

CENTRO DE INVESTIGACIONES HIDRAULICAS  
INSTITUTO SUPERIOR POLITECNICO JOSE ANTONIO ECHEVERRIA

**DISEÑO HIDRAULICO DE ALIVIADEROS PARA PRESAS  
PEQUEÑAS.**

Dr. Evio Alegret Breña  
Dr. Rafael Pardo Gómez

2001 - 2005

## **INDICE**

### **PREFACIO**

*Página*

<b><i>CAPITULO I. Generalidades.</i></b> .....	<b>1</b>
1.1 Definición del Conjunto Hidráulico. Partes que lo componen.....	1
1.2 Conceptos generales sobre los aliviaderos. ....	1
1.2.1 Partes que componen el aliviadero. ....	1
1.2.2 Clasificación de los aliviaderos de acuerdo a su disposición en planta. ....	5
1.2.3 Clasificación de los aliviaderos según su ubicación. ....	5
1.2.4 Clasificación de los aliviaderos según el tipo de conducción. ....	7
1.2.5 Clasificación de los aliviaderos según el tipo de construcción. ....	7
1.2.6 Clasificación de los aliviaderos según el tipo de vertimiento. ....	7
1.2.7 Factores técnico-económicos que determinan la ubicación y tipo de aliviadero.....	9
<b><i>CAPITULO II. Canal de aproximación.</i></b> .....	<b>10</b>
2.1 Definición. ....	10
2.2 Exigencias hidráulicas del canal de aproximación.....	10
2.3 Carga sobre el vertedor. ....	10
2.4 Pérdidas de carga en el canal de aproximación. ....	12
2.5 Ecuación fundamental que caracteriza la descarga sobre el vertedor.....	14
2.6 Efecto de las pilas y estribos. ....	16
2.7 Metodología y ejemplos de cálculo. ....	19
<b><i>CAPITULO III. Sección vertedora.</i></b> .....	<b>27</b>

3.1 Definición y tipos de secciones vertedoras más usadas. ....	27
3.2 Diseño hidráulico del vertedor de umbral ancho. ....	27
3.2.1 Características generales. ....	27
3.2.2 Metodología de diseño. Ejemplo de cálculo. ....	29
3.3 Diseño hidráulico de vertedores de perfil práctico sin vacío. ....	39
3.3.1 Características generales. ....	39
3.3.2 Metodología para el diseño de un cimacio WES con vertimiento libre. Ejemplo de cálculo. ....	41
3.3.3 Metodología para el diseño de un cimacio con vertimiento regulado. Ejemplo de cálculo. ....	51
3.4 Diseño hidráulico de vertedores de perfil práctico con vacío del tipo elíptico...	59
3.4.1 Características generales. ....	59
3.4.2 Metodología de diseño. Ejemplo de cálculo. ....	62
3.5 Diseño hidráulico de vertedores de perfil práctico con vacío del tipo oval con excentricidad $e = 2$ . ....	69
3.5.1 Características generales. ....	69
3.5.2 Metodología para el diseño de cimacio ovals con vertimiento libre sin pilas. Ejemplo de cálculo. ....	94
3.5.3. Metodología para el diseño de cimacio ovals con vertimiento libre sin pilas. Ejemplo de cálculo. ....	101
3.5.4 Metodología para el diseño de cimacios ovals con vertimiento regulado. Ejemplo de cálculo. ....	105
<b><i>CAPITULO IV. Transiciones.</i></b> .....	<b>114</b>
4.1 Aspectos generales sobre las transiciones. ....	114
4.1.1 Definición de transiciones. ....	114
4.1.2 Criterios para seleccionar el esquema de transición en planta. ....	114
4.1.3 Criterios para el dimensionamiento de las transiciones. ....	114

4.1.4 Régimen de circulación en las transiciones.....	117
4.1.5 Método para la caracterización del régimen de circulación en las transiciones. ....	117
4.2 Método de Sevchenko para la caracterización del flujo en transiciones. ....	118
4.2.1 Validez del método. ....	118
4.2.2 Fundamentación del método. ....	118
4.2.3 Recomendaciones de Sevchenko para el predimensionamiento de la transición. ....	118
4.2.4 Criterio que utiliza el método de Sevchenko para la clasificación del régimen de circulación del flujo en las transiciones.....	119
4.2.5 Metodología propuesta para Sevchenko para la caracterización del flujo en transiciones. ....	119
4.2.6 Ejemplo de aplicación de la metodología de Sevchenko. ....	124
4.3 Método de Ippen y Dawson para el diseño de transiciones con régimen supercrítico. ....	127
4.3.1 Validez del método. ....	127
4.3.2 Fundamentación del método. ....	127
4.3.3 Metodología de diseño propuesta por Ippen y Dawson.....	130
4.3.4 Ejemplo de cálculo. ....	133
4.4 Diseño de transiciones con régimen subcrítico. ....	136
<b><i>CAPITULO V. Rápida o conducto de descarga. ....</i></b>	<b>138</b>
5.1 Definición de rápida o conducto de descarga. ....	138
5.2 Criterios para el dimensionamiento de la rápida.....	138
5.2.1 Trazado en planta de la rápida. ....	138
5.2.2 Trazado del perfil longitudinal de la rápida. ....	138

