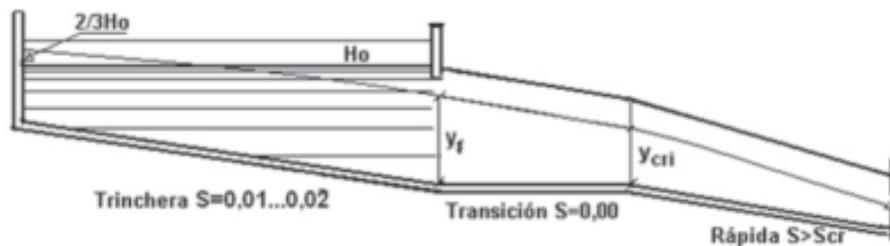


Figura 10.2  
Perfil longitudinal de un aliviadero lateral.

**Tabla 10.1. Coeficientes de pérdidas para distintos tipos de transiciones**

Tipo de transición	Valores de $K_T$ en estrechamiento	Valores de $K_T$ en ensanchamiento
Alabeada	0,10	0,20
Cilíndrica	0,15	0,25
Lineal simplificada	0,20	0,30
Lineal	0,30	0,50
Brusca	0,30	0,75

Además, por continuidad, se tiene que:

$$A_f V_f = A_c V_c \quad (10.13)$$

Resolviendo las ecuaciones (10.12) y (10.13) se obtienen  $Y_f$  y  $V_f$ .

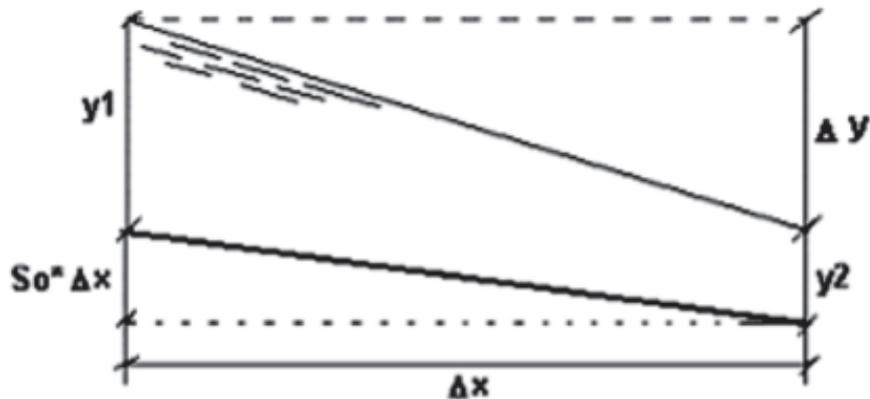
10. Calcular el tirante de circulación en las distintas secciones de la cubeta, mediante el uso de la ecuación siguiente:

$$\Delta Y = \frac{Q_1}{g} \frac{V_1 + V_2}{Q_1 + Q_2} \left[ (V_2 - V_1) + V_2 \frac{Q_2 - Q_1}{Q_1} \right] \quad (10.14)$$

Para el cálculo del tirante de circulación en las distintas secciones del canal lateral o cubeta, se recomienda el uso de la tabla 10.2 y el apoyo de la figura 10.3.

**Tabla 10.2. Orden lógico del cálculo de los tirantes de circulación en la cubeta**

	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>
$\Delta x$	$\Delta y_{up}$	$y_1$	$Q_2$	$A_2$	$V_2$	$A_1$	$Q_1$	$V_1$	$Q_1 + Q_2$	$V_2 + V_1$	$Q_2 - Q_1$
<b>12</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>15</b>	<b>16</b>	<b>17</b>						
$V_2 - V_1$	$Q_1/g(10/9)$	$V_2/(11/7)$	$(12+14)$	$\Delta Y'_{cal} = 13*15$	Error %						



**Figura 10.3**  
Esquema para el cálculo de los tirantes en la cubeta.

Datos:  $y_2, S, \Delta x, Q_1, Q_2, V_2$ .

Incógnitas:  $y_1, V_1, \Delta y$ .

$$y_1 + S\Delta x = y_2 + \Delta y \Rightarrow y_1 = y_2 + \Delta y - Sx$$

$$\Delta Y = \frac{Q_1}{g} \frac{V_1 + V_2}{Q_1 + Q_2} \left[ (V_2 - V_1) + V_2 \frac{Q_2 - Q_1}{Q_1} \right]$$

Pasos:

— Se supone  $\Delta y$ .

— Se calculan  $y_1, A_1, V_1$ .

— Se calcula  $\Delta y$ ; y así sucesivamente, hasta que  $y_{calc} = \Delta y_{sup}$ .

— Se pasa a la siguiente sección, teniendo presente que la sección 1 anterior ahora es la 2; y que en el último tramo, la sección 1 no puede coincidir con el extremo de aguas arriba de la cubeta, pues en ese caso  $Q_1$  y  $V_1$  serían iguales a cero y el sistema no tendría solución matemática. Se sugiere colocar dicha sección a una distancia de 1m a 5 m aguas abajo del inicio.

11. Colocar el fondo de la cubeta, una vez calculado el perfil de la superficie del agua en ella.

La ubicación del fondo de la cubeta en la cota  $C_0 + 00$  se realiza teniendo en cuenta el ahogo ya indicado (Fig. 10.4), resultando:

$$C_{0+00} = NAN + (2/3)H_o - Y_{0+00} \quad (10.15)$$

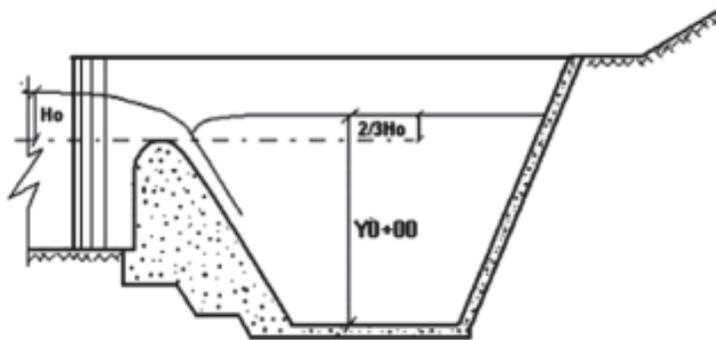


Figura 10.4  
Determinación de la cota del fondo de la cubeta en la sección inicial.

12. Conclusiones del diseño.

Al trazar el fondo de la cubeta, el proyectista deberá analizar si el resultado es satisfactorio, por ejemplo:

- Si el fondo de la cubeta no llega al terreno firme («queda colgado»), no es admisible el resultado, pues generalmente en los aliviaderos no deben aceptarse partes de la estructura sobre material de relleno, y menos aún en los aliviaderos laterales, por las vibraciones que acompañan a su funcionamiento.
- Si el fondo de la cubeta queda muy «enterrado», ello implicará grandes excavaciones, lo que incrementaría el costo de la obra.

En cualquiera de los casos anteriores, deberán realizarse modificaciones del ancho de la cubeta, la pendiente del fondo, etcétera, que lleven a un resultado aceptable.

## 10.4. Ejemplo de cálculo

Se desea proyectar un aliviadero lateral para evacuar una descarga de  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  bajo una carga de  $2,00 \text{ m}$ . Se conoce, de cálculos realizados con anterioridad, que la longitud vertedora necesaria es de  $35,63 \text{ m}$  y que se obtuvo a partir de considerar un ahogo admisible en la sección inicial del vertedor, de  $2/3 H_0$ .

La cresta del vertedor será ubicada en la cota  $20,00 \text{ m}$ . Para el canal lateral (supóngase una sección trapezoidal con un talud  $m = 0,67$  y un ancho de fondo de  $12 \text{ m}$ ) se colocará al finalizar la sección trapezoidal, una transición lineal simplificada con una longitud de  $15,00 \text{ m}$  y ancho final de  $10 \text{ m}$ .

Al finalizar la transición, se colocará una rápida de sección rectangular con una pendiente igual al  $20 \%$ . La pendiente del fondo de la cubeta o canal lateral es del  $1\%$ .

*Solución:*

Como se conoce del enunciado del problema, que:

- Sección vertedora:

$$L_t = 35,63 \text{ m}$$

$$Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_0 = 2,00 \text{ m}$$

- Cubeta o canal lateral:

$$L = 35,63 \text{ m}$$

- Sección trapezoidal:

$$b = 12 \text{ m}$$

$$S_0 = 0,01$$

$$m = 0,67$$

- Transición:

$$B_i = 12,00 \text{ m}$$

$$b_f = 10,00 \text{ m}$$

$$L_T = 15,00 \text{ m}$$

- Transición lineal simplificada

$$S_0 = 0,01$$

- Rápida:

$$b = 10 \text{ m}$$

$$S_0 = 0,20$$

Se procede directamente al 8<sup>vo</sup> paso de la metodología propuesta en el presente capítulo. Como en el ejemplo que se analiza, se coloca una transición al final del canal lateral, y a continuación de esta, una rápida de  $S_0 = 20 \%$ . Entonces la sección de control se localiza justamente al final de la transición.

8<sup>vo</sup> Paso: Cálculo del tirante crítico, velocidad crítica y carga por velocidad crítica en la sección de control.

$$\begin{aligned}
 y_{cri} &= (q^2/g)^{1/3} & q &= Q/b \\
 y_{cri} &= 3,44 \text{ m} & q &= 20 \text{ m}^2/\text{s} \\
 V_{cri} &= q/y_c & h_{vcri} &= V_{cri}^2/2g = y_{cri}/2 \\
 V_{cri} &= 5,81 \text{ m/s} & h_{vcri} &= 1,72 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9<sup>no</sup> Paso: Cálculo del tirante al inicio de la transición o final del canal lateral.

Aplicando Bernoulli entre ambas secciones (inicial y final de la transición), se tiene que:

$$y_1 + h_{v1} = y_{cri} + h_{vcri} + K_t (h_{vcri} - h_{v1})$$

Según la tabla 10.1:  $K_T = 0,20$ , pues en este caso se cuenta con una transición lineal simplificada en estrechamiento.

Mediante proceso iterativo, resulta que el tirante que se producirá al final del canal lateral o al inicio de la transición, es de  $y_1 = 5,11 \text{ m}$ ; y como resultado, la velocidad y la carga a velocidad correspondientes, serán de:

$$\begin{aligned}
 y_1 &= 5,11 \text{ m} \\
 A &= by_1 + my_1^2 = 12(5,11) + 0,67(5,11)^2 = 78,82 \text{ m}^2 \\
 V_1 &= Q/A = 200/78,82 = 2,53 \text{ m/s} \\
 h_{v1} &= V_1^2/2g = 2,53^2/19,6 = 0,33 \text{ m}
 \end{aligned}$$

10<sup>mo</sup> Paso: Cálculo del tirante de circulación en las distintas secciones de la cubeta o canal lateral, según tabla 10.3.

**Tabla 10.3. Determinación de la curva superficial en la cubeta del ejemplo**

Sección	Dysup	Q2	Y2	A2	V2	Q1	Y1	A1	V1	Dycalc
final	0.26	200	5.11	78.82	2.54	180	5.33	83.08	2.17	0.15
1	0.21	180	5.33	83.08	2.17	160	5.51	86.44	1.85	0.11
2	0.17	160	5.51	86.44	1.85	140	5.64	89.05	1.57	0.09
3	0.14	140	5.64	89.05	1.57	120	5.75	91.10	1.32	0.07
4	0.12	120	5.75	91.10	1.32	100	5.83	92.77	1.08	0.06
5	0.09	100	5.83	92.77	1.08	80	5.89	93.85	0.85	0.04
6	0.07	80	5.89	93.85	0.85	60	5.92	94.53	0.63	0.03
7	0.05	60	5.92	94.53	0.63	40	5.93	94.82	0.42	0.02
8	0.03	40	5.93	94.82	0.42	20	5.93	94.71	0.21	0.01
9	0.01	20	5.93	94.71	0.21	2	5.90	94.20	0.02	0.00

11<sup>no</sup> Paso. Cálculo de la cota del fondo de la cubeta en la sección inicial ( $C_{0+00}$ ).

$$C_{0+00} = NAN + (2/3)H_0 - Y_{0+00}$$

donde:

$$\begin{aligned}
 NAN &: 20,00 \text{ m} & Y_{0+00} &= 5,93 \text{ m} \\
 H_0 &= 2,00 & C_{0+00} &= 15,43 \text{ m}
 \end{aligned}$$

# CAPÍTULO 11

## Aliviaderos de abanico

### 11.1. Características generales

#### 11.1.1 - Uso de un aliviadero de abanico

En la práctica del diseño de aliviaderos es frecuente que se presente la situación en que se combinan grandes caudales de vertimiento con pequeñas cargas hidráulicas, implicando la necesidad de grandes longitudes vertedoras. En este caso, el empleo de un aliviadero frontal puede ser desfavorable porque la franja de terreno que ocuparía resultaría muy grande y, en caso de terrenos montañosos, que es la situación normal en la zona de emplazamiento de los aliviaderos, los volúmenes de excavación resultarían de tales magnitudes, que la obra sería inviable desde el punto de vista económico.

Para resolver el problema, los proyectistas acuden al empleo de los denominados *aliviaderos de planta curva*, cuya principal característica, como su nombre lo indica, es que su sección vertedora tiene una configuración curva en planta, lo cual permite que en relación a uno frontal de igual longitud vertedora, los primeros requieren de una franja de terreno más estrecha, reduciendo de esa manera los volúmenes de excavación que requieren. Un ejemplo clásico de aliviadero de planta curva son los denominados *aliviaderos de abanico*.

#### 11.1.2. Partes componentes de un aliviadero de abanico

Los aliviaderos de abanicos están compuestos por las partes siguientes:

1. *Canal de acceso*: su objetivo principal es garantizar que el flujo entre perpendicularmente en todos sus puntos al cimacio vertedor, para lograr una distribución uniforme del gasto que vierte sobre el cimacio, ya que canales de acceso relativamente estrechos impedirían un adecuado vertimiento en las secciones de los extremos del vertedor, disminuyendo, por tanto, su eficiencia hidráulica. También para favorecer la aproximación del flujo al cimacio es aconsejable que en todo el canal de acceso no haya elevaciones del terreno por encima de la cota del pie del cimacio aguas arriba. Si a la altura del cimacio aguas arriba se le denomina  $P$  y se sabe que la cresta del mismo está en la cota  $NAN$ , entonces la referida cota es  $NAN - P$ . En resumen, en la zona del canal de acceso no debe haber ningún punto con cota superior a  $NAN - P$ .

2. *Cimacio*: se emplea el de perfil práctico sin vacío, con una conformación en planta determinada por tres arcos circulares: uno central y dos laterales, colocados simétricamente. Durante muchos años, los cimacios empleados eran del tipo WES estudiado en el capítulo 5, es decir, con la misma configuración de su sección transversal que los utilizados para los cimacios frontales. Sin embargo, Alegret, en 1985, concluyó una etapa importante de investigaciones sistemáticas en el laboratorio de modelos físicos del Centro de Investigaciones Hidráulicas de Cuba, mediante las cuales demostró que si bien es correcto el empleo de un cimacio tipo perfil práctico sin vacío; en lo relativo a su definición, que expresa que «son aquellos en los que la forma de su superficie coincide con la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente desde un vertedor de pared delgada», es incorrecto suponer que dicha forma es la misma independientemente de que el cimacio sea frontal o curvo.

En consecuencia con lo anterior, Alegret presentó nuevas herramientas para obtener la forma de la sección transversal de los mencionados cimacios, para su empleo en aliviaderos de abanico, las cuales se presentan más adelante.

3. *Colchón*: se encuentra ubicado en un plano horizontal al pie del cimacio. En él tiene lugar la formación de un salto hidráulico al pie del cimacio vertedor, de manera que en esta zona el régimen de circulación es subcrítico. Si se permitiese que el régimen fuese supercrítico, tendría lugar la formación de una enorme cresta de agua en la zona central del colchón, con dos grandes inconvenientes: solicitaciones desfavorables para losas del fondo y muy mala circulación del flujo hacia aguas abajo.

4. *Sección de control no vertedora*: no es más que la línea imaginaria que separa al colchón de la transición. En ella se forma teóricamente el tirante crítico y se produce el cambio de régimen en el aliviadero, desde el subcrítico en el colchón, al supercrítico en la transición. Tiene particular importancia, pues aunque la sección de control vertedora (el cimacio) tenga la capacidad de dar paso al caudal de diseño, si la sección de control no vertedora tuviera una longitud menor que la requerida, ello se traduciría en un remanso en la zona del colchón, que ahogaría al vertedor y, por tanto, reduciría su capacidad vertedora.

5. *Transición*: es la zona comprendida entre la sección de control y la rápida. Con su presencia se logran dos cuestiones importantes: la reorientación desde el flujo radial en la zona de vertimiento hacia el axial requerido para el buen funcionamiento de la rápida y el cambio del ancho mayor de la sección de control no vertedora hasta el ancho menor de la rápida. Su pendiente siempre es superior a la crítica, para garantizar la adecuada evacuación del vertedor, aunque excesivas pendientes longitudinales provocarían condiciones de flujo insatisfactorias para la rápida. Las herramientas de cálculo hasta el presente son válidas únicamente para pendiente longitudinal de la transición de hasta 11,7 %.

6. *Rápida*: es el elemento que sigue a la transición. Su pendiente no necesariamente tiene que ser igual a la de la transición; puede adoptar valores menores siempre y cuando se garantice un régimen supercrítico de circulación. No obstante, se sugiere que dicha pendiente sea superior a 5 - 6 %.

Todos los aspectos estudiados en el capítulo 8 son válidos para su aplicación en los aliviaderos de abanico.

7. *Disipador de energía*: son empleados con mayor frecuencia los pozos y estanques amortiguadores, aunque también existen varios casos en que se han utilizado trampolines.

Por supuesto, todo lo estudiado en el capítulo 9 tiene validez para aplicar en estos aliviaderos.

8. *Canal de salida*: con las mismas funciones y criterios de diseño que para los aliviaderos frontales.

En la figura 11.1 se presenta un esquema donde se muestran las distintas partes que componen un aliviadero de abanico.

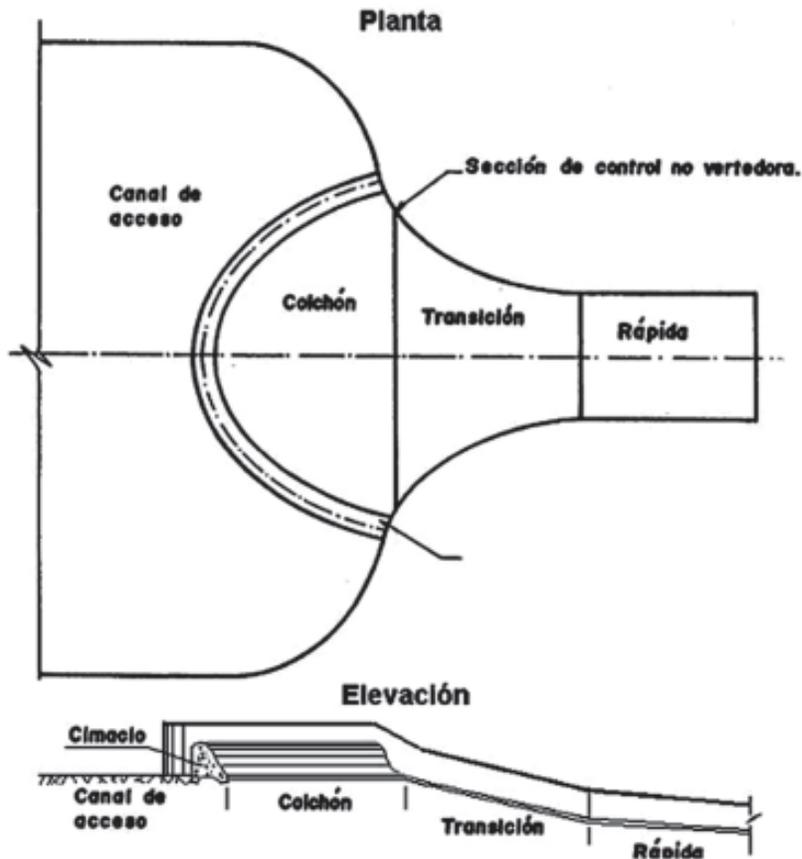


Figura 11.1  
Partes de un aliviadero de abanico.

### 11.1.3. Métodos de cálculo existentes para el diseño de un aliviadero de abanico

Existen tres métodos de cálculo para los aliviaderos de abanico:

1. Método de las tablas mexicanas, de Salvador Ulloa.
2. Método del factor de escala.
3. Método de Evio Alegret.

En Cuba se emplea el de Evio Alegret, por ser el más completo, ya que tiene en cuenta los factores que influyen en el comportamiento del movimiento del flujo en este tipo de obra, como son: la velocidad de aproximación al vertedor y la curvatura en planta. Este último le da un carácter espacial al movimiento. Ambos parámetros son los responsables de las dimensiones que alcanza el perfil del vertedor, que determina el coeficiente de gasto nominal ( $m_0$ ).

### 1. Método de las tablas mexicanas, de Salvador Ulloa.

Publicado en 1956, en forma de tablas, mediante las cuales, para un determinado gasto de diseño ( $Q_0$ ) es posible determinar las dimensiones de todos los elementos que conforman el aliviadero.

Sus principales limitaciones son:

- a) Los resultados obtenidos fueron a partir del empleo de cimacios vertedores tipo WES para aliviaderos frontales.
- b) Las mencionadas tablas para dimensionar todos los componentes del aliviadero, solo toman en cuenta el gasto de diseño e independientemente de la carga hidráulica  $H_0$ , lo cual frecuentemente conduce a soluciones inaceptables.

### 2. Método del factor de escala.

Procedimiento desarrollado en los años setenta del pasado siglo, en el Centro de Investigaciones Hidráulicas de Cuba, para facilitar el empleo de las tablas de Ulloa, que no pueden ser interpoladas linealmente, pero que cumplen las leyes de semejanza hidrodinámica. Por tanto, si se desea proyectar un aliviadero de abanico para un caudal  $Q_p$ , es posible seleccionar en las tablas un valor cualquiera de caudal  $Q_m$ ; y a partir de las mencionadas leyes, es posible plantear que:

$$Q_p/Q_m = (\lambda_L)^{5/2} \quad (11.1)$$

donde:

$\lambda_L$ : escala de longitudes.

por tanto,  $\lambda_L = (Q_p/Q_m)^{2/5} = (Q_p/Q_m)^{0,4}$

De manera que multiplicando todas las dimensiones de los componentes del aliviadero correspondientes al caudal  $Q_m$  por el factor  $\lambda_L$ , se obtendrán las correspondientes al caudal  $Q_p$ ; esto es:

$$L_p = L_m \cdot \lambda_L \quad (11.2)$$

Obviamente, este método tiene las mismas limitaciones de las tablas de Ulloa.

### 3. Método de Alegret.

A partir de los estudios de laboratorio antes mencionados, Alegret logró superar las limitaciones del método de Ulloa, mediante una configuración de la sección transversal del cimacio, con la cual se pueden tener valores del coeficiente de gasto hasta 0,49, que es superior al del procedimiento de Ulloa (0,436) y cuyo diseño toma en cuenta la carga hidráulica  $H_0$ .

La esencia de este método consiste en que una vez obtenido el coeficiente de gasto  $m_0$ , el valor de la altura inferior del paramento  $P_1$  que garantice que las condiciones del fun-

cionamiento hidráulico aguas abajo del cimacio (en el colchón), no afecte el valor del coeficiente de gasto obtenido anteriormente.

Basado en la superioridad de este método, a continuación se desarrolla una metodología para el diseño de estos aliviaderos.

## 11.2. Metodología para el diseño

Para el uso de esta metodología se deberá verificar que el caudal de diseño  $Q$  y la carga hidráulica  $H_0$  cumplan que:

$$13,55 < \frac{Q}{\sqrt{2g}(H_0)^{2,5}} < 55,09$$

A esta relación, en lo sucesivo se le denominará caudal relativo  $Q^*$ .

Pasos:

1. Seleccionar un valor de  $P$  (altura superior del paramento) acorde con las condiciones topográficas del terreno y que cumpla con:

$$0,35 \leq P/H_0 \leq 2,00 \quad (11.3)$$

Esta restricción se debe a que para valores de  $P/H_0 < 0,35$  se producen velocidades de aproximación excesivas; mientras que valores de  $P/H_0 > 2,00$  no introducen incrementos apreciables en el valor del coeficiente de gasto  $m_0$ .

2. Calcular el valor de  $m_0$ .

$$m_0 = 0,310 + 0,1664 \left( \frac{P}{H_0} \right)^{0,1248} \quad (11.4)$$

3. Calcular los parámetros que definen el trazado del perfil vertedor (Fig. 11.2).

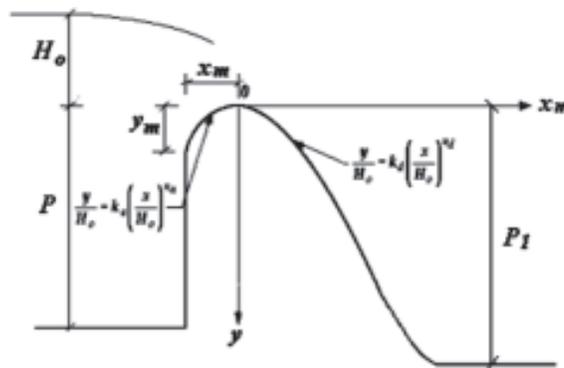


Figura 11.2  
Trazado del perfil del cimacio.

Las coordenadas adimensionales de la cresta se definen por las expresiones siguientes:

$$\frac{x_m}{H_0} = \frac{1}{3,3655 + \frac{0,8806}{\frac{P}{H_0}}} \quad (11.5)$$

$$\frac{y_m}{H_0} = \frac{1}{8,8706 + \frac{2,9922}{\frac{P}{H_0}}} \quad (11.6)$$

Según se aprecia en la figura 11.2, la sección transversal del cimacio, a los efectos de su trazado, se considera dividida en dos tramos por el centro de los ejes de coordenadas adimensionales. El primer tramo es identificado como *rama ascendente* y abarca desde el paramento superior hasta el centro del eje de coordenadas ubicado justamente en la cresta del cimacio. El segundo tramo es la *rama descendente*, que abarca desde el centro de coordenadas hasta el colchón. Ambas pueden ser descritas por una ecuación monómica en la forma siguiente:

$$\frac{y}{H_0} = k \left( \frac{x}{H_0} \right)^n \quad (11.7)$$

En la rama ascendente,  $k = k_a$ ;  $n = n_a$ . En la descendente,  $k = k_d$ ;  $n = n_d$ .

Dichos parámetros, en ambas ramas, guardan una estrecha relación funcional con la altura relativa  $P/H_0$  del vertedor, según las expresiones siguientes:

#### Rama ascendente

$$k_a = \sqrt{18,9153 + \frac{5,6621}{\left(\frac{P}{H_0}\right)^{0,5}}} \quad (11.8)$$

$$n_a = \sqrt{10,4102 - \frac{2,1667}{\left(\frac{P}{H_0}\right)^{0,5}}} \quad (11.9)$$

### Rama descendente

$$k_d = \frac{0,053 + 5,0349 \sqrt{\frac{P}{H_0}} - 4,7763 \frac{P}{H_0} + 1,6071 \left(\frac{P}{H_0}\right)^{1,5}}{1 + 8,6137 \sqrt{\frac{P}{H_0}} - 9,8985 \frac{P}{H_0} + 3,5813 \left(\frac{P}{H_0}\right)^{1,5}} \quad (11.10)$$

$$n_d = \frac{1,7435 + 1,9965 \sqrt{\frac{P}{H_0}} - 4,2538 \frac{P}{H_0} + 1,6562 \left(\frac{P}{H_0}\right)^{1,5}}{1 + 1,2249 \sqrt{\frac{P}{H_0}} - 2,6311 \frac{P}{H_0} + 1,0414 \left(\frac{P}{H_0}\right)^{1,5}} \quad (11.11)$$

Con estos valores se puede efectuar el trazado del perfil, según indica la figura 11.2.

4. Calcular la longitud de la cresta del vertedor ( $L_0^1$ ).

$$L_0^1 = \frac{Q}{m_o \sqrt{2gH_0^{3/2}}} \quad (11.12)$$

5. Calcular la longitud del cimacio por el paramento superior ( $L_0$ ).

$$L_0 = L_0^1 + 2,583 * X_m \quad (11.13)$$

6. Calcular las dimensiones en planta del aliviadero (Fig. 11.3).

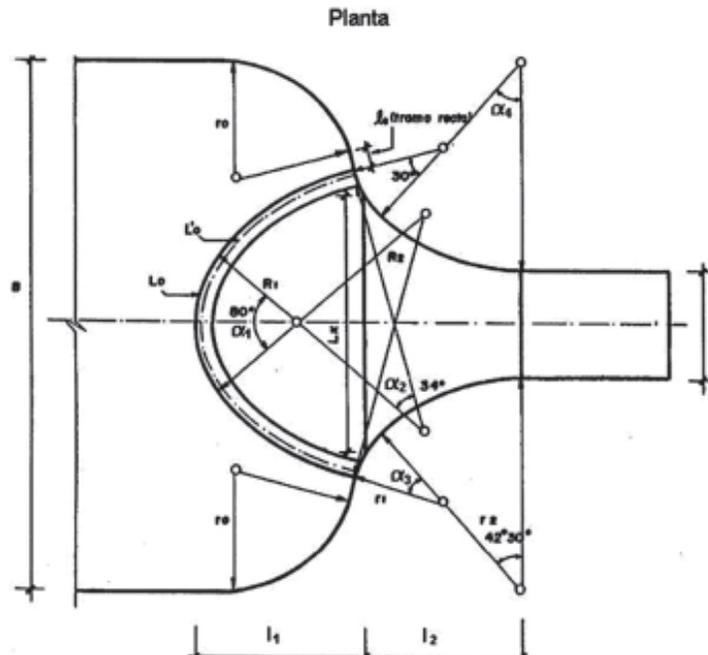


Figura 11.3  
Trazado en planta del aliviadero de abanico.

a) Canal de acceso.

Su ancho se determina partiendo del criterio de evitar que tengan lugar velocidades capaces de erosionar el terreno, procediendo de forma similar a la utilizada para los aliviaderos frontales, pero teniendo presente que este ancho  $B$  no puede ser menor que la longitud  $L_0$  del cimacio; es decir:  $B/L_0 \geq 1$ .

Para garantizar buenas condiciones de aproximación del flujo a los extremos del cimacio, se debe respetar que  $r_0/L_0 = 0,0133$ ; de donde resultará que:  $l_0/L_0 \geq 0,0076$ .

b) Cimacio.

$R_1/L_0 = 0,2213$ ;  $R_2/L_0 = 0,5825$ ;  $\alpha_1 = 80^\circ$ ;  $\alpha_2 = 34^\circ$ .

c) Arcos del abanico.

$r_1/L_0 = 0,2167$ ;  $r_2/L_0 = 0,4106$ ;  $\alpha_3 = 30^\circ$ ;  $\alpha_4 = 42,5^\circ$ .

d) Sección de control no vertedora.

$L_k/L_0 = 0,546$ ;  $l_1/L_0 = 0,3612$ .

e) Transición.

$l_2/L_0 = 0,3209$ ;  $b/L_0 = 0,2281$ ; pendiente  $\leq 11,7\%$ .

7. Cálculo de la altura del paramento aguas abajo  $P_1$  (Fig. 11.4).

Un aspecto de gran importancia que debe tenerse en cuenta a la hora de diseñar el aliviadero de abanico es el ahogo o sumersión del cimacio, que puede disminuir considerablemente la capacidad de servicio. Para evitar esto, es necesario establecer correctamente la altura del cimacio aguas abajo  $P_1$ , debido al carácter espacial que tiene el movimiento del flujo en la solera aguas abajo, limitada por la sección de control no vertedora que está fijada de antemano. La elaboración de los resultados experimentales condujo a la expresión:

$$\frac{P_1}{H_0} = a + \sum_{n=1}^3 k_n \left( \frac{P}{H_0} \right)^n + \sum_{n=1}^3 q_n \left( \frac{Q}{\sqrt{2gH_0^{2,5}}} \right)^n + \sum_{n=1}^2 t_n \frac{P}{H_0} \left( \frac{Q}{\sqrt{2gH_0^{2,5}}} \right)^n + b \left( \frac{P}{H_0} \right)^{8,86} \left( \frac{Q}{\sqrt{2gH_0^{2,5}}} \right)^2 \quad (11.14)$$

siendo:

$a = 2,3564985$ ;  $b = -9,1756533 \cdot 10^{-4}$

$k_1 = 0,14974881$ ;  $k_2 = -2,7865206 \cdot 10^{-3}$ ;  $k_3 = 6,24553339 \cdot 10^{-3}$ ;

$q_1 = -5,03921 \cdot 10^{-2}$ ;  $q_2 = 6,9993823 \cdot 10^{-4}$ ;  $q_3 = -7,7300987 \cdot 10^{-6}$ .

$t_1 = 3,956433 \cdot 10^{-3}$  y  $t_2 = 1,4569707 \cdot 10^{-4}$ .

$\frac{Q}{\sqrt{2gH_0^{2,5}}} \in [13,5; 55,00]$ .

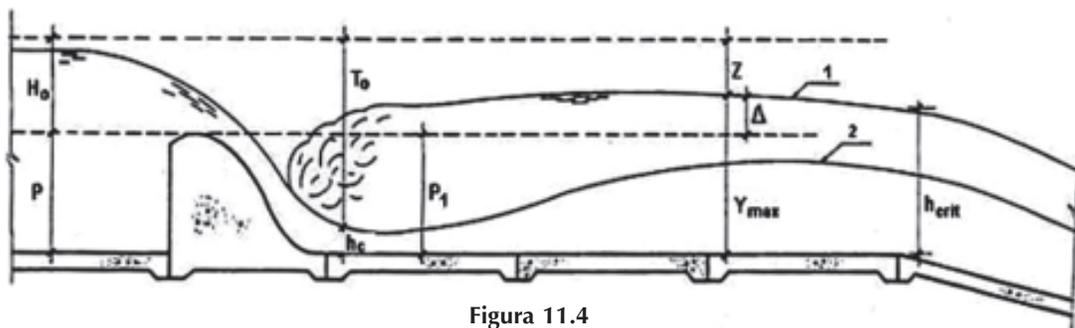


Figura 11.4  
Perfil longitudinal del aliviadero de abanico.

La ecuación 11.14 es válida para valores de  $P/H_0 \in [0,5;2,0]$

8. Calcular la altura de los muros de la transición.

$$\frac{h_i}{h_{cr}} = 1,91 + \sum_{n=1}^3 a_n \left( \frac{x_i}{L_2} \right)^n + \sum_{n=1}^3 b_n S_0^n + \sum_{n=1}^2 c_n \frac{x_i}{L_2} S_0^n - 0,32 \left( \frac{x_i}{L_2} \right)^{2,5} \quad (11.15)$$

La variación de los tirantes a lo largo de la transición en las paredes laterales se determina por la expresión:

donde  $h_i$  = tirante del flujo en el muro en la sección  $i$ -ésima ubicada a la distancia  $x_i$  de la sección de control;  $h_{cr}$  = tirante crítico en la sección de control;  $L_2$  = longitud total de la transición;  $S_0$  = pendiente del fondo;  $a_1 = 0,58$ ;  $a_2 = 2,7820$ ;  $a_3 = 0,46$ ;  $b_1 = 12,00$ ;  $b_2 = 275,5$ ;  $b_3 = 1123,67$ ;  $c_1 = 26,31$  y  $c_2 = 109,09$ .

La ecuación 11.15 es válida para valores de  $x/L_2 \in [0;1]$  y  $S_0 [0,06;0,117]$ .

### 11.3 . Ejemplo de cálculo

Se desea diseñar un aliviadero tipo de abanico para evacuar un caudal de 1 200 m<sup>3</sup>/s, bajo una carga de 2,45 m, debiéndose determinar las características geométricas principales del perfil vertedor, la altura del paramento aguas abajo ( $P_1$ ) y la altura de los muros laterales de la transición, que tiene una pendiente de fondo  $S_0 = 0,06$ .

Se conoce además, que para un valor de  $P = 1,5$  m, y ancho de canal de acceso igual a  $B = 235$  m, la velocidad del canal de acceso es menor que la permisible por el material del lecho en dicha zona.

$$13,55 < \frac{Q}{\sqrt{2g(H_0)^{2,5}}} < 55,09; \frac{1200}{4,43 * 2,45^{2,5}} = 28,83, \text{cae en los límites establecidos.}$$

*Solución:*

1. Comprobar si el caudal relativo ( $Q^*$ ) se encuentra entre los límites requeridos:
2. Suponer un valor de  $P$  que cumpla las siguientes restricciones:

$$0,35 \leq P/H_0 \leq 2,00$$

Como se conoce, del enunciado del problema, que  $P = 1,5$  m, se procede a comprobar si se cumple con el requisito anterior:

$$P/H_0 = 0,61 \Rightarrow \text{lo cumple.}$$

3. Calcular el valor de  $m_0$ .

$$m_0 = 0,310 + 0,1664 \left( \frac{P}{H_0} \right)^{0,1248} = 0,4738$$

4. Calcular los parámetros que definen el trazado del perfil vertedor.

De las expresiones propuestas en la metodología, para la relación  $P/H_0 = 0,61$  se obtiene que:

$$\frac{x_m}{H_0} = \frac{1}{3,3655 + \frac{0,8806}{\frac{P}{H_0}}} = 0,2078 \quad : \quad x_m = 0,509m$$

$$\frac{y_m}{H_0} = \frac{1}{8,8706 + \frac{2,9922}{\frac{P}{H_0}}} = 0,06733 \quad : \quad y_m = 0,165m$$

#### Rama ascendente

$$k_a = \sqrt{18,9153 + \frac{5,6621}{\left(\frac{P}{H_0}\right)^{0,5}}} = 5,11 \quad n_a = \sqrt{10,4102 - \frac{2,1667}{\left(\frac{P}{H_0}\right)^{0,5}}} = 2,77$$

#### Rama descendente

$$k_d = \frac{0,053 + 5,0349 \sqrt{\frac{P}{H_0}} - 4,7763 \frac{P}{H_0} + 1,6071 \left(\frac{P}{H_0}\right)^{1,5}}{1 + 8,6137 \sqrt{\frac{P}{H_0}} - 9,8985 \frac{P}{H_0} + 3,5813 \left(\frac{P}{H_0}\right)^{1,5}} = 0,46$$

$$n_d = \frac{1,7435 + 1,9965 \sqrt{\frac{P}{H_0}} - 4,2538 \frac{P}{H_0} + 1,6562 \left(\frac{P}{H_0}\right)^{1,5}}{1 + 1,2249 \sqrt{\frac{P}{H_0}} - 2,6311 \frac{P}{H_0} + 1,0414 \left(\frac{P}{H_0}\right)^{1,5}} = 1,77$$

Con la ayuda de estos coeficientes se obtienen las coordenadas del perfil del cimacio del aliviadero que aparecen en la tabla 11.1 y en el gráfico de la figura 11.5.

Resulta aconsejable obtener los valores de  $x$  y  $y$ , luego de haber definido el valor de la altura del paramento inferior  $P_1$ , para asumir valores de  $y$  menores o iguales a  $P_1$ .

5. Calcular la longitud de la cresta del vertedor ( $L'_0$ ).

$$L'_0 = \frac{Q}{m_o \sqrt{2gH_0^{3/2}}} = 149,10m$$

Tabla 11.1. Coordenadas del cimacio del ejemplo

$x/H_0$	$y/H_0$	$x$	$y$
0.2078	0.0663	-0.509	-0.1624
0.1878	0.0501	-0.46	-0.1227
0.1678	0.0367	-0.411	-0.0899
0.1478	0.0258	-0.362	-0.0633
0.1278	0.0173	-0.313	-0.0423
0.1078	0.0108	-0.264	-0.0264
0.0878	0.0061	-0.215	-0.015
0.0678	0.003	-0.166	-0.0073
0.0478	0.0011	-0.117	-0.0028
0.0278	0.0003	-0.068	-0.0006
0	0	0	0
0.1951	0.0256	0.478	-0.0627
0.3902	0.0871	0.956	-0.2133
0.5853	0.1781	1.434	-0.4364
0.7804	0.2961	1.912	-0.7254
0.9755	0.4391	2.39	-1.0757
1.1706	0.6058	2.868	-1.4843
1.3657	0.7954	3.346	-1.9486
1.5608	1.0069	3.824	-2.4668
1.7559	1.2397	4.302	-3.0372
1.951	1.4931	4.78	-3.6582

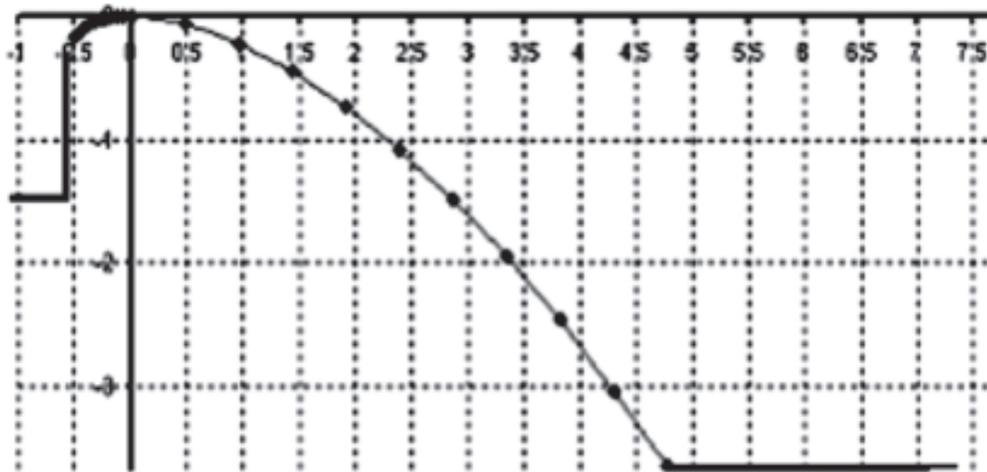


Figura 11.5  
Perfil del cimacio del ejemplo.

6. Calcular la longitud del cimacio por el paramento superior ( $L_0$ ).

$$L_0 = L'_0 + 2,583 \quad x_m = 150,40 \text{ m}$$

7. Calcular las dimensiones en planta del aliviadero.

a) Canal de acceso.

$$B/L_0 \geq 1; B \geq 150,4 \text{ m} \rightarrow \text{se cumple pues: } 235 > 150,4 \text{ m.}$$

$$r_0/L_0 = 0,0133; r_0 = 20,0 \text{ m.}$$

$$l_0/L_0 = 0,0076; l_0 = 1,14 \text{ m.}$$

b) Cimacio.

$$R_1/L_0 = 0,2213; R_1 = 33,28 \text{ m}$$

$$R_2/L_0 = 0,5825; R_2 = 87,61 \text{ m}$$

$$\alpha_1 = 80^\circ$$

$$\alpha_2 = 34^\circ$$

c) Arcos del abanico.

$$r_1/L_0 = 0,2167; r_1 = 32,59 \text{ m}$$

$$r_2/L_0 = 0,4106; r_2 = 61,76 \text{ m}$$

$$\alpha_3 = 30^\circ$$

$$\alpha_4 = 42,5^\circ$$

d) Sección de control no vertedora.

$$L_k/L_0 = 0,546; L_k = 81,37 \text{ m}$$

$$l_1/L_0 = 0,3612; l_1 = 54,33 \text{ m}$$

e) Transición.

$$l_2/L_0 = 0,3209; l_2 = 48,26 \text{ m}$$

$$b/L_0 = 0,2281; b = 33,77 \text{ m}$$

$$S_0 = 6 \%$$

8. Calcular la altura inferior del paramento ( $P_1$ ).

$$\frac{P_1}{H_0} = 2,36 + \sum_{n=1}^3 k_n \left( \frac{P}{H_0} \right)^n + \sum_{n=1}^3 q_n \left( \frac{Q}{\sqrt{2gH_0^{2,5}}} \right)^n + \sum_{n=1}^2 t_n \frac{P}{H_0} \left( \frac{Q}{\sqrt{2gH_0^{2,5}}} \right)^n - 9,18 \cdot 10^{-4} \left( \frac{P}{H_0} \right)^{8,86} \left( \frac{Q}{\sqrt{2gH_0^{2,5}}} \right)$$

$$\frac{P_1}{H_0} = 1,54$$

$$P_1 = 3,77 \text{ m}$$

9. Calcular la altura de los muros de la transición.

$$\frac{h_i}{h_{cr}} = 1,91 + \sum_{n=1}^3 a_n \left( \frac{x_i}{L_2} \right)^n + \sum_{n=1}^3 b_n S^n + \sum_{n=1}^2 c_n \frac{x_i}{L_2} S^n - 0,32 \left( \frac{x_i}{L_2} \right)^{25}$$

La solución de esta ecuación arroja el resultado que aparece en la figura 11.6 y en la tabla 11.2, para el caso de que se acepte un bordo libre de 0,30 m.

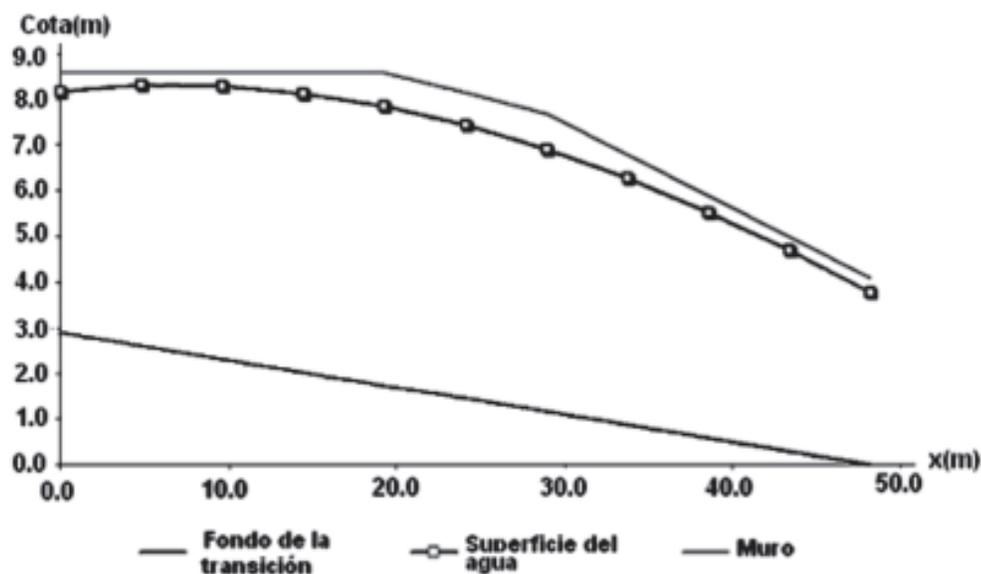


Figura 11.6  
Perfil longitudinal de la transición.

Tabla 11.2. Muros de la transición del ejemplo

x	Cota hi	Cota muro
0	8.18	8.59
4.83	8.31	8.59
9.653	8.29	8.59
14.48	8.14	8.59
19.31	7.85	8.59
24.13	7.44	8.14
28.96	6.91	7.69
33.78	6.27	6.79
38.61	5.53	5.89
43.44	4.70	4.98
48.26	3.78	4.08

## 11.4. Verificación del funcionamiento para avenidas de menor probabilidad

Hasta aquí los resultados del cálculo para la condición de vertimiento de diseño. En el caso de que se quiera comprobar este aliviadero para el vertimiento de otro caudal, producto de una avenida con una probabilidad menor a la de diseño, se debe considerar que las dimensiones en planta obtenidas son inalterables y la única posibilidad de poder evacuar este caudal es bajan-

do la cota del pozo amortiguador, así como el fondo de la transición, en una magnitud tal ( $\Delta z$ ), que este caudal de comprobación vierta libremente sobre el cimacio sin ser afectado por la sumersión; con la ayuda de la ecuación siguiente:

$$\frac{\Delta z}{h_{cr}} = (3,3344 - 8,5706S) \left[ 1 - \left( \frac{Q}{Q_d} \right)^{-0,5} \right] \quad (11.16)$$

donde  $\Delta z$  = diferencia de niveles máximos, que ocurren aproximadamente a una distancia a partir de la sección de control:  $(0,2 - 0,3)L'_2(m)$ ,  $h_{cr}$  = tirante crítico en la sección de control (m),  $S$  = pendiente de fondo de la transición,  $Q$  = caudal de comprobación ( $m^3/s$ ) y  $Q_d$  = caudal de diseño ( $m^3/s$ ).

Por el aliviadero diseñado se exige que se compruebe con un caudal de  $Q = 1\,500\, m^3/s$ . La solución de esta ecuación arroja que es necesario bajar la cota del pozo amortiguador en  $\Delta z = 0,97\,m$ .

En cuanto a la carga sobre el cimacio, esta se incrementará en  $0,39\,m$ , suponiendo que el coeficiente de gasto se mantenga inalterable.

$$H_o = H_{od} \left( \frac{Q}{Q_d} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,45 \left( \frac{1500}{1200} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,84\,m$$

En realidad, el coeficiente de gasto no debe mantenerse, debe aumentar algo, pues sobre la superficie del cimacio diseñado para una carga menor, deben crearse presiones subatmosféricas que aumentan el coeficiente de gasto al ocurrir una carga mayor.

## 11.5. Diseño de aliviaderos semiabanico

Este tipo de aliviadero se diseña cuando ocurren las siguientes condiciones:

1. Cuando la relación de caudal y carga no cumplen con el límite inferior de la restricción del caudal relativo  $Q^* = 13,55$ .
2. Cuando se desea proyectar un aliviadero ubicado a media ladera y no es conveniente usar un aliviadero lateral por tratarse de un terreno con poca capacidad portante, que no admitiría las vibraciones de este tipo de vertedor.
3. Cuando el diseño de un aliviadero de abanico normal, o sea, que cumple con las restricciones del caudal relativo  $Q^*$ , implica elevados volúmenes de excavación, debido a una topografía pronunciada.

El método consiste en diseñar el aliviadero para el doble del caudal requerido y posteriormente dividirlo por el eje de simetría, utilizando la parte apropiada para las condiciones del canal de acceso. Esto es posible porque en la práctica se ha comprobado que el funcionamiento hidráulico de los aliviaderos de abanico es rigurosamente simétrico respecto al eje longitudinal.

*Ejemplo:*

Se tiene que el caudal transformado que se desea evacuar es de  $600,0\, m^3/s$ , con una carga de  $3,0\,m$  y una altura del vertedor aguas arriba de  $3,0\,m$ . Para esas condiciones el valor de  $Q^*$  es de  $8,68$ , que es menor que  $13,55$ . Se diseña para el doble del caudal, manteniendo la misma

carga y altura del vertedor, siguiendo el procedimiento del ejemplo anterior. De esta manera se obtienen los resultados siguientes:

Longitud del vertedor:  $L_0 = 110$  m.

Longitud de la sección de control:  $L_{sc} = 60,06$  m.

Ancho de la rápida:  $b = 25,09$ .

Estas magnitudes deben ser divididas a la mitad para obtener el aliviadero semiabánico; las demás dimensiones longitudinales se mantienen inalterables. La altura del vertedor aguas abajo alcanza el valor de  $P_1 = 5,54$  m, que debe mantenerse. De esta forma, la longitud necesaria del vertedor para evacuar los  $600,00$  m<sup>3</sup>/s será de  $55,00$  m, la longitud de la sección de control de  $30,03$  m y el ancho de la rápida de  $12,55$  m.

Los tirantes del agua en la transición serán:

<b><math>x(m)</math></b>	0,00	3,53	7,06	10,59	14,12	17,65	21,18	24,71	28,24	31,77	35,30
<b><math>h(m)</math></b>	8,63	8,93	9,06	9,01	8,80	8,43	7,93	7,29	6,52	5,64	4,66

## CAPÍTULO 12

### Aliviaderos de vortice

(Traducción del capítulo XI, sección 11.5 del libro *Cálculos hidráulicos de obras hidrotécnicas de alta carga*, de S. M. Sliski, de 1979).

#### 12.1. Características generales

Los aliviaderos de vórtice están compuestos por las siguientes partes:

1. Instalación de aproximación.
2. Cámaras en espiral.
3. Pozo.
4. Instalación de salida.

En la figura 12.1 se representan de forma esquemática las partes que componen los aliviaderos de vórtice, mencionados con anterioridad.

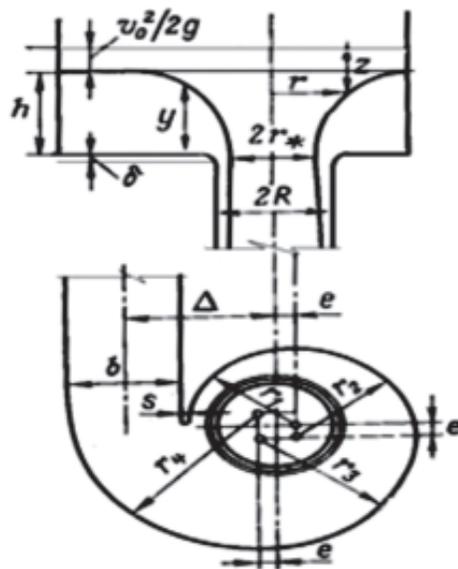


Figura 12.1  
Elevación y planta de un aliviadero de vórtice.

La instalación de aproximación, tal como lo dice su nombre, es la encargada de conducir el agua hacia la cámara en espiral, lográndose una distribución más uniforme del flujo, para su posterior entrega a la mencionada cámara.

Por su parte, la cámara en espiral tiene a su cargo imprimir un movimiento rotacional al flujo que llega al pozo, el cual, bajo la acción de la fuerza centrífuga, se pega a las paredes del mismo, donde se crean presiones que contribuyen a disminuir el peligro de la cavitación. A lo largo del eje de la galería del pozo se forma un núcleo central de aire.

En el pozo las líneas de flujo se presentan como líneas en espiral, con un paso que aumenta según cae el agua, debido a que la componente horizontal de velocidad disminuye paulatinamente; mientras que, por otra parte, la componente vertical aumenta, llegando a un límite en que al alcanzarse la energía cinética del flujo, esta se hace constante y, por tanto, la energía potencial se pierde solamente en vencer la fuerza de fricción.

En el caso de los aliviaderos de vórtice, el diámetro del pozo es mayor que en un aliviadero de pozo normal; solo que en los de vórtice —tal y como se apuntaba anteriormente— el peligro de ocurrencia de la cavitación es mucho menor y, por tanto, no requieren la concepción de elementos para la aireación del flujo que circula a través del pozo.

Constructivamente la cámara en espiral es más complicada que el cimacio del vertedor de pozo normal y exige la construcción de una instalación para la entrega del agua a la cámara (instalación de aproximación). Sin embargo, debido a las ventajas hidráulicas del vertedor de vórtice (funcionamiento estable en el rango de variación de gastos, desde 0 hasta el máximo), en muchos casos se le da prioridad al uso de este tipo de aliviadero.

## 12.2. Configuración de la cámara en espiral. Su capacidad de servicio

La cámara en espiral en forma de caja ha tenido una utilización amplia (Fig. 12.1). El ancho del canal de entrada ( $b$ ), el diámetro del pozo ( $2R$ ), la distancia entre el eje del pozo y el canal de aproximación ( $\Delta$ ), así como el espesor de la pila divisoria ( $S$ ), se relacionan con las restantes dimensiones de la cámara por medio de las expresiones siguientes:

$$e = (b + s)/7 \quad (12.1)$$

$$r_1 = \Delta + e - 0,5b - S \quad (12.2)$$

$$r_2 = r_1 + e = + 2e - 0,5b - S \quad (12.3)$$

$$r_3 = r_2 + 2e = + 4e - 0,5b - S \quad (12.4)$$

$$r_4 = r_3 + 2e = \Delta + 6e - 0,5b - S \quad (12.5)$$

El fondo de la cámara es horizontal y la unión del pozo con la cámara se hace con un borde redondeado de radio  $\delta = (0,1 \div 0,2) R$  (v. Fig. 12.1).

Para el cálculo hidráulico de la cámara se utiliza la relación experimental:

$$Z = K(1/r^2)$$

donde:

$K$ : coeficiente constante, ya que  $Z = V^2/2g$ . La velocidad en la cámara varía según la ley:

$$V_r = \sqrt{K2g} = \text{constante.} \quad (12.6)$$

La ecuación del gasto en los aliviaderos de vórtice adopta la forma siguiente:

$$Q = \mu_0 \pi R^2 \sqrt{2g(h + \delta)} \quad (12.7)$$

En esta ecuación la carga  $(h + \delta)$  no considera la velocidad de aproximación; pues la influencia de la velocidad de aproximación se tiene en cuenta en el coeficiente de gasto  $\mu_0$ .

Este coeficiente de gasto ( $\mu_0$ ) ha sido hallado sobre la base de experimentos donde se ha considerado el área llena del pozo, y no por la sección viva real de este, que representa en estos casos, un anillo con radio interior  $r^*$  (v. Fig. 12.1).

Para determinar el gasto en estos aliviaderos, también se utiliza la ecuación siguiente:

$$Q = \mu_0 \pi R^2 \sqrt{2g(h + \delta) + V_0^2} \quad (12.8)$$

donde:

$\mu$ : coeficiente de gasto determinado para la carga correspondiente, teniendo en cuenta la carga de velocidad de aproximación.

Luego del análisis de los datos experimentales que se presentan en la figura 12.2, obtenidos como resultado del estudio llevado a cabo en seis vertederos de vórtice construidos, y considerando: por un lado, el hecho de que tanto el ancho ( $b$ ) del inicio de la cámara, como el diámetro del pozo ( $2R$ ) se determinan directamente a partir de un gasto dado ( $Q$ ); por el otro, que los coeficientes de gastos  $\mu_0$  y  $\mu$  se determinan a partir de un gasto específico ( $Q'$ ), el cual se evacua con una cámara geoméricamente semejante, pero con un radio de pozo igual a 0,1 m, se obtienen —aplicando las leyes de semejanza de Froude y considerando como resultados del modelo los últimos mencionados anteriormente— las relaciones siguientes:

$$\lambda_Q = \lambda_L^{5/2} \quad (12.9)$$

$$Q/Q' = (R_p/R_m)^{5/2} \quad (12.10)$$

$$R_p/R_m = (Q/Q')^{2/5} \quad (12.11)$$

Si se asume  $R_m = 0,1$  m, tal y como se apunta en el párrafo anterior, se obtiene:

$$R_p = 0,1 (Q/Q')^{2/5} \quad (12.12)$$

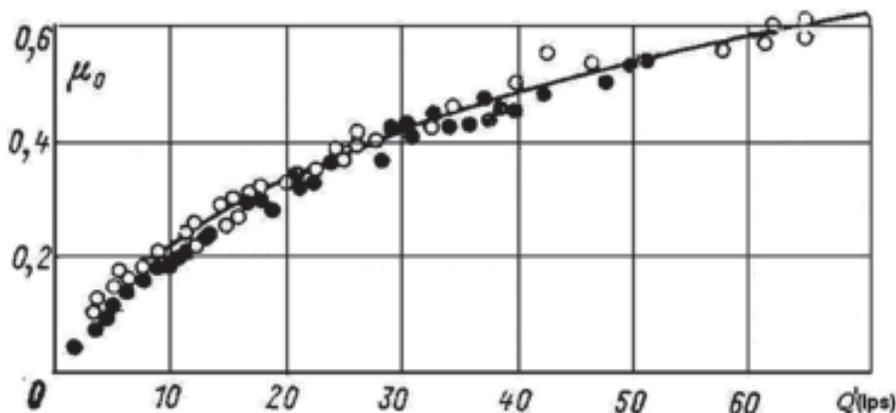


Figura 12.2  
Coeficiente de gasto vs Q.

Partiendo de considerar que el gasto específico  $Q'$  se puede obtener del ajuste de la curva presentada en la figura 12.2, se tiene que:

$$Q' = 100(0,9 - X^*) \quad (12.13)$$

Además, experimentalmente se obtienen:

$$\mu_0 = 0,079\sqrt{Q' - 2} \quad (12.13 \text{ a})$$

$$\mu = 0,077\sqrt{Q' - 2} \quad (12.13 \text{ b})$$

donde el gasto específico  $Q'$  se sustituye en l/s y  $X^* = r^*/R$ .

El tirante de agua en la cámara  $h$  (cuando  $\delta = 0,2R$ ) se determina a partir de la ecuación 12.7; y se tiene que:

$$h = R \left[ \frac{1}{2gR} \left( \frac{Q}{\pi R^2 \mu_0} \right)^2 - 0,2 \right] \quad (12.14)$$

El ancho del canal de aproximación se determina por la ecuación obtenida al resolver conjuntamente las expresiones 12.7 y 12.8; y se obtiene que:

$$b = \frac{\pi R^2}{h \sqrt{\frac{1}{\mu^2} - \frac{1}{\mu_0^2}}} \quad (12.15)$$

La distancia entre los ejes del pozo y el canal de aproximación  $\Delta$ , es igual a:

$$\Delta = h * b / (\pi R \phi) \quad (12.16)$$

donde:

$$\phi = \frac{3}{2} \left( \frac{1 - X^{*2}}{1 - X^{*3}} \right) \frac{\mu}{\sqrt{1 - \left( \frac{\mu^2}{1 - X^{*2}} \right)^2}} \quad (12.17)$$

Para el cálculo de  $\phi$  se hace necesario asumir un radio relativo  $X^* = r^*/R$  del núcleo de aire en la sección inicial del pozo. Mientras menor sea  $X^*$  para un gasto dado, menor será el diámetro del pozo, pero mayor será el tirante en la cámara espiral. El radio del núcleo de aire más favorable, según resultados de investigación, es  $r^* = 0,4R$ , lo que implica  $X^* = 0,4$ .

Para los cálculos aproximados del tirante en la cámara espiral ( $h$ ) y del radio del pozo ( $R$ ), se puede utilizar el gráfico que se presenta en la figura 12.3, donde se plotean respectivamente los valores de  $h$  vs  $Q$  y  $R$  vs  $Q$ , para un radio del núcleo de aire  $r^* = 0,4 R$ .

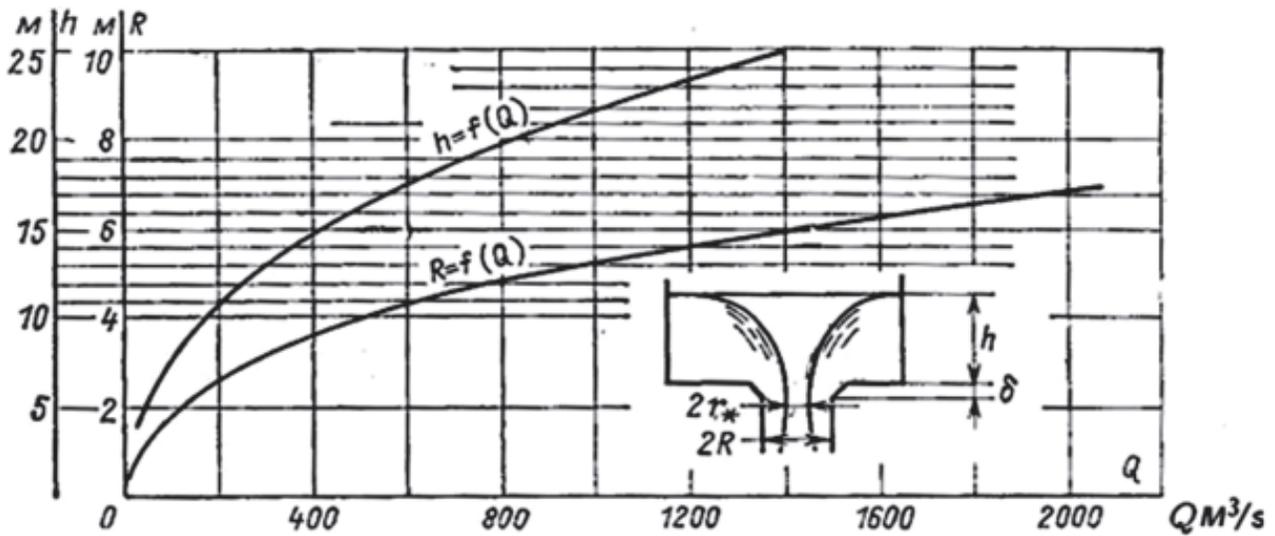


Figura 12.3  
 $h$  vs  $Q$  y  $R$  vs  $Q$  para un radio del núcleo de aire  $r^* = 0,4R$ .

### 12.3. Régimen de circulación en el pozo

La velocidad del flujo en el pozo se puede dividir en dos componentes (Fig. 12.4): una componente vertical  $V_z$ , que debido a la aceleración de la fuerza de gravedad crece; y otra componente tangencial  $V_t$ , que decrece como resultado de la acción de la fuerza de fricción. De esta manera, el ángulo de la pendiente de la velocidad total con el eje vertical decrece en la medida que se profundiza en el pozo, el movimiento rotacional se amortigua; y a una longitud suficientemente grande del pozo, el movimiento pasa a ser de caída libre.

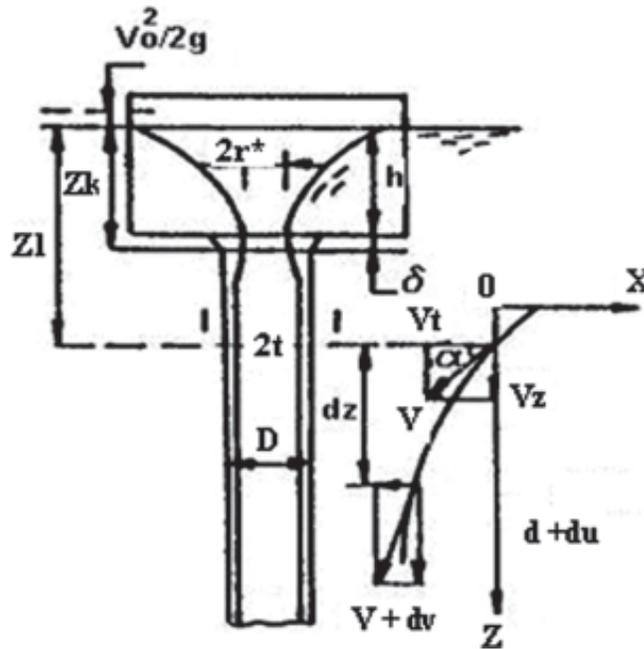


Figura 12.4  
 Componentes de la velocidad en el pozo.

En la sección contraída al inicio del pozo, la presión es cercana a la atmosférica. Más abajo de esta sección, debido a la fuerza centrífuga, la presión aumenta; y a continuación, en la medida en que disminuye el movimiento rotacional a lo largo del pozo, disminuye. El flujo, al entrar al pozo, capta junto con él, el aire. Este núcleo de aire llega hasta el lugar de la entrada del chorro en el colchón de agua.

A partir de las ecuaciones de energía y de continuidad se obtiene la expresión para determinar el diferencial de la energía cinética del flujo en el pozo.

$$d(V^2/2g) = [1 - (\lambda \pi D V/4Q) (V^2/2g)] dz \quad (12.18)$$

donde:

$Q$ : gasto ( $m^3/s$ ).

$V$ : velocidad media total en una sección dada ( $m/s$ ).

$\lambda$ : coeficiente de fricción.

$D$ : diámetro del pozo ( $m$ ).

$Z$ : distancia hasta la sección que se analiza ( $m$ ).

Si se hace:

$$F^{3/2} = \lambda \pi D (2g)^{1/2}/4Q \quad y \quad F = f(V^2/2g). \quad (12.19)$$

la expresión 12.18 se puede escribir como:

$$d(V^2/2g) = (1 - F^{3/2})dz$$

Aquí el coeficiente de fricción  $\lambda = 8g/C^2$  se toma constante a todo lo largo del pozo.

Teniendo en cuenta que:

$$d(V^2/2g) = (1/f) dF$$

se obtiene que:

$$fdz = df/(1-F^{3/2}) \quad (12.20)$$

El movimiento del agua en el pozo es acelerado, la velocidad se acerca a un valor límite, el cual se alcanza cuando la energía cinética del flujo se hace constante, o sea, cuando en el pozo se establece el flujo uniforme: el exceso de energía potencial es absorbido completamente por las pérdidas de fricción.

$$d(V^2/2g) = dz (1 - F^{3/2}) = [1 - (\lambda \pi D V/4Q) (V^2/2g)] = 0 \quad (12.21)$$

de donde sale que  $F = 1,0$  y la velocidad límite alcanza el valor:

$$V_{\text{límite}} = (2g/f)^{1/3} = (8Q g/\lambda \pi D)^{1/3} \quad (12.22)$$

La velocidad en cualquier sección del pozo está dada por:

$$V_i = [2g (F_i/f)]^{1/2} \quad (12.23)$$

Para determinar  $F_i$  si se integra la ecuación 12.20, se obtiene:

$$f(Z_1 - Z^*) = \int_0^{F_i} \frac{1}{(1 - F^{3/2})} dF - \int_0^{F^*} \frac{1}{(1 - F^{3/2})} dF = J_i - J^* \quad (12.24)$$

donde:

$$J_i = \int_0^{F_i} \frac{1}{(1 - F^{3/2})} dF; \quad \int_0^{F^*} \frac{1}{(1 - F^{3/2})} dF = J_i - J^* \quad (12.25)$$

En la expresión 12.24 se conoce el miembro izquierdo. Para la sección inicial del pozo, la integral  $J = J^*$  se determina partiendo del valor conocido de  $F^* = f(V^2/2g)$ , a partir de las curvas que aparecen en el gráfico de la figura 12.5 o por medio de la expresión siguiente:

$$J^* = (1/3) \ln [(1 + F^{*1/2} + F^*) / (1 - F^{*1/2})^2] - (2/3) \arctan (2 F^{*1/2} + 1) / (3)^{1/2} + 0,6046 \quad (12.26)$$

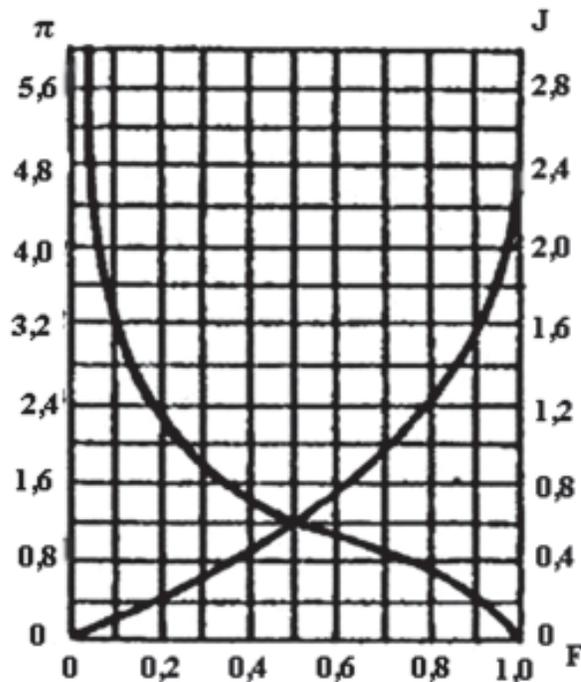


Figura 12.5  
Obtención de la integral  $J^*$ .

Conociendo el valor  $J^*$  de la expresión 12.24 se determina  $J_i$  que responde a una  $Z_i$  por medio de la expresión:

$$J_i = F(Z_i - Z^*) + J^* \quad (12.27)$$

y por el gráfico de la figura 12.5, el correspondiente valor de  $F_i$  o a través de la expresión:

$$F_i = -0,0009682 + 1,051 J_i - 0,382 J_i^2 + 0,04702 J_i^3 \quad (12.28)$$

Para el cálculo del ángulo de inclinación con el eje horizontal del vector velocidad  $\alpha$  (Fig. 12.4) se puede emplear la ecuación siguiente:

$$\alpha_i = \arccos [\cos(\alpha^* \pi_i/\pi^*)] \quad (12.29)$$

donde:

$\alpha^*$ : ángulo de inclinación con el eje horizontal del vector de velocidad en la sección inicial.

$$\pi_i = (1 - F_i^{3/2}/F_i^{3/2})^{1/3} \quad (12.30)$$

$$\pi^* = (1 - F^{3/2}/F^{3/2})^{1/3} \quad (12.31)$$

Los valores de  $\pi_i$  y  $\pi^*$ , respectivamente, pueden ser obtenidos también del gráfico de la figura 12.5.

## 12.4. Metodología para el diseño

La metodología que a continuación se propone ha sido concebida sobre la base de considerar conocidos, los siguientes parámetros:

Q: gasto a evacuar.

Z: diferencia de niveles entre aguas arriba (superficie libre del agua en el canal de acceso) y la sección del pozo antes del codo de salida que se une con el túnel de salida.

*Pasos:*

1. Cálculo de las dimensiones de la cámara en espiral.

a) Cálculo del gasto específico ( $Q'$ )

$$Q' = 100 (0,9 - X^*) \quad (Lps)$$

donde:

$X^* = 0,4$ , pues de esa forma se garantiza el radio del núcleo de aire más favorable  $r^*$  ( $r^* = 0,4R$ ).

$Q'$  se obtiene en *Lps*.

b) Cálculo de los coeficientes de gasto ( $\mu_0$  y  $\mu$ ).

$$\mu_0 = 0,079\sqrt{Q^1 - 2}$$

$$\mu = 0,077\sqrt{Q^1 - 2}$$

donde  $Q^1$  se sustituye en *lps*.

c) Cálculo del radio del pozo ( $R$ ).

$$R = 0,1 (Q/Q')^{0,4}$$

Q y  $Q'$  se sustituyen en  $m^3/s$

donde:

Q: gasto de diseño del aliviadero.

$Q'$ : gasto específico calculado en el paso a.

d) Cálculo del tirante en la cámara espiral ( $h$ ).

$$h = R [(1/2gR)(Q/\pi R^2 \mu_0)^2 - 0,2]$$

donde:

$R$ : radio del pozo calculado en el inciso c.

$g$ : 9,81 m/s<sup>2</sup> ;  $\pi = 3,1416$ .

$Q$ : gasto de diseño del aliviadero (m<sup>3</sup>/s).

$\mu$ : coeficiente de gasto obtenido en el paso b.

e) Calcular el ancho del canal de aproximación ( $b$ ) o ancho de la sección de entrada a la cámara.

$$b = \frac{\pi R^2}{h \sqrt{\frac{1}{\mu^2} - \frac{1}{\mu_0^2}}}$$

donde:

$R$ : radio del pozo calculado en el inciso c.

$\mu$  y  $\mu_0$ : coeficientes de gastos calculados en el inciso b.

$h$ : tirante en la cámara espiral calculado en el inciso d.

f) Cálculo de la distancia entre el eje del pozo y el eje del canal de aproximación ( $\Delta$ ).

$$\Delta = h * b / (\pi R \phi).$$

donde:

$h$ : tirante en la cámara espiral calculado en el inciso d.

$b$ : ancho del canal de aproximación calculado en el inciso e.

$R$ : radio del pozo calculado en el inciso c.

$$\phi = \frac{3}{2} \left( \frac{1 - X^{*2}}{1 - X^{*3}} \right) \frac{\mu}{\sqrt{1 - \left( \frac{\mu^2}{1 - X^{*2}} \right)^2}}$$

siendo:

$X^* = 0,4$ .

$\mu$ : coeficiente de gasto calculado en el inciso b.

g) Cálculo de las dimensiones geométricas para la construcción en planta de la cámara en espiral.

*Cálculo de la excentricidad para el trazado de los radios (e).*

$$e = (b + S)/7$$

donde:

$b$ : ancho del canal del aproximación calculado en el paso e.

$S$ : espesor de la pila, en el caso de que se vaya a colocar.

*Cálculo de los radios para el trazado en planta de la cámara en espiral.*

$$r_1 = \Delta + e - 0,5b$$

$$r_2 = \Delta + 2e - 0,5b$$

$$r_3 = \Delta + 4e - 0,5b$$

$$r_4 = \Delta + 6e - 0,5b$$

2. Cálculo de las velocidades y sus direcciones en las secciones del pozo. Cálculo de los espesores de la lámina de agua.

a) Cálculo de la velocidad límite en el pozo, a partir de la cual el régimen del flujo se hace uniforme en el pozo.

$$V_{\text{limite}} = (8Q g/\lambda \pi D)^{1/3}$$

donde:

Q: gasto de diseño del aliviadero.

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2.$$

$\lambda = 0,02$  para el hormigón.

D: diámetro del pozo.

$$D = 2R.$$

siendo:

R: radio del pozo calculado en el paso 1(c).

b) Cálculo de la velocidad a la entrada del pozo ( $V^*$ ) a una distancia ( $Z^*$ ) medida desde la superficie libre del agua, aguas arriba en el canal de acceso.

$$V^* = \sqrt{2gZ^* + V_0^2}$$

donde:

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$Z^* = h + d$$

$$\delta = 0,2R$$

h: tirante en la cámara en espiral calculado en el paso 1d.

R: radio del pozo calculado en el pozo (paso 1c).

$V_0$ : velocidad en la cámara en espiral; y se calcula como:

$$V_0 = Q/(b \cdot h)$$

donde:

Q: gasto de diseño del aliviadero.

b: ancho del canal de aproximación obtenido en el paso 1e.

h: tirante en la cámara en espiral, del paso 1d.

c) Calcular la componente vertical de la velocidad en esta sección ( $V_z^*$ ).

$$V_z^* = Q/(R^2 - r^{*2})$$

donde:

$Q$ : gasto del aliviadero.

$R$ : radio del pozo calculado en el paso 1c.

$$r^* = 0,4 R.$$

- d) Cálculo del ángulo de inclinación ( $\alpha^*$ ) del vector de velocidad a la entrada del pozo ( $V^*$ ), con respecto a la horizontal que pasa por  $Z^*$ .

$$\alpha = \text{arc sen } (V_z^*/V^*)$$

donde:

$V_z^*$ : componente vertical de la velocidad obtenida en el paso 2c.

$V^*$ : velocidad a la entrada del pozo obtenida en el paso 2b.

- e) Cálculo del parámetro  $F^*$  a la entrada del pozo ( $Z^*$ ).

$$F^* = f(V^2/2g)$$

siendo  $f = [\lambda \pi D (2g)^{1/2}/4Q]^{2/3}$

donde:

$\lambda = 0,02$  para el hormigón.

$$\pi = 3,1416.$$

$D$ : diámetro del pozo ( $D = 2R$ ).

$R$ : radio del pozo calculado en el paso 1c.

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2.$$

$Q$ : gasto de diseño del aliviadero.

$V^*$ : velocidad a la entrada del pozo obtenida en el paso 2b.

- f) Cálculo del parámetro  $J^*$  a la entrada del pozo ( $Z^*$ ).

Se obtiene mediante la figura 12.5, con el valor correspondiente a  $F^*$ , obtenido en el paso anterior.

- g) Cálculo del parámetro  $\pi^*$  a la entrada del pozo ( $Z^*$ ).

$$\pi^* = (1 - F^{*3/2}/F^{*3/2})^{1/3}$$

- h) Cálculo del espesor de la lámina  $t^*$  en la sección ubicada en la entrada del pozo ( $Z^*$ ).

$$t^* = R - \sqrt{R^2 - \frac{Q}{V^* \text{ sen } \alpha^*} \pi}$$

donde:

$R$ : radio del pozo calculado en el paso 1c.

$Q$ : gasto de diseño del aliviadero.

$V^*$ : velocidad en la sección ubicada a la entrada del pozo ( $Z^*$ ), calculada en el paso 2b.

$\alpha^*$ : ángulo de inclinación del vector de velocidad a la entrada del pozo ( $V^*$ ), calculado en el paso d.

$$\pi = 3,1416$$

- i) A continuación se procede al cálculo de la velocidad ( $V_i$ ) y el espesor de la lámina ( $t_i$ ) para diferentes secciones ubicadas por debajo de la sección de entrada del pozo ( $Z^*$ ).

Para ello, se suponen valores de  $Z_i > Z^*$ ; y para cada  $Z_i$  se determina su correspondiente  $J_i$ ;  $F_i$ ;  $V_i$ ;  $V_i^2/2g$ ;  $\pi_i$ ;  $\alpha_i$  y  $t_i$ . Se recomienda recoger el cálculo de los valores anteriores en la tabla 12.1.

**Tabla 12.1. Cálculo de la velocidad  $V_i$  y el espesor de la lámina  $t_i$**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$Z_i$	$Z_i - Z^*$	$f(Z_i - Z^*)$	$J_i$	$F_i$	$V_i$	$V_i^2/2g$	$\pi_i$	$\alpha_i$	$t_i$
$Z^*$			$J^*$	$F^*$	$V^*$	$V^{*2}/2g$	$\pi^*$	$\alpha^*$	$t^*$

En la primera fila se colocan los valores correspondientes a la sección ubicada a la entrada del pozo ( $Z^*$ ). Estos valores ya fueron obtenidos en los incisos anteriores, correspondientes al 2<sup>do</sup> paso de esta metodología (incisos b, c, d, e, f, g y h), describiéndose columnas por columnas. Para la primera fila se pone lo que en la tabla aparece; en el resto, se comienzan a suponer valores de  $Z_i > Z^*$ ; y para cada valor de  $Z_i$  supuesto, se calculan las restantes columnas utilizando las siguientes expresiones:

- (2)  $Z_i - Z^*$ .
- (3)  $f(Z_i - Z^*)$  siendo  $f$  lo calculado en el paso 2e.
- (4)  $J_i = f(Z_i - Z^*) + J^*$ .
- (5)  $F_i$  se obtiene de la figura 12.5, entrando con el valor de  $J_i$  correspondiente.
- (6)  $V_i = (2g F_i/f)^{1/2}$ .

donde:

$f$  es el mismo que se usó en la columna 3.

- (7)  $V_i^2/2g$
- (8)  $\pi_i = [(1 - F_i^{3/2}) / F_i^{3/2}]^{1/3}$
- (9)  $X_i = \arccos [\cos(\alpha^*) \pi_i / \pi^*]$
- (10)  $t_i = R - \sqrt{R^2 - Q / (V_i \sin(\alpha_i) \pi)}$

siendo:

$R$ : radio del pozo calculado en el paso 1 c.

$Q$ : gasto del aliviadero.

$\pi = 3,1416$

### 3. Conclusiones del diseño.

## 12.5. Ejemplo de cálculo

Determinar las dimensiones de un aliviadero de vórtice con cámara espiral, para la evacuación de un gasto  $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ . La diferencia de niveles entre una sección aguas arriba y la sección del pozo antes del codo que une el túnel de salida es de  $Z = 100 \text{ m}$ .

*Solución:*

1. Cálculo de las dimensiones de la cámara en espiral.

a) Cálculo del gasto específico ( $Q'$ ).

$$Q' = 100 (0,9 - X^*) \text{ l/s}$$

Asumiendo  $X^* = 0,4$ , para garantizar que el radio del núcleo de aire sea más favorable ( $r^* = 0,4 R$ ), se tiene que:

$$Q' = 50 \text{ lps}$$

b) Cálculo de los coeficientes de gastos  $\mu_0$  y  $\mu$ .

$$\mu_0 = 0,079\sqrt{Q' - 2}$$

$$\mu = 0,077\sqrt{Q' - 2}$$

$$\mu_0 = 0,547; \mu = 0,533$$

c) Cálculo del radio del pozo ( $R$ ).

$$R = 0,1 (Q/Q')^{0,4} = 3,98 \text{ m}$$

d) Cálculo del tirante en la cámara en espiral ( $h$ ).

$$h = R [(1/2 gR)(Q/\mu R^2 \mu_0)^2 - 0,2] = 16,42 \text{ m}$$

e) Cálculo del ancho del canal de aproximación ( $b$ ) o ancho de la sección de entrada a la cámara.

$$b = \frac{\pi R^2}{h \sqrt{\frac{1}{\mu^2} - \frac{1}{\mu_0^2}}} = 7,18 \text{ m}$$

f) Cálculo de la distancia entre el eje del pozo y el eje del canal de aproximación ( $\Delta$ ).

$$\Delta = (h*b) / (\pi R \varnothing) = 10,16 \text{ m}$$

habiendo obtenido  $\varnothing = 0,928$ .

g) Cálculo de las dimensiones geométricas para la construcción en planta de la cámara en espiral.

Cálculo de la excentricidad para el trazado de los radios ( $e$ ).

$$e = (b + S)/7; \text{ se asume espesor de pila } S = 0$$

$$e = 1,03 \text{ m}$$

Cálculo de los radios para el trazado en planta de la cámara en espiral.

$$r_1 = \Delta + e - 0,5b = 7,6 \text{ m}$$

$$r_2 = \Delta + 2e - 0,5b = 8,63 \text{ m}$$

$$r_3 = \Delta + 4e - 0,5b = 10,69 \text{ m}$$

$$r_4 = \Delta + 6e - 0,5b = 12,75 \text{ m}$$

2. Cálculo de las velocidades y sus direcciones en las secciones del pozo. Cálculo de los espesores de la lámina de agua.

a) Cálculo de la velocidad límite en el pozo, a partir de la cual el régimen del flujo se hace uniforme.

asumiéndose:

$$\lambda = 0,02 \text{ para el hormigón.}$$

$$D = 2 R$$

$$D = 7,96 \text{ m}$$

$$V_{\text{limite}} = (8Q g/\lambda \pi D)^{1/3} = 42,81 \text{ m/s}$$

b) Cálculo de la velocidad a la entrada del pozo ( $V^*$ ), a una distancia ( $Z^*$ ) medida desde la superficie libre del agua, aguas arriba, en el canal de acceso.

asumiéndose:

$$Z^* = h + d; d = 0,2 R$$

$$Z^* = 17,22 \text{ m}; d = 0,80 \text{ m}$$

$$V_0 = Q/(b h) = 4,24 \text{ m/s}$$

$$V^* = (2 gZ^* + V_0^2)^{1/2} = 18,86 \text{ m/s}$$

c) Cálculo de la componente vertical de la velocidad en esta sección ( $V_z^*$ ).

$$V_z^* = Q/(\pi(R^2 - r^{*2})), \text{ asumiendo: } r^* = 0,4 R = 1,59 \text{ m}$$

$$V_z^* = 11,96 \text{ m/s}$$

d) Cálculo del ángulo de inclinación ( $\alpha^*$ ) del vector velocidad a la entrada del pozo ( $V^*$ ), con respecto a la horizontal que pasa por la sección ubicada a ( $Z^*$ ). Figura 12.4

$$\alpha^* = \text{arc sen}(V_z^*/V^*) = 39,11^\circ$$

e) Cálculo del parámetro  $F^*$  a la entrada del pozo ( $Z^*$ ).

$$F^* = f(V^2/2g); f(\lambda \pi D \sqrt{2g}/4Q)^{2/3}$$

$$F^* = 0,19 \quad f = 0,0107$$

f) Cálculo del parámetro  $J^*$  a la entrada del pozo ( $Z^*$ )

Mediante la figura 12.5, con el valor de  $F^* = 0,19$ , se obtiene  $J^* = 0,20$ .

g) Cálculo del parámetro  $\pi^*$  a la entrada del pozo ( $Z^*$ ).

$$\pi^* = (1 - F^{*3/2}/J^{*3/2})^{1/3} = 2,23$$

h) Cálculo del espesor de la lámina ( $t^*$ ) en la sección ubicada en la entrada del pozo ( $Z^*$ )

$$t = R - \sqrt{R^2 - (Q)/V^* \text{sen}(\alpha)} = 2,41 \text{ m}$$

i) Cálculo de la velocidad ( $V_i$ ) y el espesor de la lámina ( $t_i$ ) para diferentes secciones ubicadas por debajo de la sección de entrada al pozo ( $Z^*$ ). La tabla 13.1a muestra un ejemplo.

**Tabla 13.1a. Ejemplo**

$Z_i$	$Z_i - Z^*$	$f(Z_i - Z^*)$	$J_i$	$F_i$	$V_i$	$V_i^2/2g$	$\pi_i$	$\alpha_i$	$t_i$
17,22	-	-	0,20	0,19	18,86	18,13	2,23	39,11	2,41
37,22	20	0,214	0,414	0,40	27,08	37,38	1,43	60,16	0,97
57,22	40	0,428	0,628	0,52	30,88	48,60	1,18	65,76	0,79
77,22	60	0,642	0,842	0,65	34,52	60,74	0,97	70,27	0,67
97,22	80	0,856	1,056	0,74	36,84	69,16	0,83	73,21	0,61

## CAPÍTULO 13

### Obras de toma, generalidades

#### 13.1. Introducción

Las obras de toma ocupan un lugar relevante entre los conjuntos hidráulicos usualmente construidos en Cuba, por cuanto de su correcto diseño y explotación depende fundamentalmente que se alcance el objetivo propuesto, es decir, la utilización del agua embalsada con la garantía y los parámetros de explotación necesarios.

Tales requerimientos han conducido históricamente a múltiples investigaciones, mediante modelos físicos a escala reducida, en el Centro de Investigaciones Hidráulicas. Si bien pueden ser varios los criterios de clasificación de las obras de toma; por su trascendencia para el momento del diseño hidráulico, lo más importante es conocer el tipo de régimen de circulación que tiene lugar en estas, lo cual reduce su clasificación a:

- Obras de toma con régimen de circulación libre.
- Obras de toma con régimen de circulación forzado.

Cualquier otro criterio de clasificación puede incurrir en el detalle de la exquisitez académica, con poco valor práctico.

Al margen de eventuales criterios de clasificación, existen una serie de conceptos y definiciones que deben ser analizados en detalle y previamente a cualquier proceso de diseño de estas obras.

Con la finalidad de organizar este último aspecto, se presenta el cuadro de la figura 13.1 que resume los aspectos básicos de las obras de toma.

#### 13.2. Funciones

En primer lugar, es posible afirmar que la función de la obra de toma está estrechamente ligada a la función del embalse, a la cual ya se hizo referencia en el capítulo 1, yendo desde casos extremos que no requieren obras de toma, por tratarse de embalses construidos para la cría de peces, el enriquecimiento del manto freático, fines turísticos, etcétera; hasta aquellos de uso frecuente y gran caudal, con grandes cuencas tributarias y poca capacidad de almacenamiento, que sí las requieren para el desvío del agua hacia embalses ubicados en cuencas de pobre hidrología, pero con alta capacidad de almacenamiento.

I) Funciones {  
 Reguladoras  
 Derivadoras  
 Satisfacer necesidades, etc.

II) Capacidad

III) Cota de diseño

IV) Posición

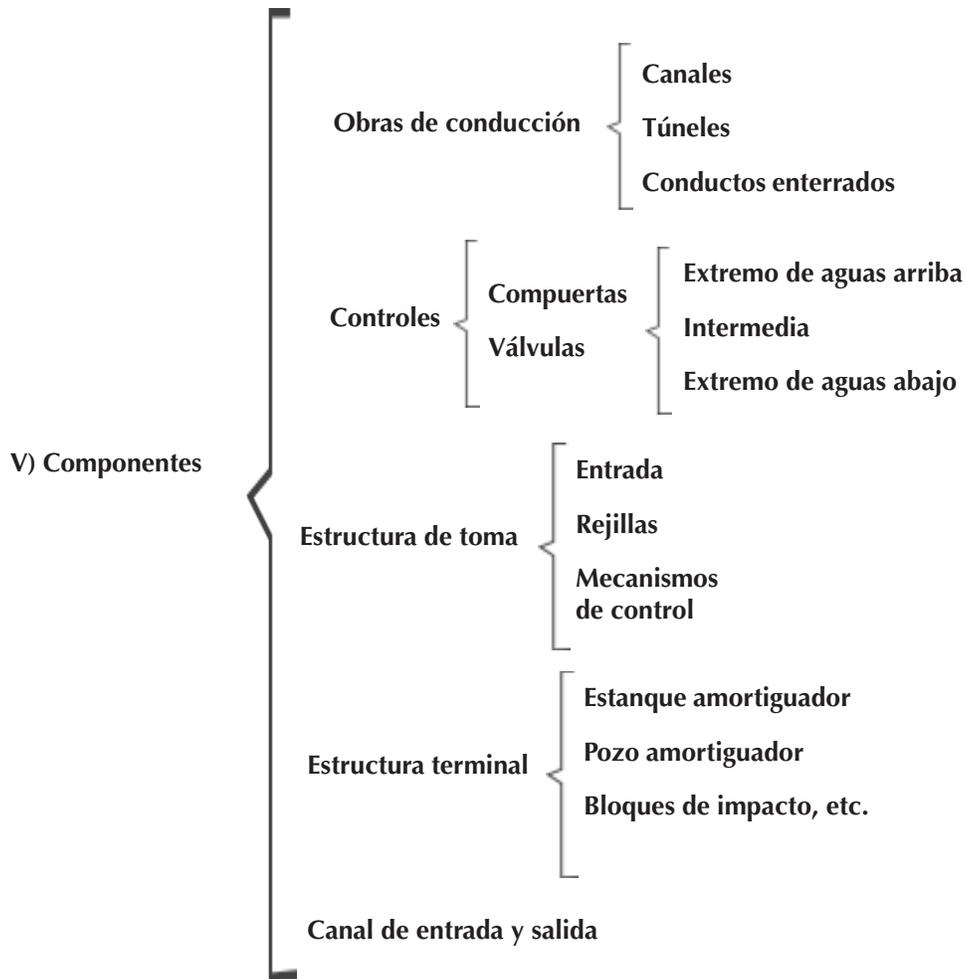


Figura 13.1  
 Generalidades sobre las obras de toma.

También están las presas reguladoras, que si no tienen otra función, su vertimiento por la obra de toma puede ser relativamente grande, hasta magnitudes tales que no provoque inundaciones aguas abajo; y por último, están las obras de toma, cuya finalidad es satisfacer diversas demandas de agua para objetivos económicos ubicados aguas abajo del embalse.