5.2.3 Obtención de la sección transversal de la rápida. ....	139
5.2.4 Cálculo de la altura de los muros laterales de la rápida. ....	141
5.2.5 Ejemplo de cálculo de la altura de los muros laterales en la rápida. ....	150
5.3 Cálculo de la distribución de aire por la vertical de flujo.....	154
5.3.1 Metodología para el cálculo del diagrama de concentración de aire en la vertical y en una sección en específico. ....	155
5.3.2 Ejemplo de cálculo del diagrama de concentración de aire. ....	162
5.4 Cavitación en rápidas. ....	167
5.4.1 Definición de cavitación. ....	167
5.4.2 Consecuencias fundamentales de la cavitación. ....	167
5.4.3 Erosión por cavitación. ....	167
5.4.4 Causas que dan origen a la cavitación. ....	167
5.4.5 Cavitación debida a las irregularidades de las partes sólidas de la rápida.	168
5.4.6 Definición del número crítico de cavitación.( $\sigma_{crit}$ ). ....	168
5.4.7 Definición del número de cavitación ( $\sigma$ ) ....	168
5.4.8 Pronóstico de cavitación según la comparación del número de cavitación con el número crítico de cavitación. ....	176
5.4.9 Erosión y cavitación. Su pronóstico.....	176
5.4.10 Prevención y disminución de las manifestaciones perjudiciales de la cavitación. ....	178
5.4.11 Metodología de diseño para el cálculo de la cavitación en rápidas. ....	179
5.4.12 Ejemplo de cálculo de la cavitación en rápidas. ....	182
<b><i>CAPITULO VI. Disipadores de Energía.</i></b> .....	<b>192</b>
6.1 Generalidades.....	192
6.1.1 Definición de disipador de energía. ....	192

6.1.2 Tipos de disipadores de energía.....	192
6.2 El salto hidráulico.....	192
6.3 El pozo amortiguador como elemento disipador. ....	196
6.3.1 Características generales. ....	196
6.3.2 Metodología para el diseño de un pozo amortiguador ubicado al pie de un cimacio vertedor. ....	198
6.3.3 Ejemplo de cálculo de un pozo amortiguador ubicado al pie de un cimacio vertedor. ....	201
6.3.4 Metodología para el diseño de un pozo amortiguador ubicado al pie de una rápida.....	202
6.3.5 Ejemplo de cálculo de un pozo amortiguador ubicado al pie de una rápida. ....	206
6.4 El estanque amortiguador como disipador de energía.....	208
6.4.1 Principio de disipación.....	208
6.4.2 Diferencias fundamentales entre el estanque y el pozo amortiguador....	208
6.4.3 Tipos de accesorios que se emplean en el estanque amortiguador..	208
6.4.4 Algunos aspectos relacionados con el uso del estanque amortiguador....	209
6.4.5 Metodología para el diseño de un estanque amortiguador.....	211
6.4.6 Ejemplo de cálculo de un estanque amortiguador.....	219
6.5 El trampolín como disipador de energía.....	220
6.5.1 Antecedentes.....	220
6.5.2 Algunas consideraciones a tener en cuenta en el diseño de un trampolín	222
6.5.3 Metodología para el diseño de un trampolín.....	226
6.5.4 Ejemplo de cálculo de un trampolín.....	234
<b><i>CAPITULO VII. Aliviaderos Laterales. ....</i></b>	<b>238</b>