Como resumen, se puede definir que *la función principal de una obra de toma es permitir y controlar la extracción del agua almacenada en la presa, en la cantidad y momento requeridos.*

En ocasiones pueden tener también las aplicaciones siguientes:

1. Usar la obra de toma en lugar de un vertedor de servicio, en combinación con un vertedor auxiliar o secundario.
2. Aumentar la capacidad de evacuación en unión con el vertedor, durante grandes avenidas, en una situación de emergencia.
3. Bajar el nivel del embalse por debajo del NAN antes de las primeras avenidas.
4. Vaciar el vaso para inspeccionar, hacer reparaciones indispensables, dar mantenimiento al talud mojado de la presa o a otra estructura normalmente inundada.
5. Desviar la corriente de agua durante el período constructivo (la galería puede servir en ocasiones para esto).
6. Dar salida al caudal ecológico para el río aguas abajo del embalse.

### 13.3. Capacidad

La entrega de una toma se determina fundamentalmente por su uso y como consecuencia de la demanda que en cada momento solicite el usuario. Si se habla de una toma cuyo uso específico es para el abasto, por regla general la demanda es constante y por tanto la entrega también lo será, y se controla por medio de las obras de control, en dependencia de la carga hidráulica que tenga el embalse. Para el diseño de su capacidad, como es obvio, se trataría de la carga mínima en el embalse que garantice la demanda solicitada. Sin embargo, si la función de esta obra de toma fuera el riego, tendría que analizarse la demanda pico, para satisfacer los requerimientos de los sembradíos bajo riego, sabiendo además, los porcentajes de cada uno de los cultivos en cada una de las campañas (seca y primavera). Si su uso fuera combinado: abasto y riego, habría que sumar ambas demandas. Se trata, pues, de que la toma en cada momento sea capaz de entregar la demanda solicitada, independientemente de la carga que tenga el embalse.

Es importante recordar que para el cálculo del gasto de diseño de la obra de toma, las demandas a satisfacer no podrán ser nunca mayores en el período de cálculo, que lo que la presa pueda garantizar, según la probabilidad de diseño.

Si una obra de toma va a funcionar como vertedor de servicio, su capacidad puede ser fijada por el gasto máximo a evacuar, obtenido en el tránsito de la avenida.

De la misma manera, para vaciar el vaso, ya sea para inspección o reparación, el volumen de agua a evacuar y el período disponible para hacerlo, determinarán las condiciones para establecer la capacidad mínima de la salida. La capacidad, cuando el nivel del vaso es el mínimo, debe ser por lo menos igual al promedio de las aportaciones esperadas durante el período de mantenimiento o reparación.

Con frecuencia la obra de toma se utiliza para desviar el río durante el período de construcción, evitando de esa forma la construcción de objetos adicionales con esa finalidad. El tamaño de la estructura de la toma, por esta situación, en vez del ordinario, puede ser el que determine la capacidad final de la obra de toma.

### 13.4. Cota de diseño

Se entiende por *cota de diseño* el nivel mínimo de agua en el embalse con el cual se puede entregar el gasto de diseño. Para la determinación de la cota de diseño deben emplearse estudios técnico-económicos, ya que esta varía inversamente con el tamaño del conducto de descarga, mediante la relación que a continuación se plantea.

$$H_T = K_1 * h_v \quad (13.1)$$

o

$$H_T = K_2 * (Q^2/a^2) \quad (13.2)$$

en las que:

$H_T$ : carga hidráulica bruta de diseño de la obra de toma.

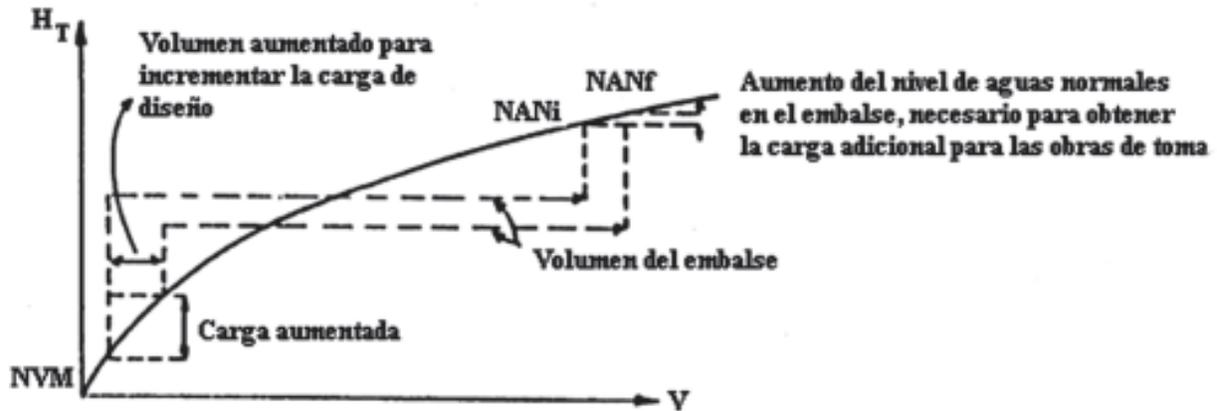
$Q$ : gasto de diseño de la obra de toma.

$a$ : área necesaria del conducto.

$K_1$  y  $K_2$ : coeficientes de proporcionalidad.

$h_v$ : carga a velocidad en el conducto.

Para aumentar la carga de diseño se debe subir la cota de diseño, lo que implica disminuir el volumen de agua que puede ser entregado; pero si se quiere mantener ese volumen, tendría que compensarse añadiendo un volumen equivalente al nivel superior del embalse, lo que traería como consecuencia un aumento en la altura de la presa y, por tanto, en la altura del vertedor. Pero si se analiza la curva de niveles vs volúmenes de un embalse (Fig. 13.2), se podrá observar que volúmenes equivalentes (añadidos para poder reducir el tamaño de la obra de toma) requieren un aumento mucho más pequeño en altura de la presa. Por otra parte, si se analiza lo que se ahorraría por concepto de hormigón en la galería (Fig. 13.3), pudiera no ser muy significativo, en comparación con la inversión adicional en terraplén.



$NAN_i$ : Nivel de aguas normales inicial del embalse.

$NAN_f$ : Nivel de aguas normales que se requiere para aumentar la carga de diseño.

Figura 13.2  
Carga vs volumen en un embalse

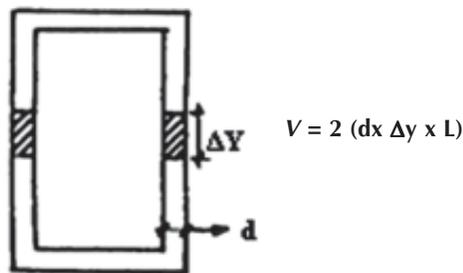


Figura 13.3  
Incremento del volumen de hormigón al aumentar las dimensiones de la galería.

Lo que no tiene lógica es subir la cota de diseño, sin aumentar el volumen del embalse, para reducir el área del conducto y limitarse a entregar menor gasto que el del diseño cuando el nivel esté por debajo de esa cota, que sería en un año muy seco, y por lo tanto, cuando más se necesita.

No obstante, si la sección de la galería ya estuviera definida para desvío del río, que generalmente requiere dimensiones mayores que las de operación, no tendría sentido subir la cota de diseño, sino, que esta sería poco más del volumen muerto, con solo dejar la distancia mínima necesaria para disponer de la carga para la circulación por la obra de toma. Esta carga de diseño se puede obtener conociendo el área de la sección y el caudal de diseño, a través de la expresión 13.3, que será explicada en capítulos posteriores.

$$Q = \varphi A \sqrt{2gH} \quad (13.3)$$

También es probable que aguas abajo de la presa exista una derivadora o un hidrorregulador. En tal caso, el nivel mínimo o cota de diseño puede aumentarse; y cuando el embalse esté por debajo de esa cota, entregar un gasto inferior al de diseño, que se almacenaría en esa obra para luego ser entregado como demanda del usuario.

Además, la cota de la obra de toma puede estar determinada por factores topográficos, geológicos, etcétera., lo que determinaría también la cota de diseño.

Por todo lo expresado, se concluye que cada obra de toma es un caso específico que deberá ser estudiado en detalle para tomar la decisión adecuada. Pero *si no existe una justificación económica o de fuerza mayor, siguiendo criterios prácticos, la cota de diseño del agua en el embalse para el dimensionamiento de la obra de toma, deberá tomarse cercana al nivel de volumen muerto, aproximadamente de 3 m a 5 m por encima de él.*

### **13.5. Posición de la obra de toma en relación con los niveles de agua en el vaso**

En presas pequeñas, las obras de toma se construyen generalmente cerca del cauce del río. El establecimiento del nivel de la toma, así como la cota de los controles y obras de conducción, en relación con los niveles del agua en el vaso, dependen de muchas circunstancias. En primer lugar, debe definirse el nivel de volumen muerto del embalse, que está dado por el espacio inactivo en el vaso, destinado para depósito de sedimentos; ya que la posición del umbral de entrada debe tener la altura necesaria para evitar interferencias con los sedimentos; pero al mismo tiempo, debe estar lo suficientemente baja, de modo que permita el vaciado parcial de este volumen muerto.

El nivel de la toma también lo determina el uso para el que fue concebido el embalse, por ejemplo:

- Si el objeto de la presa es únicamente elevar y derivar el agua que llega, la obra de toma principal se coloca a un nivel elevado y se construye una pequeña derivación de salida para surtir de agua al río aguas abajo, aminorando el impacto ambiental que ocasiona el embalse o para dar salida al agua de la presa durante las estaciones en que no es necesario almacenarla.
- Si el embalse es para riego, abasto a la población o conservación de elementos naturales, la obra de toma se debe colocar lo suficientemente baja, para poder aprovechar todo el

volumen útil del embalse. Si es para abasto, se recomienda colocar entradas a diferentes niveles, con el objetivo de tomar siempre agua de los niveles superiores del embalse; y con ello se logra mejor calidad del agua.

Se debe tener en cuenta que las entradas no deben colocarse en puntos del vaso donde puedan acumularse algas o donde los vientos predominantes acumulen basura y objetos flotantes en general.

Durante el período de construcción se puede dejar una abertura provisional en la base de la entrada para evacuar los gastos en ese período y luego se cierra con un tapón de hormigón. Para vaciar el vaso se puede utilizar un desagüe de fondo que puede descargar en la porción inferior del conducto de la toma o pasar por debajo de él.

Por otro lado, aunque se tiende a colocar la obra de toma cerca al cauce del río, como se apuntara anteriormente, debe dejarse la suficiente separación como para no entorpecer las labores de limpieza del cauce, para el cierre definitivo del río con el terraplén de la presa. Una distancia mínima conveniente entre el río y el eje de la obra de toma es entre 30 m y 50 m aproximadamente.

## 13.6. Componentes de la obra de toma

Los elementos indispensables de una obra de toma deben diseñarse de tal manera, que cumplan los propósitos siguientes:

- a) Regular y conducir el gasto necesario, para satisfacer las demandas de los usuarios.
- b) Asegurar con pequeñas pérdidas de energía, el gasto de diseño para un intervalo predeterminado de niveles del embalse.
- c) Evitar la entrada de basuras, escombros u otros materiales flotantes que puedan dañar el sistema.
- d) Prevenir, o al menos reducir el azolvamiento de la conducción, fundamentalmente cuando esta es a superficie libre.

### 13.6.1. Obras de conducción

Las obras de conducción son las estructuras que transportan el agua hasta el nivel aguas abajo de la obra de toma. Las de uso más frecuente son:

- a) Canales abiertos.
- b) Túneles.
- c) Conductos enterrados.

Utilizan, según sea más conveniente, en función de las características del embalse: la topografía, la geología, etcétera.

En el caso de una presa baja, la obra de toma puede consistir en un canal abierto o en un conducto enterrado. Si es un canal abierto, la estructura puede consistir en un canal construido a través del terraplén regulado por compuertas, para llevar el agua a otro canal o al río, ubicados en un nivel inferior aguas abajo.

Las obras de toma más frecuentes en Cuba son las construidas *por debajo* del terraplén de la presa de tierra, utilizando una estructura del tipo cerrado, que puede consistir en unidades sencillas o múltiples de tubos o cajones enterrados.

Los conductos enterrados deben proyectarse de forma conservadora y segura, ya que si fallan al pasar por debajo del terraplén, pueden ocasionar el fallo de la presa. Además, deben construirse en las mejores zonas de cimentación de la presa, con el objetivo de evitar los asentamientos diferenciales del conducto, que son la causa fundamental de aparición de grietas, fallo de las juntas, aumento de las filtraciones y fallo de la obra por sifonamiento.

Los conductos enterrados sometidos a presión pueden construirse de diferentes materiales, fundamentalmente metálicos, de hormigón, etcétera.

En micropresas es común emplear como solución tuberías de hierro o acero; y al quedar estas bajo el terraplén, aun cuando se protejan con cualquier método para evitar la corrosión, esto no se logra por completo y resulta peligroso. Dicha solución solo se justifica desde el punto de vista económico y lo más conveniente es usar una protección de hormigón.

Los tubos de hormigón prefabricados pueden ser del tipo que contienen un alma de acero, que soportan presiones internas mayores, en comparación con los reforzados con barras de acero.

Esta solución de tubos metálicos o de hormigón armado colocados directamente en el terreno tiene otras desventajas: debido al asentamiento no uniforme de la base, los tubos se deforman, produciéndose grietas en ellos y hendiduras en sus juntas, a lo largo de las cuales el agua se filtra en el cuerpo de la presa. Esto constituye un gran peligro y es imposible la renovación de los tubos. Además, la reparación es muy limitada, solo puede hacerse por dentro, cuando los diámetros lo permitan.

En las presas de tierra más altas no es posible emplear una obra de toma de canal abierto, por lo que se utiliza un conducto enterrado o túnel a través de la ladera, cuando las condiciones de esta y la cimentación permitan su empleo; y sí resultan económicas con respecto a otras posibles soluciones.

Los túneles tienen sus ventajas porque al no quedar en contacto directo con el terraplén de la presa, las filtraciones a lo largo de la superficie exterior del revestimiento del túnel o el material que lo rodea, son menos importantes. Existen menos probabilidades de que la falla de alguna parte del túnel origine la falla de la presa, como ocurre con el conducto enterrado que pasa por debajo o a través de esta. Además, en los túneles perforados en laderas de buen material, los asentamientos en las cimentaciones y los movimientos diferenciales son mínimos.

Para los túneles que trabajan a presión, la forma circular de la sección transversal es la más eficiente, tanto hidráulica como estructuralmente. En los de circulación libre, la sección de herradura o con fondo plano produce mejor funcionamiento hidráulico; pero no es tan eficiente para soportar las cargas externas, como la sección circular.

En función del material donde se ha excavado, el túnel requiere o no, revestimiento reforzado para admitir las presiones hidrostáticas internas. No obstante, siempre se requiere un revestimiento para disminuir la rugosidad y lograr una buena circulación del agua. Si el túnel se construye para que funcione como conducción libre y el material es de buena calidad, el revestimiento puede colocarse solamente en el fondo y en los lados.

### **13.6.2. Controles**

Cuando el agua debe almacenarse para ser descargada posteriormente, con gastos especificados, será necesario instalar compuertas o válvulas de control en algún punto a lo largo del conducto.

## Clasificación de las compuertas y válvulas por la función que desempeñan en las estructuras:

- *Compuertas de operación y válvulas reguladoras:* se usan para controlar y regular los gastos en las obras de toma; y se proyectan para operar en cualquier posición, desde cerradas hasta completamente abiertas.
- *Compuertas de emergencia:* se usan para cerrar en el caso de una falla de las compuertas de operación o cuando se desea revisar en seco el tramo de conducto que está inmediatamente aguas abajo de ellas; así como para reparar la compuerta de operación o la válvula reguladora.

## Ubicación de los controles

Cuando la entrada se realiza a través de un conducto forzado, la localización de la compuerta o válvula tiene poca influencia en lo que respecta a las presiones internas. Sin embargo, cuando un sistema de control descarga a un conducto de circulación libre, la ubicación de aquellos sí tiene mucha importancia. La compuerta de control de una obra de toma puede estar en el extremo de aguas arriba del conducto, en un punto intermedio o en su extremo de aguas abajo.

*Control en el extremo de aguas arriba del conducto:* cuando los controles se colocan en el extremo de aguas arriba de un conducto, tienen la ventaja que las rejillas para peces y basuras, las compuertas de emergencia y operación o las válvulas, pueden combinarse formando una sola estructura, con lo que se simplificará la operación de la obra de toma; además, la mayor parte de la galería estará sometida solamente a presiones externas, o sea, se elimina la presión hidrostática interna en gran parte del conducto. Por otro lado, este puede vaciarse fácilmente para labores de inspección o reparaciones.

Esta ubicación tiene la desventaja de que la entrada de la toma consiste en una torre que se eleva desde la base del conducto hasta una plataforma de operación colocada arriba del nivel de aguas máximas del embalse, y el acceso a ella se hará en un bote o construyendo un puente desde la corona de la presa (Fig. 13.4); además de que la torre estará expuesta a la acción del viento en una gran parte de su altura, en el caso del embalse vacío.

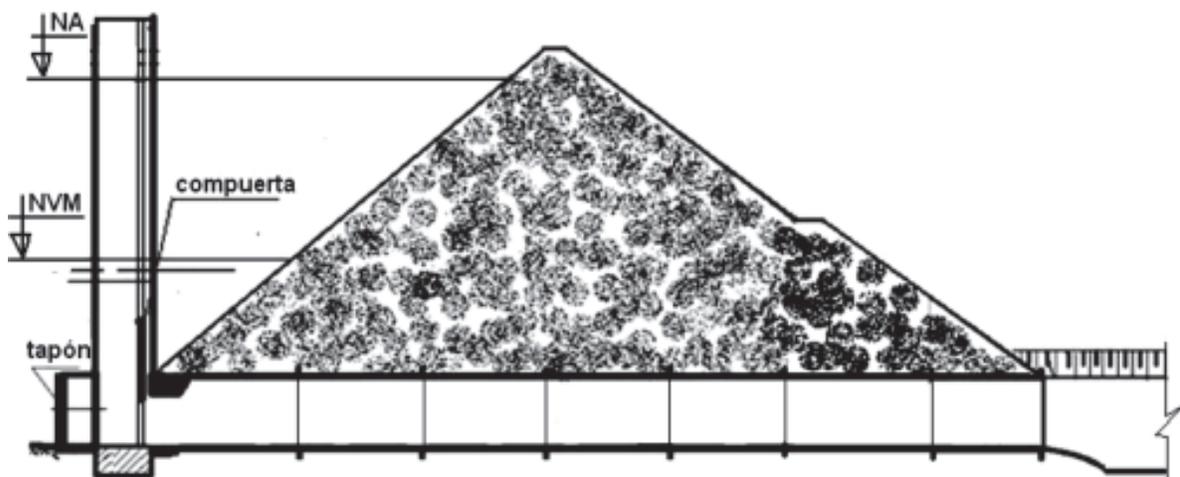


Figura 13.4

Obra de toma con los controles en el extremo de aguas arriba y toda la galería con régimen libre de circulación.

*Control situado en un punto intermedio a lo largo del conducto:* si las compuertas se sitúan en algún punto intermedio a lo largo de la galería, estas se operan en un pozo o torre lleno de agua (Fig. 13.5), por lo que la presión interna aguas arriba del control será aproximadamente igual a la carga total del vaso, y para el proyecto estructural habrá que tener en cuenta las cargas externas, más las presiones hidrostáticas que actúan en el interior del conducto.

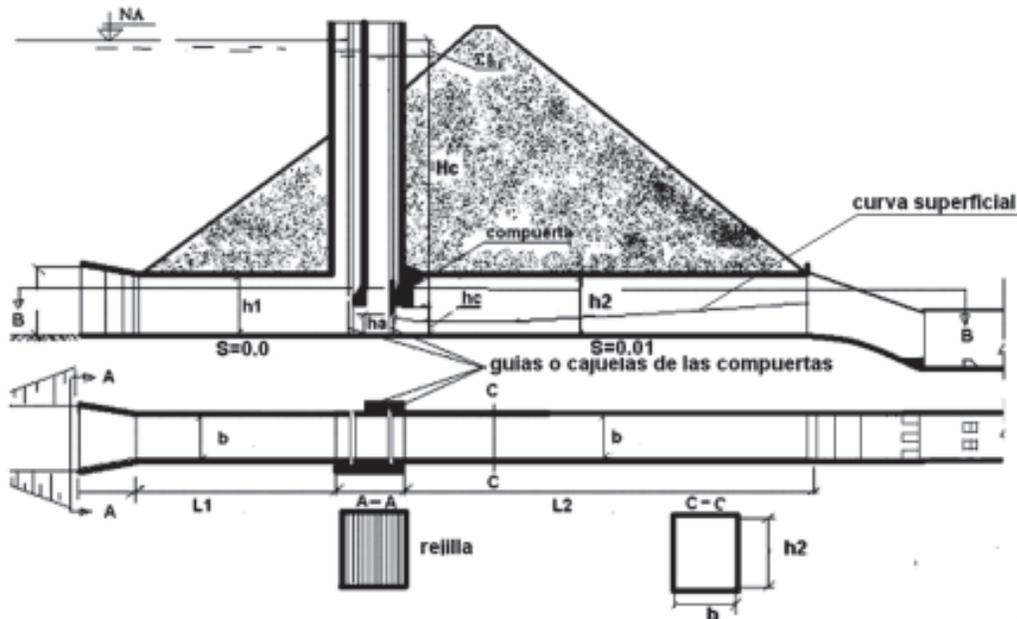


Figura 13.5

Obra de toma con controles en un punto intermedio. Parte de la galería con régimen forzado y parte con régimen libre.

La impermeabilidad del conducto en la sección externa de aguas arriba tendrá menor importancia porque las presiones hidrostáticas internas y externas se equilibrarán, y por tanto, disminuirán las filtraciones de adentro hacia afuera o a la inversa. Sin embargo, la presión externa alrededor del conducto normalmente disminuirá al aumentar la distancia del vaso, y en los tramos de aguas abajo del conducto forzado puede haber un exceso de presión interna capaz de producir filtraciones a través de las juntas o grietas en el material que rodea al conducto. El agua de las filtraciones puede correr a lo largo de la superficie exterior del conducto hasta la sección que no está sujeta a presión, donde puede ocurrir tubificación a través de las juntas. Cuando se construye un conducto a presión a través del terraplén, constituye un riesgo la tubificación con la falla eventual de la presa.

Para disminuir el riesgo de fallas como la descrita, es costumbre limitar la longitud que trabaja a presión, a un conducto enterrado de la obra de toma, en la parte que queda aguas arriba de la corona de la presa, o en algunos casos, a 1/3 de la presa solamente.

Cuando es necesaria la impermeabilidad de un conducto forzado en el tramo de aguas arriba de la presa, pero al mismo tiempo existen razones importantes que impiden la localización del control en el extremo de aguas arriba del conducto, la porción que queda aguas arriba del control se debe revestir con acero.

En los conductos enterrados debajo de una presa, generalmente se colocan las compuertas de control inmediatamente aguas arriba de la corona de la presa, que si bien no es necesario un

puente, se hace imprescindible la estructura de entrada a la obra de toma. También se pueden utilizar válvulas (como controles) en puntos intermedios, garantizando el acceso a ellas a través de un pozo seco o una galería lo suficientemente amplia, que permita el acceso a lo largo de la misma desde el extremo de aguas abajo.

*Control en el extremo de aguas abajo del conducto:* es frecuente utilizar la variante de compuertas de emergencia aguas arriba o en un punto intermedio, y válvulas de control en el extremo de aguas abajo para regular el gasto de entrega del embalse, aun cuando esta regulación se puede efectuar también con las compuertas (Fig. 13.6).

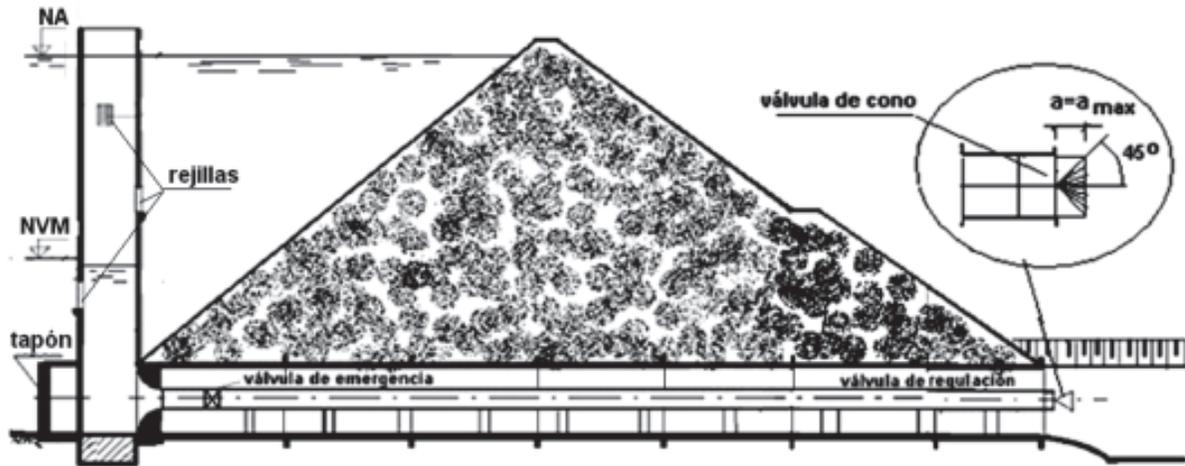


Figura 13.6  
Obra de toma con los controles en el extremo aguas abajo.

Situar los controles en el extremo de aguas abajo tiene como ventajas principales el fácil acceso a estos y que no se requiere de torre de control. Sus principales desventajas son: presiones internas muy altas, en relación con las externas en la parte final del conducto; y que las labores de reparación de estos son complicadas, dado que siempre estará lleno de agua, excepto cuando se vacía el embalse.

### 13.6.3. Estructura de toma

La estructura de toma está formada por los elementos siguientes:

- Entrada a la obra de toma.
- Mecanismos de control.
- Rejillas.
- Otros.

La estructura de entrada puede tomar varias formas, que dependen de:

- Las funciones que tiene que desempeñar (si es para riego, abasto, etcétera).
- La variación de las cargas en el vaso.
- La frecuencia de desembalse del vaso.

- Las características de la basura, que determina la frecuencia con que se deben limpiar las rejillas.
- Las condiciones del oleaje que pudieran afectar su estabilidad.

Teniendo en cuenta estos factores, las estructuras de entrada pueden ser, por ejemplo:

a) Con torre a un nivel superior al NAM:

- Para presas de abasto con entradas a distintos niveles.
- Cuando los controles se van a colocar a la entrada.
- Cuando es necesaria una plataforma de operación para limpieza y mantenimiento de la rejilla.

b) Sumergidas:

- Cuando la estructura sirve solo de entrada al conducto de la obra de toma y no es necesaria la limpieza de basura en la rejilla.  
En cualquiera de los casos, la entrada del conducto puede colocarse vertical, horizontal o inclinada, según las necesidades.

*Mecanismos de control:* en el caso de estructura en forma de torre, se colocan en ella los mecanismos de control, que consisten en elevadores instalados en la plataforma de operación.

*Rejilla:* las necesidades, así como el tipo y dimensiones dependen de:

- El tamaño del canal de descarga o conducto.
- El tipo de mecanismo de control usado.
- La naturaleza de la basura del vaso.
- La utilización del agua.
- La necesidad de evitar basuras pequeñas en la descarga, etcétera.

La disposición de la rejilla dependerá también de la accesibilidad para quitar la basura acumulada. Su área es función de la velocidad límite a través de ella, que a su vez depende de la naturaleza de la basura que debe eliminarse y de las pérdidas de energía que se pueden tolerar; por lo general, se establece que esa velocidad no exceda de 1 m/s.

#### **13.6.4. Estructuras terminales**

La descarga de una obra de toma, ya sea por compuerta, válvula o conducto de circulación libre, emergerá a una alta velocidad y generalmente en dirección horizontal, lo que podrá producir erosión al pie de la presa. Para evitarla o disminuirla, es necesario diseñar estructuras que disipen gran parte de la energía del chorro. Las estructuras disipadoras de energía son prácticamente las mismas que se emplean en los aliviaderos, con la diferencia de que estas son menores porque los gastos también lo son.

#### **13.6.5. Canales de entrada y salida**

Frecuentemente es necesario un canal de entrada (que encauce el agua a la obra de toma, cuando el nivel de la superficie del agua en el vaso esté a poca altura o para derivarla a un conducto colocado en la ladera) y un canal de salida para regresar el agua al río o hacia las obras de conducción establecidas en el proyecto aguas abajo.

Estos canales deben excavarse con taludes estables y con las dimensiones necesarias para que no se produzcan velocidades erosivas en función del material en que se excaven, esto determinará la necesidad de revestirlos o no.

## 13.7. Esquemas más generales de obras de toma

Los esquemas de obras de toma más utilizados en Cuba son los siguientes:

1. *Funcionamiento hidráulico con régimen de circulación libre*: consiste en que a partir de la estructura de control, el agua circula por la galería sin llenarla completamente, funcionando como canal abierto. Esto se basa en los principios de la circulación estable variada, de acuerdo con la ley de conservación de la energía.

En función de la ubicación de los controles, este esquema se subdivide en:

- a) Controles en el extremo de aguas arriba (v. Fig. 13.4). La galería trabaja libre en toda su longitud.
- b) Controles situados en un punto intermedio a lo largo del conducto (v. Fig. 13.5). Aguas arriba de los controles, la galería trabaja con un régimen de circulación forzado, por lo que es necesario hacer un estudio de las pérdidas hidráulicas para determinar la carga de diseño que garantice el gasto requerido; o dada la carga, definir las dimensiones de la obra de toma en función de las pérdidas y aguas abajo de los controles trabaja con un régimen de circulación libre.

Este esquema de obra de toma es de uso muy extendido en Cuba. Fue ampliamente estudiado en modelos físicos a escala reducida en el Centro de Investigaciones Hidráulicas de La Habana. En las empresas de proyectos y en las constructoras es conocido por el nombre de «*Clotilde*», debido a que en esa localidad cubana fue donde se construyó la primera de su tipo.

2. *Funcionamiento hidráulico con régimen de circulación forzado*: esquema con tubería y galería de inspección o túnel, que pudo o no, haber sido utilizada para el desvío del río durante la etapa constructiva (v. Fig. 13.6).

## CAPÍTULO 14

### Obras de toma de galería con régimen de circulación libre

#### 14.1. Generalidades

En el ejercicio de la Ingeniería hidráulica son frecuentes los casos en que al diseñar una obra de toma correspondiente a un conjunto hidráulico se adopta la variante en que la galería trabaja con régimen libre de circulación. La poca experiencia del proyectista, en algunos casos, y la adopción mecánica de esquemas preconcebidos, en otros, son factores que pueden llevar a un diseño de obra de toma que funcionaría de forma no satisfactoria y, además, podría resultar poco económica.

El diseño hidráulico de una obra de toma de galería con régimen de circulación libre consiste esencialmente en:

1. Obtener, para una carga dada, los valores de ancho, vano (máxima abertura que puede tener la compuerta de operación) y pendiente de fondo de la galería, capaces de permitir que por ella circule de forma satisfactoria el gasto de diseño.
2. Analizar si dentro de la galería hay posibilidades de ocurrencia de un salto hidráulico. De ser así, considerar posibles modificaciones en las dimensiones y, finalmente, definir la altura de la galería.
3. Diseñar el sistema de ventilación de la galería que garantice su buen funcionamiento hidráulico en régimen libre, e impida que se llene la sección transversal, con lo que pasaría a régimen forzado, para el cual no fue concebida.

Cuando la energía del flujo en una galería tenga que disiparse antes de la descarga aguas abajo, los disipadores de energía para la formación de un salto hidráulico son un medio efectivo para reducir la velocidad de salida a un valor permisible.

#### 14.2. Carga de diseño y análisis de las pérdidas de energía

Para comenzar el diseño de la obra de toma, lo primero que se debe tener es el valor de la carga para la condición de diseño. Para esto es necesario realizar un análisis de todas las pérdidas que pueden afectar la carga, ya que las velocidades y tirantes en los canales con superficie libre —tal es el caso de la galería— se ajustan a los principios de conservación de la energía en la forma expresada por el teorema de Bernoulli, que dice:

«La energía absoluta de una corriente en una sección transversal es igual a la energía absoluta en una sección aguas abajo más las pérdidas intermedias».

Al aplicar este principio a los dos esquemas siguientes (Fig. 14.1 y 14.2) quedará:

- En la figura 14.1  $\rightarrow CC = CI$ .
- En la figura 14.2  $\rightarrow CC = CI - (L_f * S)$ .

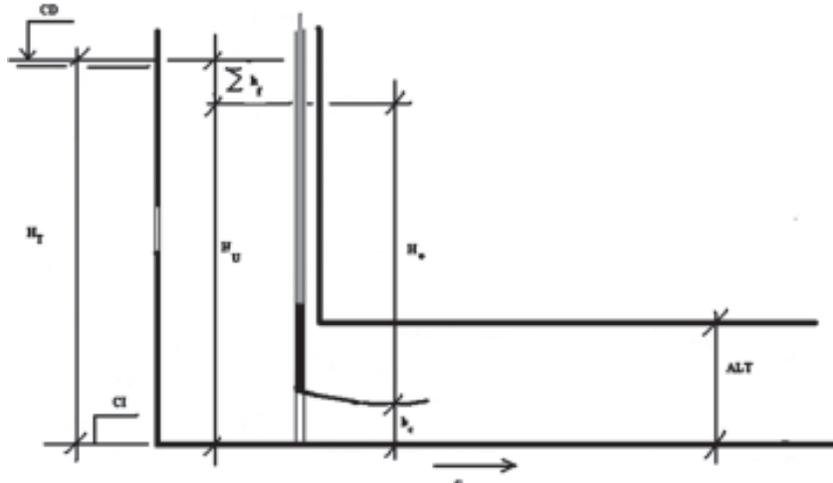


Figura 14.1  
Esquema de obra de toma con entradas superficiales en su parte inicial.

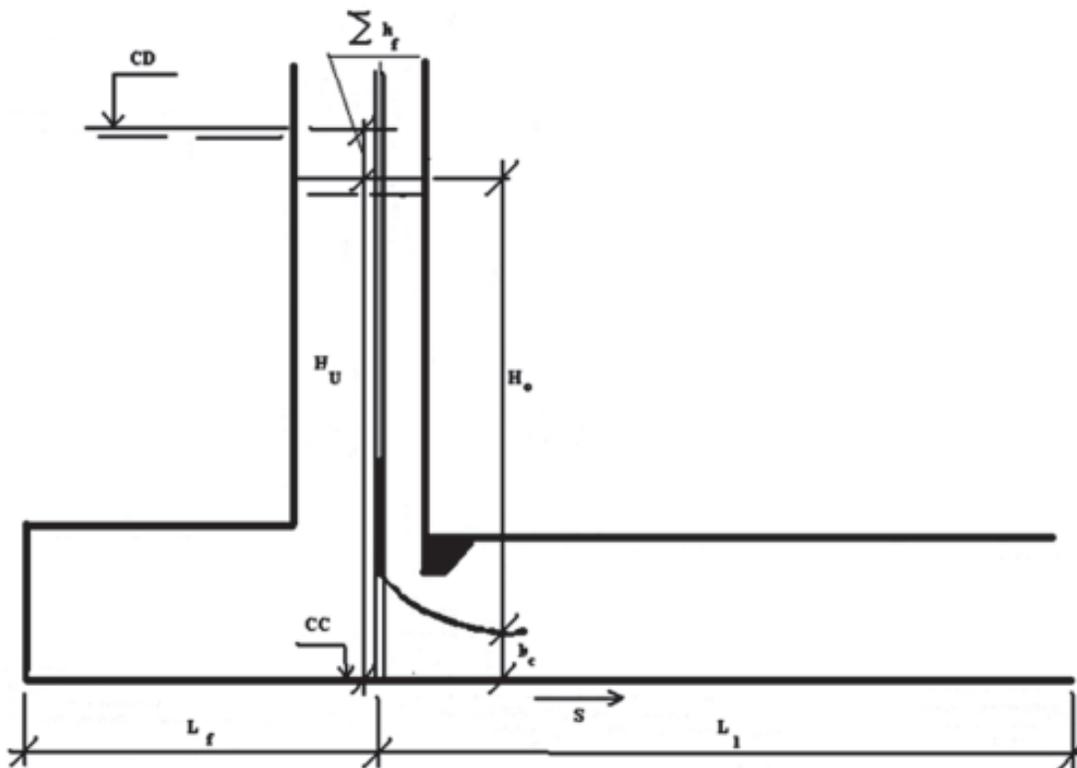


Figura 14.2  
Esquema de obra de toma con entrada profunda en su parte inicial.

$$H_T = CD - CC \quad (14.1)$$

$$H_U = H_T - \Sigma h_f \quad (14.2)$$

donde:

$H_T$ : carga bruta de diseño.

$H_U$ : carga útil de diseño.

$H_0$ : carga de diseño.

$L_f$ : longitud del tramo forzado.

$L_l$ : longitud del tramo libre.

$S$ : pendiente del fondo de la galería.

$CD$ : cota de diseño o de garantía. Es el nivel del agua en el embalse que impone un valor de carga, contra la que se realiza el diseño (v. sección 13.4).

$CI$ : cota de inicio. Es el valor de cota que existe en la entrada de la galería, que no necesariamente coincide con la entrada de la obra de toma; podrá ser menor o igual que la cota del nivel de volumen muerto.

$CC$ : cota de compuerta. Es el valor de cota que existe en la sección de la galería donde se encuentra la compuerta o control.

$h_1$ : altura de la galería en el tramo forzado.

$h_2$ : altura de la galería en el tramo libre.

$\Sigma h_f$ : es la sumatoria de las pérdidas de carga que se producen en la obra de toma hasta los controles incluidos.

### Análisis de las pérdidas de energía

*Pérdidas de carga en las rejillas:* Las pérdidas de carga en las rejillas para basuras dependen del espesor, separación y forma de las barras, así como de su ubicación respecto a la horizontal y de la velocidad del flujo. Se pueden obtener según la siguiente expresión:

$$h_t = K_t \frac{V_t^2}{2g} \quad (14.3)$$

en la que:

$$K_t = \beta \left( \frac{S}{b_1} \right)^{4/3} \operatorname{sen} \alpha_1 \quad (14.4)$$

$$V_t = \frac{V_c}{1 + \frac{S}{b_1}} \quad (14.5)$$

donde:

$h_t$ : pérdidas de carga en la rejilla (m).

$K_t$ : coeficiente de pérdidas en la rejilla.

$V_t$ : velocidad del flujo frente a la rejilla (m/s).

$g$ : aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ).

$\beta$ : coeficiente que toma en cuenta la forma de las barras (se obtiene en la tabla 14.1).

$\alpha_1$ : ángulo que forma la rejilla con la horizontal.

$S$ : espesor de las barras (m).

$b_1$ : separación entre las barras, m.

$V_r$ : velocidad del flujo a través de la rejilla, que como se indicó en el capítulo 13, se recomienda tomar igual a 1 m/s.

La expresión 14.5 es propuesta por R. Pardo, partiendo de considerar el número de barras aproximadamente igual al número de espacios entre barras ( $n = n - 1$ ).

Con todos estos datos es posible obtener el área bruta de la rejilla  $A_g$  según:

$$A_g = Q / V_t \quad (14.6)$$

siendo  $Q$  el gasto de diseño ( $m^3/s$ ).

**Tabla 14.1. Coeficiente  $\beta$  que toma en cuenta la forma de las barras.**

Características de algunas secciones de barras	$\beta$
1. Rectangulares con aristas vivas	2,42
2. Rectangulares con extremo de aguas arriba redondeado	1,83
3. Rectangulares con ambos extremos redondeados	1,67
4. Configuración hidrodinámica	0,76
5. Circulares	1,79

*Pérdidas por cambio de dirección del flujo:* Se produce cuando el flujo que circula entre la entrada a la toma y la sección de control sufre cambio en el sentido de dirección. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$h_b = K_b \frac{V_b^2}{2g} \quad (14.7)$$

$$V_b = Q / A_b \quad (14.8)$$

donde:

$K_b$ : coeficiente de pérdidas por cambio de dirección. Su valor oscila entre 0,05 y 0,1.

$V_b$ : velocidad del flujo en la zona del cambio de dirección (m/s).

$A_b$ : área de la sección transversal del conducto en la zona del cambio de dirección ( $m^2$ ).

*Pérdidas de carga en la entrada:* Las pérdidas de carga en la entrada de un conducto son comparables a las pérdidas que se producen en un tubo corto o en un orificio. En la tabla 14.2 se dan los valores de coeficientes de pérdidas para las entradas típicas de los conductos. Para su cálculo se emplea la siguiente expresión:

$$h_e = K_e \frac{V_e^2}{2g} \quad (14.9)$$

$$V_e = Q/A_e \quad (14.10)$$

donde:

$A_e$ : área de la entrada ( $m^2$ ).

$K_e$ : coeficiente de pérdidas (se obtiene de la tabla 14.2).

$V_e$ : velocidad del flujo en la entrada (m/s).

**Tabla 14.2. Coeficiente de pérdidas a la entrada de los conductos**

Tipo de entrada	$K_e$		
	Máx.	Med.	Min.
Con aristas rectangulares	0,70	0,50	0,40
Con aristas ligeramente redondeadas	0,60	0,40	0,18
Con aristas completamente redondeadas ( $r/d \geq 0,15$ )	0,27	0,10	0,08
Con forma de bocina rectangular	0,20	0,16	0,07
Con forma de bocina circular	0,10	0,05	0,04
Con bordos que sobresalen hacia dentro	0,93	0,80	0,56

*Pérdidas de carga en los controles:* Para el cálculo de estas pérdidas se utiliza la fórmula siguiente:

$$h_g = K_g \frac{V_g^2}{2g} \quad (14.11)$$

donde:

$K_g$ : coeficiente de pérdidas. Su valor debe tomarse a partir de la información que da el fabricante. En la tabla 14.3 se muestran algunos valores que brinda el USBR, a modo de orientación.

$V_g$ : velocidad del flujo en los controles (m/s).

**Tabla 14.3. Coeficiente de pérdidas en los controles**

Tipo de control	$K_g$
Compuertas sin contracciones laterales ni de fondo	0,5 a 1,2
Compuertas donde las guías son las únicas causantes de las pérdidas	0,10
Compuerta totalmente abierta	0,19

*Pérdidas de carga en el tramo forzado:* se producen cuando la torre de control para accionar las compuertas, se encuentra dentro de la cortina, por lo que un tramo de la galería trabajará con régimen forzado. Se obtienen a partir de la ecuación de Manning, preferentemente, ya que el conducto no es circular:

$$h_f = \frac{n^2 L_f V_f^2}{R^{4/3}} \quad (14.12)$$

donde:

$n$ : coeficiente de rugosidad de Manning.

$L_f$ : longitud del tramo forzado (m).

$V_f$ : velocidad del flujo en el tramo forzado (m/s).

$R$ : radio hidráulico del tramo forzado (m).

A partir de lo antes visto las pérdidas totales pueden estar dadas por:

$$\Sigma h_f = h_t + h_b + h_e + h_g + h_f \quad (14.13)$$

El total de pérdidas de energía en el tramo forzado, hasta los controles incluidos, se ha podido comprobar en la práctica cubana en el diseño hidráulico de estas obras, que debe ser aproximadamente entre 10 % y 15 % de la carga hidráulica bruta total, ya que valores inferiores implican obras de grandes dimensiones que encarecen la estructura. Valores superiores incrementan la velocidad del flujo, de forma tal que puede provocar fenómenos poco deseados en el funcionamiento de la galería, como son los casos de separación del flujo, cavitación, abrasión y otros.

### 14.3. Diseño de la galería para desvío del río y operación

#### 14.3.1. Diseño de la galería para desvío del río

Una obra de desvío, como su nombre lo indica, sirve para desviar las aguas de un río, con la finalidad de facilitar la construcción de la cortina de la presa; es decir, estas obras sirven para aislar las corrientes de las zonas de construcción y, escogiendo el tipo adecuado, con un programa de trabajo, optimizar el costo de la obra.

Para seleccionar el tipo de obra de desvío deben tenerse en cuenta los factores hidrológicos, topográficos, geológicos y de planeación. Estos últimos incluyen tiempos, costos, fechas de calendario, etcétera.

Durante el análisis de estos factores es necesario estudiar si resulta factible conservar la obra de desvío como parte permanente de la presa, una vez cumplida su función. Por ejemplo, que las ataguías formen parte de la cortina; y los túneles y conductos enterrados sean parte de la obra de toma o vertedor, ya que con ello se logran frecuentemente resultados más económicos.

Si se ha determinado que la obra de toma se utilice también para desviar el río, debe diseñarse para las dos funciones: para operación y para desvío. Los resultados de mayor interés para el proyecto de la obra de desvío son:

- a) La elevación máxima del agua en la época del cierre (cota de seguridad).
- b) El caudal máximo de salida por la estructura de desvío.

Si se dispone de estos parámetros, el diseño de la galería se hará por la expresión correspondiente a un orificio sumergido (ecuación 14.14), debido a que en una obra de toma la abertura del control puede quedar parcial o totalmente sumergida, ya que aguas abajo del control los tirantes del agua pueden ser grandes, producto del nivel de agua en el canal o por las condiciones que imperan en el lecho de la corriente.

$$Q = \phi A \sqrt{2gH_0} \quad (14.14)$$

donde:

$A$ : área de la abertura.

$\phi$ : coeficiente de descarga para orificios sumergidos.

$H_0$ : diferencia de niveles del agua antes y después de la abertura (carga hidráulica).

Conociendo el gasto a evacuar durante el período de construcción ( $G_{pc}$ ), se obtiene la expresión de dimensionamiento de la galería:

$$A_{gn} = \frac{G_{pc}}{\phi \sqrt{2gH_0}} \quad (14.15)$$

Por otro lado, deberá cumplirse que  $H_0 =$  cota de seguridad - cota de fondo.

Esta cota de seguridad es la mínima que debe tener la cortina en toda su longitud, al momento de efectuar el cierre del cauce del río. Dependerá, en primera instancia, de la sección de la galería y del equipamiento disponible para efectuar el cierre.

$A_{gn}$  es el área de sección transversal necesaria para evacuar el gasto.

De la ecuación 14.15 se obtiene un valor de área de la galería, que deberá incrementarse un 25 % para garantizar que el área mojada sea el 75 % del área total de la galería y lograr con ello, buena ventilación desde aguas abajo y que no trabaje forzada. Luego:

$$A_{gnt} = 1,33 A_{gn} \quad (14.16)$$

Por otro lado, es conocido que desde el punto de vista estructural, para secciones rectangulares, se recomienda que:

$$h_1 = 1,4667 b_1 \quad (14.17)$$

$$\text{siendo } b_1 = \sqrt{\frac{A_{gnt}}{1,4667}} \quad (14.18)$$

donde:

$b_1$ : ancho de la galería.

$h_1$ : alto de la galería.

Por razones constructivas es aconsejable que  $b_1 \geq 1,5$  m y  $h_1 \geq 2,0$  m.

Con estos datos se debe verificar (según el procedimiento que se describe más adelante, en el epígrafe 14.3.2.2) que no se produzca un salto hidráulico inadmisibles dentro de la galería. Si no ocurre, estas serían las dimensiones con que se comienza a realizar el diseño de la galería para operación durante la vida útil del embalse.

Si no se conoce el gasto a evacuar durante el período de construcción y se contara con los datos necesarios, habrá que realizar la transformación de la avenida para obtenerlo.

*Transformación de la avenida:* existen muchos procedimientos para realizar el tránsito de avenidas en embalses, tales como: grafo analítico, Kocherin, métodos numéricos y otros. Pero todos se basan en la ecuación de continuidad, de la forma siguiente:

$$Q_e - Q_{sal} = \frac{dWq}{dt} \quad (14.19)$$

donde:

$Q_e$ : gasto de entrada al vaso.

$Q_{sal}$ : gasto de salida del vaso.

$dWq/dt$ : variación del almacenamiento ( $Wq$ ) en el tiempo ( $t$ ).

Para resolver la ecuación 14.19 se puede utilizar el esquema siguiente en diferencias finitas:

$$\frac{Q_{e_i} + Q_{e_{i+1}}}{2} - \frac{Q_{sal_i} + Q_{sal_{i+1}}}{2} = \frac{Wq_{i+1} - Wq_i}{\Delta t} \quad (14.20)$$

transformando :

$$Wq_{i+1} = \left( \frac{Q_{e_i} + Q_{e_{i+1}}}{2} - \frac{Q_{sal_i} + Q_{sal_{i+1}}}{2} \right) \Delta t + Wq_i \quad (14.21)$$

donde:

$\Delta t$ : intervalo de tiempo seleccionado para efectuar los cálculos del tránsito.

$i; i + 1$ : subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo, respectivamente.

Para realizar la transformación de la avenida utilizando la obra de toma como obra de desvío, se necesitan los datos siguientes:

- Hidrógrafo de entrada.
- Elevación del nivel de agua en el vaso, en el instante en que llega la avenida correspondiente al hidrógrafo anterior.
- Curva del embalse (volumen de almacenamiento vs cota).
- Curva de capacidad de servicio de la obra de toma (elevación vs gasto).

1. Para  $h \leq 1,5 Z$ , donde  $Z$  es la altura de la galería, se comportará como un vertedor y la ecuación será:

$$Q_{sal} = 4,43 * m * b * h^{3/2} \quad (14.22)$$

donde:

$m = 0,385$  (coeficiente de gasto).

$b$ : ancho de la galería.

$$Q_{sal} = \varphi b Z \sqrt{2g \left( h - \frac{Z}{2} \right)} \quad (14.23)$$

$h$ : elevación del agua en el vaso.

2. Para  $h > 1,5 Z$  se comportará como un orificio sumergido y la ecuación será:

donde:

$\varphi = 0,96$  y las demás variables tienen el significado ya explicado.

Por la precisión, rapidez y flexibilidad en los cálculos, conviene utilizar el método numérico con ayuda de una calculadora programable o una computadora. El diagrama en bloques se muestra en la figura 14.3, y los datos son los ya explicados.

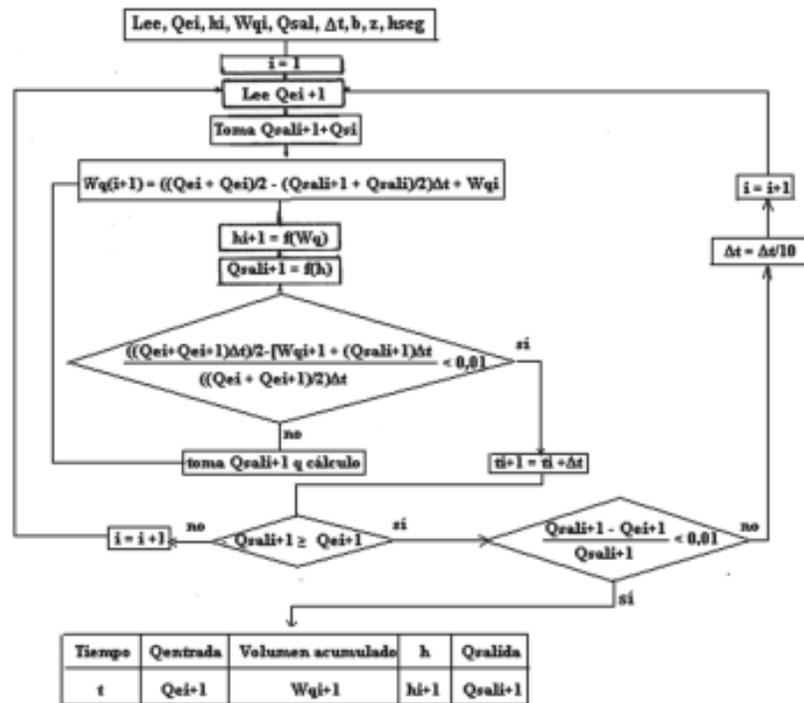


Figura 14.3 Diagrama de bloque para el tránsito de la avenida por método numérico.

El procedimiento, de acuerdo con la figura 14.3, consiste en:

- Seleccionar  $\Delta t$ .
- Tomar  $Q_{sal\ i+1} = Q_{sal\ i}$ . Se conocen  $Wq_{i'}$ ,  $Q_{ei'}$ ,  $Q_{ei+1'}$ ,  $Q_{sal\ i'}$ ,  $h_i$  (para  $i = 1$  son los datos iniciales).
- Calcular  $Wq_{i+1}$  por la ecuación 14.21.
- Obtener la elevación  $h_{i+1}$  a partir de la curva elevación - volumen, con  $Wq_{i+1}$ .
- Obtener  $Q_{sal\ i+1}$  (con  $h_{i+1}$ ) utilizando la curva elevación - gasto de salida de la obra de toma.
- Obtener el error. Si es mayor que 0,01 se regresa al paso c; de lo contrario, se continúa con el paso g. El valor  $Q_{sal\ i+1}$  corresponde al gasto de salida del intervalo de tiempo en cuestión.
- Determinar el tiempo  $t_{i+1}$  y analizar si el gasto que sale es mayor o igual al gasto que entra. Si la respuesta es negativa, se toma  $i = i + 1$  y se regresa al paso b, tantas veces como sea necesario para definir el hidrógrafo de salida. Si la respuesta es positiva el gasto máximo transformado va a ser el  $G_{pc}$  con el que se realiza el diseño de la galería, según se explicó anteriormente. Y  $h_{i+1}$  que corresponda a ese gasto es la cota de seguridad que se requiere para realizar el cierre de la cortina.

donde:

$Q_e$ : gasto de entrada al vaso ( $m^3/s$ ).

$Q_{sal}$ : gasto de salida del vaso ( $m^3/s$ ).

$Wq$ : volumen de almacenamiento (millones de  $m^3$ ).

$h$ : elevación en el vaso (m).

$\Delta t$ : intervalo de tiempo (s).

$f(Wq)$ : curva elevación vs volumen.

$f(h)$ : curva elevación vs gasto de salida por la obra de toma.

$i, i + 1$ : subíndices que representan los valores de las variables de inicio y final del intervalo de tiempo.

### 14.3.2. Diseño de la galería para operación

#### 14.3.2.1. Dimensionamiento de los controles y la galería

Para el cálculo del gasto se utiliza, como se explicó anteriormente, la ecuación de un orificio (14.14):

$$Q = \varphi A \sqrt{2gH_0} \quad (14.14)$$

A la ecuación anterior es necesario hacerle varias correcciones, debido a que en realidad, al circular el gasto por la compuerta, estará afectado por otros factores, los cuales se describen a continuación.

Durante la salida de un líquido real, las pérdidas de energía serán prácticamente insignificantes, pero se harán más notables en la medida que el flujo se acerca al orificio. Su particularidad es que van a estar condicionadas por el freno de la velocidad, producto de la fricción. Por tanto, la velocidad real será menor que la teórica, ya que parte de la energía se consume en la superación de las resistencias hidráulicas que surgen durante la circulación. La relación entre la velocidad real de salida y la teórica se denomina *coeficiente de velocidad*  $\varphi$ ; que para la salida del agua por orificios de pared delgada apoyados en el fondo, su valor medio es 0,96.

Otra consideración importante es que el chorro que sale bajo una compuerta sufre una contracción, debido a las pérdidas locales que se producen en este punto. Esta vena contracta se ubica a una distancia aguas abajo aproximadamente igual a la abertura de la compuerta ( $h_a$ ). La reducción del tirante debe ser calculada, ya que el tirante contraído es el valor real de profundidad que alcanza el flujo inmediatamente a la salida de la compuerta y afecta la descarga.

Muchos autores han tratado este problema; entre ellos: Zhukouski, Bolchakov, Ranja Radu y Albchulv. Este último, luego de realizar un gráfico donde representó los resultados de varios investigadores, entre ellos Darcy y Weisbach, dedujo una ecuación que depende de la relación entre abertura ( $h_a$ ) y carga ( $H_u$ ). Esta ecuación la obtuvo por la curva de mejor ajuste:

$$h_c = \varepsilon * h_a \quad (14.24)$$

en la que:

$$\varepsilon = 0,57 + \frac{0,043}{1,1 - \frac{h_a}{H_u}} \quad (14.25)$$

donde:

$h_a$ : abertura de la compuerta.

$\varepsilon$ : coeficiente de contracción.

$h_c$ : tirante contraído (vena contracta).

En las obras de toma ocurre por lo general que  $H_u \gg h_a$  lo que implica que  $\varepsilon = 0,61$ .

Después de haber analizado estos factores, que afectan el gasto, la ecuación 14.14 se transforma en:

$$Q = \phi h_c b \sqrt{2gH_0} \quad (14.26)$$

Recuérdese que:

$$H_0 = H_u - h_c$$

$$H_u = H_T - \Sigma h_f$$

$$H_T = CD - CC$$

### Variantes para la obtención del gasto y la carga

Existen diferentes formas para obtener los valores de carga y gasto en una galería con compuertas planas. Una de ellas puede ser partiendo de conocer diferentes valores de aberturas de compuerta y realizar un proceso iterativo donde para un gasto fijo se obtengan los valores de carga necesaria para entregarlo. Estos valores deben oscilar entre el NAN y 1,5 veces el vano de la compuerta.

La otra variante es el método de Agroskin; en el cual, conociendo el gasto, la carga y el parámetro  $\phi$ , se puede determinar una función que depende de  $tc$ ; y una vez conocida, obtener los valores de  $h_a/H_u$ ; así como, posteriormente, los de abertura de compuerta necesarios para que circule el gasto de diseño. Las ecuaciones que se emplean para esta solución son:

$$\phi(tc) = 4,43 tc (1 - tc)^{1/2} \quad (14.27)$$

que también puede expresarse como:

$$\phi(tc) = (q/\phi) H_u^{3/2} \quad (14.28)$$

$$tc = \varepsilon h_a / H_u \quad (14.29)$$

donde:

$\phi(tc)$ : relación funcional entre gasto y carga.

$q$ : gasto específico ( $m^2/s$ ).

$\phi$ : coeficiente de velocidad para orificios sin umbral. Su valor medio es 0,96.

$tc$ : coeficiente de profundidad relativa.

Agroskin obtuvo una relación de valores para estos coeficientes, los cuales permiten obtener una curva universal. Se muestran en la tabla 14.4.

Wong y Cabrera ajustaron esos datos a un modelo cúbico con coeficiente de correlación 0,999, cuya expresión es la siguiente:

$$h_a/H_u = - 5,972 \cdot 10^{-3} + 0,402(\phi(tc)) - 1,723 \cdot 10^{-2}(\phi(tc))^2 + 3,584 \cdot 10^{-2}(\phi(tc))^3 \quad (14.30)$$

**Tabla 14.4. Coeficientes de velocidad para orificios sin umbral ( $\phi$ ) y de profundidad relativa ( $\tau c$ )**

$h_a/H_u$	$\varepsilon$	$\phi(\tau c)$	$\tau c$
0,10	0,615	0,264	0,062
0,15	0,618	0,388	0,092
0,20	0,620	0,514	0,124
0,25	0,622	0,633	0,156
0,30	0,625	0,750	0,188
0,35	0,628	0,865	0,220
0,40	0,630	0,967	0,252
0,45	0,638	1,060	0,284
0,50	0,645	1,182	0,323
0,55	0,650	1,265	0,365
0,60	0,660	1,363	0,395
0,65	0,675	1,457	0,440
0,70	0,690	1,538	0,482
0,75	0,705	1,611	0,529

### Restricciones para el dimensionamiento de la galería con régimen de circulación libre

Por razones constructivas:

$$b \geq 1,5 \text{ m}$$

$$h_1 \text{ y } h_2 \geq 2,2 \text{ m}$$

siendo  $b$ ,  $h_1$  y  $h_2$  el ancho, la altura del tramo forzado y la altura del tramo libre de la galería, respectivamente.

El área total de la sección transversal de la galería con régimen libre ( $AT$ ), se determina por:

$$AT = \frac{Y_{max} b}{0,75} \quad (14.31)$$

siendo  $Y_{max}$  el tirante de circulación máximo que tiene lugar dentro de la galería.

Esta expresión (14.31) impone que el área mojada será como máximo un 75 % del área total, con lo que se garantiza buena ventilación de la galería desde aguas abajo.

Antes de comenzar el diseño, si la obra de toma no va a utilizarse para desviar el río, debe comprobarse que:

$$\frac{Q}{\sqrt{H_T}} \geq 1,8 \leftrightarrow 2,0 \quad (14.32)$$

donde:

$$Q: \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_T: \text{ m}$$

Esta restricción garantiza que una obra de toma cuyas dimensiones sean: ancho  $b = 1,5 \text{ m}$  y vano  $h = 1,0 \text{ m}$  (mínimos permisibles) no requiera una abertura de compuerta inferior al 50 % del vano, es decir,  $h_a \geq 0,50 h$ .

En caso de no cumplirse esa condición, se recomienda adoptar un esquema de obra de toma más simple, como pudiera ser una tubería reforzada exteriormente con hormigón o cajones de alcantarilla, igualmente reforzados.

Para el proceso de dimensionamiento de una obra de toma del tipo mostrado en las figuras 13.3 y 13.4, lo cual impone un proceso iterativo, se sugiere la siguiente expresión para calcular el ancho de galería con el cual comenzar los cálculos:

$$b = 0,8 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H_T}}} \quad (14.33)$$

No es ocioso insistir en este momento que esta expresión (14.33) no puede ser empleada con otro fin que el indicado, es decir, no es válido su empleo para determinar caudal o carga.

Si la obra de toma se concibe para desviar el río durante la etapa constructiva, lo que probablemente impone dimensiones mayores, entonces la restricción (14.32) no se tendrá en cuenta y la compuerta deberá operarse con aberturas inferiores al 50 % del vano para el caudal de diseño; y el ancho  $b$  de la galería será el obtenido a partir de la transformación de la avenida.

#### 14.3.2.2. Verificación del funcionamiento de la galería

Con las expresiones antes mostradas se dimensiona la obra de toma, pero es necesario determinar previamente  $Y_{max}$  en la galería para poder establecer su altura. Para ello, se deberán analizar las características de su funcionamiento, identificando si tiene lugar la ocurrencia de un salto hidráulico y si este es admisible.

Antes conviene recordar una serie de parámetros, conceptos y procedimientos de cálculo que intervienen en el análisis del funcionamiento de la galería:

*Profundidad crítica ( $Y_c$ ):* es la profundidad para la cual el régimen de circulación es crítico. Depende de la geometría del canal cuando el gasto es constante. Por lo tanto, en un canal prismático esta profundidad es constante a lo largo de él, independientemente de la pendiente del fondo. Se obtiene por la relación:

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = A\sqrt{D} \quad (14.34)$$

para un canal rectangular

$$D = y \quad (14.35)$$

$$A = by \quad (14.36)$$

por tanto:

$$Y_c = 3 \sqrt{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (14.37)$$

donde:

$b$ : ancho de plato del canal (m).

$y$ : tirante de circulación (m).

$Q$ : caudal ( $m^3/s$ ).

$g$ : aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ).

$A$ : área mojada de la sección ( $m^2$ ).

$D$ : tirante hidráulico (m).

$Y_c$ : profundidad crítica (m).

Para una sección circular u otro tipo de sección,  $Y_c$  se obtiene a partir de la relación 14.34, por los métodos de tanteo de error, tales como: bisección, Newton Raphson, gráfico y otros.

Para un canal de sección circular es solo de interés académico, pues su uso no se recomienda en obras de toma, por la complejidad hidráulica que significaría la descarga de una compuerta rectangular a una galería circular:

$$A = \frac{1}{8}(\lambda - \text{sen}\lambda)d^2 \quad (14.38)$$

$$D = \frac{1}{8} \frac{\lambda - \text{sen}\lambda}{\text{sen}(\lambda/2)} d \quad (14.39)$$

donde:

$\lambda$ ,  $D$  y  $d$  tienen el significado que se indica en el esquema siguiente (Fig.14.4):

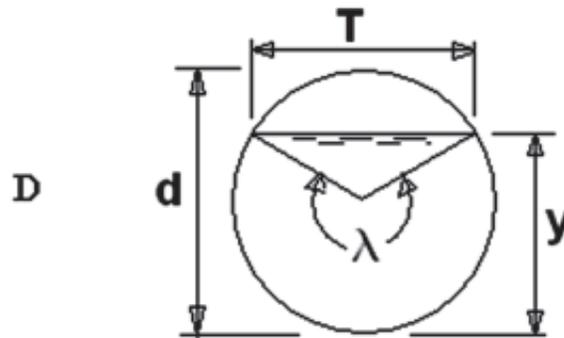


Figura 14.4  
Principales parámetros en una conducción libre circular.

*Profundidad normal* ( $Y_n$ ): es la profundidad de circulación que garantiza condiciones de régimen uniforme, para un determinado caudal que circula por un canal. Se obtiene por la relación:

$$\frac{Qn}{\sqrt{S_0}} = AR^{2/3} \quad (14.40)$$

en una sección rectangular  $A = by$

$$R = A / P = by / (b + 2y) \quad (14.41)$$

y en una sección circular

$$R = \frac{1}{4} \frac{1 - \text{sen}\lambda}{\lambda} d \quad (14.42)$$

donde:

$n$ : coeficiente de rugosidad de Manning.

$R$ : radio hidráulico mojado (m).

$S_0$ : pendiente de fondo del canal.

La solución de la ecuación 14.40 es mediante proceso iterativo.

*Pendiente crítica* ( $S_c$ ): es el valor de pendiente de fondo de la conducción, mediante el cual se logra que el tirante de circulación coincida con el valor del tirante de mínima energía.

$$S_c = \left( \frac{Qn}{AR^{2/3}} \right)^2 \quad (14.43)$$

donde:

$A$  y  $R$ : área y radio hidráulico mojados, correspondientes a la profundidad crítica.

Una vez conocidos los parámetros anteriores y conocida su pendiente de fondo  $S_0$ , se puede determinar el régimen de circulación de la galería, según:

- $S_0 = S_c \Rightarrow$  régimen de circulación crítico.
- $S_0 < S_c \Rightarrow$  régimen de circulación subcrítico ( $Y_n > Y_c$ ).
- $S_0 > S_c \Rightarrow$  régimen de circulación supercrítico ( $Y_n < Y_c$ ).

*Relación entre el tirante y la profundidad de circulación:*

En la generalidad de los casos, el parámetro físico que caracteriza la circulación de cualquier fluido por un canal es el tirante  $d$ . Sin embargo, en el caso de canales con pendientes suaves ( $\theta \leq 6^\circ$ ), los valores de profundidad ( $Y$ ) y el tirante son prácticamente iguales, por lo que puede usarse indistintamente uno u otro parámetro. En los cálculos se empleará el valor de la profundidad de circulación. Este planteamiento se demuestra por lo siguiente:

Una pendiente de  $6^\circ$  es equivalente a una de 10,5 %. El valor máximo recomendado para el fondo de una galería es aproximadamente de 3 %. Por lo tanto, considerando este valor se tiene que:

$S_0 = 0,03$ , que es equivalente a  $\theta = 1,72^\circ$  y como  $d = Y \cos \theta$ , entonces:

$Y = d / \cos (1,72)$ .

$Y = 1,00045 d$ . (14.44)

Analizando este resultado para la condición extrema, se puede concluir que el error que se comete al realizar esa aproximación es prácticamente insignificante.

*Salto hidráulico:*

El aspecto que merece centrar la atención en el diseño de una obra de toma con régimen libre de circulación es la posibilidad de ocurrencia de un salto hidráulico dentro de la galería. De estar presente este fenómeno habría que analizar su tipo y ubicación.

Cuando en un determinado régimen de circulación ocurre un repentino cambio de estado, de supercrítico a subcrítico, producto de una disminución rápida de la pendiente del fondo, de un ensanchamiento de la sección del canal o la presencia de un obstáculo, entre otros, y el

nivel de agua se eleva súbitamente, están creadas las condiciones para que se forme el salto hidráulico. Este fenómeno se caracteriza por tener un comportamiento inestable, debido a las zonas de turbulencia que produce, acompañadas de formación de espuma, por el aireamiento del flujo, ruido, acción dinámica sobre las paredes y fondo del canal, etcétera.

Con frecuencia el salto se puede encontrar a la salida de compuertas y en él se producen importantes pérdidas de energía específica. Sin embargo, el valor de la fuerza específica se mantiene sensiblemente constante si no intervienen fuerzas externas.

La energía específica se define como el valor de la carga total, cuando el plano de referencia coincide con el fondo de la conducción en dicha sección. Y se expresa como:

$$E = Y + \frac{V^2}{2g} \quad (14.45)$$

donde:

Y: profundidad de circulación (m).

V: velocidad media del flujo (m/s).

La fuerza específica se define por la expresión:

$$F = \frac{Q^2}{gA} + \bar{Z}A \quad (14.46)$$

en la que:

Q: caudal (m<sup>3</sup>/s).

A: área (m<sup>2</sup>).

g: aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>).

$\bar{Z}$ : centroide de la figura (m).

Tanto A como  $\bar{Z}$  son funciones de la profundidad de circulación del agua.

Esta fuerza está compuesta por el momentum del flujo que pasa por la sección del canal, por unidad de tiempo y por peso unitario de agua, más la fuerza por peso unitario del agua.

A cada valor de fuerza específica están asociadas dos profundidades denominadas «*conjugadas*», lo que ocasiona que las profundidades, antes y después del salto, sean también *profundidades conjugadas*.

*Cálculo de la conjugada:*

En el cálculo de la profundidad conjugada hay que tener en cuenta que el fondo de la galería debe tener pendiente, para, entre otras cosas, garantizar el escurrimiento y así hacer más fáciles las labores de inspección y mantenimiento. Se sugiere emplear la ecuación de Kindsvater:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2\cos\theta} \left[ \sqrt{\frac{8NF_1^2 \cos^3\theta}{1-2K\tan\theta}} + 1 - 1 \right] \quad (14.47)$$

en la que:

Y<sub>1</sub>: profundidad de circulación antes del salto (m).

Y<sub>2</sub>: profundidad conjugada, después del salto (m).

NF<sub>1</sub>: número de Froude antes del salto.

$\theta$ : ángulo de inclinación del fondo con la horizontal (grados).

$K$ : coeficiente de forma. Según Wong y Cabrera, se determina por:

$$K = 4,075 - 27,56249 S_0 + 113,0682 S_0^2 - 182,9947 S_0^3 \quad (14.48)$$

La ecuación 14.47 es válida para un rango de pendiente entre 0 y 30 %. Para valores de pendiente comprendidos entre 0 y 3 %, esta ecuación se puede expresar como se indica en la 14.49, con un 100 % de precisión, según demostró R. Pardo.

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2 \cos \theta} \left[ \sqrt{8NF_1^2 (1 + 8,3S_0) + 1} - 1 \right] \quad (14.49)$$

en la que todos sus términos son conocidos; y  $S_0$  es la pendiente del fondo de la galería en tanto por uno.

#### *Análisis de las curvas superficiales:*

Muchos autores han desarrollado métodos para obtener curvas superficiales, basados en la solución de la ecuación diferencial o elemental de régimen permanente y gradualmente variado. Entre ellos, se pueden citar a Dupuit, en 1848; Bakhmetieff y Ven Te Chow, en 1959; y Valle, en 1994; que se basaron en la integración de la ecuación diferencial.

Otros autores, como V. J. Charnomskii, en Polonia (en 1914); A. G. Husted, en EE UU (1924); y French (1896), propusieron sus métodos basados en la ecuación elemental del régimen gradualmente variado (RPGV).

Este análisis puede desarrollarse por el método que se prefiera. En este texto se resolvió mediante el método de los pasos normales, con la ecuación elemental del RPGV, la cual se obtiene del planteamiento de Bernoulli: entre dos secciones de un canal, separadas entre sí a una distancia  $\Delta x$ , donde:

$$Z_1 + Y_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + h_{f1-2} \quad (14.50)$$

Esta expresión puede modificarse con las siguientes igualdades:

$$Z_1 - Z_2 = S_0 \Delta x \quad (14.51)$$

$$h_{f1-2} = S_e \Delta x \quad (14.52)$$

llegando a:

$$S_0 \Delta x + E_1 = E_2 + S_e \Delta x \quad (14.53)$$

luego:

$$\Delta X = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_e} \quad (14.54)$$

La rasante de energía se puede calcular como:

$$\bar{S}_e = -\frac{S_{e1} + S_{e2}}{2} \quad (14.55)$$

donde  $S_{e1}$  y  $S_{e2}$  se obtienen por Manning, de acuerdo con:

$$S_e = \left( \frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 \quad (14.56)$$

Como solución del cálculo de las curvas superficiales, mediante la ecuación elemental, se pueden emplear dos variantes:

*Variante 1:*

- Se conoce el tirante inicial y final. El objetivo se reduce a determinar la longitud de la curva.
- Se realiza el cálculo por tramos  $\Delta x$ ; y la longitud total de la curva será la suma de todos los  $\Delta x$ .
- Se debe obtener un  $\Delta y$  para hallar los tirantes intermedios:

$$\Delta y = \frac{Y_f - Y_i}{K} \quad (14.57)$$

donde:

$K$ : número de secciones en que se divide la longitud.

$Y_i$ : profundidad inicial.

$Y_f$ : profundidad final.

- Se le suman los  $\Delta y$  a la  $Y_i$  hasta llegar a  $Y_f$ .
- Se aplican las ecuaciones mostradas al inicio del capítulo para la sección de análisis, cuya solución permite obtener el perfil de la curva superficial.

*Variante 2:*

- Se conoce la longitud y el tirante inicial. El objetivo se reduce a hallar la velocidad que se alcanza al final de la sección de análisis.
- Se supone un valor  $Y_f$ . Y se realiza el proceso de cálculo descrito en la variante anterior.
- Se determina un valor de  $\Delta x$  supuesto y se compara con el real. De ser iguales, entonces  $Y_f$  es el correcto; de lo contrario, se repetirá el proceso desde el inicio.
- Se obtienen las  $\Delta x$  de dividir la longitud en varias secciones; mientras mayor sea el número, mayor será la precisión del cálculo.

Teniendo todos estos elementos, ya es posible comenzar a realizar la verificación del funcionamiento de la galería, que consiste en analizar si dentro de ella existe la posibilidad de ocurrencia de un salto hidráulico, para lo cual se deben calcular dos curvas superficiales: una que parte desde el tirante contraído  $h_c$  después de la compuerta, hacia aguas abajo; y la otra, comenzando en la sección final de la galería, con un tirante impuesto por las condiciones aguas abajo, denominado *tirante comando* ( $h_{com}$ ), y en dirección aguas arriba, buscando

asintóticamente la profundidad normal. Se determina si en alguna sección dentro de la galería, las profundidades de ambas curvas son conjugadas; si es así, se tiene en esa sección el salto hidráulico. Además, en cualquier caso permite identificar el tirante máximo que tiene lugar en la galería.

A continuación se presenta un resumen de las distintas combinaciones de funcionamiento que pueden tener lugar en una galería con régimen de circulación libre. Algunos casos aparecen ilustrados en la figura 14.5, que se presentará más adelante.

*Simbología:*

$h_c$ : tirante contraído a la salida de la compuerta.

$Y_c$ : profundidad crítica.

$Y_n$ : profundidad normal.

$L_c$ : longitud de la curva superficial.

$L_g$ : longitud de la galería.

*Conj.  $h_c$* : conjugada del tirante  $h_c$ .

$Y_{com}$ : tirante comando al final de la galería.

*SH*: salto hidráulico.

*T*: tirante con que llega a la compuerta la curva que viene desde aguas abajo.

### **A. Régimen de circulación subcrítico:**

A.1.  $h_c \geq Y_c \Rightarrow$  no ocurre *SH*.

A.2.  $h_c < Y_c$ : existen posibilidades de que ocurra *SH*. Esto dependerá de las condiciones a de la galería, impuestas por  $Y_{com}$ .

A.2.1.  $Y_{com} > Y_n$

A.2.1.1.  $L_c(S1) \geq L_g$ : a) *Conj.  $h_c < T(S1) \Rightarrow SH$  ahogado.*

b) *Conj.  $h_c \geq T(S1) \Rightarrow SH$  donde *conj. S3* corte a *S1*.*

A.2.1.2.  $L_c(S1) < L_g$ : a) si *S3* y *S1* no se cortan  $\Rightarrow SH$  donde *conj. S3* corta a  $Y_n$ .

b) si *S3* y *S1* se cortan  $\Rightarrow SH$  donde *conj. S3* corta a *S1*.

A.2.2.  $Y_c < Y_{com} < Y_n$ .

A.2.2.1  $L_c(S2) \geq L_g$ : a) *Conj.  $h_c < T(S2) \Rightarrow SH$  ahogado.*

b) *Conj.  $h_c \geq T(S2) \Rightarrow SH$  donde *Conj. (S3)* corta a *S2*.*

A.2.2.2  $L_c(S2) < L_g$ : a) si *S3* y *S2* no se cortan  $\Rightarrow SH$  donde *Conj. S3* =  $Y_n$ .

b) si *S3* y *S2* se cortan  $\Rightarrow SH$  donde *Conj. S3* corta a *S2*.

A.2.3.  $Y_{com} < Y_c$ : se produce una pequeña curva superficial hacia aguas arriba, de longitud 3 a 4 veces  $Y_c$ , para pasar de  $Y_{com}$  a  $Y_c$ . Desde ahí, se desarrolla una *S2*; y el análisis es igual que en A.2.2.

### **B. Régimen supercrítico:**

B.1.  $h_c \geq Y_c \Rightarrow$  no ocurre *SH*.

B.2.  $h_c < Y_c$ .

B.2.1.  $Y_{com} > Y_c$ .

B.2.1.1  $L_c(F1) \geq L_g$ : a) Conj.  $h_c < T(F1) \Rightarrow SH$  ahogado.

b) Conj.  $h_c \geq T(F1) \Rightarrow SH$  donde Conj. F3 o F2 corta a F1.

B.2.1.2  $L_c(F1) < L_g$ : a) F2 o F3 y F1 no se cortan  $\Rightarrow SH$  donde Conj.  $Y_n$  corta a F1

b) F2 o F3 y F1 se cortan  $\Rightarrow SH$  donde se cortan Conj. F2 o F2 o F3 y F1.

B.3.  $Y_n < h_c < Y_c$  y  $Y_{com} < Y_c \Rightarrow$  No hay SH.

El valor del número de Froude se calcula según:

$$NF = \frac{V}{\sqrt{gY}} \quad (14.58)$$

donde:

V: velocidad del flujo (m/s).

g: aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>).

Y: tirante de circulación (m).

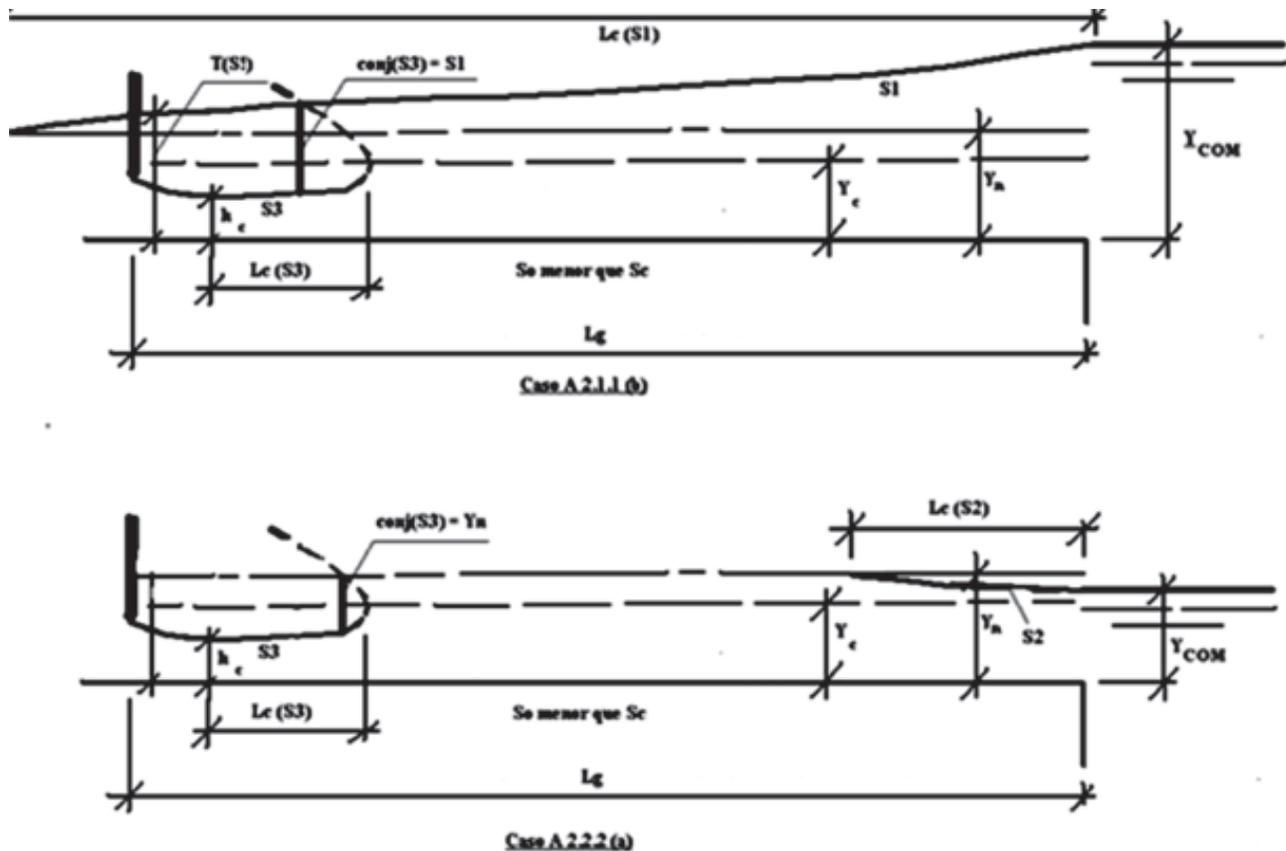


Figura 14.5a

Esquema de algunas de las combinaciones de funcionamiento de una galería con régimen de circulación libre. Caso A.2.1.1 (b) y A.2.2.2 (a).

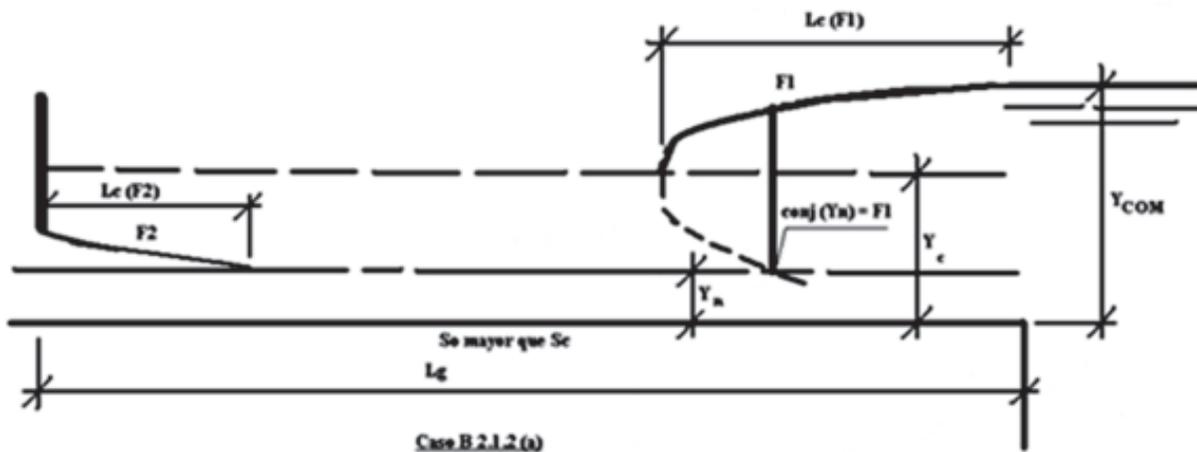


Figura 14.5b  
Esquema de algunas de las combinaciones de funcionamiento de una galería con régimen de circulación libre.  
Caso B.2.1.2 (a).

En dependencia del valor de  $NF$  en la sección de entrada al salto, este se puede clasificar en cinco formas o tipos:

- 1)  $1,0 < NF < 1,7$ : *salto ondular*. Apenas es perceptible la existencia del salto y solo se observa una ligera ondulación en la superficie del agua. En este caso el flujo ocurre en condiciones tan cercanas al régimen crítico, que pequeños obstáculos en el fondo del canal provocan el salto; y las condiciones inmediatamente aguas abajo del mismo, aunque subcríticas, difieren poco de las existentes antes de él. La disipación de energía es mínima.
- 2)  $1,7 < NF < 2,5$ : *salto débil*. Se observa claramente la existencia del salto por la presencia de pequeñas ondulaciones en la superficie del agua. Las condiciones de circulación se restablecen muy cerca del final, y las pérdidas de energía son pequeñas.
- 3)  $2,5 < NF < 4,5$ : *salto oscilante*. Tiene singular importancia por sus efectos perjudiciales en el flujo aguas abajo. Su comportamiento es muy inestable, la superficie se eleva y descien- de alternativamente, su ubicación también avanza y retrocede ligeramente; esto se debe a que el chorro de agua no se abre de manera gradual, sino que oscila dirigiéndose indistin- tamente hacia la superficie o hacia el fondo. Esta inestabilidad provoca olas que se propa- gan aguas abajo, dañando el lecho y taludes del canal. Es aconsejable tratar de evitar este tipo de salto.
- 4)  $4,5 < NF < 9,0$ : *salto estable*. Es un salto de configuración muy bien definida. Su extensión es fácilmente delimitada y no provoca alteraciones importantes del flujo, debido a que el chorro de alta velocidad se va expandiendo uniformemente hasta alcanzar la sección completa. En esta distancia es que tiene lugar el salto, y sobre el chorro se localiza la masa de agua en forma de remolinos espumeantes. En él se disipa de 45 % a 70 % de la energía. Por sus características resulta el más usado en los proyectos de obras hidráulicas, como disipador de energía.
- 5)  $NF > 9,0$ : *salto fuerte*. Debido a la altura que alcanza el salto, la masa espumosa y arremo- linada que se observa aguas abajo, se desplaza hacia abajo constantemente y es nueva- mente alzada por el chorro de agua, dando la impresión de una ebullición o de la existencia de un compresor de aire bajo la superficie. Aún después de la sección final del salto, sus

efectos no se disipan, pues aguas abajo y a cierta distancia se observan olas en la superficie. La longitud del salto no puede ser determinada con precisión. En él se llega a disipar hasta un 85 % de la energía.

Por lo antes expuesto, se concluye que no debe admitirse un salto hidráulico dentro de la galería, pero si evitarlo dificulta o encarece excesivamente la obra, entonces se podría admitir su ocurrencia siempre que sea ondular o débil ( $NF < 2,5$ ), pero nunca oscilante, estable o fuerte porque cualquiera de ellos requeriría dimensiones y espesores grandes para la galería; y además, provocarían vibraciones elevadas, con los consiguientes problemas de filtraciones, asentamientos diferenciales, etcétera.

## 14.4. Ventilación en conductos cerrados

*Movimiento del aire en conductos cerrados:*

En conductos cerrados, en dependencia de: la longitud y la pendiente; las condiciones de entrada y salida del flujo; la posición del cierre de las compuertas y el grado de abertura de las mismas; así como la existencia de un conducto de aire, se pueden establecer los siguientes regímenes de circulación:

1. Régimen forzado.
2. Régimen de circulación libre laminar.
3. Régimen de circulación libre turbulenta.
4. Régimen de transición (parcialmente a presión) para el cual la circulación libre pasa a forzada, o viceversa.

La mayor intensidad de atracción de aire (incorporación) en un conducto se observa para una circulación libre turbulenta y parcialmente a presión con el cambio de la circulación libre a forzada.

La incorporación de aire a un conducto ocurre bajo la influencia de las presiones tangenciales en la frontera agua - aire (autoaereación). Este fenómeno es el atrapamiento de aire provocado por el salto hidráulico, el cual se forma durante el paso a una circulación forzada sin salto.

En cualquiera de estos casos, para la estabilización del movimiento de agua se necesita proveer una adecuada ventilación por encima del agua. Cuando la entrada de aire es insuficiente en el conducto, es posible:

- La caída de la capacidad de servicio del conducto, producto de la disminución de la pendiente hidráulica.
- El paso espontáneo de circulación libre a forzada inestable.
- El ahogo permisible de la compuerta por debajo de la cual el agua entra en el conducto.
- La acumulación de aire en forma de tapones de aire, los cuales al trasladarse ocasionan el golpe hidráulico.

Los regímenes posibles de movimiento de agua y aire, durante el vertimiento por debajo de la compuerta con alta carga en un conducto cerrado, se pueden observar en la figura 14.6:

Caso a) Para pequeñas aberturas de compuerta (no más del 10 %) se observa a continuación de la compuerta la pulverización del chorro de agua, con la formación de una mezcla de gotas de agua y aire.

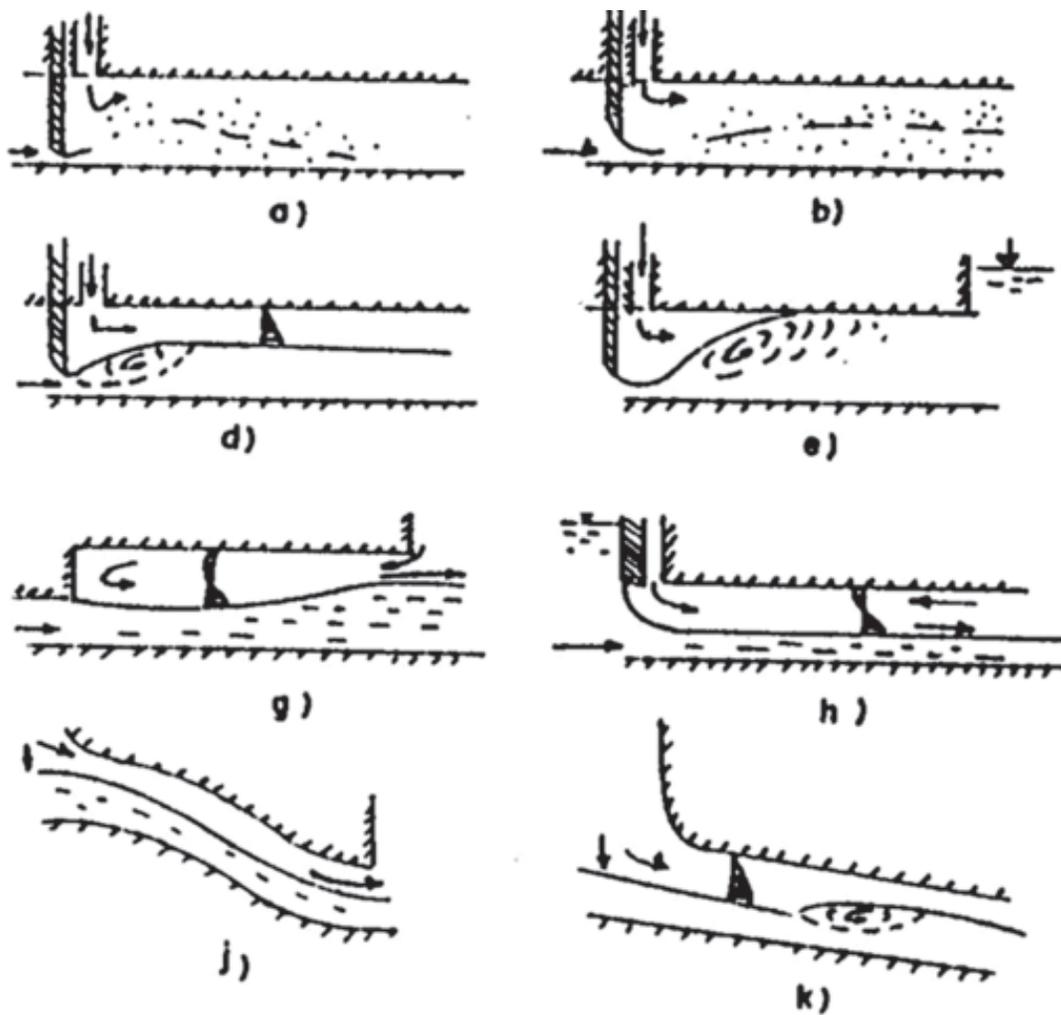


Figura 14.6  
Regímenes de movimiento de agua y aire en los conductos cerrados.

- Caso b) Para una mayor abertura de compuerta, se forma en el fondo una capa de agua-aire; y lo que queda de espacio, producto de una fuerte aereación, puede llegar a estar lleno de líquido pulverizado.
  - Caso c) En la medida que se aumenta la abertura de compuerta, la estructura del flujo continúa variando, en dependencia de la velocidad y la profundidad de la sección inicial.
  - Caso d y e) Si en el conducto se origina un salto hidráulico, entonces el movimiento posterior a este puede ser libre o forzado.
  - Caso f) Es posible también el paso sin salto al movimiento forzado, cuando la curva de remanso que alcanza el techo no pasa a través de la profundidad crítica.
- En cada uno de estos casos, el movimiento estable es posible para una capacidad de servicio suficiente del conducto de aire a continuación de la compuerta. Con esto, en el espacio sobre la superficie del agua se establece el movimiento de aire, que acompaña al movimiento del agua.

- Caso g) Cuando el conducto es corto y la distancia sobre la superficie libre hasta el techo es suficiente, la ventilación puede ser garantizada a través del orificio de salida libre, moviéndose el aire en el techo en dirección contraria a la del agua.
- Caso h) La contracorriente de aire puede tener lugar cuando también es insuficiente la capacidad de servicio del conducto de aire.
- Caso l) Cuando el flujo es parcialmente a presión, con la ausencia del conducto de aire o la insuficiencia de su capacidad de servicio, o cuando está ahogado el orificio de salida del conducto de aire, se observa el ahogo de la compuerta.
- Casos j y k) Cuando el orificio de entrada no está ahogado, no es necesario el conducto de aire. Si cuando esto ocurre, no se ahoga tampoco el orificio de salida, entonces el aire pasa a través del conducto.

Durante la proyección de obras de toma se debe tener en cuenta que para un régimen con ahogo de la compuerta (caso l), ocurren separaciones de los torbellinos del borde ahogado de esta, provocando su vibración. *No es permitido el régimen de transición de la circulación libre a forzada, particularmente por salto hidráulico.*

Los conductos de agua sin conductoras de aire se permiten cuando el conducto es corto (caso g).

Al calcular la ventilación es necesario establecer la necesidad de la construcción del conducto de aire, determinar sus parámetros y el régimen de circulación del aire en el espacio por encima del agua.

Al calcular el conducto de aire se necesita determinar el área necesaria de su sección transversal ( $W_a$ ) y el coeficiente de gasto ( $m_a$ ) para una cantidad de aire conocida, atrapada por el flujo. Para esto se utiliza la fórmula de capacidad de servicio del conducto de aire, obtenida a partir de la ecuación de Bernoulli:

$$Q_a = \mu W_a \sqrt{\frac{\rho}{\rho_a}} \sqrt{2gh_{vac}} \quad (14.59)$$

donde:

$\mu$ : coeficiente de gasto del conducto de aire.

$\rho$  y  $\rho_a$ : densidad del agua y el aire, respectivamente.

$h_{vac}$ : vacío en la zona del orificio de salida del conducto de aire, expresada en unidades de columna de agua.

$W_a$ : área del conducto de aire ( $m^2$ ).

*Movimiento del aire sobre la superficie libre del flujo no aereado en conductos cerrados:*

Para garantizar en un conducto cerrado un régimen libre de circulación, es necesario que el aire en el conducto entre en el espacio sobre el agua en cantidad suficiente. Tanto en ausencia del conducto de aire al inicio del conducto libre (Fig. 14.6 i), como con conducto de aire (Fig. 14.6 h), se exige determinar por cálculos el vacío al inicio del conducto y la pendiente hidráulica del flujo de aire, así como establecer si es necesario el conducto de aire y su capacidad de servicio. El movimiento libre puede pasar a forzado al tener una ventilación insuficiente en el espacio superior y una distancia insuficiente desde la superficie libre del agua hasta el techo.

Las soluciones conocidas de problemas del movimiento del aire en conductos de aire cerrados para circulación libre fueron obtenidas en la ecuación del movimiento de Reynolds, las

cuales describen el movimiento turbulento promedio del líquido, teniendo en cuenta las tensiones tangenciales conocidas por *viscosidad y turbulencia*.

Para la circulación paralela, las ecuaciones de movimiento del líquido en la forma de Navier Stoke, en la proyección de los ejes  $X$  y  $Y$ , pueden ser mostradas de la forma siguiente:

$$\rho \frac{dU_x}{dt} = \rho g_x - \frac{\delta \bar{P}}{\delta x} + \mu \left[ \frac{\delta^2 U_x}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 U_x}{\delta y^2} \right] - \rho \left[ \frac{\delta \overline{U'_x{}^2}}{\delta x} + \frac{\delta \overline{U'_x U'_y}}{\delta y} \right] \quad (14.60)$$

$$\rho \frac{\delta U_y}{\delta t} = \rho g_y - \frac{\delta \bar{P}}{\delta y} + \mu \left[ \frac{\delta^2 U_y}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 U_y}{\delta y^2} \right] - \rho \left[ \frac{\delta \overline{U'_x{}^2}}{\delta y} + \frac{\delta \overline{U'_x U'_y}}{\delta x} \right] \quad (14.61)$$

donde el tercer término en la parte derecha de cada ecuación expresa las tensiones de viscosidad; el último término, las tensiones normales y tangenciales turbulentas.

Si se hacen las consideraciones siguientes:

- Analizar un flujo de aire entre dos superficies horizontales paralelas, ortogonales al eje  $Y$  ( $\rho g_x = 0$ ;  $g_y = y$ ), separadas a una distancia  $h$  (Fig. 14.7).
- Establecer la dirección según el eje  $X$  ( $U_y = 0$ ).
- Considerar que es un flujo permanente y un régimen uniforme ( $dU/dt = 0$ ), la derivada por  $X$  es igual a cero, con excepción de  $dP/dx = \text{constante}$ .

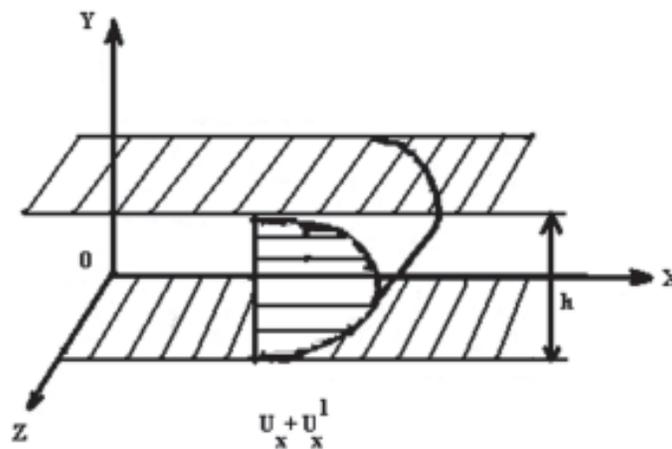


Figura 14.7  
Flujo del líquido a través de planos paralelos.

Entonces las ecuaciones de movimiento toman la forma:

$$0 = -\frac{\delta \bar{P}}{\delta x} + \mu \frac{\delta^2 \bar{U}_x}{\delta y^2} - \rho \frac{\delta \overline{U'_x U'_y}}{\delta y} \quad (14.62)$$

$$0 = \rho g - \frac{\delta \bar{P}}{\delta y} - \rho \frac{\delta \overline{U'_y{}^2}}{\delta y} \quad (14.63)$$

En los trabajos de Rozanov y Liatjer se da la solución a estas ecuaciones, teniendo en cuenta las condiciones de frontera y con ayuda de un método propuesto por el académico N. N. Pavlovski, donde se obtiene un sistema de ecuaciones con dos incógnitas: la pendiente hidráulica del flujo de aire y el gasto de aire, que se lleva a una relación funcional:

$$Y = f(q^*) \quad (14.64)$$

la cual expresa la capacidad del flujo de agua para transportar aire.

donde:

$$Y = \frac{i_a g h_a}{U_0^2} \quad (14.64 \text{ a})$$

$$q^* = \frac{q}{h_a U_0} \quad (14.64 \text{ b})$$

$q^*$ : gasto específico ficticio de aire.

$i_a$ : pendiente piezométrica del flujo de aire.

$g$ : aceleración de la gravedad.

$h_a$ : altura del espacio de aire sobre el agua.

$U_0$ : velocidad superficial del agua igual a 0,83 veces la velocidad media.

Esta relación funcional (ecuación 14.64) depende de la pendiente piezométrica del flujo de aire, de la rugosidad relativa del cauce lleno de agua ( $\Delta$ ) y de la turbulencia del flujo que es caracterizada por el número de Froude.

Los gráficos de la función 14.64 se construyeron para determinados valores del complejo  $Fr_R h/h_a$  y la relación  $\Delta_{min}/h_{a min}$  (Fig. 14.8, en la página siguiente).

donde:

$$Fr_R = V^2/gR \quad (14.65)$$

$V$ : velocidad media del agua (m/s).

$R$ : radio hidráulico (m).

$h_a$ : altura de aire (m).

$h$ : altura del agua al inicio (m).

$\Delta$ : rugosidad absoluta del techo y paredes de la galería (mm).

Para la determinación de  $q^*$ , el cual debe responder a la capacidad de transportación del flujo de agua y a la capacidad de servicio del conducto de aire, se utiliza la ecuación:

$$q^* = \sqrt{\frac{2YL}{h_a}} \frac{X}{\alpha_q} \quad (14.66)$$

que expresa la capacidad de servicio del conducto de aire en dependencia de la caída de presión y del área del conducto.

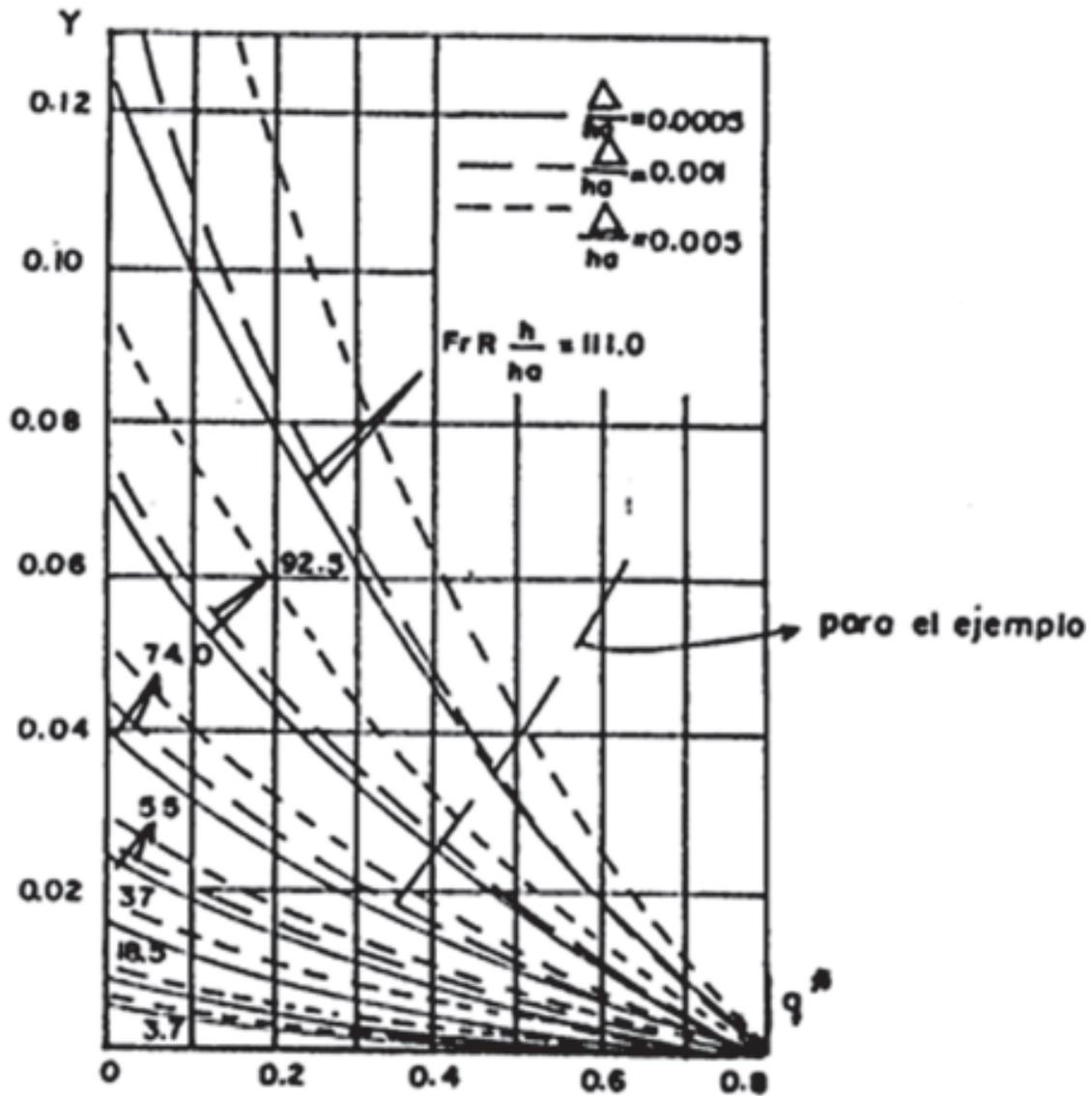


Figura 14.8  
Gráfico de dependencia  $Y = f(q^*)$ .

donde:

$$X = \mu \frac{W_a}{bh_a} \quad (14.67)$$

$\mu$ : coeficiente de gasto del conducto de aire.

$W_a$ : área del conducto de aire ( $m^2$ ). Cuando no hay conducto de aire  $W_a = 0$ ;  $q^* = 0$  y  $Y$  se determina por la intercepción de  $Y = f(q^*)$  con el eje de las ordenadas, en la figura 14.8.

$b$ : ancho de la galería por la superficie libre del agua (m).

$h_a$ : distancia entre la superficie libre del agua y el techo (m).

$L$ : longitud de la galería (m).

$\alpha_q$ : coeficiente que tiene en cuenta las diferentes condiciones de circulación del aire sobre el flujo del agua en el conducto:

Para  $2 \leq b/h_a \leq 7 \rightarrow \alpha_q = 0,16 b/h_a - 0,12$

Para  $b/h_a > 7 \rightarrow \alpha_q = 1$ .

Dándole valores a  $Y$ , se obtiene una curva de  $f(q^*)$ , que se plotea en la figura 14.8; y donde se corte la curva de  $Y = f(q^*)$  que corresponde a los valores de  $\Delta/h_a$  y  $Fr_R h/h_a$  del problema planteado, esos serían los valores de  $Y$  y  $q^*$  buscados (valores intermedios se interpolan). Estos se van a utilizar para obtener las incógnitas existentes, es decir, la pendiente hidráulica del flujo de aire y el gasto de aire, así como establecer si ocurre o no, el ahogo del túnel; si se necesita o no, construir el conducto de aire al principio del túnel, y también determinar su área.

Para un valor de  $Y$  conocido, el vacío al principio del conducto (en unidades de columna de agua) y el gasto de aire son:

$$h_{vac} = 1,45\alpha_q^2 Y L \frac{V^2}{gh_a} \frac{\rho_a}{\rho} \quad (14.68)$$

$$Q_a = 1,2\alpha_q q^* V b h_a \quad (14.69)$$

y la pendiente hidráulica del flujo de aire:

$$i_a = h_{vac}/L \quad (14.70)$$

*Influencia del régimen de ventilación en la profundidad del flujo:*

Durante la ventilación del espacio ahogado del conducto cerrado, sobre la velocidad de circulación del agua actúan tanto el gradiente de presión ( $dp/dx$ ) como las tensiones tangenciales sobre la superficie de división agua - aire.

La consecuencia de la variación de la velocidad es el aumento o la disminución de la profundidad del flujo. Para un aumento de la profundidad de circulación puede pasar a ser forzada; esto lo afirman los experimentos realizados.

Al analizar el flujo libre en un conducto cerrado (Fig. 14.9), si se establece la influencia del gradiente de presión del flujo de aire en el parámetro analizado del flujo de agua, y si la presión de aire sobre la superficie libre del agua en las secciones 1-1 y 2-2 son iguales entre ellas (y es igual, por ejemplo, a la atmosférica); entonces, de la ecuación de Bernoulli se obtiene que la pendiente hidráulica es igual a la pendiente del fondo, a la pendiente de la superficie libre y a la pendiente de fricción; y la velocidad media es constante a todo lo largo, o sea, se obtienen condiciones conocidas que determinan el movimiento uniforme, para el cual:

$$I = i_{sup} = i_f = \text{constante} \quad (14.71)$$

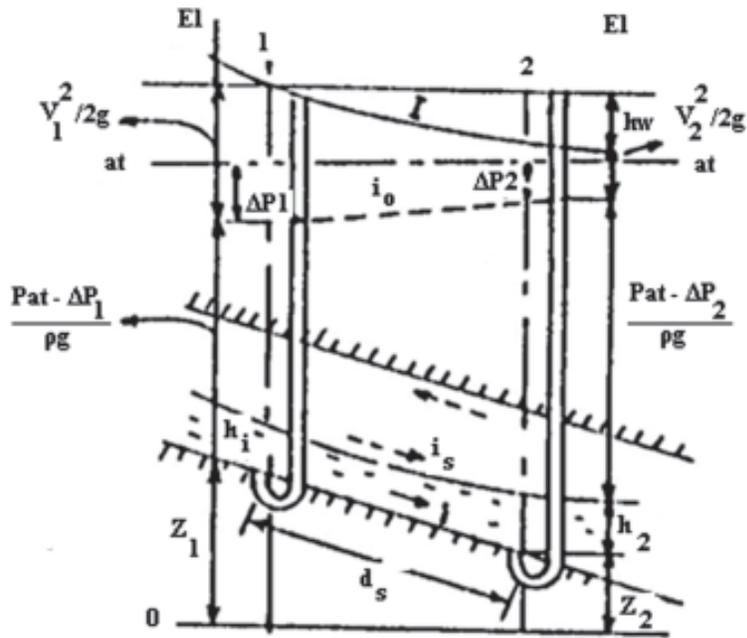


Figura 14.10. Obtención del ángulo de inclinación en un conducto cerrado.

El: nivel de energía en la sección 1-1.

At: línea de presión atmosférica.

.... nivel de piezométrico del flujo aireado.

... circulación del aire.

Si la presión del aire en la sección 1-1 fuera ahora menor que la atmosférica en  $\Delta p_1$ ; así como en  $\Delta p_2$ , en la sección 2-2; siendo  $\Delta p_1 > \Delta p_2$ , entonces la ecuación de Bernoulli para las secciones 1-1 y 2-2 del flujo de agua toma la forma:

$$Z_1 + h_1 + \frac{P_{atm} - \Delta P_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{P_{atm} - \Delta P_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_w \quad (14.72)$$

teniendo en cuenta que la caída de presión de aire en las secciones 2-2 y 1-1 conforman:

$$P_{atm} - \Delta P_2 - (P_{atm} - \Delta P_1) = -\Delta P_2 + \Delta P_1 = d(\Delta P) \quad (14.73)$$

La pendiente hidráulica del flujo de agua:

$$I = -d(Z + h + \Delta P/\rho g + V^2/2g)/ds \quad (14.74)$$

(el signo negativo se debe a que el valor de la carga total  $H$  decrece según avanza  $S$ ).

donde  $\Delta P_1$  y  $\Delta P_2$ : vacío.

$$-dZ/dS = I \quad (14.75)$$

$I$ : pendiente de fondo (el signo negativo se debe a que se parte de un esquema en que la cota de fondo disminuye en el sentido del eje  $X$ ).

$$-d/dS \Delta P/\rho g = i_a \quad (14.76)$$

$i_a$ : pendiente piezométrica del flujo de aire; el cual, para un aumento de la presión en toda su longitud (o sea para una disminución del vacío  $\Delta P$ ), es negativo; es decir, tiene signo contrario al signo de la pendiente hidráulica del flujo de agua. Para una disminución de presión, es positiva.

Por consiguiente:

$$I = i + i_a - \frac{d}{dS} \left( h + \frac{\alpha V^2}{2g} \right) \quad (14.77)$$

donde es obvio que en dependencia del signo de la pendiente piezométrica ( $i_a$ ) del flujo de aire, la pendiente hidráulica del agua puede aumentar o disminuir. Por lo que se llega a una conclusión muy importante: *en un conducto cerrado, al ocurrir una caída de presión del aire, el régimen del movimiento de agua pasa de uniforme a no uniforme*, ya que:

$$I = dh_w/dS = i_f \quad (14.78)$$

donde  $i_f$  es la pendiente de fricción, además:

$$\frac{d}{dS} \left( \frac{\alpha V^2}{2g} \right) = \frac{\alpha Q^2}{2gb^2} \frac{d}{dS} \left( \frac{1}{h^2} \right) = -\frac{\alpha Q^2}{gb^2} \frac{1}{h^3} \frac{dh}{dS} = -\frac{\alpha V^2}{gh} \frac{dh}{dS} = -NF^2 \frac{dh}{dS} \quad (14.79)$$

sustituyendo y despejando se obtiene:

$$\frac{dh}{dS} = \frac{i + i_a - i_f}{1 - NF^2} \quad (14.80)$$

o utilizando la fórmula de Chezy:

$$\frac{dh}{dS} = \frac{i + i_a - \frac{Q^2}{W^2 C^2 R}}{1 - NF^2} \quad (14.81)$$

teniendo en cuenta que  $W^2 C^2 R = K$ ; donde  $K$  es el módulo de gasto que responde a la profundidad efectiva ( $h$ ); y expresando el gasto  $Q = K_0(i)^{1/2}$  a través del módulo de gasto de algún flujo ficticio y uniforme en el cauce analizado, se obtiene la ecuación de movimiento no uniforme del agua en conductos cerrados, para una variación de presión de aire uniforme sobre la superficie libre:

$$\frac{dh}{dS} = \frac{\left( 1 - \frac{K_0^2}{K^2} \right) i + i_a}{1 - NF^2} \quad (14.82)$$

*Metodología para establecer si se necesita la toma de aire al comienzo de la galería, y dimensionamiento de esta, si fuera necesaria:*

1. Para cuando no existe conducto de aire al comienzo (el área de este:  $W_a = 0$ ).
  - a) Determinar el vacío  $h_{vac}$  (ecuación 14.68) al comienzo de la galería (el resto de los parámetros que componen esta ecuación se calculan con ayuda de las ecuaciones 14.64 a 14.67. Y al ser  $W_a = 0$ ;  $X = 0$  (ecuación 11.68);  $q^* = 0$  (ecuación 14.66) y Y se obtiene por la intercepción de la función  $Y = f(q^*)$ , ecuación 14.64, con el eje de las ordenadas en la figura 14.9.
  - b) Determinar el aumento de la profundidad del agua al final de la galería,  $\Delta h$  (ecuación 14.82).
    - Si el aumento de la profundidad al final de la galería es menor que la altura tomada del espacio de aire, no será necesario el conducto de aire al comienzo.
    - Si el aumento de la profundidad al final de la galería es mayor que la altura tomada del espacio de aire, será necesario el conducto de aire al comienzo y hay que ir al paso 2.
2. Se asume un conducto de aire al inicio de la galería ( $W_a \neq 0$ ) y se repiten los incisos a y b del paso 1, tanteando para diferentes diámetros del conducto, hasta obtener un aumento de la profundidad al final de la galería, menor que la altura tomada del espacio de aire. Se recomienda que cuando  $L > 10 h$ , el área del conducto de aire  $W_a$  no debe ser menor que  $W_{min}$ :

$$W_a \geq W_{min} = 0,04 W/m \quad (14.83)$$

donde:

- $L$ : longitud de la galería (m).
- $h$ : altura de la galería (m).
- $W$ : área mojada de la sección transversal de la galería (m<sup>2</sup>).
- $W_a$ : área del conducto de aire (m<sup>2</sup>).
- $m$ : coeficiente de gasto del conducto de aire.

## 14.5. Disipadores de energía

Cuando se quiere disipar la energía del flujo antes de la descarga, con el objetivo de reducir o eliminar las erosiones al final de la galería, se puede lograr mediante un salto hidráulico confinado, parcial o totalmente, en una estructura como el pozo o el estanque amortiguador.

Los disipadores de energía más frecuentemente utilizados en obras de toma a la salida de la galería, con régimen de circulación libre, son los estanques amortiguadores. Aunque es posible que se desee emplear otro (de los esquemas estudiados en capítulos precedentes). En tal caso, la forma de cálculo sería la ya indicada sobre ellos.

## 14.6. Metodología de diseño

1. Si la toma será utilizada para desvío del río durante la etapa constructiva:
  - a) Realizar la transformación de la avenida de diseño para esa etapa.
  - b) Diseñar la galería para el desvío del río.
  - c) Continuar con el siguiente paso (2).

2. (Primer paso en caso de no usarse la toma para desvío del río). Definir la cota mínima del agua en el embalse para la cual se quiere garantizar el gasto de diseño.
3. Calcular la carga bruta de diseño ( $H_T$ ), según la ecuación 14.2.
4. Comprobar, si no se usa para desvío del río, que  $Q/(H_T)^{1/2} \geq 1,8$ . Si no se cumple esta condición, se recomienda tomar un esquema más simple de obra de toma.
5. Determinar el ancho inicial:
  - a) Según la ecuación 14.28, si es solo para operación.
  - b) Obtenido en el inciso b del punto 1.
6. Determinar las pérdidas de energía en el sistema hasta la compuerta de operación, incluida esta.
7. Comprobar que las pérdidas sean del orden del 10 % al 15 % de  $H_T$ . En caso de ser inferiores, se deben disminuir las dimensiones (si es posible constructivamente); y si son mayores, entonces aumentar las dimensiones.
8. Dimensionar la rejilla.
9. Determinar la carga neta de diseño  $H_U$ .
10. Determinar la abertura necesaria y el vano de cálculo (diseño de los controles).
11. Verificar el funcionamiento de la galería (epígrafe 14.3.2).
12. Diseñar el dissipador, si procede.

En la figura 14. 10 se presenta la obra de toma tipo Clotilde, que es de amplio uso en Cuba.

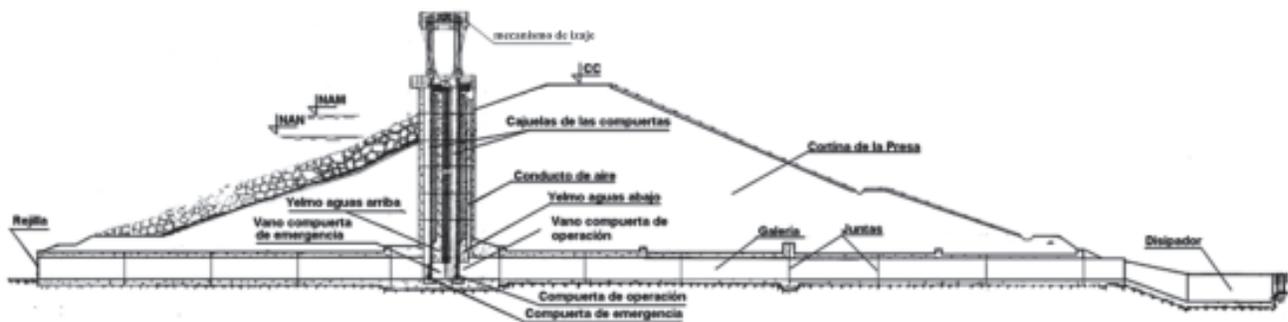


Figura 14.10  
Esquema de la obra de toma con régimen de circulación libre tipo Clotilde.

## 14.7. Ejemplo de diseño

Dadas las condiciones que se muestran en la figura 14.11, determinar:

- a) El ancho  $b$  de la galería, así como las alturas  $h_1$  y  $h_2$ .
- b) La altura  $h$  del vano.
- c) Las dimensiones de la rejilla tipo cajón.

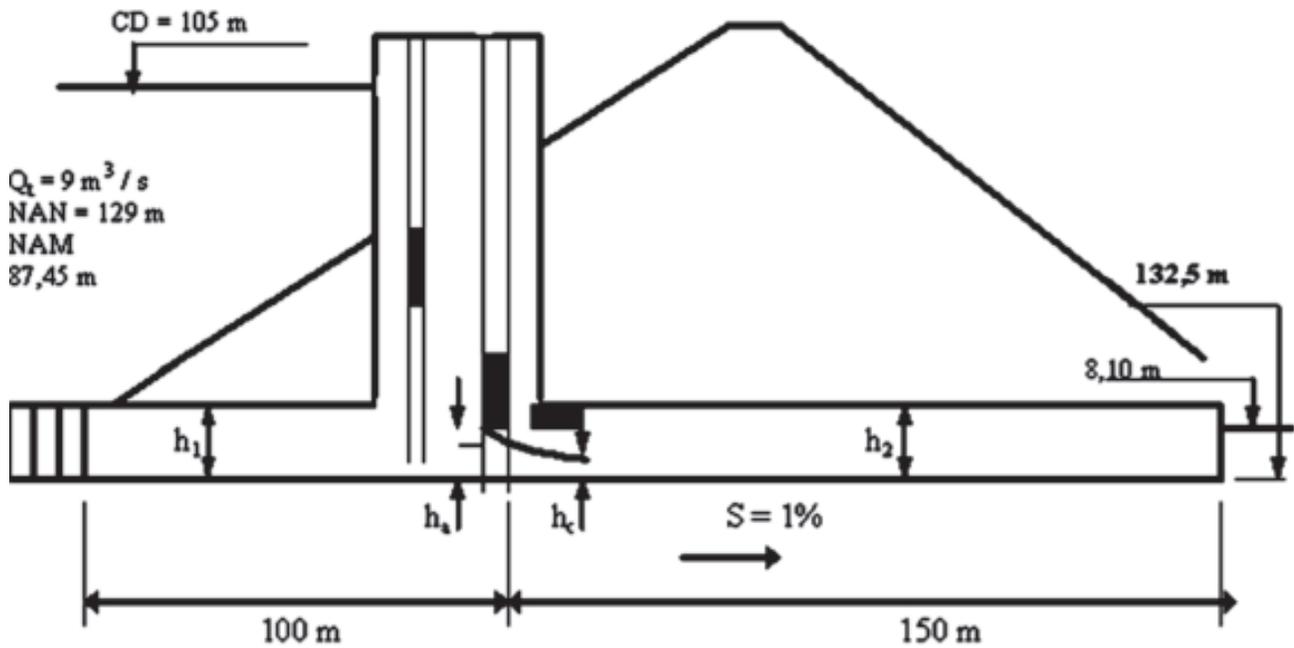


Figura 14.11  
Esquema de obra de toma a diseñar.

Solución:

$$H_T = 105 - 89 = 16 \text{ m}$$

$$Q = 9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{H_T}} = 2,25 > 1,8 \Rightarrow \text{es racional el empleo de la OT propuesta.}$$

$$b = 0,8 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H_T}}} = 1,20 \text{ m}$$

Tramo forzado:

Según recomendaciones constructivas se selecciona  $b = 1,5 \text{ m}$  y  $h_1 = 2,2 \text{ m}$ .

$$A = bh = 3,3 \text{ m}^2$$

1. Rejilla.

$$V_r = 1 \text{ m/s}; \quad S = 0,03 \text{ m}; \quad b_1 = 0,10 \text{ m}; \quad \alpha = 90^\circ$$

$$V_t = \frac{V_r}{1 + \frac{S}{b_1}} = 0,77 \text{ m/s}$$

$$V_t^2/2g = 0,03 \text{ m}$$

$$K_t = \beta(s/b_1)^{4/3} \text{ sena} = 0,486$$

$$h_t = K_t h_{vt} = 0,01 \text{ m}$$

2. Entrada

Se selecciona entrada con aristas vivas ( $K_e = 0,70$ ).

$$V_e = Q/A = 9/3,3 = 2,73 \text{ m/s} \rightarrow h_{ve} = 0,38 \text{ m}$$

$$h_e = K_e h_{ve} = 0,26 \text{ m}$$

3. Conducto forzado.

$$n = 0,017$$

$$L = 100 \text{ m}$$

$$V = 2,73 \text{ m/s}$$

$$R = A/P = 3,3 / (2b_1 + 2h_1) = 0,45 \text{ m}$$

$$h_f = \frac{n^2 L}{R^{4/3}} V^2 = 0,63 \text{ m}$$

4. Compuertas.

- De operación.

$$h_g = K_g h_{vg} = (1,2)(0,38) = 0,46 \text{ m}$$

- De emergencia.

$$h_g = K_g h_{vg} = (0,1)(0,38) = 0,04 \text{ m}$$

5. Salida del tramo forzado.

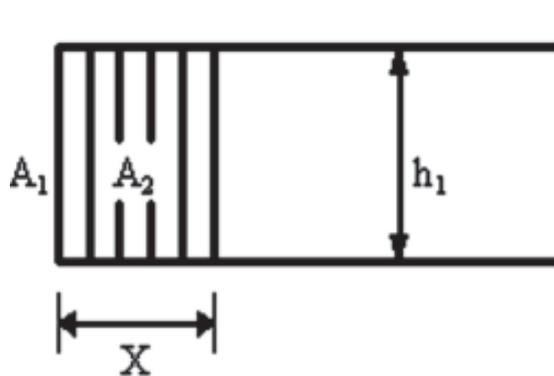
$$H_s = K_s h_v = (1)(0,38) = 0,38 \text{ m}$$

$$\Sigma h_f = h_t + h_e + h_f + h_{go} + h_{ge} = 1,78 \text{ m}$$

$(1,78/16) * 100 = 11,12 \%$ , valor aceptable. Luego se admite el dimensionamiento hasta los controles.

Ahora se puede concluir el dimensionamiento de la rejilla (Fig. 14.12) ya que quedó definida la altura y el ancho del tramo:

$$\text{Área bruta: } A_g = Q/V_t = 9/0,77 = 11,69 \text{ m}^2$$



$$A_1 = bh_1 = 3,3 \text{ m}^2$$

$$2A_2 = (11,69 - 3,3) = 8,39 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 4,195 = X * h_1$$

$$X = 1,9 \text{ m}$$

Figura 14.12  
Dimensionamiento de la rejilla del ejemplo.

$$H_u = (CD - Cl) - \Sigma h_f = (105 - 89) - 1,78 = 14,22 \text{ m.}$$

Abertura necesaria de la compuerta para entregar el caudal requerido: según tabla 14.5.

**Tabla 14.5. Determinación de la abertura de la compuerta**

$h_a$	$\varepsilon$	$h_c$	$H_u$	$Q$
1,2	0,61	0,73	13,49	17,10
0,7	0,61	0,43	13,79	10,19
0,6	0,61	0,37	13,85	8,78
0,62	0,61	0,38	13,84	9,02
0,61	0,61	0,372	13,85	8,83

donde:

$$\varepsilon = 0,57 + \frac{0,043}{1,1 + \frac{h_a}{H_u}}$$

$$h_c = \varepsilon h_a$$

$$H_o = H_u - h_c$$

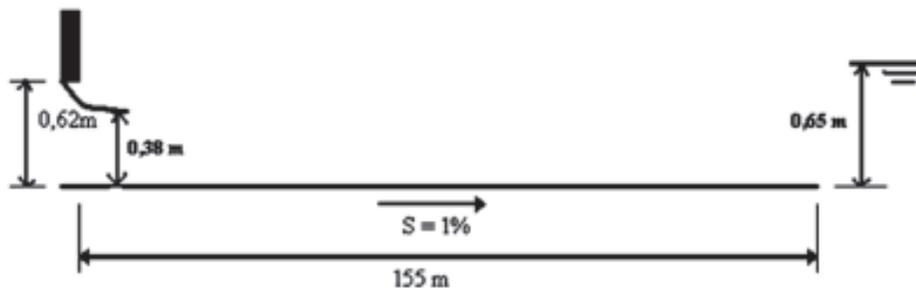
$$Q = \varphi h_c b \sqrt{2gH_o}$$

de los resultados anteriores se concluye que  $h_a = 0,62$  m.

Tramo libre:

1. Determinación de la altura  $h_2$ .

Para ello, debe tenerse en cuenta la posible ocurrencia de un SH en función de las curvas superficiales aguas abajo de la compuerta (ver condiciones iniciales en la figura 14.13).



**Figura 14.13**  
Situación inicial para la verificación del tramo libre del ejemplo.

$$Y_c = 3 \sqrt{\frac{Q^2}{gb^2}} = 3 \sqrt{\frac{9^2}{9,81 \cdot 1,5^2}} = 1,54 \text{ m}$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = 1,53 = AR^{2/3} = 1,5Y_n \left( \frac{1,5Y_n}{1,5 + 2Y_n} \right)^{2/3} \Rightarrow Y_n = 1,6 \text{ m}$$

Como se aprecia, ocurre que:

$$Y_n > Y_c \Rightarrow \text{régimen subcrítico.}$$

$$h_c < Y_c \Rightarrow \text{posible S3.}$$

$$Y_{com} < Y_n \Rightarrow \text{posible S2.}$$

Cálculo de las CS S2 y S3, con programas existentes: CURVASUP, ALIV, etcétera (tabla 14.6, 14.7 y figura 14.14):

S2:

**Tabla 14.6. Curva superficial S2**

Y	X
1,543	0
1,572	1,5
1,579	3,0
1,584	4,5
1,600	6,0

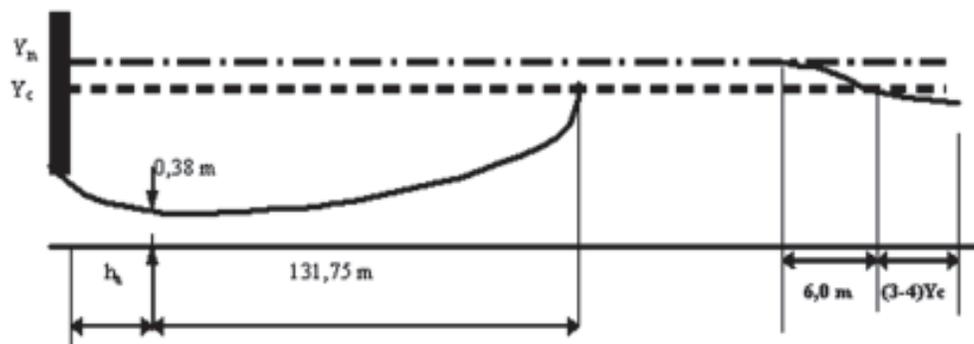
$$L_c (S2) = 6 \text{ m} < L_g$$

S3:

**Tabla 14.7. Curva superficial S3**

X	Y
0	0,38
19,32	0,52
38,52	0,67
57,09	0,82
74,88	0,96
91,79	1,11
107,63	1,25
121,82	1,40
131,75	1,54

$$L_c (S3) = 131,75 \text{ m} < L_g$$



Nota:  $(3 - 4)Y_c = 4,6 \text{ a } 6,2 \text{ m}$

**Figura 14.14**  
Cálculo de las curvas superficiales en la galería del ejemplo.

Como se aprecia, tendrá lugar un *SH* donde  $conj(S3) = Y_n$ .

Cálculo de las conjugadas, localización y tipo de *SH*:

Dado que  $S < 3 \%$ , se empleará la expresión de Kindsvater, modificada por Pardo:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2 \cos \theta} \left\{ \sqrt{8F_{r1}^2 (1 + 8,3S_o)} + 1 \right\}$$

**Tabla 14.8. Cálculo de las conjugadas, localización y tipo de salto**

X	Y <sub>1</sub>	V <sub>1</sub>	F <sub>r1</sub>	Y <sub>2</sub> /Y <sub>1</sub>	Y <sub>2</sub>
131,75	1,54	3,90	1,00	1 <sup>(n)</sup>	1,54 <sup>(n)</sup>
121,82	1,40	4,28	1,15	1,26	1,76
107,63	1,25	4,80	1,37	1,58	1,98
91,79	1,11	5,40	1,64	1,96	2,18

Nota: No calculado, sino como  $F_{r1} = 1$ ; implica que  $Y_1 = Y_2 = Y_c$ .

De la tabla anterior se concluye que tiene lugar un *SH* en  $121,82 < X < 131,75$ ; y que es del tipo ondular, luego se puede admitir.

Tirante máximo:

$$Y_{max} = 1,60 \text{ m.}$$

$$\text{Área total } A_T = bY_{max}/0,75 = 1,5 * 1,6/0,75 = 3,2 \text{ m}^2.$$

$$ALT = h_2 = A_T/b = 3,2/1,5 = 2,13 \text{ m.}$$

Por recomendación se toma  $h_2 = 2,2 \text{ m.}$

## 2. Altura $h$ del vano.

Se tendrá presente que la abertura de compuerta calculada para  $Q = 9 \text{ m}^3/\text{s}$  es  $h_a = 0,62 \text{ m}$ ; y que por otro lado, se recomienda que el diseño debe hacerse para garantizar la entrega con la compuerta abierta un 80 %, de manera que se disponga de un 20 % como margen de seguridad y para considerar cualquier error al seleccionar los coeficientes en el diseño. Por tanto:

$$h = h_a/0,80 = 0,78 \text{ m}$$

Por recomendaciones, se tomará  $h = 1 \text{ m.}$

## CAPÍTULO 15

### Obras de toma con régimen de circulación forzado

#### 15.1. Generalidades

La circulación forzada se basa en la circulación a presión. Su diseño consiste en lograr dimensiones para que la carga hidráulica disponible venza todas las resistencias al flujo (pérdidas de energía) y poder entregar el gasto requerido; por lo que es preciso realizar un estudio de dichas pérdidas.

Lo más general en condiciones forzadas es utilizar tubos de sección circular, ya que estos combinan la resistencia estructural con la simplicidad; y además, tienen menor área de pared por unidad de longitud, para igual área de la sección transversal, que otro tipo de sección. Al ser el área de las paredes menor, es menor la resistencia a la circulación para igual área de la sección transversal, que en cualquier otro tipo de conducto; y como utiliza menos material, es más económico. Además la forma favorece la resistencia estructural.

Las obras de toma con régimen de circulación forzado, en general, constan de cuatro partes fundamentales: la torre, la galería, la tubería y el dissipador de energía; este último para aquellos casos en que tenga lugar descarga libre al final de la galería.

En la figura 15.1, que se presenta en la página siguiente, se muestra un esquema general de obra de toma con régimen de circulación forzado.

#### 15.2. Pérdidas de energía que se producen en la obra de toma

Teniendo en cuenta el esquema de la figura 15.2, que representa una obra de toma con régimen de circulación forzado formado por un sistema de tubos cerrados, y considerando la ecuación de Bernoulli, se obtiene:

$$H_T = \frac{V_1^2}{2g} + \Sigma h_f \quad (15.1)$$

donde:

$H_T$ : carga bruta disponible para vencer la resistencia al flujo (pérdidas) y entregar el caudal requerido (m). Se mide desde la superficie del agua en el embalse hasta:

- El centro de la tubería a la salida, en caso de descarga libre.
- El nivel de agua de la descarga, para descarga sumergida.

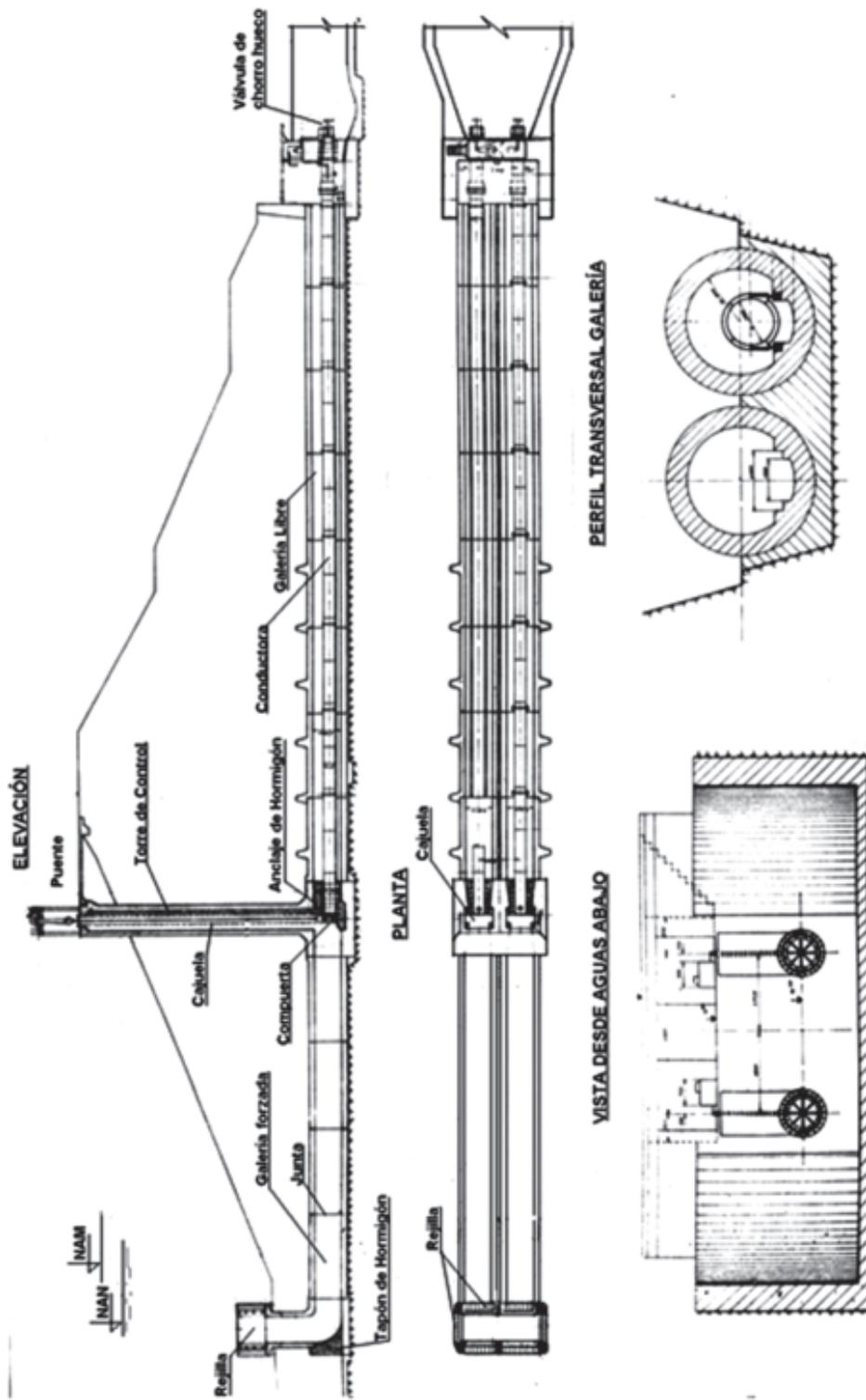


Figura 15.1  
Obra de toma con régimen de circulación forzada.

$$V_1^2/2g = h_v; \text{ carga a velocidad a la salida (m).} \quad (15.2)$$

$\Sigma h_f$ : sumatoria de las pérdidas de carga en el sistema (m). Que para el caso particular del esquema de la figura 15.2 será:

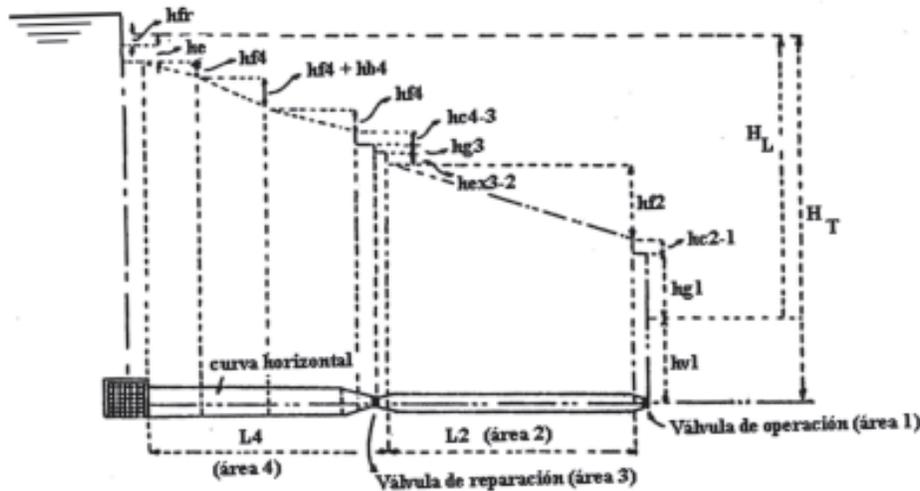


Figura 15.2  
Representación gráfica por las pérdidas de carga en un conducto con circulación forzada.

$$\Sigma h_f = h_t + h_e + h_{f4} + h_{b4} + h_{c4-3} + h_{g3} + h_{ex3-2} + h_{f2} + h_{c2-1} + h_{g1} \quad (15.3)$$

$h_t$ : pérdidas en la rejilla.

$h_e$ : pérdidas en la entrada.

$h_f$ : pérdidas por fricción en tramos rectos.

$h_b$ : pérdidas por cambio de dirección.

$h_c$ : pérdidas en las contracciones.

$h_g$ : pérdidas en los controles (válvulas y compuertas).

$h_{ex}$ : pérdidas en las expansiones.

*Pérdidas de carga por fricción:*

Las pérdidas de carga por fricción, como su nombre lo indica, son el resultado del rozamiento del agua con la tubería. De todas las fórmulas usadas para determinar estas pérdidas, las más comúnmente empleadas son las de Darcy - Weisbach y la de Manning (ecuaciones 15.4 y 15.5, respectivamente).

$$h_f = f \frac{l V^2}{d 2g} \quad (15.4)$$

en la que:

$f$ : coeficiente de pérdidas que varía con la rugosidad relativa del conducto y el número de Reynolds.

$l$ : longitud de la tubería (m).

$d$ : diámetro de la tubería (m).  
 $g$ : aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ).

$$h_f = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \quad (15.5)$$

y para conductos circulares en los que  $R = d/4$ :

$$h_f = \frac{6,35 n^2 V^2}{d^{4/3}} \quad (15.6)$$

$n$ : coeficiente de rugosidad de Manning.

$R$ : radio hidráulico (m).

*Pérdidas de carga en los controles:*

Para su cálculo se utiliza la siguiente expresión:

$$h_g = K_g \frac{V^2}{2g} \quad (15.7)$$

donde:

$K_g$ : coeficiente de pérdidas en la válvula o compuerta. Es generalmente proporcionado por el fabricante. A continuación se presenta la tabla 15.1 con valores que propone el USBR.

*Pérdidas de carga por contracciones:*

Las pérdidas de carga, tanto en las contracciones como en las expansiones, se consideran en relación al aumento o disminución de la carga a velocidad, de acuerdo con la variación del área y la longitud de la transición.

$$h_c = K_c \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (15.8)$$

donde:

$V_1$  y  $V_2$ : velocidad del flujo al inicio y al final de la contracción, respectivamente (m/s).

$K_c$ : coeficiente de pérdidas que se toma igual a 0,1 para contracciones suaves; e igual a 0,5 para las bruscas.

**Tabla 15.1. Coeficiente de pérdidas en los controles**

Tipo de control	$K_c$
Compuerta sin contracción lateral ni de fondo	0,5 a 1,2
Compuerta donde las guías son las causantes de las pérdidas	0,10
Compuerta totalmente abierta	0,19
Válvula de compuerta abierta un 75%	1,15
Válvula de compuerta abierta un 50%	5,60
Válvula de compuerta abierta un 25%	24,00
Válvula de mariposa completamente abierta	0,15
Válvula cónica o de chorro hueco	1,40

*Pérdidas de carga en las expansiones:*

$$h_{ex} = K_{ex} \left( \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad (15.9)$$

$K_{ex}$ : coeficiente de pérdidas que depende del ángulo  $\alpha$ , que se determina según:

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{gd}}{2V} \right) \quad (15.10)$$

donde:

$$V = (V_1 + V_2)/2 \quad (15.11)$$

$$d = (d_1 + d_2)/2 \quad (15.12)$$

$d_1$  y  $d_2$ : diámetros inicial y final de la expansión, respectivamente.

En la tabla 15.2 aparecen diferentes valores de  $K_{ex}$  para distintos valores de  $\alpha$ .

**Tabla 15.2. Coeficiente de pérdidas en expansiones**

$\alpha$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$K_{ex}$	0	0,12	0,16	0,27	0,4	0,55	0,66	0,73	0,9	0,95	1

*Pérdidas de carga por cambio de dirección:*

Las pérdidas en las curvas se deben al rozamiento, que se incrementa por la forma del conducto. Son una función del diámetro del tubo, del radio de la curva y de su ángulo central. Se determinan según:

$$h_b = K_b \frac{V^2}{2g} \quad (15.13)$$

$K_b$ : coeficiente de pérdidas, estudiado por varios investigadores que han presentado sus resultados en forma de curvas, de las cuales el USBR obtuvo una, ajustada para ángulo central de  $\theta = 90^\circ$ , que matemáticamente se expresa como:

$$K_b = 0,223 (R_b/D)^{-0,72} \quad (15.14)$$

en la que  $R_b$  es el radio de curvatura y  $D$  el diámetro de la tubería. Para ángulos centrales diferentes a  $90^\circ$  es necesario afectar el coeficiente  $K_b$  por un factor de corrección  $f$ :

$$f = 0,115 + 0,01509\theta - 0,00005722\theta^2 \quad (15.15)$$

$$K_{b\theta} = f K_{b90} \quad (15.16)$$

Pérdidas de carga a la salida:

$$h_v = K_v \frac{V^2}{2g} \quad (15.17)$$

$K_v$ : coeficiente de pérdidas que es igual a uno. En caso de que se desee disminuir las pérdidas a la salida, se puede colocar un tubo divergente en la misma, entonces  $K_v = (a_1/a_2)^2$ ; siendo  $a_1$  y  $a_2$  las áreas del tubo divergente a la entrada y a la salida de este, respectivamente.

Las pérdidas de carga en las rejillas y en la entrada se obtienen en la forma que se explicó en la sección 14.2.

### 15.3. Cálculo del diámetro mínimo para comenzar el diseño

Para iniciar el proceso de diseño de la tubería forzada, el cual debe ser mediante un proceso de tanteos, se propone la expresión 15.19 obtenida por J. González a partir de la expresión 15.1, suponiendo un coeficiente promedio de pérdidas igual a 0,5; excepto las producidas por rozamiento, lo que lleva a:

$$H_T = \frac{n^2 V^2 l}{R^{4/3}} + 1,5 \frac{V^2}{2g} \quad (15.18)$$

$$R = 4 \sqrt{\frac{Q^2}{158 H_T} \left( 0,077 + \frac{n^2 l}{R^{4/3}} \right)} \quad (15.19)$$

Una vez obtenido el radio hidráulico  $R$ , se obtiene el diámetro del conducto dado ( $R = d/4$ ); y a continuación se ajusta el valor de  $d$  a un valor comercial cercano (superior).

### 15.4. Cálculo hidráulico de la tubería

Si se sustituyen en la expresión 15.3 todas las expresiones de las pérdidas estudiadas, resulta:

$$\begin{aligned} H_T = & K_t \frac{V_1^2}{2g} + K_c \frac{V_4^2}{2g} + \frac{f l_4}{d_4} \frac{V_4^2}{2g} + K_b \frac{V_4^2}{2g} + K_c \left( \frac{V_3^2}{2g} - \frac{V_4^2}{2g} \right) + K_{s_3} \frac{V_3^2}{2g} + K_{ex} \left( \frac{V_3^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) + \dots \\ & \dots + \frac{f l_2}{d_2} \frac{V_2^2}{2g} + K_c \left( \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) + K_{s_1} \frac{V_1^2}{2g} + K_v \frac{V_1^2}{2g} \end{aligned} \quad (15.20)$$

Si se considera la ecuación de continuidad, es posible relacionar todas las pérdidas a un diámetro escogido arbitrariamente, pues:

$$a_1 V_1 = a_x V_x, \text{ luego :}$$

$$\frac{V_x^2}{2g} = \left( \frac{a_1}{a_x} \right)^2 \frac{V_1^2}{2g}$$

que sustituida en 15.20 v agrupando convenientemente:

$$H_T = \frac{V_1^2}{2g} \left[ K_L \left( \frac{a_1}{a_t} \right)^2 + \left( \frac{a_1}{a_4} \right)^2 \left( K_o + \frac{f l_4}{d_4} + K_b - K_c \right) + \left( \frac{a_1}{a_3} \right)^2 (K_c + K_{g_1} + K_{ex}) + \dots \right. \\ \left. \dots + \left( \frac{a_1}{a_2} \right)^2 \left( \frac{f l_2}{d_2} - K_{ex} - K_c \right) + (K_c + K_{g_1} + K_v) \right] \quad (15.21)$$

haciendo el término que se encuentra dentro de corchetes igual a  $K_L$  resulta:

$$H_T = K_L \frac{V_1^2}{2g} \quad (15.22)$$

luego:

$$V_1 = \sqrt{\frac{2gH_T}{K_L}} \quad (15.23)$$

$$Q = a_1 \sqrt{\frac{2gH_T}{K_L}} \quad (15.24)$$

Por medio de las ecuaciones 15.21 o 15.24 se puede obtener una familia de curvas para la operación del embalse, que permite conocer cuál sería, para diferentes cargas, la abertura de la válvula que proporcionaría el gasto deseado; o cualquier combinación de carga, gasto y abertura.

Debe tenerse en cuenta que cada variación de abertura ocasiona una variación en el coeficiente de pérdidas  $K_g$ , el cual debe ser suministrado por el fabricante.

## 15.5. Diseño de la galería para el desvío del río o inspección de la tubería, o ambas

La galería siempre es diseñada para que permita la inspección de la tubería por los criterios expuestos en los capítulos anteriores. En caso que la galería vaya a ser utilizada, además, para el desvío del río en el período constructivo, se diseña siguiendo los dos criterios y tomando como resultado definitivo las mayores dimensiones.

*Diseño de la galería para desvío del río.*

El diseño se hace de la forma explicada en el epígrafe 14.3.1, quedando definida una sección transversal de galería que generalmente es mayor que la necesaria para la inspección de la tubería.

*Diseño de la galería para inspección de la tubería.*

Este diseño se realiza para determinar el área de galería en la que se colocaría la tubería; y se calcula como:

$$A = bY \quad (15.25)$$

$$b \geq (d)(\text{ramas}) + 0,7(\text{ramas} + 1) \quad (15.26)$$

$$Y \geq 1 + 2d \quad (15.27)$$

donde:

$b$ : ancho de la galería (m).

$Y$ : altura de la galería (m).

$d$ : diámetro de la tubería (m).

$ramas$ : número de tuberías que se desea colocar en paralelo.

Es importante determinar si las dimensiones son las adecuadas para colocar la tubería dentro de la galería ya construida, pues en las expresiones 15.26 y 15.27 el signo *igual* (=) significa las dimensiones mínimas desde el punto de vista físico, y *mayor que* (>) está dado por la forma de colocación de las tuberías; ya que, por ejemplo, si se emplea una grúa viajera es posible que sus dispositivos y su manipulación necesiten dimensiones mayores de galería, lo que determinaría el dimensionamiento final de esta.

## 15.6. Disipadores de energía

Si el material del lecho de la descarga es roca firme y aquella se produce a cierta distancia de la presa, el chorro puede dejarse fluir libremente sin necesidad de ninguna estructura disipadora. Sin embargo, para otros tipos de suelos será necesario el empleo de este elemento.

En obras de toma de régimen forzado con descarga libre, han demostrado ser eficaces como disipadores de energía los siguientes:

1. Válvula cónica o de chorro hueco de dispersión.
2. Disipador tipo bloque de impacto.

*Válvula cónica de dispersión:*

El agua sale de la válvula en forma de chorro cónico hueco y divergente, dispersándose la energía sobre una gran superficie. El grueso relativamente pequeño de la lámina circular lanzada y su trayectoria divergente permiten suponer que el chorro, suficientemente aireado durante su caída, poseerá poca energía y, por tanto, ocasionará erosiones locales no considerables. Sin embargo, los estudios en modelos hidráulicos físicos realizados en el Centro de Investigaciones Hidráulicas de la CUJAE, Cuba, han demostrado que:

- La presencia de salpicaduras ocasiona pérdidas de parte del agua entregada y provoca un considerable humedecimiento del terreno adyacente, poniendo en peligro su estabilidad.
- La erosión lateral y de fondo aguas abajo de la válvula, que afecta la estabilidad de los márgenes de dicho tramo, conduce a la formación de camellones (amontonamiento de material) producto de la erosión que elevan los tirantes inmediatamente a la salida de la válvula y pueden ocasionar el ahogamiento de esta, disminuyendo así su efectividad.

Lo anterior justifica la necesidad de acompañar a las válvulas cónicas con una estructura auxiliar que elimine esos efectos perjudiciales. Las estructuras más frecuentemente utilizadas en la práctica son:

- a) Con cámara de disipación.
- b) Con yelmo y pozo amortiguador.

a) *Válvulas cónicas con cámara de disipación.*

La solución más frecuente en Cuba consiste en una cámara disipadora que confina al chorro, tanto lateral como verticalmente, conteniendo las salpicaduras, eliminando las erosiones y mejorando hidráulicamente la entrega del caudal al canal de evacuación (Fig. 15.3).

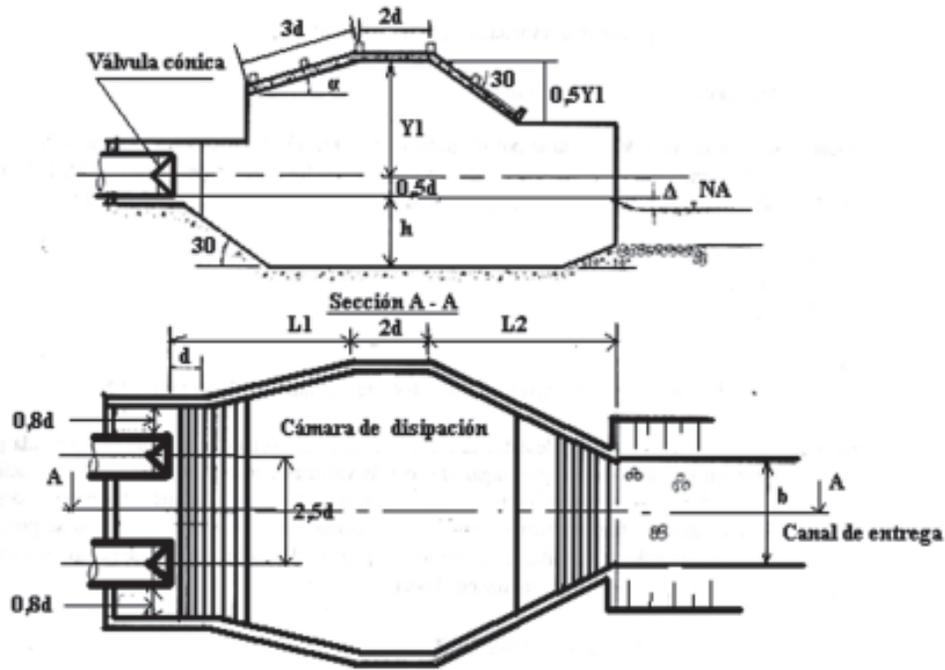


Figura 15.3  
Esquema constructivo de la cámara disipadora para válvula sin yelmo

El diseño se realizará estableciendo primeramente la abertura relativa de diseño ( $\eta_{dis}$ ) que será igual a la abertura mínima de explotación. Por la ecuación 15.28 se determinará la carga relativa de diseño  $H_{dis}/d$ .

$$\frac{H_{dis}}{d} = 1,36 \frac{Q^2}{gd^5 \eta_{dis}^{1,47}} \quad (15.28)$$

donde:

$d$ : diámetro de la válvula (m).

$Q$ : gasto de diseño ( $m^3/s$ ).

$g$ : aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ).

$H_{dis}$ : carga de diseño (m).

$\eta_{dis}$ : abertura de diseño (m).

Con ayuda de las ecuaciones 15.29 a 15.32 y la tabla 15.3, se obtienen las características fundamentales del pozo:  $Y_k/d$ ,  $L_k/d$ ,  $\alpha_a$ ,  $B_{CAM}/d$ , en función de los valores relativos de la carga  $H/d$  y la abertura  $\eta$ .

$$\frac{Y_k}{d} = \frac{1}{a + \frac{b}{\ln\left(\frac{H}{d}\right)} + \frac{c}{H} + d\eta + e\eta^{1,5} - f\ln(\eta) + ge^{-\eta}} \quad (15.29)$$

$$\frac{L_K}{d} = a\left(\frac{H}{d}\right)^3 + b\left(\frac{H}{d}\right)^2 + c\left(\frac{H}{d}\right) + d \quad (15.30)$$

$$\alpha_a = a\eta^2 + b\eta + c \quad (15.31)$$

$$B_{CAM} = a + b\left(\frac{H}{d}\right) + c\left(\frac{H}{d}\right)^2 + d\left(\frac{H}{d}\right)^3 + e\left(\frac{H}{d}\right)^{4+f} \left(\frac{H}{d}\right)^5 + g\eta + h\eta^2 + i\eta^3 + j\eta^4 + k\eta^5 \quad (15.32)$$

**Tabla 15.3. Parámetros de las ecuaciones (15.29 a 15.32)**

Parámetros	$Y_K/d$	$L_K/d$	$\alpha_0$	$B_{CAM}/d$
a	-16,360155	0,0004	6,2686	0,44486093
b	-3,901009	0,0303	-13,639	1,3715346
c	11,311663	0,7671	20,535	-0,11133482
d	21,256123	-1,7861	-	0,0054708927
e	-9,9282167	-	-	-0,00014415325
f	-7,6142653E-02	-	-	0,0000015324829
g	17,092863	-	-	-28,246427
h	-	-	-	70,118328
i	-	-	-	-70,033352
j	-	-	-	14,774544
k	-	-	-	8,4457704

*Observación:* de estos parámetros no deben eliminarse cifras significativas pues alteran sensiblemente el resultado.

A partir de la ecuación 15.33 se obtiene el tirante relativo en la cámara  $h/d$  necesario para garantizar un trabajo hidráulicamente eficiente, es decir, con un salto ahogado y estable.

$$\frac{h}{d} = 0,69\eta_{obs}^{0,49} \left(\frac{H}{d}\right)^{0,34} \quad (15.33)$$

Cuando  $h/d$  conduzca a que el fondo de la cámara se sitúe a igual o superior nivel que el fondo del canal, el piso de la cámara deberá colocarse constructivamente por debajo del fondo de este, provocando así un umbral a la salida de la cámara. Esta situación podrá tener lugar, evidentemente, solo para gastos de explotación muy pequeños y canales de evacuación profundos y estrechos.

*Cámara disipadora con dos o más válvulas.*

El ancho  $B_{CAM}/d$  de la cámara, determinado por la ecuación 15.32, corresponde a la instalación de  $J$  válvulas de igual diámetro, colocadas a igual distancia entre sí. Los valores de  $Y_K/d$ ,  $L_K/d$ ,  $h/d$  y  $\alpha_a$  se mantienen inalterables, pero el ancho total del pozo ( $B_{POZO}/d$ ) se determina geoméricamente por:

$$\frac{B_{POZO}}{d} = \frac{B}{d} + (j-1)\frac{\Delta e}{d} \quad (15.34)$$

siendo  $\Delta e$  la distancia entre los ejes de válvulas adyacentes; y se recomienda  $(\Delta e/d)_{min} = 2,5$ . Si por razones estructurales, resulta indeseable la construcción de un techo con una luz determinada por la expresión 15.34 en las cámaras que contengan dos o más válvulas, puede contemplarse la colocación de paredes soportes divisorias entre las válvulas. Experimentalmente se ha demostrado que estas paredes, desde el punto de vista hidráulico, no son necesarias, pero tampoco perjudiciales. Por el contrario, si se prevé un funcionamiento asimétrico de las válvulas, la colocación de paredes divisorias es favorable, hidráulicamente hablando, para evitar posibles oscilaciones de la corriente del pozo.

b) *Válvulas cónicas con yelmo y pozo amortiguador.*

La variante con cámara implica la construcción de una estructura relativamente ancha, acompañada de un techo y caracterizada, por lo tanto, por volúmenes relativamente altos de hormigón.

Una estructura aparentemente más compacta se obtiene según la variante «con yelmo», donde la válvula se coloca con un ángulo de inclinación y es confinada en todo su entorno por un yelmo metálico cilíndrico que sobresale del extremo inferior del cono. La lámina de salida, al encontrar dicho elemento, se desvía con altas velocidades y es lanzada anularmente hacia aguas abajo; el chorro hueco resultante se limita lateralmente por paredes convergentes y se une a los tirantes inferiores mediante una zona de gran turbulencia. Los tirantes aguas abajo se controlan por un dispositivo amortiguador en forma de pozo, a la salida del cual el gasto se incorpora al canal de evacuación (Fig. 15.4).

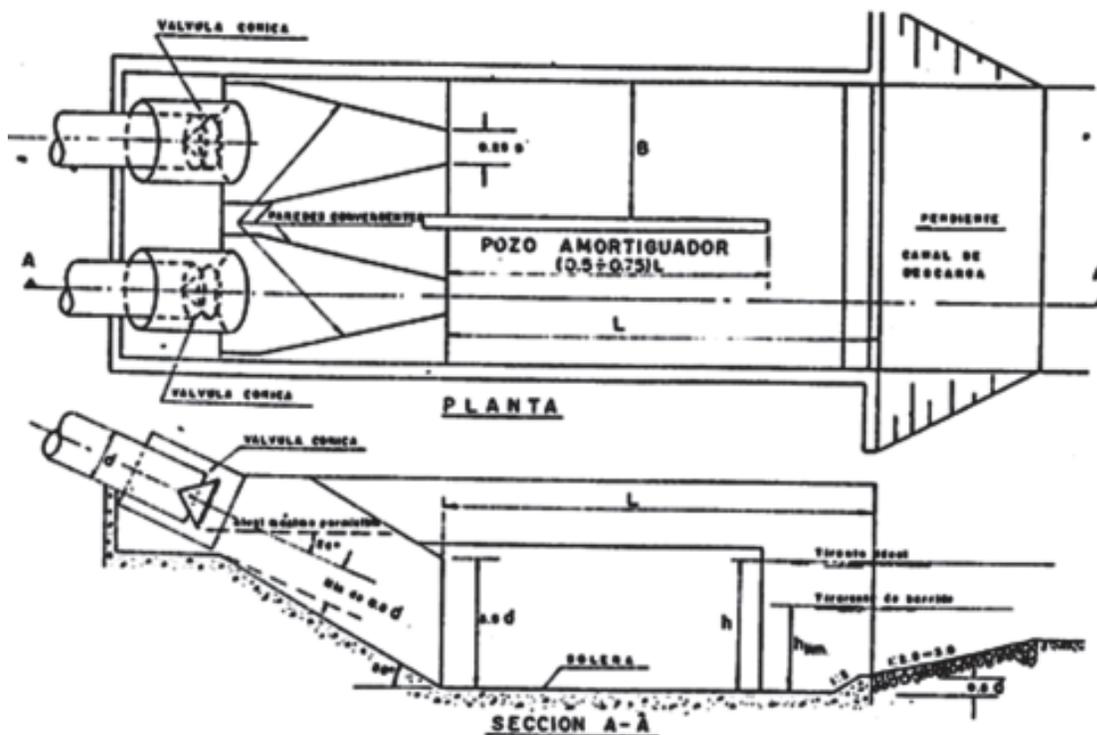


Figura 15.4  
Esquema constructivo del pozo amortiguador para válvula con yelmo.

Al igual que en el caso de cámara de disipación, los estudios de laboratorio en el CIH condujeron a las ecuaciones de diseño 15.35 a 15.38 y a la tabla 15.4, de las que se pueden obtener las dimensiones fundamentales señaladas en la figura 15.4: longitud ( $L$ ), ancho ( $B_{\text{POZO}}$ ), y tirante en el pozo o profundidad por debajo del borde inferior de la válvula ( $h$ ).

$$\frac{L}{d} = \frac{a + b\left(\frac{H}{d}\right) + c\left(\frac{H}{d}\right)^2 + d\left(\frac{H}{d}\right)^3 + e\eta}{1 + f\left(\frac{H}{d}\right) + g\eta + h\eta^2 + i\eta^3} \quad (15.35)$$

$$B_{\text{POZO}} = a + b\left(\frac{H}{d}\right) + c\eta + d\left(\frac{H}{d}\right)^2 + e\eta + f\left(\frac{H}{d}\right)\eta + g\left(\frac{H}{d}\right)^3 + h\eta^3 + i\left(\frac{H}{d}\right)\eta^2 + j\left(\frac{H}{d}\right)^2\eta \quad (15.36)$$

$$\frac{h}{d} = \frac{a + b\left(\frac{H}{d}\right) + c\left(\frac{H}{d}\right)^2 + d\eta + e\eta^2 + f\eta^3}{1 + g\left(\frac{H}{d}\right) + h\eta + i\eta^2 + j\eta^3} \quad (15.37)$$

$$\begin{aligned} \frac{h_{\text{UM}}}{d} = & a \ln\left(\frac{H}{d}\right) + c \ln(\eta) + d \left[ \ln\left(\frac{H}{d}\right) \right]^2 + e \left[ \ln(\eta) \right]^2 + f \ln\left(\frac{H}{d}\right) \ln(\eta) + g \left[ \ln\left(\frac{H}{d}\right) \right]^3 + \\ & + h \left[ \ln(\eta) \right]^3 + i \ln\left(\frac{H}{d}\right) \left[ \ln(\eta) \right]^2 + j \left[ \ln\left(\frac{H}{d}\right) \right]^2 \ln(\eta) \end{aligned} \quad (15.38)$$

En estas ecuaciones las dimensiones requeridas se presentan con relación al diámetro  $d$  de la válvula instalada y están dadas en función de la abertura relativa  $h$ , que para el diseño será igual a la abertura mínima de explotación y de la relación  $H/d$ , donde la carga  $H$  antes de la válvula se calcula por:

$$\frac{H}{d} = 1,42 \frac{Q^2}{gd^5 \eta^{1,46}} \quad (15.39)$$

**Tabla 15.4. Parámetros de las ecuaciones (15.35 a 15.38)**

Parámetros	L/d	B <sub>POZO</sub>	h/d	H <sub>UM</sub> /d
a	3,894	2,4140325	1,8388	2,3736818
b	0,195	-0,0051004958	0,0334	-0,16448929
c	0,0002	0,029561577	-0,000097873	1,3531117
d	2,4357	0,00030756737	-0,8435	0,041595877
e	-1,3148	-0,153502215	-1,6256	0,74254667
f	0,0067	0,013462494	1,1411	0,06892407
g	-0,8876	-2,3092463E-06	0,0008	0,039774754
h	0,1937	0,17245415	-1,1036	0,18909227
i	0,0288	-0,0074026381	0,4031	0,08153578
j	-	-5,8794856E-05	0,0424	0,051415934

**Observación:** de estos parámetros no deben eliminarse cifras significativas, pues alteran sensiblemente el resultado.

Debe destacarse que el tirante calculado por la ecuación 15.37 es el que asegura la formación en el pozo de un salto hidráulico suficientemente ahogado y estable. En la ecuación 15.38 se relaciona el tirante mínimo  $h_{lim}/d$  por debajo del cual el salto será barrido para unas relaciones  $\eta$  y  $H/d$  dadas.

*Pozos amortiguadores con dos o más válvulas:*

Si como resultado de la comparación de variantes se decide la instalación de más de una válvula, cada una deberá ser acompañada por su pozo correspondiente de ancho relativo  $B_{pozo}/d$  determinado por la ecuación 15.36.

Por las características del funcionamiento en esta variante se hace indispensable la colocación de una pared entre dos válvulas adyacentes. De esta forma, el ancho total de la estructura en la variante de pozo amortiguador con  $J$  válvulas con yelmo, viene dada por:

$$\frac{B_i}{d} = j \frac{B}{d} + (j-1) \frac{S}{d} \quad (15.40)$$

siendo  $S$  el espesor de las paredes divisorias.

La longitud total ( $L$ ) del pozo se determina igual por la ecuación 15.35; y la longitud de las paredes divisorias ( $L_p$ ) será:

$L_p = L/2$  si las válvulas trabajarán uniformemente.

$L_p = 3L/4$  si puede tener lugar un trabajo asimétrico de las válvulas.

*Disipador tipo bloque de impacto.*

Este tipo de disipador es recomendado por el USBR para las salidas de las obras de toma con gastos menores o iguales a  $11,5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La disipación de la energía se logra haciendo chocar el chorro contra una pared vertical suspendida, creándose gran cantidad de remolinos producto de los cambios de dirección que tienen lugar. Para que el funcionamiento sea correcto, el borde inferior de la estructura de impacto debe colocarse al mismo nivel que el del fondo del tubo o canal de llegada.

Para diseñar la estructura, en función del gasto máximo, se obtiene el ancho del estanque ( $W$ ) mediante una expresión ajustada a partir de los datos brindados por el USBR:

$$W = 1,58 Q^{0,401} \quad (15.41)$$

Las dimensiones aconsejables aparecen en la tabla 15.5 y la figura 15.5.

**Tabla 15.5. Dimensiones aconsejables para el disipador de bloques de impacto**

<b>Q</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>T<sub>u</sub></b>	<b>T<sub>r</sub></b>	<b>T<sub>h</sub></b>	<b>T<sub>s</sub></b>
≤2,5	0,25	0,08	0,90	0,20	0,20	0,25	0,20
≤5,5	0,30	0,10	0,90	0,25	0,28	0,25	0,20
≤8,5	0,35	0,15	0,90	0,30	0,30	0,30	0,20
≤11,5	0,40	0,15	0,90	0,30	0,35	0,30	0,20

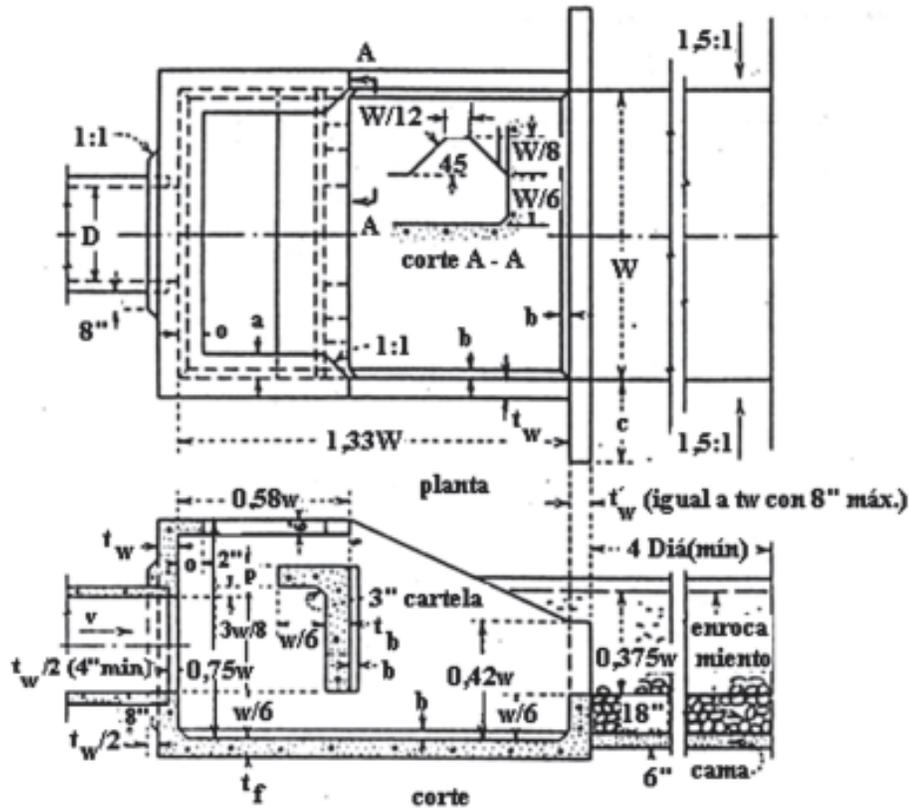


Figura 15.5  
Estanque amortiguador tipo impacto.

## 15.7. Metodología de diseño

1. Determinación del diámetro mínimo de la tubería para comenzar el diseño (ecuación 15.18).
2. Determinación de las pérdidas de carga en el sistema (ecuación 15.3 adaptada al esquema seleccionado).
3. Análisis para determinar si el total de pérdidas es menor que la carga que se puede disipar, el cual es definido por el proyectista, en función del objetivo de la obra de toma. Por ejemplo, si se realiza con fines hidroenergéticos es aconsejable que el máximo de energía disipada no supere el 5 % - 10 % de la energía disponible; si esto no se cumple, se debe efectuar una o cualquier combinación de las siguientes modificaciones:
  - a) Aumentar el diámetro de la tubería completa o de parte de ella.
  - b) Aumentar el diámetro de los accesorios (sin llegar a hacerlo mayor que el de la tubería).
  - c) Ramificar la tubería, tomando  $Q_{dis} = Q/\text{número de ramas}$ .
4. Calcular hidráulicamente la tubería y obtener su curva de operación.
5. Diseño de la galería:
  - a) Para desvío del río durante la etapa constructiva.
  - b) Para inspección de la tubería.
  - c) Combinado.
6. Diseño del dissipador de energía, si procede.

## 15.8. Ejemplo de diseño

l) Dadas las condiciones que se muestran en la figura 15.6, determine la entrega de la obra de toma.

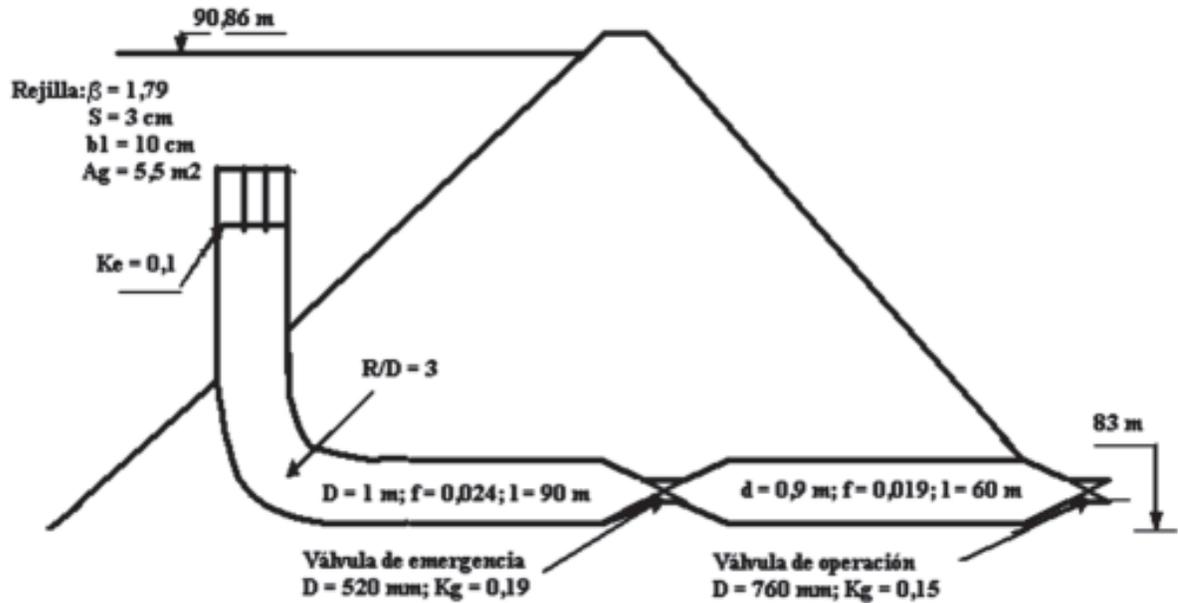


Figura 15.6  
Ejemplo de diseño.

*Solución:*

Planteando Bernoulli entre 1 y 2:

$$90,86 - 83 = K_t \frac{V_1^2}{2g} + K_v \frac{V_a^2}{2g} + K_b \frac{V_a^2}{2g} + \frac{f l_a}{2g} \frac{V_a^2}{2g} + K_c \left( \frac{V_c^2}{2g} - \frac{V_a^2}{2g} \right) + K_g \frac{V_c^2}{2g} + K_{ex} \left( \frac{V_c^2}{2g} - \frac{V_b^2}{2g} \right) + \frac{f_b l_b}{D_b} \frac{V_b^2}{2g} + K_{g2} \frac{V_2^2}{2g} + K_c \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_b^2}{2g} \right) + K_v \frac{V_2^2}{2g}$$

$$a_x V_x = a_2 V_2$$

$$\frac{V_x^2}{2g} = \left( \frac{a_2}{a_x} \right)^2 \frac{V_2^2}{2g}$$

sustituyendo en la primera expresión resulta:

$$7,6 = \frac{V_2^2}{2g} \left[ K_t \left( \frac{a_2}{a_t} \right)^2 + \left( K_e + K_b + \frac{f_a l_a}{D_a} - K_c \right) \left( \frac{a_2}{a_a} \right)^2 + \left( K_c + K_{gc} + K_{ex} \right) \left( \frac{a_2}{a_c} \right)^2 + \left( -K_{ex} + \frac{f_b l_b}{D_b} - K_c \right) \left( \frac{a_2}{a_b} \right)^2 + \left( K_{g2} + K_c + K_v \right) \right]$$

Se sabe que:

$$K_t = 1,79(3/10)^{4/3} \text{sen}90 = 0,36$$

$$K_e = 0,1$$

$$K_b = 0,1$$

$$f_a l_a / D_a = 2,16$$

$$K_c = 0,1$$

$$K_{gc} = 0,19$$

$$K_{ex} = 0,1$$

$$f_b l_b / D_b = 1,27$$

$$K_{g2} = 0,5$$

$$K_v = 1,00$$

Determinando las áreas de las secciones transversales según  $a = \rho d^2/4$ , se tiene:

$$a_2 = 0,45 \text{ m}^2$$

$$a_t = 5,5 \text{ m}^2$$

$$a_a = 0,78 \text{ m}^2$$

$$a_c = 0,21 \text{ m}^2$$

$$a_b = 0,64 \text{ m}^2$$

Sustituyendo se llega a:

$$\frac{V_2^2}{2g} = 1,63 \Rightarrow V_2 = 5,65 \text{ m/s}$$

$$Q = a_2 V_2 = 2,54 \text{ m}^3 / \text{s}$$

# CAPÍTULO 16

## Ejercicios resueltos

En este capítulo se presentan varios ejemplos que tienen como objetivo común mostrar a los estudiantes enfoques diferentes a los de los ejemplos desarrollados en cada capítulo, es decir, estos últimos, en su mayoría, se apegan al diseño hidráulico de las diversas partes de los aliviaderos o de las obras de toma, mientras que los que aquí se desarrollan resuelven otras situaciones.

### 16.1. Canal de aproximación

#### Ejemplo 1:

Se tiene un vertedor de perfil práctico con alturas  $P = P_* = 1,5$  m;  $NAN = 94$  m;  $NAM = 97,3$  m y coeficiente de gasto para estas condiciones:  $m = 0,46$ . La longitud total entre estribos es de 60 m; y los estribos son cuadrados, con  $K_e = 0,2$ .

El canal de acceso está excavado en roca ( $n = 0,03$ ), con taludes 0,5:1; con un ancho y longitud de 80 m y 300 m, respectivamente. El coeficiente de pérdidas de entrada  $K_e = 0,2$ .

Determine:

- Pérdidas de carga en el canal de acceso y carga total sobre el vertedor.
- Longitud efectiva.
- Caudal que descarga el aliviadero en estas condiciones.

#### Solución:

##### a) Pérdidas de carga en el canal de acceso y carga total sobre el vertedor.

$$1) \text{ Suponiendo } H_{oi} = NAM - NAN = 97,3 - 94 = 3,3 \text{ m}$$

$$2) L = L_t - nt - 2(nK_p + K_e)H_{oi} = L_t - 2K_e H_{oi}$$

$$L = 58,68 \text{ m}$$

$$3) q_{vert} = m\sqrt{2gH_{oi}^{3/2}}$$

$$q_{vert} = 12,22 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$4) q_{CA} = q_{vert} * L/B_{CA} = 8,96 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$5) h_e = K_e \frac{1}{2g} \left[ \frac{q_{CA}}{P+H} \right]^2$$

$$H_0 = H + \frac{q_{CA}^2}{2g(P+H)^2} \Rightarrow H = 3,1m$$

$$h_e = 0,039m$$

$$6) h_{fl} = \frac{q_{CA}^2 * n^2}{(P+H)^{10/3}} * L_{CA}$$

$$h_{fl} = 0,13m$$

$$7) \Sigma h_f = h_e + h_{fl}$$

$$\Sigma h_f = 0,169 m$$

$$8) H_{of} = NAM - NAN - \Sigma h_f$$

$$H_{of} = 3,13 m$$

$$9) H_{of}/H_{oi} = 0,95$$

Como se puede observar, el error es de 5 %. Por ello se procede a realizar otra iteración.

$$1) \text{Considerándose } H_{oi} \text{ nueva} = H_{of} = 3,14 m.$$

$$2) L = L_t - nt - 2(n K_p + K_e) H_{oi} = 58,74 m.$$

$$3) q_{vert} = m \sqrt{2gH_{oi}^{3/2}} = 12,22 m^2 / s$$

$$4) q_{CA} = q_{vert} L/B_{CA} = 8,97 m^2/s.$$

$$5) h_w = \frac{1}{2g} * \left( \frac{q_{CA}}{P+H} \right)^2 * K_e$$

$H = 2,93 m$ , obtenida por iteración en la expresión antes vista.

$$h_e = 0,041 m.$$

$$6) h_{fl} = \frac{q_{CA}^2 * n^2}{(P+H)^{10/3}} * L_{CA}$$

$$h_{fl} = 0,15 m.$$

$$7) \Sigma h_f = h_{fe} + h_{fl} = 0,19 m.$$

$$8) H_{of} = NAM - NAN - h_f.$$

$$H_{of} = 3,11 m.$$

$$9) (1 - H_{of}/H_{oi})100 = 0,6 \% < 2 \% \text{ (OK)}$$

Por tanto:

$$H_o = 3,11 m.$$

$$\Sigma h_f = 0,19 m.$$

**b) Longitud efectiva.**

$$L = L_t - nt - 2(n K_p + K_e) H_0$$

$$L = 58,76 \text{ m}$$

**c) Caudal que descarga el aliviadero en estas condiciones.**

$$Q = ml\sqrt{2gH_0^{3/2}}$$

$$Q = 656,72 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 16.2. Vertedores de umbral ancho

### Ejemplo 1

Se desea conocer el gasto que es capaz de evacuar un vertedor de umbral ancho bajo una carga de 3 m y con una altura de umbral de 2 m. Determinar, además, el ancho y la forma de entrada del umbral, así como la capacidad de servicio de dicho vertedor, conociendo que:

$$B = 30 \text{ m} \quad b = 20 \text{ m} \quad B_1 = 20 \text{ m} \quad Y_3 = 3 \text{ m}$$

Suelo de cimentación: roca caliza.

### Solución

1) Obtención del ancho y la forma del umbral.

a) Ancho:  $S$

$$S = 2,5 * H_0$$

$$S = 7,5 \text{ m}$$

b) Forma: seleccionando el borde de entrada, no redondeado ni inclinado.

2) Obtención del gasto  $Q$  y el coeficiente de gasto  $m$ .

$$Q = \sigma * m_0 * b * \sqrt{2g} * H_0^{3/2}$$

donde:

$$H_0 = 3 \text{ m} \quad g = 9,81 \text{ m/s}^2 \quad b = 20 \text{ m}$$

Como  $B > b$  ( $30 \text{ m} > 20 \text{ m}$ ), se está en presencia de un vertedor de umbral ancho con contracción lateral. Teniendo en cuenta que  $P$  es diferente de cero ( $P = 2 \text{ m}$ ), el valor de  $m$  se obtendrá de la tabla 4.3. Asumiendo para el cálculo de  $m$  una entrada radial en planta con relación  $Y/H_0 = 0,5$ , se obtiene que:

$$a) m_\eta = 0,320$$

$$m_\beta = 0,360$$

Como  $m_\beta > m_\eta$ :

$$m_0 = m_\eta + (m_\beta - m_\eta)F_\eta + (0,385 - m_\eta)F_\eta F_\beta$$

$$F_\eta = \frac{H_0}{H_0 + 2P} = 0,429 \quad y \quad F_\beta = \frac{b}{3,5B - 2,5b} = 0,364$$

Sustituyendo en la fórmula de  $m_0$  queda:

$$m_0 = 0,341$$

Obtención de  $\sigma$ :

$$a) \Delta = Y_3 - P$$

$$\Delta = 1,0 \text{ m}$$

$$b) \Delta/H_0 = 0,33$$

Como  $\Delta/H_0 < 0,85$ , pues se seleccionó una entrada brusca del umbral, no existe afectación por ahogo, y por tanto,  $\sigma = 1$ .

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación de gasto, se obtiene que:

$$Q = 157 \text{ m}^3 / \text{s}$$

3) Cálculo del tirante sobre el umbral  $h$ .

$$h = K * H_0$$

Como se asumió un umbral con borde de entrada no redondo (de la tabla 3.5) se obtiene:

$$K = 0,59, \text{ por lo tanto, } h = 1,77 \text{ m}$$

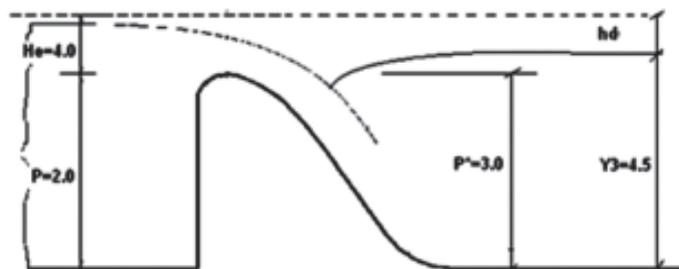
**Tabla 16.1. Curva de capacidad de servicio**

$H_e$ (m)	$m_0$	$\sigma$	$m$	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)
1,0	0,330	1	0,330	29,2
1,5	0,333	1	0,333	54,2
2,0	0,336	1	0,336	84,2
2,5	0,338	1	0,338	118,4
3,0	0,341	1	0,341	157,0

## 16.3. Vertedores tipo perfil práctico sin vacío

### Ejercicio 1

El aliviadero que aparece en el esquema de la figura 16.1 fue diseñado para una carga  $H_0 = 5.0 \text{ m}$ . ¿Cuál será el gasto específico que se está evacuando en esas condiciones?



**Figura 16.1**  
Ejercicio resuelto 1.

## Solución

- El coeficiente de gasto  $m_0$  con que fue diseñado el cimacio, según la expresión que aparece en la figura 5.3 (para  $P/H_0 = 2/5 = 0,4$ ), es igual a 0,4732.
- El gasto específico  $q_v = m\sqrt{2g}H_e^{1,5}$  por lo que es necesario hallar el coeficiente de gasto  $m$  por la expresión que aparece en la figura 5.4 (para  $H_e/H_0 = 4/5 = 0,8$ ), resultando:  $\sigma_1 = 0,972$ .
- Posibilidades de afectación por ahogo del cimacio, pues el tirante  $Y_3$  está bastante alto:
 
$$h_d = H_0 - (Y_3 - P^*) = 2,5 \text{ m}$$
- De la figura 5.7 (para  $h_d/H_e = 2,5/4 = 0,625$ ) resulta  $\sigma_4 = 0,99$ .

Por lo tanto, el gasto específico será:

$$q_v = 0,4732 * 0,972 * 0,998 * \sqrt{2g} * 4^{1,5} = 16,14 \text{ m}^3 / \text{sm}$$

## Ejercicio 2

Diseñar un PPsV tipo WES (figura 15.2).

Datos:

$$P = 5 \text{ m}$$

$$H_0 = 5 \text{ m}$$

$$Q = 1\,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

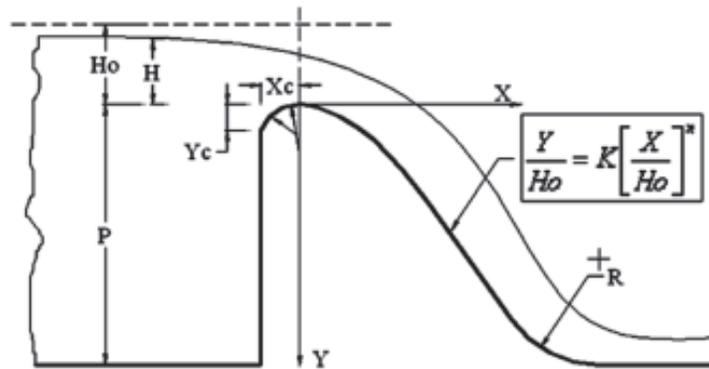


Figura 16.2  
Ejercicio resuelto 2.

1. Determinación del coeficiente de gasto.

$$m = m_0 * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4$$

$$\frac{P}{H_0} = \frac{15}{5} = 3$$

$$m_0 = \frac{0,385 + 3,9206 \left[ \frac{P}{H_0} \right]}{1 + 7,8192 * 3} = 0,497$$

$$m = 0,498 * 1 = 0,498$$

2. Determinación de las longitudes efectivas y total del vertedor.

$$L = \frac{Q}{m \sqrt{2gH_0^{3/4}}}$$

$$L = \frac{1000}{0,498 * \sqrt{2 * 9,8 * 5^{3/2}}} = 40,57m$$

$$L_T = L + nt + 2(nK_p + K_e)H_0$$

$$n = 0$$

$$K_p = 0$$

$$K_e = 0$$

$$H_0 = 5m$$

$$L_T = 40,57 + 0 + 2(0 + 0,1) * 5 = 41,57m$$

3. Trazado del cuadrante aguas arriba de la cresta.

A través de la figura 5.8 o con las ecuaciones 5.4, se obtiene:

$$\frac{R_1}{H_0} = 0,53 \quad \frac{R_2}{H_0} = 0,225 \quad \frac{X_c}{H_0} = 0,285 \quad \frac{Y_c}{H_0} = 0,125 \quad n = 1,865 \quad K = 0,505$$

Resultando:  $R_1 = 2,65m$ ;  $R_2 = 1,125m$ ;  $X_c = -1,425m$ ;  $Y_c = 0,625m$ , según se indica en la figura 16.3.

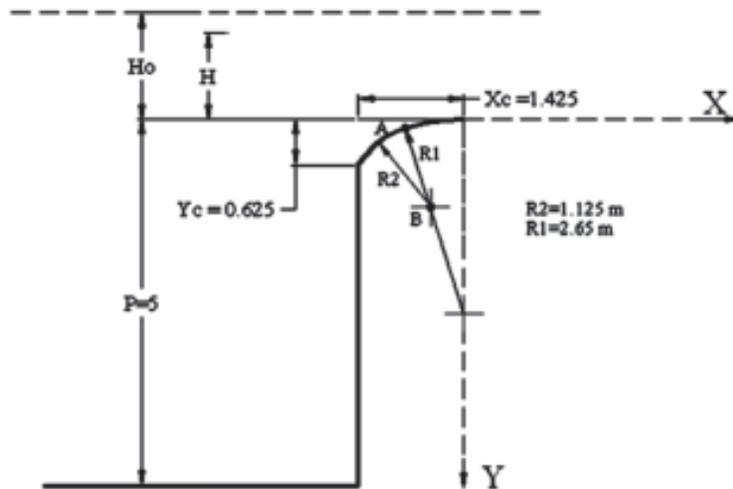


Figura 16.3  
Trazado del cuadrante aguas arriba de la cresta.

4. Cuadrante aguas abajo de la cresta.

$$\frac{Y}{H_0} = K \left[ \frac{X}{H_0} \right]^n \quad Y = H_0 K \left[ \frac{X}{H_0} \right]^n = 5 * 0,505 \left[ \frac{X}{5} \right]^{1,87}$$

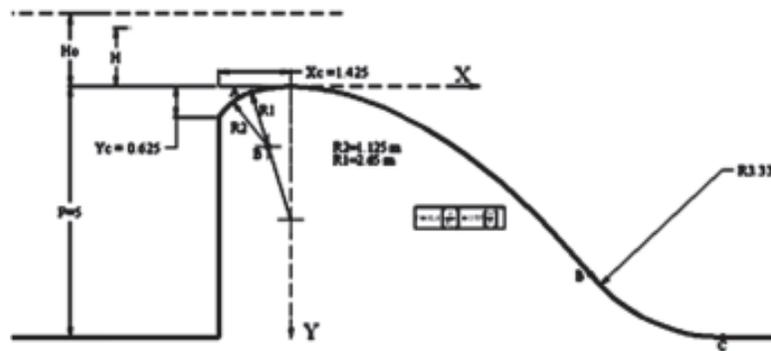
**Tabla 16.2. Valores de X, Y para la determinación del cuadrante aguas abajo de la cresta**

Nº	1	2	3	4	5	6	7	8
X	0	0,5	2	3	4	5	6	6,5
Y	0	0,0371	0,49566	1,05798	1,8118	2,75	3,86724	4,49166

$$R_{ac}/H_0 = 2,9 (P^*/H_0)^{0,128}$$

$$R_{ac} = 3,33 \text{ m}$$

5. Perfil completo del cimacio. Se muestra en la figura 16.4.



**Figura 16.4**  
Perfil del cimacio completo.

## 16.4. Vertedores tipo Perfil Práctico con Vacío

A partir de los datos que se muestran a continuación, diseñe un PPCV elíptico y otro oval.

$$Q = 1104 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_0 = 6 \text{ m}$$

$$P = P^* = 14 \text{ m}$$

Paramento superior vertical.

Estribos redondeados y a  $45^\circ$  con la corriente.

Régimen supercrítico aguas abajo del cimacio.

Categoría de la obra: IV

a) PPcV de cresta elíptica:

- Determinación del radio ficticio.

A partir de la categoría de la obra se selecciona  $h_{vac\ max} = 5\ m$ , entonces:

$\sigma_0 = h_{vac\ max}/H_0 = 5/6 = 0,83$ ; con el cual, a partir de la tabla 6.1 y  $a/b = 2$ , se obtiene:

$H_0/R_\phi = 2,9$ ; de donde:  $R_\phi = 2,07\ m$

- Determinación del coeficiente de gasto.

$$m = m_0 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4$$

Con  $P/H_0 = 14/6 = 2,33$ ;  $H_0/R_\phi = 2,9$  y  $a/b = 2$ ; mediante la figura 6.4 o la tabla 6.2, se obtiene:  $m_0 = 0,560$ .

Con paramento superior vertical, se tiene:  $\sigma_2 = 1$ .

Con  $P^*/H_0 = 2,33$  y  $a/b = 2$ ; mediante la tabla 6.4 se obtiene:  $\sigma_3 = 1$ .

Con régimen supercrítico aguas abajo, se tiene que  $\sigma_4 = 1$ , resultando:  $m = 0,560$

- Determinación de la longitud vertedora.

$$\text{Longitud efectiva: } L = \frac{Q}{m\sqrt{2gH_0^{3/2}}} = 30,28m$$

donde:

$Q = 1104\ m^3/s$ ;  $H_0 = 6\ m$ ;  $m = 0,560$ ;  $g = 9,81\ m/s^2$ .

Longitud total = Longitud efectiva, dada la ausencia de pilas y contracciones en los estribos.

- Determinación de la sección transversal del cimacio:

Multiplicando los valores de la tabla 6.6 por el valor del radio ficticio  $R_\phi = 2,07\ m$ , hasta llegar a  $Y = 14\ m$ , se tiene:

<b>X</b>	<b>Y</b>
-1,432	1,718
-1,159	0,513
0,000	0,000
1,302	0,468
2,571	1,511
3,482	2,645
4,817	4,649
6,119	6,601
9,212	11,240
10,969	13,877

Radio de conjugación del cimacio con la solera ( $R_{ac}$ ):

$$R_{ac}/H_0 = 1 + 0,25 P_*/H_0 - 0,0004 (P_*/H_0)^{2,5} = 9,50\ m$$

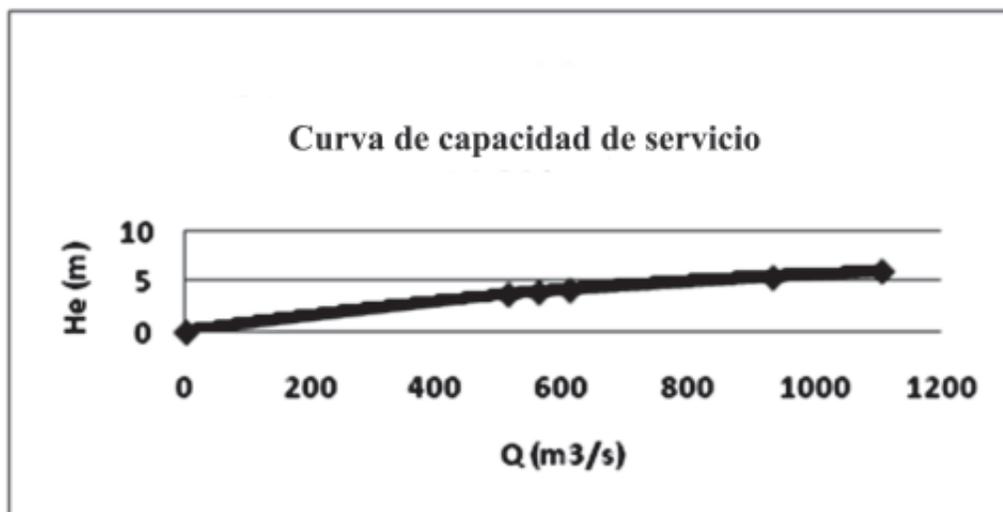
Obtención de la curva de capacidad de servicio (Fig. 16.5):

**Tabla 16.3. Obtención de la curva de capacidad de servicio**

$H_e/R_\Phi$	$H_e$ (m)	$P/H_e$	$m_o$	$m$	$L$ (m)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)
1,8	3,726	3,757	0,530	0,530	30,28	511,33
1,9	3,933	3,560	0,535	0,535		559,76
2	4,140	3,382	0,539	0,539		609,04
2,6	5,382	2,601	0,556	0,556		931,21
2,9	6,000	2,333	0,560	0,560		1104

donde:

$$Q = ml\sqrt{2gH_e^{3/2}}$$



**Figura 16.5**  
Curva de capacidad de servicio de PPCV de cresta elíptica.

b) PPCV de cresta oval:

*Determinación de las características geométricas fundamentales ( $R_1$  y  $P$ ):*

$$\sigma_0 = P_{1max} / \gamma H_0 = 5/6 = 0,83$$

Mediante la figura 6.12, con la relación  $\sigma_0 = 0,83$ , se obtiene de cada curva la relación  $H_0/R_1$ . Con  $H_0 = 6$  m, se obtiene  $R_1$ ; y posteriormente se calcula  $P$ .

$P/R_1$	$H_0/R_1$	$R_1$ (m)	$P$ (m)
1,56	3,6	1,67	2,60
2,87	3,6	1,67	4,79
4,28	3,5	1,71	7,32
6,22	3,5	1,71	10,64
11,24	3,5	1,71	19,22

Con estos resultados queda definido que para  $P = 14$  m corresponde  $R_1 = 1,71$  m; y por tanto:  $H_0/R_1 = 3,5$  y  $P/R_1 = 8,19$ .

*Obtención del coeficiente de gasto (m) y la longitud de la cresta (L):*

Con  $H_0/R_1 = 3,5$  y  $P/R_1 = 8,19$ , mediante la figura 6.9 se obtiene  $m_0 = 0,546$ .

Sabiendo que  $m = m_0 * \sigma(P^*/H_0) * \sigma(h_\pi/H_0)$ , con el apoyo de la figura 6.10 ( $h_\pi/H_0$  no influye, pues hay régimen supercrítico) y 6.11 ( $P^*/H_0 = 8,19$ ), se obtiene:

$$\sigma(P^*/H_0) = 1 \text{ y } \sigma(h_\pi/H_0) = 1$$

resultando:  $m = 0,546$ .

longitud efectiva = longitud neta (por no haber pilas ni contracciones) =  $L = \frac{Q}{m\sqrt{2gH_0^{3/2}}}$

donde:

$$Q = 1104 \text{ m}^3/\text{s}; H_0 = 6 \text{ m}; m = 0,546; g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$L = 31,06 \text{ m}$$

*Determinación del perfil del cimacio:*

Con la figura 6.8 y  $R_1 = 1,71$  m, se obtiene:

$$R_2/R_1 = 5,23 \rightarrow R_2 = 8,94 \text{ m.}$$

$$A = (-2,10/R_1; 4,68/R_1) = (-1,23; 2,74).$$

$$B = (0,5/R_1; 0,13/R_1) = (0,29; 0,076).$$

$$C = (2,25/R_1; 1,77/R_1) = (1,32; 1,04).$$

Radio de conjugación del cimacio con la solera ( $R_{ac}$ ):

$$R_{ac}/H_0 = 1 + 0,25 P_*/H_0 - 0,0004 (P_*/H_0)^{2,5} = 9,50 \text{ m.}$$

*Capacidad de servicio (Fig. 16.6):*

**Tabla 16.3. Capacidad de servicio**

$H_c$ (m)	$P/R_1$	$H_0/R_1$	$m_0$	$P^*/H_0$	$\sigma(P^*/H_0)$	$\sigma(h_\pi/H_0)$	$m$	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)
1.50	8,19	0,88	0,460	9,33	1,00	1,00	0,460	116,28
2.00		1,17	0,466	7,00			0,466	181,36
3.00		1,75	0,506	4,67			0,506	361,77
4.00		2,34	0,526	3,50			0,526	578,82
5.00		2,92	0,543	2,80			0,543	835,33
6.00		3,51	0,546	2,33			0,546	1104,14

donde:

$$Q = ml\sqrt{2gH_c^{3/2}}$$



Figura 16.6  
Curva de capacidad de servicio de PPcV de cresta oval.

## 16.5. Transiciones

Diseñar hidráulicamente la transición ubicada al pie de un cimacio, con los datos que se presentan:

$$Q_t = 800 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$P = 3,5 \text{ m}.$$

$$L_t = 49,6 \text{ m (longitud total del cimacio).}$$

$$P^* = 4,2 \text{ m}.$$

$$\text{NAN} = 129 \text{ m}.$$

*Solución:*

1. Se determina el ancho recomendable de la rápida. Resultando:  $b = 19,56 \text{ m} \cong 20 \text{ m}$ .
2. Resulta evidente la necesidad de una transición. Se adoptará una transición lineal simple, con las siguientes dimensiones:

$$B = 49,6 \text{ m} \qquad b = 20,0 \text{ m} \qquad S = 0$$

$$\text{cota del fondo} = 129 - 4,2 = 124,8 \text{ m}.$$

$$L_T = 40 \text{ m (espacio disponible según el perfil longitudinal del aliviadero).}$$

3. Chequeo de las recomendaciones de Sevchenko:

$$b/B = 20/49,6 = 0,40 \text{ OK}$$

$$\theta = 2\text{tg}^{-1}\left(\frac{B-b}{2L_T}\right) = 40,6^\circ \text{ OK}$$

4. Caracterización de la transición:

Acéptese que este proceso se realizó y los resultados son:

$$Q_{crit} = 460 \text{ m}^3/\text{s} \text{ y } Q_{crit}^1 = 615 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Con lo que resulta evidente que el régimen en la transición es *subcrítico*.

5. Cálculo de la curva superficial en la transición:

Dado que el régimen es subcrítico, se deberá calcular la CS desde aguas abajo, específicamente desde el inicio de la rápida, donde el tirante será el crítico.

$$y_c = 3\sqrt{\frac{Q^2}{gb^2}} = 3\sqrt{\frac{800^2}{9,81 \cdot 20^2}} = 5,46m$$

El cálculo de la CS resultó (Fig. 16.7):

Y	Y
0	5,46
8	7,30
16	7,67
24	7,84
32	7,95
40	8,01

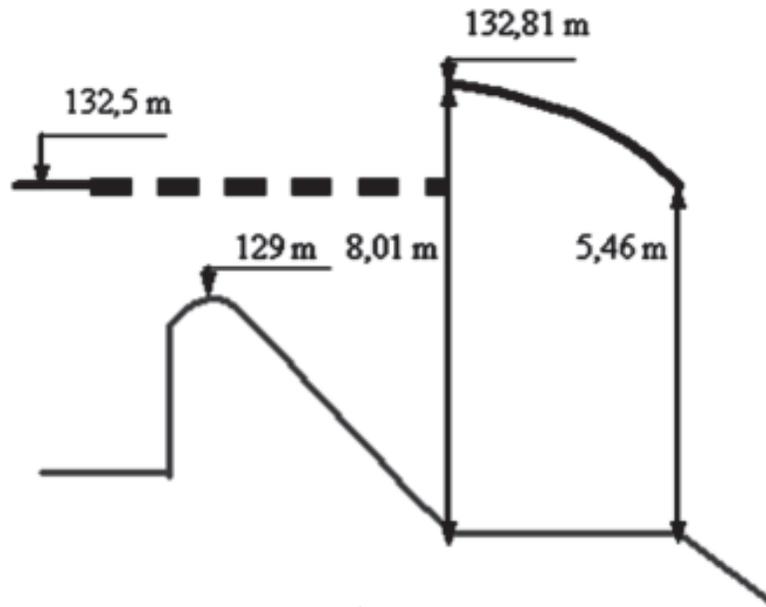


Figura 16.7  
Curva superficial en la transición.

El cálculo de la CS resultaba innecesario, pues ya el tirante al final de la transición resulta mayor que  $P^*$ . Luego el ahogo era evidente; no obstante, su cálculo definió ahogo total del cimacio, incrementando, incluso, la cota del agua en el embalse (mayor NAM).

Esta situación impone modificaciones en el dimensionamiento de la transición, con vista a eliminar el ahogo; o al menos, disminuirlo.

6. Modificaciones.

Existen varias opciones, pero teniendo en cuenta que los valores de  $b/B$  y  $\theta$  están próximos al límite inferior de los extremos, se decide modificar  $b$ :

$$b = 30 \text{ m}$$

$$b/B = 0,60 \text{ OK}$$

$$\theta = 27,5^\circ \text{ OK}$$

7. Caracterización.

Determinación de  $Q_{crit}$ :

Tabla 16.5. Determinación de  $Q_{crit}$

Q	q	$h_c$	$E_1$	$F_{r1}$	$\mu_{crit}$	$Q_{crit}$
331,66	6,69	0,66	5,90	15,87	0,328	624,71
627,13	12,64	1,20	6,86	9,42	0,349	833,37
800	16,13	1,51	7,33	7,70	0,354	933,65
1070	21,59	1,98	8,05	6,12	0,359	1089,72
1200	24,19	2,17	8,51	5,84	0,360	1187,74

En la que:

Q: se tomaron los valores que tenía (de la curva de capacidad de servicio).

$$q = Q/B$$

$h_c$ : calculados según procedimientos conocidos, detallados en el capítulo 9.

$$E_1 = h_c + \frac{q^2}{2gh_c^2}$$

$$F_{r1} = \frac{q^2}{gh_c^3}$$

$$\mu_{crit} = 0,366 - 0,016 \left( 0,2F_{r1} + \frac{b/B-1}{2tg(\theta/2)} \right)$$

$$\mu_{crit} = \mu_{crit} b \sqrt{2gE_1^{3/2}}$$

Al confeccionar el gráfico de Q vs  $Q_{crit}$  (Fig. 16.8), se obtuvo:

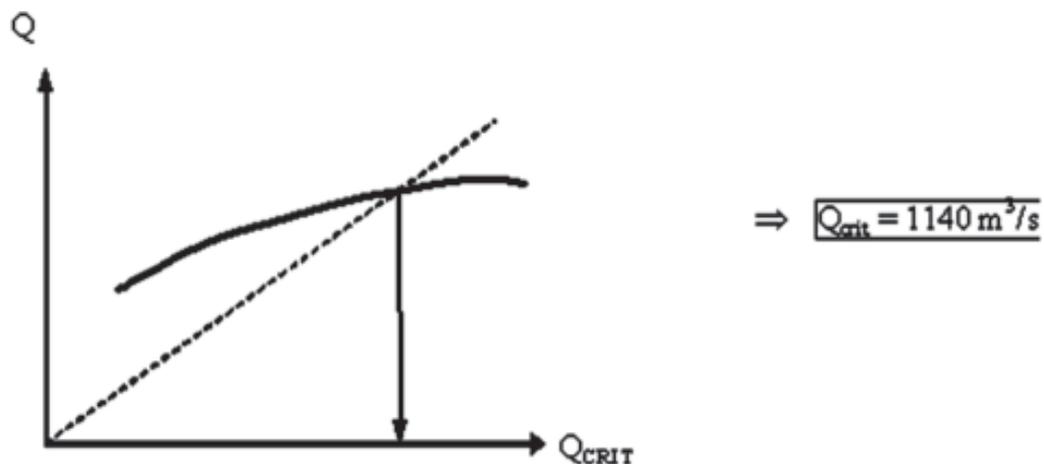


Figura 16.8  
Cálculo del primer gasto crítico.

Determinación de  $Q'_{crit}$ :

Tabla 16.6. Determinación de  $Q'_{crit}$

Q	$L_{SP}$	$L_{SNP}$	$\varphi_2$	$b_2$	$\eta$	$h_2$	$E_2$	$E_2/b$	$K^1$	$\mu^1_{crit}$	$Q'_{crit}$
331,66	16,48	21,19	0,79	39,18	1,29	0,85	5,91	0,20	0,725	0,397	758,05
800	24,75	29,68	0,71	35,22	1,52	2,30	7,28	0,24	0,731	0,397	1036,4
1070	27,92	32,87	0,68	33,73	1,68	3,33	7,96	0,26	0,734	0,397	1184,9
1200	29,64	34,78	0,66	32,74	1,79	3,88	8,43	0,28	0,737	0,397	1291,4

En la que:

$$L_{SP} = 10,3 \left( \sqrt{F_{r1}} \right)^{0,81} hc$$

$$L_{SNP} = \left( 1 + 0,145 \sqrt{F_{r1} \operatorname{tg}(\theta/2)} \right) L_{SP}$$

$$\varphi_2 = 1 - \left( \frac{2L_{SNP} \operatorname{tg}(\theta/2)}{B} \right)$$

$$b_2 = \varphi_2 B$$

$$(1 + 2\varphi_2)\eta^3 + (1 - \varphi_2)\eta^2 - (2 + \varphi_2 + 6F_{r1})\eta + 6F_{r1}/\varphi_2 = 0.$$

$$h_2 = \eta h_c$$

$$E_2 = h_2 + [Q/(h_2 b_2)]^2 / 2g$$

$$K^1 = 1,08 / (S_{rap} + 1,41) + 0,15(E_2/b - 0,2)$$

$$\mu^1_{crit} = 0,95 K^1 (1 - \beta^1 K^1)^{1/2}$$

$\beta^1 = 0,96 - 0,51 S_{rap}$  en la que  $S_{rap} = 8 \%$ , obtenido en el plano de trabajo.

Al confeccionar el gráfico de  $E_2$  vs  $Q$  y  $E_2$  vs  $Q'_{crit}$  se obtuvo (Fig. 16.9):

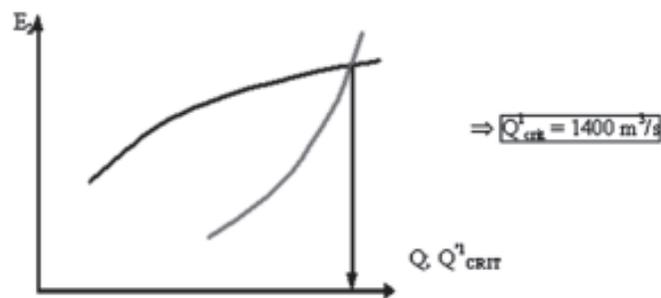


Figura 16.9  
Cálculo del segundo gasto crítico.

Como el gasto de diseño es menor que los dos gastos críticos, se puede afirmar que el régimen de trabajo de la transición es supercrítico.

Queda pendiente la determinación del tirante de circulación al final de la rápida, el cual se puede obtener a partir del cálculo de la curva superficial correspondiente. Otra opción sería diseñar la transición por el método de Rosete.

Aplicando el método de Rosete (su programa en EXCEL), resulta:

$$B = 49,6 \text{ m}$$

$$b = 30,00 \text{ m}$$

$$\theta = 6,5^\circ$$

$$S_{TR} = 5,8 \%$$

$L_T = 86 \text{ m}$  (mayor que el espacio inicialmente declarado como disponible en el terreno, pero que se puede lograr trasladando hacia aguas arriba la sección vertedora, cuando ello sea posible).

$$\Delta = 0,15 \text{ m}$$

$$Y_f = 3,14 \text{ m}$$

## 16.6. Rápidas

Diseñar hidráulicamente la rápida del aliviadero cuyos datos son:

$$Q = 800 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Cota de inicio de la rápida} = 124,8 - [5,8 \times 86/100] = 119,8 \text{ m}.$$

$$\text{Tirante al inicio de la rápida} = 3,14 \text{ m}.$$

$$\text{Ancho de la rápida: } b = 30 \text{ m}.$$

$$\text{Cota de la superficie del agua en la zona de la descarga del aliviadero: } 100 \text{ m}.$$

$$L_{rap} = 250 \text{ m}.$$

Tipo de terreno: arcilla pesada.

Plano de planta y perfil.

*Solución:*

a) Perfil y pendiente.

Considerando que el dissipador será un trampolín situado 3 m por encima de la superficie del agua en el valle inundado, resulta:

$$S_{rap} = \{[119,8 - 103]/250\} * 100 = 6,7 \%$$

b) Ancho.

Según Grishin, para arcilla pesada  $q_{cs} = 30 \text{ m}^2/\text{s}$ , por lo que:

$$b_{cs} = 800/30 = 26,7 \text{ m}$$

$$b_{rap} = [0,7 \text{ a } 0,8]b_{cs} = 18,7 \text{ a } 21,3 \text{ m} \Rightarrow b_{rap} = 20 \text{ m}$$

Sin embargo, si se observa esta rápida, corresponde al aliviadero cuya transición fue diseñada en la sección anterior, donde quedó demostrada la conveniencia:  $b_{rap} = 30 \text{ m}$ .

c) Cálculo de la curva superficial, a partir de:

$$Q = 800 \text{ m}^3/\text{s} \quad b = 30 \text{ m} \quad S = 6,7 \%$$

$$h_i = 3,14 \text{ m} \quad z = 0 \quad n = 0,017$$

**Tabla 16.7. Cálculo de la curva superficial**

Sección	Y (m)	V(m/s)	V <sub>cr</sub> (m/s)	X(m)
1	3,14	8,49	28,42	0
2	2,82	9,44	27,13	7,12
3	2,57	10,39	26,05	18,10
4	2,31	11,54	24,84	35,30
5	2,06	12,98	23,59	63,70
6	1,80	14,83	22,18	116,28
7	1,67	15,96	21,42	164,00
8	1,54	17,29	20,63	252,34
9	1,50	17,78	20,38	300,00

d) Aireación del flujo.

Según Voinich – Pardo:

$$V_{cr} = (19,682 - 134,29n - 0,5304S) R^{(0,4991 + 1,0229n)}$$

donde:

$$n = 0,017$$

$$S = 0,067$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{30y}{30 + 2y}$$

de manera que:

$$V_{cr} = 17,3635 \left[ \frac{30y}{30 + 2y} \right]^{0,5165}$$

con esta expresión se calcula la velocidad crítica (v. tabla 16.7) para cada sección y se verifica que no se produce aireación.

e) Velocidad máxima permisible.

Si se pretende emplear un hormigón convencional, la velocidad máxima permisible es hasta 10 – 15 m/s. Tomemos 15 m/s.

Se aprecia que entre las secciones 6 y 7 se supera ese valor de velocidad, luego se requiere del empleo de RI para bajar las velocidades.

$$V = 15 \text{ m/s.}$$

$$A = Q/V = 800/15 = 53,33 \text{ m}^2.$$

$$h = A/b = 53,33/30 = 1,78 \text{ m.}$$

$$P = b + 2h = 30 + 2 * 1,78 = 33,56 \text{ m.}$$

$$R = A/P = 53,33/33,56 = 1,59 \text{ m.}$$

$$\lambda = 8gRi/V^2 = 8 * 9,81 * 1,59 * 0,067/15^2 = 0,0372.$$

$$F_r = V^2/gh = 15^2/9,81 * 1,78 = 12,88.$$

Tomando la rugosidad más simple:  $M = 0,050$ ;  $N = 14$  ó  $k = 0,9$ ; resulta:

$$0,0372 = 0,04 + 2,29 * 0,073^2 + 0,9 * 0,067^{0,1} [(\Delta/1,59)(30/33,56)^2]$$

$$0,0372 = 0,0522 + 0,384\Delta$$

$$\Delta = - 0,015/0,384 = (-) !!!!$$

El valor negativo significa que no es posible imponer un régimen uniforme con velocidad de 15 m/s y  $h = 1,78$  m, mediante el empleo de RI.

A partir del resultado anterior, antes de desestimar el empleo de RI, se debe tantear la posibilidad de imponer otra velocidad; de ahí la tabla de cálculo que a continuación se presenta:

**Tabla 16.8. Cálculo para imponer otra velocidad**

V (m/s)	A (m <sup>2</sup> )	h (m)	P (m)	R (m)	$\lambda$	$\Delta$ (m)	L (m)	Desde X (m)
15	53,33	1,78	33,56	1,59	0,0372	-	-	-
14	57,14	1,90	33,80	1,69	0,0453	-	-	-
13	61,54	2,05	34,10	1,80	0,0560	0,01	0,08	64,00
12	66,67	2,22	34,44	1,94	0,0708	0,07	0,56	50,00
10	80,00	2,67	35,34	2,26	0,1188	0,30	2,40	15,00

Hasta aquí se tienen 4 posibles soluciones:

- 1<sup>ra</sup>. Incrementar la calidad del hormigón a utilizar, para que soporte velocidades máximas del flujo de casi 18 m/s; y no emplear RI.
- 2<sup>da</sup>. Colocar RI de 1 cm de alto cada 24 cm; lo que no tiene sentido desde el punto de vista constructivo, pues a esos muros de 1 x 1 cm es prácticamente imposible colocarles acero, y por tanto, se destruirán fácilmente.
- 3<sup>ra</sup>. Colocar RI de 7 cm de alto cada 56 cm.
- 4<sup>ta</sup>. Colocar RI de 30 cm de alto cada 2,40 m.

La decisión final será una comparación económica entre las variantes, en la que no solo se tome en cuenta la rápida más barata, sino que habrá que incorporar al análisis el disipador de energía; pues, obviamente, mientras menor sea la velocidad del flujo al final de la rápida (léase energía), menor deberá ser el disipador. Se continuará este ejercicio asumiendo que la mejor variante es la de incrementar la calidad del hormigón.

f) Altura de los muros.

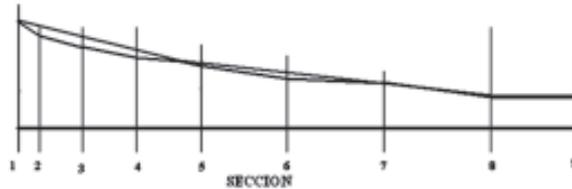
$AM = y + BL$ ; considerando  $BL = 1,00$  m, resulta:

**Tabla 16.9. Altura de los muros**

Sección	X(m)	AM
1	0	4,14
2	7,12	3,82
3	18,10	3,57
4	35,30	3,31
5	63,70	3,06
6	116,28	2,80
7	164,00	2,67
8	252,34	2,54
9	300,00	2,50

Debe tenerse presente que las AM obtenidas responden a un cálculo aritmético y llevan a una corona de muro irregular. Por tanto, deberá ser ajustada para lograr una figura «lógica». Por otro lado, debe dejarse claramente establecido que si se hubiese empleado rugosidad intensificada, entonces al calcular la altura de los muros debería considerarse la altura de la rugosidad, de manera que:

$AM = Y + BL + \Delta$ , resultando la figura 16.10.



**Figura 16.10**  
Trazado final de los muros laterales de la rápida.

## 16.7. Disipadores de energía

Diseñar hidráulicamente el disipador de energía para un aliviadero cuyos datos son:

$$Q = 800 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$b = 30 \text{ m}.$$

$$h_1 = 1,5 \text{ m}.$$

Tipo de terreno: arcilla pesada.

$$V_{\text{max perm}} \text{ para que no se produzca erosión} = 1,4 \text{ m/s}.$$

$$P = 3 \text{ m}.$$

$$t = 5 \text{ m} (=Y_3).$$

### Variante trampolín

*Solución:*

$$V_1 = Q / bh_1 = 800 / (30 \cdot 1,54) = 17,32 \text{ m/s}$$

$$F_{r1}^2 = V_1^2 / gh_1 = 17,32^2 / (9,81 \cdot 1,54) = 19,86 \rightarrow 7 < 19,86 < 39 \quad \text{OK}$$

$$F_{1\text{max}}^2 = 4,32(h_1 + 10)h_1 = 32,37 \quad \rightarrow \quad F_{r1}^2 < F_{1\text{max}}^2 \quad \text{OK}$$

$$L = 4h_1 = 6,16 \text{ m}$$

$$a = 0,25Z_1 = 0,3 \text{ m}$$

$$AM = 1,6h_1 = 2,46 \text{ m}$$

$$c = Z_1 = 1,24 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,4h_1 = 0,62 \text{ m}$$

$$n = 0,5b/Z_1 = 12,1 \rightarrow n = 13$$

$$X_1 = 2Y_1 = 1,24 \text{ m}$$

$$d = [b - (2,5 + n)Z_1] / (n - 3) = 1,08 \text{ m}$$

$$Z_1 = X_1 = 1,24 \text{ m}$$

chequeo:

$$13Z_1 + 2a + 2c + 10d = 30$$

$$13 * 1,24 + 2 * 0,3 + 2 * 1,24 + 10 * 1,08 = 30$$

$$30 = 30 \quad \text{OK}$$

$$\beta = \text{tg}^{-1} \left[ \sqrt{0,044 + \frac{2,088g(P+h_1)}{V_1^2}} \right] = \beta = \text{tg}^{-1} \left[ \sqrt{0,044 + \frac{2,088g(3+1,5)}{17,78^2}} \right] = 30,08^\circ$$

Cálculo del cono de socavación:

Lopardo:

$$t_0 = 2,5 \Phi Z_0 Z^{0,5} t_0$$

$$F = 1,3$$

$$Z = 26,67 / \left[ 9,81 * (20,63^3)^{1/2} \right] = 0,0909$$

$$t_0 = 20,21 \text{ m}$$

Longitud de vuelo del chorro:

$$L_v = \left[ \frac{0,2V_1^2}{g} + 0,98V_1 \sqrt{\frac{0,04V_1^2}{g^2} + \frac{2(P+h_1)}{g}} \right] K$$

$$V_1 = 17,78 \text{ m/s}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$P = 3 \text{ m}$$

$$h_1 = 1,5 \text{ m}$$

$$K = 0,9$$

$$L_v = 21,86 \text{ m}$$

Longitud de vuelo del cono:

$$L_{vc} = L_v + t_0/\text{tg}\beta = 56,73 \text{ m}$$

Seguridad del aliviadero:

A partir del dato de que se trata de una arcilla pesada, se tiene que: su talud de reposo  $m_s = 1$ .

El talud de la recta de los conos será:  $m_c = 1/\text{tg}\beta = 1/\text{tg}(30,08) = 1,72$ .

Dado que  $m_c > m_s$ ; significa que el cono de socavación no pone en peligro la estabilidad del aliviadero.

Variante estanque o pozo amortiguador:

(Es importante destacar que para poder diseñar el dissipador se requiere conocer las condiciones hidráulicas, tanto de aguas de arriba como de aguas abajo; pues de lo contrario, no sería posible situarlo en cota y, más aún, no se sabría la posición del salto).

## 1. Canal de salida.

La velocidad máxima permisible para que no ocurra erosión es 1,4 m/s; sin embargo, se diseñará aceptando que se produzca alguna erosión. Por lo que obviamente, al final se tendrá que verificar si la magnitud es tolerable, es decir, si no pone en peligro la estabilidad de la propia obra.

Para definir la velocidad de diseño se puede seleccionar un valor por semejanza con otro proyecto ya existente. Se puede partir de las recomendaciones de Grishin; o simplemente, comenzar suponiendo valores arbitrariamente, e ir ajustando los cálculos.

- Comenzar suponiendo  $V_{max} = 2,5$  m/s.

Considérese que la longitud que quedará para el canal de salida es corta y por tanto no habrá mucha variación del tirante en el canal de salida. Por tanto:  $Y_3 = 5$  m.

Entonces, si  $Q = AV$

$$Q = (b_{cs}Y_3 + ZY_3^2)V_{max}$$

$$b_{cs} = \frac{Q}{V_{max}Y_3} = \frac{800}{2,5} \frac{2(5)^2}{5} = 54,00m$$

$$q_{cs} = Q/b_{cs} = 14,81m^2/s$$

## 2. Trayectoria (Fig. 16.11)

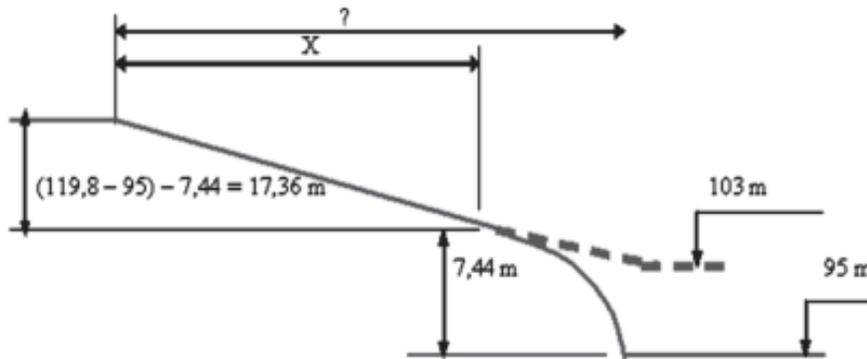


Figura 16.11  
Trazado de la trayectoria

$$\Delta H = 0,3(119,8 - 95) = 7,44 \text{ m.}$$

$$X = 17,36/\text{tg}\alpha = 20,86/0,067 = 259 \text{ m.}$$

En  $X = 259$  m, según la CS ocurre:

$$V = 17,5 \text{ m/s}$$

$$Y = 1,52 \text{ m}$$

Configuración de la trayectoria:  $x = 0,45V\cos\alpha(y)^{1/2} = 0,45 * 17,5 * 0,997(y)^{1/2}$

<b>y</b>	<b>x</b>
2	11,10
4	15,70
6	19,23
8	22,20
7,44	21,42

$$L_{rap} = 259 + 21,42 = 280,42 \text{ m}$$

Al final de la trayectoria, al calcular la CS, se obtiene:

$$Y_1 = 1,50 \text{ m} \quad V_1 = 17,78 \text{ m/s}$$

$$F_{r1} = \frac{V_1}{gY_1} = \frac{17,78}{\sqrt{9,81 * 1,5}} = 4,63$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} + 1 \right) \rightarrow Y_2 = 9,10 \text{ m}$$

Variante pozo amortiguador:

$$\Delta Z = \frac{q_3^2}{2g\varphi^2 Y_3^2} - \frac{q_2^2}{2g(\eta Y_2)^2}$$

$$q_3 = 14,81 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\varphi = 0,80$$

$$Y_3 = 5 \text{ m}$$

$$q_2 = 26,67 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\eta = 1,05$$

$$Y_2 = 9.1 \text{ m} \Rightarrow \Delta Z = 0,30 \text{ m}$$

La profundidad del pozo será:

$$h = \eta Y_2 - (Y_3 + \Delta Z) = 4,25 \text{ m}$$

como  $q > 5 \text{ m}^2/\text{s}$ :

$$L_p = L_{SH} \text{ que de la curva de la figura 9.1 se obtiene } L_{SH} = 5,9Y_2 = 53,10 \text{ m.}$$

$$L_{risberma} = 9(Y_2 - Y_1) - L_p = 15,3 \text{ m.}$$

En el perfil longitudinal del terreno se traza el esquema de lo calculado; y de ahí se puede definir la longitud del canal de salida (considérese de aproximadamente 34,00 m). Los resultados se muestran en la figura 16.12.

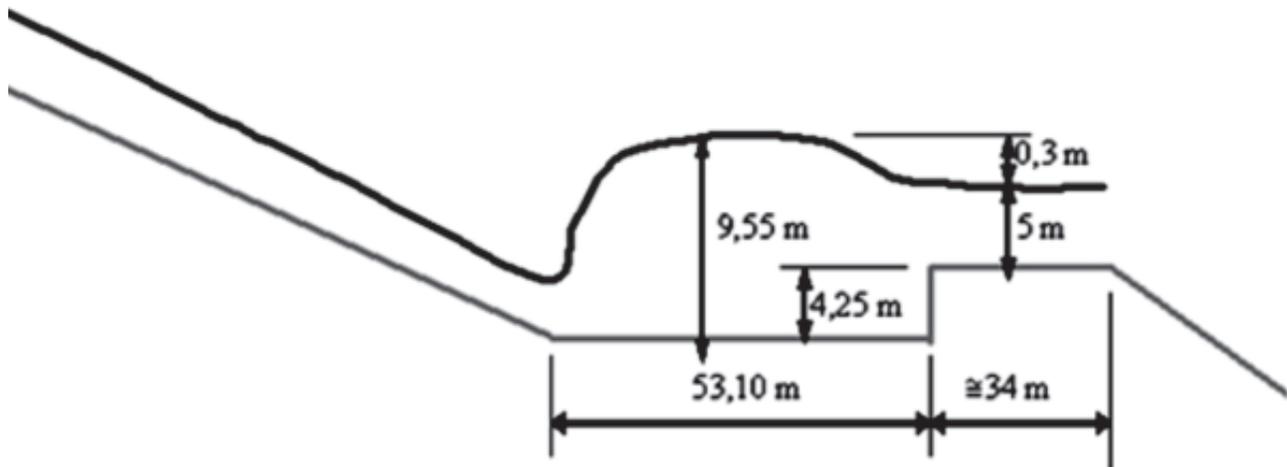


Figura 16.12  
Dimensiones finales del pozo amortiguador

*Chequeo de la erosión:*

(Suponiendo que se erosiona solamente el fondo del canal de salida, y no los taludes; lo que está del lado de la seguridad, a los efectos de calcular la máxima profundidad de la erosión; y sabiendo que se producirá erosión hasta que se tenga un área mojada que implique una velocidad de 1,4 m/s):

$$A = Q/V = 800/1,4 = 571 \text{ m}^2$$

$$A = bY + zY^2 = 54Y + 2Y^2 = 571$$

$$Y^2 + 27Y - 571 = 0$$

$$Y = 8,0 \text{ m}$$

Es decir, se erosiona casi hasta la cota del fondo del pozo y no peligra su estabilidad. Por tanto, este proyecto es, desde el punto de vista técnico, *acceptable*.

- Suponer velocidad en el canal de salida, a partir de la recomendación de Grishin:

$$q_{cs} = 30 \text{ m}^2/\text{s}$$

$b_{cs} = Q/q_{cs} = 26,67 \text{ m}$ , el cual se lleva a 30 m, pues constituye un absurdo que el canal de salida sea más estrecho que el pozo.

Calculando nuevamente, resulta:

$$\Delta Z = 1,87 \text{ m}$$

$$h = 2,68 \text{ m}$$

Y calculando la erosión con la misma consideración que en la variante anterior, resulta:

$$Y = 11,00 \text{ m}$$

Que como se aprecia, se va por debajo del fondo del pozo, y por tanto, habría que hacer un dentellón de no menos de 3,31 m de profundidad para evitar que la erosión socave al pozo.

Variante estanque amortiguador:

Con  $F_{r1} = 4,63$  y  $V_1 = 17,78$  m/s, se selecciona un estanque tipo III.

Según el capítulo 9:

$$Y_2 = 9,1 \text{ m}$$

$$L_{III} = Y_2(3,55 + 0,06F_{r1} - 0,00015F_{r1}^2) = 34,8 \text{ m}$$

$$\text{CFE} = 100 - 1,05 \cdot 9,1 = 90,45 \text{ m}$$

Los resultados finales de los cálculos se muestran en la figura 16.13.

Obviamente, la variante a seleccionar será aquella que resulte más económica.

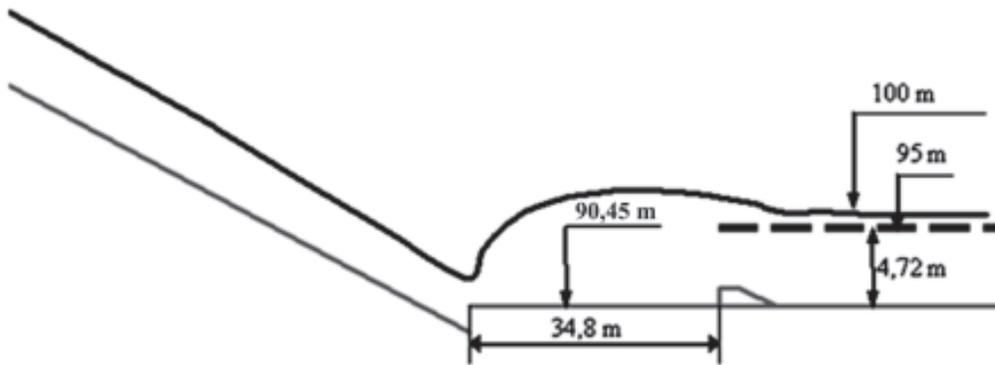


Figura 16.13  
Dimensiones finales del estanque amortiguador

## 16.8. Aliviaderos laterales

Diseñar un aliviadero lateral a partir de los datos siguientes:

$$Q = 800 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$H_0 = 3,5 \text{ m}.$$

$$\text{NAN} = 129 \text{ m}.$$

$$\text{NAM} = 132,5 \text{ m}.$$

Tipo de terreno: arcilla pesada.

*Solución:*

Siguiendo el procedimiento sugerido en el capítulo 10:

1. Ancho de la rápida  $b = 20$  m, según Grishin (actividad No. 16).
2. Empleo de un PPsV; por lo que  $z_1 = 0,67$ .
3. En el caso de excavación en arcilla pesada,  $z_2 = 2$  (intencionalmente no se sigue la recomendación de hacer  $z_2 = z_1$ ).

4. Ancho de la trinchera, por comodidad constructiva y probado buen funcionamiento:  
 $b = 20 \text{ m}$ .
5. Transición de fondo horizontal con  $B = b = 20 \text{ m}$  y  $l_T = (T_1 - T_2) / [2tg(\theta/2)]$ .
6.  $S = 0,01$

$$7. L_c = L \frac{Q}{m\sqrt{2gH_{oemb}^{3/2}}} = \frac{800}{0,448 * 4,43(3,5)^{3/2}} = 61,6m \rightarrow L = 62m$$

$$8. q_c = \frac{Q}{L_c} = 12,9m^2 / s$$

$$k = \frac{Z_1 + Z_2}{2} = 1,335$$

$$M = \frac{4q_c^2 k}{gS^2 b^3} = 113,23$$

$$\eta_o = (1 + \eta_o)(1 + 2\eta_o) = M \rightarrow \eta_o = 3,362$$

$$Y_o = \frac{\eta_o b}{k} = 50,37m$$

$$X_o = \frac{2Y_o(1 + \eta_o)}{S(1 + 2\eta_o)} = 5689m$$

$$9. L_c = 62,00m$$

10.  $Y_f = ?$  (Fig. 16.14).

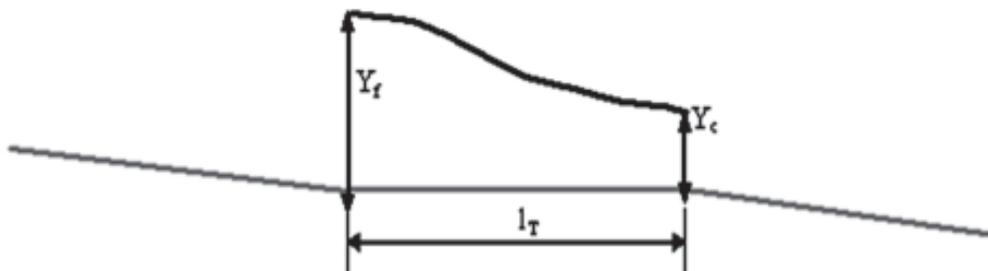


Figura 16.14  
 Determinación del tirante al final de la cubeta.

$$Y_f + h_{vf} = Y_c + h_{vc} + 0,2(h_{vc} - h_{vf})$$

$$A_f V_f = A_c V_c$$

donde:

$$Y_c = 3 \sqrt{\frac{Q^2}{gb^2}} = 5,46 \text{ m}$$

$$V_c = 3 \sqrt{\frac{Qg}{b}} = 7,32 \text{ m/s}$$

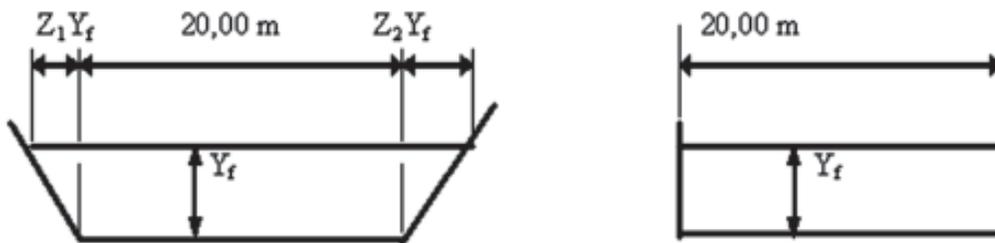
resultando:

$$Y_f + 1,2h_{vf} = Y_c + 1,2h_{vc} = 5,46 + 1,2 * 2,73 = 8,736$$

$$V_f = Q - A_f = 800 / [20Y_f + 1,335Y_f^2]$$

$$Y_f = 8,24 \text{ m}$$

Para determinar los anchos superficiales, en la figura 16.15, se tiene:



**Figura 16.15**  
Determinación de los anchos superficiales inicial y final de la transición.

$$T_1 = 42 \text{ m} \quad \text{y} \quad T_2 = 20 \text{ m}$$

Y seleccionando  $\theta/2 = 12,5^\circ$ , pues se sabe que implica un buen funcionamiento de la transición subcrítica, se tendrá:  $l_T = 49,6 \text{ m}$ , es decir,  $l_T = 50 \text{ m}$ .

11. Tirantes en la cubeta. Empleando el paquete de programas ALIV se obtuvo:

X (m)	Y (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
62,00	8,24	800
40,43	8,61	520
21,77	8,68	280
0	8,60	0

12. Cota del fondo en la estación 0 + 00 (Fig. 16.16):

$$C_{0+00} = \text{NAN} + (2/3)H_0 - Y_{0+00} = 129 + 2/3(3,5) - 8,60 = 122,73 \text{ m}$$

$$C_{0+62} = C_{0+00} - SL = 122,73 - 0,01 * 62 = 122,11 \text{ m}$$

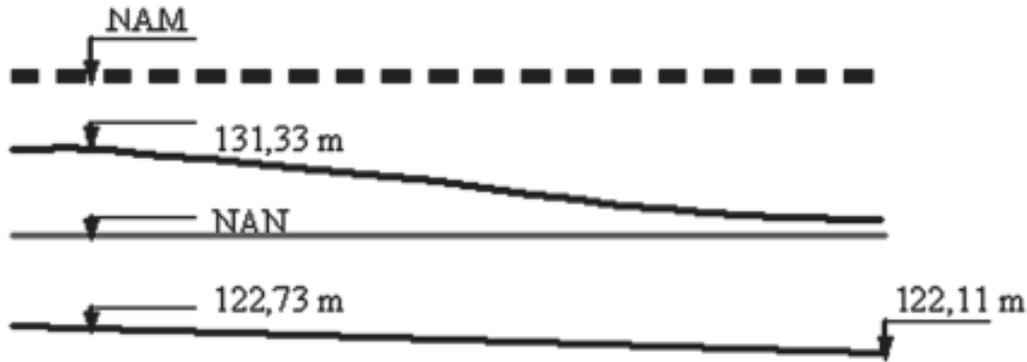


Figura 16.16  
Determinación de la cota del fondo al inicio de la cubeta.

## 16.9. Aliviaderos de abanico

Para las mismas condiciones de la sección 16.8, valorar el empleo de un aliviadero de abanico.

*Solución:*

$Q / [(2g)^{0,5} H_0^{2,5}] = 800 / [4,43(3,5)^{2,5}] = 7,88$ , que no tiene solución de gabinete y requeriría modelación física. Además, resulta poco probable que donde se emplee un aliviadero lateral se den las condiciones para emplear un aliviadero de abanico. Sí es posible el empleo de un aliviadero de semiabanico.

*Valoración de un semiabanico (haciendo  $Q = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$ ):*

$$Q / [(2g)^{0,5} H_0^{2,5}] = 15,76$$

- 1) Se selecciona  $P/H_0 = 0,5$  teniendo en cuenta la ecuación 11.3 y las condiciones topográficas.
- 2) Se determina  $m_0$  mediante la ecuación 11.4. Resultando  $m_0 = 0,458$
- 3) Se calcula  $P_1$  mediante la ecuación 11.14. Se obtiene  $P_1 = 6,12 \text{ m}$ .
- 4) Con  $P/H_0 = 0,5$  para la configuración del perfil del cimacio, se obtiene en el capítulo 11:

$$R_1^1 / H_0 = 0,4 \rightarrow R_1^1 = 1,4 \text{ m}$$

$$R_2^1 / H_0 = 0,132 \rightarrow R_2^1 = 0,46 \text{ m}$$

$$n = 1,72$$

$$K = 0,51$$

$$X_m/H_0 = 0,177 \rightarrow X_m = 0,62 \text{ m}$$

$$Y_m/H_0 = 0,053 \rightarrow Y_m = 0,18 \text{ m}$$

$$5. L_0^1 = \frac{Q}{m_o \sqrt{2gH_0^{3/2}}} = L_0^1 = \frac{1600}{0,458 * 4,43 * 3,5^{3/2}} = 120,43 \text{ m}$$

$$6. L_0 = L_0^1 + 2,583X_m = 122,05 \text{ m}$$

7.

$$a) \text{ Canal de acceso: } B/L_0 = 1 \rightarrow b = 122,05 \text{ m.}$$

$$\text{Chequeo de } V_{max} \quad B = Q/[(P + H)V] = 1600/[(1,4 + 3,4)] = 238 \text{ m}$$

$$r_o/L_0 = 0,0133 \rightarrow r_o = 1,62 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} B = 238 \text{ m}$$

$$b) \text{ Cimacio: } R_1/L_0 = 0,2213 \rightarrow R_1 = 27,00 \text{ m}$$

$$R_2/L_0 = 0,5825 \rightarrow R_2 = 71,09 \text{ m}$$

$$c) \text{ Arcos del abanico: } r_1/L_0 = 0,2167 \rightarrow r_1 = 26,44 \text{ m}$$

$$r_2/L_0 = 0,4106 \rightarrow r_2 = 50,10 \text{ m}$$

$$d) \text{ Sección de control no vertedora: } l_k/L_0 = 0,546 \rightarrow l_k = 66,63 \text{ m}$$

$$l_1/L_0 = 0,3612 \rightarrow l_1 = 44,08 \text{ m}$$

$$e) \text{ Transición: } l_2/L_0 = 0,3209 \rightarrow l_2 = 39,16 \text{ m}$$

$$b/L_0 = 0,2281 \rightarrow b = 27,84 \text{ m}$$

Resultando para el semiabanico:

$$Q = 800 \text{ m}^3/\text{s} \quad H_0 = 3,5 \text{ m} \quad P = 1,4 \text{ m} \quad m_o = 0,458 \quad R_1^1 = 1,4 \text{ m} \quad R_2^1 = 0,46 \text{ m}$$

$$n = 1,72 \quad K = 0,51 \quad X_m = 0,62 \text{ m} \quad Y_m = 0,18 \text{ m}$$

$$L_0^1 = 60,26 \text{ m} \quad L_0 = 61,02 \text{ m} \quad B = 119 \text{ m} \quad r_o = 1,62 \text{ m}$$

$$R_1 = 27,00 \text{ m} \quad R_2 = 71,08 \text{ m} \quad r_1 = 26,44 \text{ m} \quad r_2 = 50,10 \text{ m}$$

$$l_k = 33,32 \text{ m} \quad l_1 = 44,08 \text{ m} \quad l_2 = 39,16 \text{ m} \quad b = 13,92 \text{ m}$$

$$P_1 = 6,65 \text{ m}$$

## 16.10 Obras de toma con régimen de circulación libre

- l) Determine la cota en el embalse  $NA$ , asumiendo que la cota de la base de la torre de control es  $0,0$  m y que la compuerta está abierta a  $0,2$  m .El caudal de entrega es de  $7,0$  m<sup>3</sup>/s. Las dimensiones se muestran en la figura 16.17, el coeficiente de rugosidad de Manning es  $0,015$ .

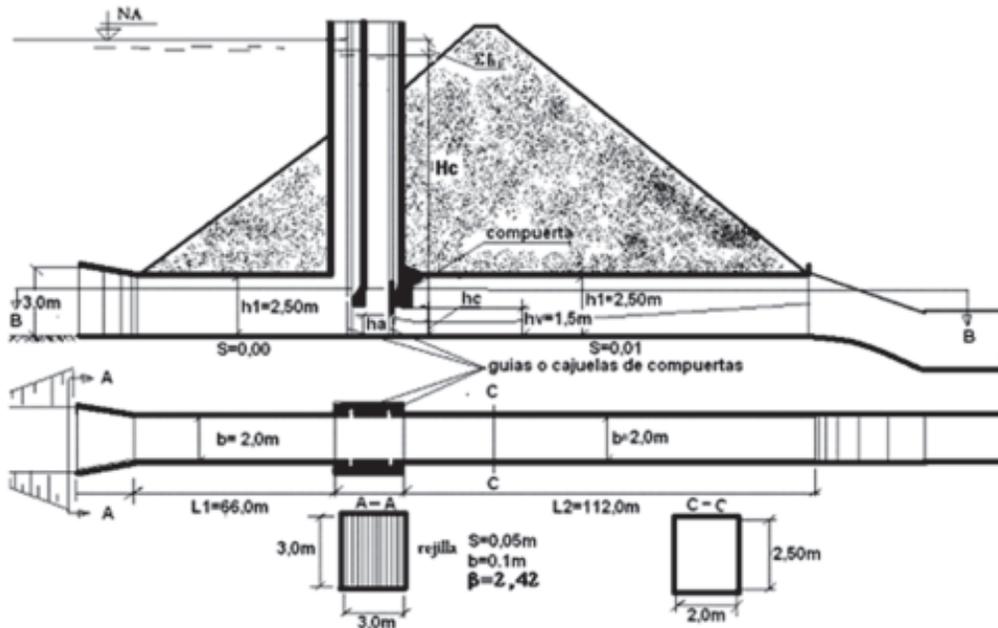


Figura 16.17  
Ejercicio resuelto de obra de toma con régimen de circulación libre.

*Solución:*

Aplicando la ecuación de Bernoulli, entre la superficie del agua en el embalse y la sección contraída aguas abajo de la compuerta, se tiene:

$$NA = 0,0 + H_c + \Sigma h_p$$

$$\Sigma h_p = h_t + h_e + h_f + h_s + h_{v1}$$

$h_t$ : pérdida en la rejilla.

$h_e$ : pérdida en la entrada.

$h_f$ : pérdida por fricción en el tramo  $L_1$ .

$h_s$ : pérdida a la salida del tramo  $L_1$ .

$h_{v1}$ : pérdida por la contracción que ofrece el primer vano.

La ecuación fundamental de vertimiento a través de un orificio es:

$$Q = \varphi \epsilon h_s b \sqrt{2g(H_c - \epsilon h_s)}$$

Despejando  $H_c$ :

$$H_c = \frac{Q^2}{2g(\varphi \varepsilon h_a b)^2} + h_a \varepsilon$$

$$\varepsilon = 0,57 + \frac{0,043}{1,1 - \frac{h_2}{H_c}}$$

donde:

$$\varphi = 0,95-0,97 \text{ (coeficiente de velocidad).}$$

De esta manera, conociendo  $\varepsilon$  y asumiendo un valor de  $\varphi$ , se halla la carga en la compuerta  $H_c$ . Como se puede observar, la contracción del flujo está en función de la carga  $H_c$ ; lo que indica que será necesario hacer una iteración, la cual es corta debido a que  $\varepsilon$  varía muy poco para estas relaciones de  $\frac{h_2}{H_c}$ .

La carga que se alcanza en la compuerta con esta abertura y caudal es:  $H_c = 44,57m$ ; el tirante contraído:  $h_c = 0,12m$ .

La carga en el embalse se determina agregándole a  $H_c$  las pérdidas que existen en el tramo que funciona a presión, tal como se presentó al inicio.

I. Pérdida en la rejilla.

$$v_t = \frac{v_r}{1 + \frac{S}{b}} = \left( \frac{1}{1 + \frac{0,05}{0,1}} \right) = 0,67 \frac{m}{s} \quad \dots \text{velocidad frente a la rejilla que define el área bruta del marco donde van colocadas las platinas que conforman la rejilla, pues } v_t = \frac{Q}{A_b} = \frac{Q}{b_{en} h_{en}}.$$

De esta forma es posible, conociendo una de las dimensiones de la entrada, determinar la otra. En este ejemplo se conoce el ancho de la entrada, que es  $b_{en} = 3,0 m$ ; por lo tanto, la altura de la entrada debe ser:

$$h_{en} = \frac{Q}{b_{en} v_t} = \frac{7,0}{3 * 0,67} = 3,48m \quad h_r = K_r \frac{v_r^2}{2g}$$

1. El coeficiente de pérdida, según Kirschmer, es:

$$K_t = \beta \left( \frac{S}{b} \right)^4 = 2,42 \left( \frac{0,05}{0,1} \right)^4 = 0,96$$

$$h_r = K_t \left( \frac{v_r^2}{2g} \right) = 0,96 \left( \frac{1,0^2}{19,62} \right) = 0,049m$$

2. Pérdida a la entrada.

$$h_e = K_e \left( \frac{v^2}{2g} \right) = 0,1 * \frac{Q^2}{(bh_1)^2} \frac{1}{2g} = 0,1 * \frac{7^2}{(2 * 2,5)^2} \frac{1}{19,62} = 0,0999m$$

3. Pérdida por fricción en el tramo a presión.

$$h_f = \frac{n^2 v^2}{R^3} L = \frac{0,015^2 * 1,4^2}{0,56^{1,33}} * 66 = 0,063m$$

4. Pérdida a la salida del tramo a presión.

$$h_s = K_s \left( \frac{v^2}{2g} \right) = 1 \left( \frac{1,4^2}{19,62} \right) = 0,0999m$$

5. Pérdida ocasionada por el primer vano.

$$h_{v1} = K_{v1} \left( \frac{v_{v1}^2}{19,62} \right) = K_{v1} \left( \frac{Q^2}{(bh_v)^2} \right) \frac{1}{2g} = 0,5 \left( \frac{7^2}{(2 * 1,5)^2} \right) \frac{1}{19,62} = 0,139m$$

$$\sum h_p = 0,423m$$

Por lo tanto la carga en el embalse es:

$$H_{emb} = 44,57 + 0,423 = 44,99 m$$

II) En esta obra de toma determine la abertura de la compuerta para mantener la entrega del mismo caudal (7,0 m<sup>3</sup>/s). El nivel del agua en el embalse está en la cota 30,0 m.

*Solución:*

Operando con las ecuaciones de  $H_c$  y  $\epsilon$ , en las condiciones dadas y teniendo en cuenta que la carga  $H_c$  será igual a  $30 - 0,42 = 29,58 m$ , se obtiene que la abertura de compuerta necesaria es  $h_a = 0,245 m$  y  $h_c = 0,15 m$ .

III) Verifique en ambos casos, si se alcanza o no, el tirante crítico dentro de la galería. ¿Qué significa si no se alcanza este tirante?

*Solución:*

Se calcula la longitud de la curva superficial  $S_3$  que se formaría entre la sección contraída a continuación de la compuerta (sección1) y el final de la galería (sección2), utilizando cualquier método. En la sección 1 el tirante será igual al tirante contraído ( $h_1 = h_c$ ) y en la sección 2 se *asume* que ocurrirá el tirante crítico ( $h_2 = h_{cr}$ ).

Aplicando la formulación de Chernovskii:

$$L = - \frac{\left( h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left( h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right)}{S_0 - \bar{S}_f}$$

donde:

$$\bar{S}_f = \frac{(\bar{v})^2 n^2}{(\bar{R})^{4.33}}$$

$$(\bar{v}) = \frac{v_1 + v_2}{2} = \frac{\frac{q}{h_1} + \frac{q}{h_2}}{2} = \text{Velocidad promedio}$$

$$(\bar{R}) = \frac{R_1 + R_2}{2} = \text{Radio hidráulico promedio}$$

$$\text{En ambos casos que se analiza: } h_2 = 3\sqrt{\frac{q^2}{g}} = 3\sqrt{\frac{3,5^2}{9,81}} = 1,07m$$

En el primer caso:  $h_1 = 0,12$  m.

Por lo tanto:

$$v_1 = \frac{3,5}{0,12} = 29,17m/s \quad v_2 = \frac{3,5}{1,07} = 3,27m/s$$

$$(\bar{v}) = \frac{29,17 + 3,27}{2} = 16,22m/s$$

$$R_1 = \frac{2 \cdot 0,12}{2 + 2 \cdot 0,12} = 0,107m \quad R_2 = \frac{2 \cdot 1,07}{2 + 2 \cdot 1,07} = 0,52m$$

$$(\bar{R}) = \frac{0,107 + 0,52}{2} = 0,31m$$

Sustituyendo estos valores resulta:

$$(\bar{S}_f) = \frac{16,22^2 \cdot 0,015^2}{0,31^{4.33}} = 0,281$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{29,17^2}{19,62} = 43,37m \quad \frac{v_2^2}{2g} = \frac{3,27^2}{19,62} = 0,55m$$

Resolviendo la ecuación de  $L$ :

$$L = -\frac{(0,12 + 43,37) - (1,07 + 0,55)}{0,01 - 0,281} = -\frac{41,77}{0,271} = 154,5m$$

Esto indica que para esta condición de abertura de compuerta, la longitud de la curva  $S_c$  es mayor que la longitud de la galería ( $154,5 > 112,00$ ) y por tanto, no ocurrirá el salto hidráulico en la galería.

Ahora bien, si se analiza qué ocurre en el segundo caso cuando el nivel en el embalse está en la cota 30,0 m y la abertura es de 0,245 m:

La velocidad en la sección contraída:

$$v_1 = \frac{q}{h_1} = \frac{3,5}{0,15} = 23,33 \text{ m/s} \quad \frac{v_1^2}{2g} = \frac{23,33^2}{19,62} = 27,74 \text{ m}$$

$$(\bar{v}) = \frac{v_1 + v_2}{2} = \frac{23,33 + 3,27}{2} = 13,29 \text{ m/s}$$

$$R_1 = \frac{2 \cdot 0,15}{2 + 2 \cdot 0,15} = 0,13 \text{ m} \quad (\bar{R}) = \frac{0,13 + 0,52}{2} = 0,325 \text{ m}$$

$$(\bar{S}_f) = \frac{13,29^2 \cdot 0,015^2}{0,325^{1,33}} = 0,177$$

$$L = -\frac{(0,15 + 27,74) - (1,07 + 0,55)}{0,01 - 0,177} = 157,3 \text{ m}$$

Aquí se ve que  $S_3$  es mayor que la longitud de la galería ( $157,3 > 112,0$ ), lo que indica que no ocurrirá un salto dentro de esta.

*Analizando que ocurre cuando el nivel está abatido hasta la cota del volumen muerto (NVM = 7,10m):* en este caso los cálculos arrojan que la carga sobre la compuerta es de  $H_c = 6,78$  m, esta debe abrirse en  $h_a = 0,50$  m, el tirante contraído es  $h_c = 0,31$  m.

La velocidad en la sección es  $v_1 = 11,29$  m/s.

La carga por velocidad es  $v_1^2/2g = 6,50$  m.

El radio hidráulico es  $R_1 = 0,24$  m.

La velocidad promedio es  $(\bar{v}) = 7,71$  m/s

El radio hidráulico promedio es  $(\bar{R}) = 0,38$  m

La pendiente de fricción:

$$(\bar{S}_f) = \frac{7,71^2 \cdot 0,015^2}{0,38^{1,33}} = 0,054$$

$$L = \frac{h_1 + \left(\frac{v_1^2}{2g}\right) - \left(h_2 + \frac{v_2^2}{2g}\right)}{S_o - S_f} = \frac{[0,31 + 6,5] - [1,07 + 0,55]}{0,01 - 0,054} = 118,0 \text{ m}$$

Como se ha visto, la ocurrencia del salto no es posible en ninguno de los casos analizados.

## 16.11. Obras de toma con régimen de circulación forzado

Para el esquema de la figura 16.18, determine las dimensiones de la rejilla, el número de platinas que la componen y el diámetro necesario de la conductora, para garantizar a una población el abasto de  $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$ , con el embalse abatido en la cota del NVM. ¿Cual es la abertura de la válvula de cono cuando el nivel del embalse está en el NAN? Las rejillas están hechas con platinas de  $10,0 \text{ mm}$  de espesor ( $S$ ) y  $50,0 \text{ mm}$  de ancho, separadas entre sí a  $50,0 \text{ mm}$  ( $b$ ), y tanto el frente como el dorso son redondeados ( $b = 1,67$ ). El coeficiente de pérdida en la bocina de entrada  $K_e = 0,1$ . La rugosidad equivalente de la conductora de acero es de  $0,3 \text{ mm}$ . Se deben evitar las contracciones, por lo que el diámetro de la válvula de emergencia debe ser igual diámetro que se obtenga (en el caso de no tener la válvula necesaria, se debe calcular para esa

condición). El coeficiente de pérdida según la expresión:  $K_{vc} = 1,68 \left( \frac{a_{max}}{a} \right)^{1,47}$

donde  $a_{max}$  es la abertura máxima de la compuerta y se puede considerar igual a la mitad del diámetro de la conductora  $D/2$  cuando el cono de la válvula es de  $90^\circ$ ; mientras que  $a$  es la abertura existente en un momento dado, que regula la entrega.

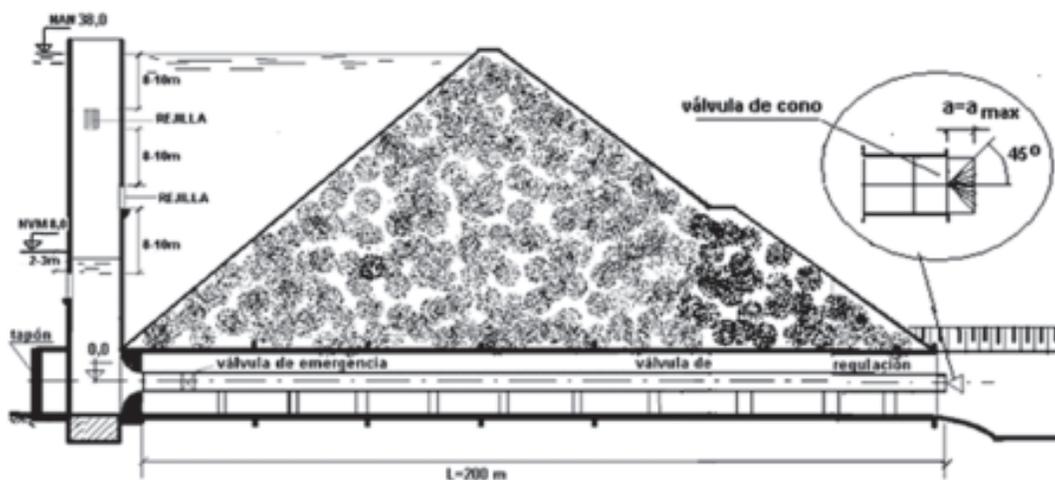


Figura 16.18  
Ejercicio resuelto de obra de toma con régimen de circulación forzado

*Solución:*

Primero se deben conocer las dimensiones de las ventanas donde irán colocadas las rejillas. Para esto partimos de la condición de que la velocidad frente a la ventana se calcula a partir de la velocidad que se tome en la rejilla y depende del perfil y espesor de las platinas o el diámetro de las barras, de la separación entre estas que se utilice. En este ejercicio la velocidad ante la rejilla se calcula por la expresión:

$$v_0 = \left( \frac{v_r}{1 + \frac{s}{b}} \right)$$

donde:

$s$ : espesor de la platina.

$b$ : luz entre las platinas.

Si se acepta una velocidad en la rejilla de 1,0 m/s, se tendrá que la velocidad enfrente de esta es:

$$v_0 = \left( \frac{1,0}{1,0 + \frac{10}{50}} \right) = 0,83 \text{ m/s}$$

Por lo tanto, el área de la ventana de la rejilla será:

$$A_v = BH = \frac{3,0}{0,83} = 3,60 \text{ m}^2$$

Tomando un ancho de ventana de 1,80 m se tiene una altura de la ventana de 2,0 m. El número de platinas, considerando que las dos de los extremos están separadas en  $b/2$ , será:

$$nS + nb = 1,8 = n(0,01 + 0,05)$$

$$n = \frac{1,8}{0,06} = 30 \text{ platinas}$$

El área neta de la rejilla será:

$$A_n = (n - 1)bh = (30 - 1)0,05 * 2,0 = 2,9 \text{ m}^2$$

Aplicando Bernoulli, entre el embalse y la salida de la conductora, se tiene para la condición de diseño que aparece en el dibujo:

$$NVM - 0,0 = h_r + h_{e1} + h_{torre} + h_{e2} + h_f + h_{val1} + h_{val2} + \frac{v_1^2}{2g}$$

donde:

$h_r$ : pérdida de carga en la rejilla.

$h_{e1}$ : pérdida de carga en la ventana.

$h_{torre}$ : pérdida de carga en la torre.

$h_{e2}$ : pérdida de carga en la entrada a la conductora.

$h_f$ : pérdida por fricción en la conductora.

$h_{val1}$ : pérdida de carga en la válvula de emergencia.

$h_{val2}$ : pérdida de carga en la válvula de cono.

$\frac{v_1^2}{2g}$ : carga de velocidad por salida a la atmósfera.

La pérdida de carga en la torre se puede despreciar debido a las dimensiones de esta en la sección transversal, así como también la pérdida en la válvula de compuerta de emergencia, pues esta se encuentra completamente abierta.

Determinando estas pérdidas:

$$1. \quad h_r = K_r \frac{v_r^2}{2g}$$

Según Kirschmer:

$$K_r = \beta \left( \frac{s}{b} \right)^{\frac{4}{3}} = 1,67 \left( \frac{0,1}{0,5} \right)^{\frac{4}{3}} = 0,20$$

y la carga por velocidad se determina para la velocidad en la ventana, como si no existiera la rejilla, o sea, para  $v_0 = 0,83 \text{ m/s}$ .

$$h_r = K_r \frac{v_{01}^2}{2g} = 0,20 \frac{1,0^2}{19,62} = 0,021 \text{ m}$$

Esta pérdida en la rejilla se mantiene separada de las demás porque puede ocurrir, como se verá posteriormente, que sea necesario entregar el gasto de  $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$  por dos conductoras y no por una sola. Se toma la mayor pérdida en la rejilla, o sea, la obtenida aplicando la ecuación de Kirschmer:

$$h_r = 0,021 \text{ m}$$

2. Con la pérdida en la ventana ocurre lo mismo que con la pérdida en la rejilla.

$$K_{e1} = 0,7$$

$$h_{e1} = K_{e1} \frac{v_0^2}{2g} = 0,7 \frac{0,83^2}{19,62} = 0,025 \text{ m}$$

Las demás pérdidas se presentan relativas a la carga de velocidad en la conductora, teniendo en cuenta que por la ley de continuidad  $v_x * A_x = v_1 * A_1$ . El caudal que pasa por la conductora puede ser 1/2 o 1/3 del caudal que pasa por la rejilla, según el número de conductoras que se necesario instalar.

$$3. \quad h_{e2} = K_{e2} \frac{v_1^2}{2g} \quad K_{e2} = 0,04$$

$$4. \quad h_f = f \frac{L}{D} \frac{v_1^2}{2g} \quad f = \left( \frac{\Delta_e}{D} + \frac{68}{R_c} \right)^{0,25}$$

$$5. \quad h_{vc} = K_{vc} \frac{v_1^2}{2g} \quad K_{vc} = 1,68 \left( \frac{a_{\text{max}}}{a} \right)^{1,47}$$

$$H_t = \frac{v_0^2}{2g} (K_r + K_{e1}) + \left( \frac{4Q}{\pi D^2} \right)^2 \frac{1}{2g} * \left( K_{e2} + \left( \frac{\Delta_e}{D} + \frac{68}{R_c} \right)^{0,25} \frac{L}{D} + 1,68 \left( \frac{a_{max}}{a} \right)^{1,47} + 1,0 \right)$$

$$R_v = \frac{v_0 D}{v} = \frac{4QD}{\pi D^2 v} = \frac{4Q}{\pi D v}$$

$v$ : viscosidad cinemática, que alcanza el valor de  $0,9 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  para una temperatura de  $25 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Como se observa, es necesario ejecutar un proceso de iteración con el diámetro, utilizando para ello una hoja de cálculo Excel.

Según el cálculo que aparece en la tabla 1, para garantizar la entrega de los  $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$  es necesario tener dos conductoras con un diámetro de  $1,0 \text{ m}$  cada una, así como mantener una abertura de las válvulas de cono de aproximadamente  $0,10 \text{ m} - 0,12 \text{ m}$ .

**Tabla 1**

$Q(\text{m}^3)$	$D^2(\text{m})$	$\Delta_e$ (m)	$L(\text{m})$	$v * 10^{\wedge}-$ $6 \text{ m}^2/\text{s}$	$K_r$	$K_{e1}$	$K_{e2}$	$K_{vc}$	$H_t(\text{m})$	$a(\text{m})$	$D_1$	$D_2$	$D_{vc}$
1,5	1	0,0003	200,0	0,0000009	0,2	0,7	0,04	15,56	8,14	0,11	1,00	1,00	1,00

En la tabla 2 se puede apreciar la variante de dos líneas de  $950 \text{ mm}$  de diámetro, con una abertura de las válvulas de  $0,22 \text{ m}$ . Todo parece indicar que es la solución más económica.

**Tabla 2**

$Q(\text{m}^3)$	$D^2(\text{m})$	$\Delta_e$ (m)	$L(\text{m})$	$v * 10^{\wedge}-$ $6 \text{ m}^2/\text{s}$	$K_r$	$K_{e1}$	$K_{e2}$	$K_{vc}$	$H_t(\text{m})$	$a(\text{m})$	$D_1$	$D_2$	$D_{vc}$
1,5	0,95	0,0003	200,0	0,0000009	0,2	0,7	0,04	5,21	8,01	0,22	0,95	0,95	0,95

En la tabla 3 se le da respuesta al inciso 2 del ejemplo. En ella se puede apreciar la necesidad de cerrar la válvula aproximadamente  $2,1 \text{ cm}$  para mantener el nivel del agua en el NAN con este caudal.

**Tabla 3**

$Q(\text{m}^3)$	$D^2(\text{m})$	$\Delta_e$ (m)	$L(\text{m})$	$v * 10^{\wedge}-$ $6 \text{ m}^2/\text{s}$	$K_r$	$K_{e1}$	$K_{e2}$	$K_{vc}$	$H_t(\text{m})$	$a(\text{m})$	$D_1$	$D_2$	$D_{vc}$
1,5	0,95	0,0003	200,0	0,0000009	0,2	0,7	0,04	135,25	37,70	0,024	0,95	0,95	0,95

En caso de que fuese necesario colocar una válvula de emergencia de menor diámetro que la conductora y una válvula de cono de menor diámetro, se debe tener en cuenta estas pérdidas locales, como se puede apreciar en la siguiente ecuación:

$$H_f = \frac{V_0^2}{2g} (K_r + K_{e1}) + \left( \frac{4Q}{\pi D^2} \right)^2 \frac{1}{2g} \left( K_{e2} + \left( \frac{\Delta L}{D} + \frac{68\pi D_0}{4Q} \right)^{0.25} \frac{L}{D} + K_{or} \left( \frac{D_2^2}{D_1^2} \right)^2 + K_c' \left( \frac{D_2^2}{D_1^2} \right)^2 + K_c'' \left( \frac{D_2^2}{D_{vc}^2} \right)^2 + 1,68 \left( \frac{d_{max}}{a} \right)^{1,47} + \left( \frac{D_2^2}{D_{vc}^2} \right)^2 \right)$$

donde:

$K_{dif}$ : coeficiente de pérdida por ampliación.

$K_c'$ : coeficiente de pérdida por contracción en la válvula de emergencia.

$K_c''$ : coeficiente de pérdida por contracción en la válvula de cono.

## BIBLIOGRAFÍA

- ADDISON, H.: *A Treatise on Applied Hydraulics*, Edición Revolucionaria, 1968.
- AGROSKIN, I. I. y otros: *Hidráulica* (en ruso), Ed. Energía, Moscú, 1964.
- ALEGRET, E.: «Generalización de las experiencias de las investigaciones y explotación de los aliviaderos superficiales». Tesis de Doctorado en Ciencias Técnicas, Moscú, 1984.
- ALEGRET BREÑA, E.: «Método de cálculo directo de la profundidad de un pozo amortiguador», *Revista Ing. Hidráulica* (XII), 1992.
- ARMAS NOVOA, R. y E. HORTA MESTAS: *Presas de tierra*, ISPJAE, La Habana, 1987.
- BASCO, D. R. y J.R. ADAMS: «Fuerzas de resistencia a la fricción sobre bloques deflectores en el salto hidráulico», *Journal of the hydraulic division*, 1977.
- BATISTA, F. y L. TRUJILLO: «Automatización del diseño hidráulico de una obra de toma», Trabajo de Diploma, 1994.
- BERGUEN, R.I. y Y.M. DUKARKY: *Construcciones Ingenieras*, Moscú, 1982.
- BHOWMIK, N. G.: «Pozo amortiguador para froudes pequeños», *Journal of the hydraulic division*, 1975.
- BRUNNER GARY, W.: HEC RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. USArmy Corps of Engineers, USA. 2002.
- BUREAU OF RECLAMATION: «Studies of crest of over fall dams», *Hydraulics Investigations*, Bulletin 3, Part VI, 1948.
- CALVIN, V. y DAVIS: *Tratado de hidráulica aplicada*, Edición Revolucionaria, Instituto Cubano del Libro, La Habana, 1986.
- CANEPA, S. and W. HAGER: «Effect of Jet Air Content on Plunge Pool Scour». *Journal of Hydraulic Engineering*, (129): Issue 5, pp. 358 –365, May, 2003.
- CHOW, V.T.: *Open Channel Hydraulics*, Edición Revolucionaria, 1969.
- COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD. INSTITUTO DE INVESTIGACIONES DE LA UNAM: *Manual de diseño de obras civiles*, México, 1981.
- Del Vallín, B y C.O. HDEZ: «Resultados de la modelación física del Aliviadero del CH Jibacoa», Informe Técnico, ISPJAE, La Habana 1991.
- DILLA SALVADOR, F. y J. CANO CASTILLO: *Estructuras hidráulicas*, ISPJAE, La Habana, 1989.
- GARCÍA, J.J. DANIEL: «Cimacio con vacío de cresta oval», Trabajo de Diploma, ISPJAE, La Habana, 1980.
- GONZÁLEZ FARIÑAS, J. E.: «Diseño hidráulico de disipadores de energía tipo trampolín», Tesis de Doctorado, Ciudad de La Habana, 1985.
- Hager, W.: «The hydraulics of Stepped Chutes and Spillways», *Journal of Hydraulic Engineering*, (128): 9, pp. 874 – 875, September 2002.
- HELLER, V. and W. HAGER: «Ski Jump Hydraulic», *Journal of Hydraulic Engineering*, (131): 5, pp. 347 –355, May 2005.
- HENDERSON, F. M.: *Flujo en canales abiertos*, The Macmillon Company, New York, 1967.

- HERNÁNDEZ, C.O.: «Cimacios con vacío de cresta oval de excentricidad  $e = 2$ », Tesis de Doctorado en Ciencias Técnicas, La Habana 1991.
- HORACE, W.K.: *Manual de Hidráulica*, Edición Revolucionaria, 1969.
- HUDSON, R. G.: *El manual del ingeniero*, Ciencia y Técnica, Instituto del libro, La Habana, 1970.
- HUNTER, ROSE: *Fluid Mechanics for Hydraulics Engineers*, New York.
- INRH: *Principales embalses de Cuba*, Ed. Pueblo y Educación, 1992.
- KAMIL, H.: «Flow over rounded spillways», *Journal of The Hydraulics Division*, (98): Hy 3, February 1972.
- KICELIOV, P.C.: *Manual de Cálculos Hidráulicos*, Traducción al español, Moscú, 1961.
- KINDSVATER, C. E.: *Salto hidráulico en canales con pendiente*, American Society of Civil Engineerings, 1944.
- KING, H. W.: *Manual de Hidráulica*, Edición Revolucionaria, 1986.
- LAPPO, D. D. et al.: *Cálculo hidráulico de obras de vertimiento en construcciones hidrotécnicas* (en ruso), Ed. Energía Atómica, Moscú, 1988.
- LEÓN MÉNDEZ, A. y A. ESTOOPINÁN PÉREZ: *Hidráulica de canales*, Ed. Pueblo y Educación, La Habana, 1989.
- LOPARDO, R. y E. SLY: «Constatación de la profundidad máxima de erosión aguas abajo de aliviaderos en salto de esquí», *Revista Latinoamericana de Hidráulica*, No. 4, junio 1992, pp. 7 – 23.
- LÓPEZ, F. y J.A. MINTEGIN: *Hidráulica*, Fundación Conde del Valle de Salazar, Madrid, 1983.
- MELSHUMER, E.S. y T.E. MURPHY: Investigations of varius shapes of the upsteam quadrant of the crest of a hight spillways, Research Report H-07-1, Vicksburg, January, 1970.
- MICROSOFT CORPORATION: *Microsoft Windows. Guía del usurario*, Corea, 1990.
- MINAYA, E. and J. KUROIWA: Scour in Non – cohesive Soil Due to the Impact of Jet Spillway Out of Ski Jump. Proceedings of World Water Congress 2005. May 15 – 19, 2005, Anchorage, Alaska, USA.
- MINISTERIO DE LA CONSTRUCCIÓN: *Manual práctico de Hidráulica*, impresión ligera.
- NEDRIGI V. P.: *Obras hidrotécnicas, Manual del proyectista* (en ruso), Editorial Construcción, Moscú, 1983.
- NEKRAZOV B.: *Hidráulica*, Editorial Mir, Moscú, 1967.
- OLIVEIRA, F.: «Criterio para el diseño hidráulico de presas vertedoras con inclinación 2:3 del paramento superior», XIII Congreso Internacional de Presas, N. Delhi, 1979.
- PAGLIARA, S. and W. HAGER: «Hydraulics of Planes Plunge Pool Scour», *Journal of Hydraulic Engineering*, (132): 5, pp. 450 – 461, May 2006.
- PARDO GÓMEZ, R.: «Cimacios Elípticos con vacío y vertimiento regulado.Su utilización en las condiciones de la República de Cuba», Tesis de Doctorado, Ciudad de la Habana, 1985.
- : *Complementos de Hidráulica Aplicada*, Impresiones Ligeras, MES, 1983.
- : Notas de clases de la asignatura Hidráulica Aplicada. 1996.
- : «Apuntes para el diseño hidráulico de obras de toma de galería con régimen de circulación libre», *Revista Hidráulica*, ISPJAE, La Habana, 1996.
- : *Aireación del flujo en rápidas*. Memorias del XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Chile, 2000.
- : «Método propuesto para el diseño hidráulico de trampolines empleados como disipadores de energía en aliviaderos para presas, considerando la ocurrencia del cono de socavación al pie del mismo». *Revista Ingeniería Hidráulica*, México, (XXIII): 2, pp. 111 – 121, abril – junio, 2008.
- PARDO GÓMEZ, R. y J. MORALES NAVA: «Criterios para el dimensionamiento inicial de obras de toma de presas con galería y circulación libre», *Revista Ingeniería Hidráulica*, em México, (XX): 4, pp. 97 – 109, octubre – diciembre, 2005.
- POLONSKI G.A.: *Dispositivos Hidráulicos Hidrotécnicos*, Moscú, 1974.
- PASHKOV N. N. y F. M. DOLGACHEV: *Hidráulica y máquinas hidráulicas* (en ruso), Editorial Mir, Moscú, 1985.
- PÉREZ FRANCO, D.: *Equipos de bombeo*, Editorial Pueblo y Educación, La Habana, 1977.
- : «Pérdidas de carga en curvas y codos en tuberías», *Revista Hidráulica*, vol. X, 1989.
- PETERKA A. J.: «Diseño hidráulico de pozos amortiguadores y disipadores de energía», Bureau of Reclamation, Engineering Monograph, No. 25, Washington, 1964.

- RABINOVICH, E.Z.: *Hidráulica*, Editorial MIR, Moscú, 1987.
- RAJNIKANT HATSUNIA: *Hydraulics of spillways and Energy Dissipators*, 680 pp., 2004.
- Regulación de proyecto 1074: «Cálculo de galerías para presas», La Habana, 1982.
- Regulación de proyecto 1074: «Toma de agua en los embalses de presas. Metodología de cálculo hidráulico», La Habana, 1982.
- RIVERO AGUERO, O.: *Cálculo hidráulico de válvulas cónicas en obras de toma y diseño de sus estructuras auxiliares*, ISPJAE, La Habana, 1978.
- ROZANOV, N.P.: *Cimacios con vacíos*, Ediciones de la Construcción, Moscú 1940.
- : *Cuestiones de la Proyección de cimacios que trabajan en condiciones de vacío y altas velocidades de flujo*, Edición Energética, Estatal, Moscú, 1959.
- : *Características técnico - económicas y zonas de utilización de los cimacios con vacío*, Trabajos del Instituto de Construcción de Kuybishev, vol. 24, t. 2, 1958.
- : *Cimacios con vacíos con contracciones laterales*, Trabajos del Instituto de la Construcción de Kuybishev, Moscú, 1958.
- : *Construcciones Hidráulicas*, Edición Estatal, Moscú 1958.
- : *Cálculo hidráulico de conductoras de agua* (en ruso), Moscú, 1979.
- SALGUEIRO, J. A. y C. Y. IGLESIAS: «Casos particulares en el diseño de obras hidráulicas», Trabajo de diploma, ISPJAE, La Habana, 1994.
- SCHLAG, A.: *Hidráulica*, Editorial Limusa, México, 1966.
- SHTERENLICHT, D.V.: *Hidráulica*, Editorial MIR, Moscú, 1984.
- SHTERENLY, D. V.: *Hidráulica* (en ruso), Editorial Energía, Moscú, 1984.
- SILVESTRE, P.: *Fundamentos de la Hidráulica General*, Editorial Limusa, México, 1983.
- SLISSKI, S.M.: *Cálculos Hidráulicos de Construcciones Hidráulicas con carga alta*, Editorial Energía, Moscú, 1979.
- : *Cálculos Hidráulicos de obras hidrotécnicas de alta carga, Manual para estudiantes*, M. Energies, 1979.
- STREETER, V. L.: *Mecánica de los fluidos*, Editorial Pueblo y Educación, La Habana, 1978.
- TORRES, F.: *Obras Hidráulicas*, Editorial Limusa, México, 1983.
- TROSTKY V. P.: *Cálculo de flujos aerados: Hidráulica e hidrotécnica*, No. 17, Kiev, 1973.
- U.S.ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION: *Hydraulic Design Criteria: Taintes Gates on Spillway Crest*, Vicksburg, Mississippi.
- USBR: *Diseño de presas pequeñas*, Instituto Cubano del Libro, La Habana, 1972.
- VÁZQUEZ, D. E.: «Obras de toma en presas de materiales locales», *Revista Voluntad Hidráulica*, No. 45, La Habana, 1978.
- VELAZCO, E.: «Cimacios ovales con vacío», Ponencia del Foro Científico de la Academia de Ciencias de Cuba, Ciudad de la Habana, 1981.
- : *Diseño e Investigación Experimental del aliviadero Vicana*, Reporte de Investigación, Instituto de Hidroeconomía, La Habana, 1988.
- VELAZCO, E. y C.O. HDEZ: «Sobre el empleo de los cimacios ovales con vacío en aliviaderos regulados por compuertas», Memorias del XIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, La Habana, 1988.
- VEN TE CHOW: *Open Channel Hydraulics*, Edición Revolucionaria, Instituto del Libro, La Habana, 1986.
- WONG, R. y O. Cabrera: «Automatización del diseño hidráulico de una obra de toma», Trabajo de diploma, ISPJAE, La Habana, 1992.
- YEHUDA, PETER: «Longitud del salto hidráulico», *Journal of the Hydraulic Division*, 1977.
- ZALKINSON, E.D. y E.E. NEFELOV: *Compuertas de segmento de acero para construcciones hidráulicas*, Moscú 1958.