7.1 Características generales de los aliviaderos laterales. ....	238
7.1.1 Uso de un aliviadero lateral. ....	238
7.1.2 Partes componentes de un aliviadero lateral.....	238
7.1.3 Regímenes de circulación que se pueden presentar en la cubeta .....	238
7.1.4 Forma de la sección transversal de la cubeta. Sus características. ....	240
7.2 Algunas recomendaciones para el diseño de un aliviadero lateral. ....	240
7.3 Metodología para el diseño de un aliviadero lateral. ....	241
7.4 Ejemplo de cálculo de un aliviadero lateral. ....	245
<b><i>CAPITULO VIII. Aliviaderos Mexicanos o de abanico.</i></b> .....	<b>250</b>
8.1 Características generales de los aliviaderos mexicanos.....	250
8.1.1 Uso de un aliviadero mexicano. ....	250
8.1.2 Partes componentes de un aliviadero mexicano. ....	250
8.1.3 Métodos de cálculo existentes para el diseño del aliviadero mexicano	251
8.2 Metodología para el diseño de un aliviadero mexicano.....	253
8.3 Ejemplo de cálculo. ....	260
8.4 Diseño de aliviaderos semi-mexicanos. ....	263
<b><i>BIBLIOGRAFIA</i></b> .....	<b>264</b>

## ***PREFACIO***

Los autores del presente trabajo en nuestra doble condición de profesores e investigadores 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 la descripción y diseño de las mismas, ésta se encuentra bastante dispersa.

Por otro lado, pretender escribir un texto que de forma satisfactoria contemple todo lo relacionado con aliviaderos y obras de toma resulta una tarea gigantesca por la cantidad de aspectos a tratar; de ahí que con la presente obra se comienza un trabajo cuyo objetivo final, en posteriores ediciones, será que los especialistas y estudiantes de Ingeniería Hidráulica puedan contar con un texto que satisfaga sus requerimientos en este campo del saber.

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.

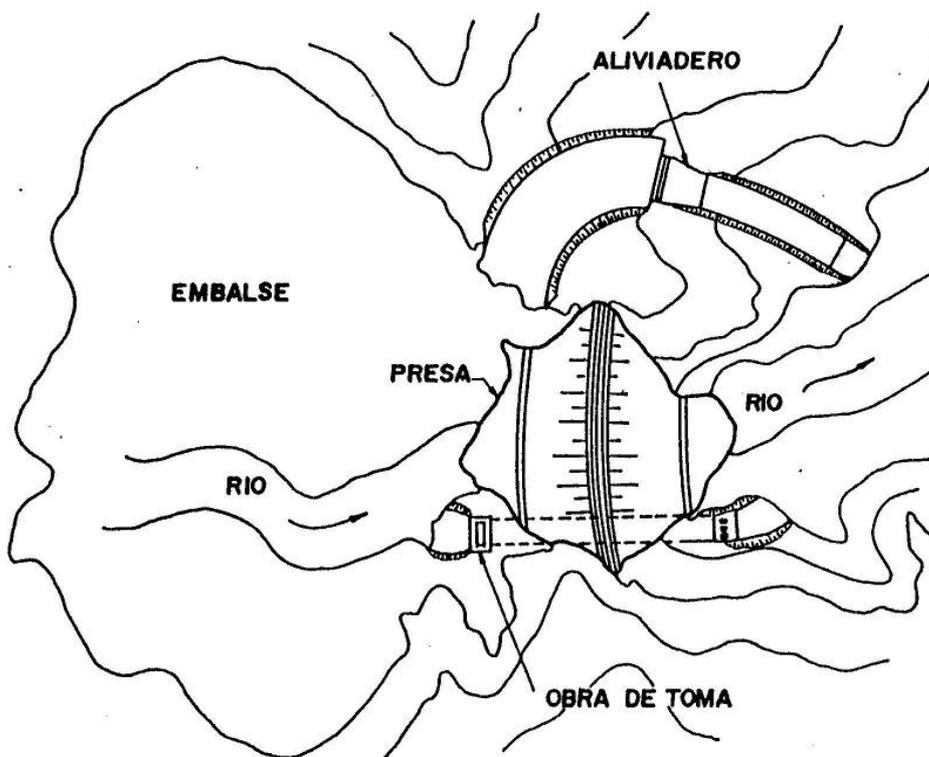
Los autores.

# CAPITULO I

## GENERALIDADES

### 1.1 - Definición de 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 un cierto volumen de agua para satisfacer determinadas demandas de la zona donde se ubique. (Figura 1.1)



**Figura 1.1**

Las partes principales que componen un Conjunto Hidráulico son:

1. Presa.
2. Aliviadero.
3. Obra de toma.

### 1. Presa

Es aquel objeto de obra dentro del Conjunto Hidráulico que se construye para embalsar el agua durante el período húmedo, con el propósito de crear una reserva para satisfacer las demandas de los usuarios en el período de seca.

### 2. Aliviadero

Es aquella obra que se construye para evacuar el agua excedente o de avenida que no cabe en el espacio destinado para el almacenamiento.

### 3. Obra de toma

Es aquel elemento dentro del Conjunto Hidráulico encargado de regular o dar salida al agua que se desea aprovechar del embalse.

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

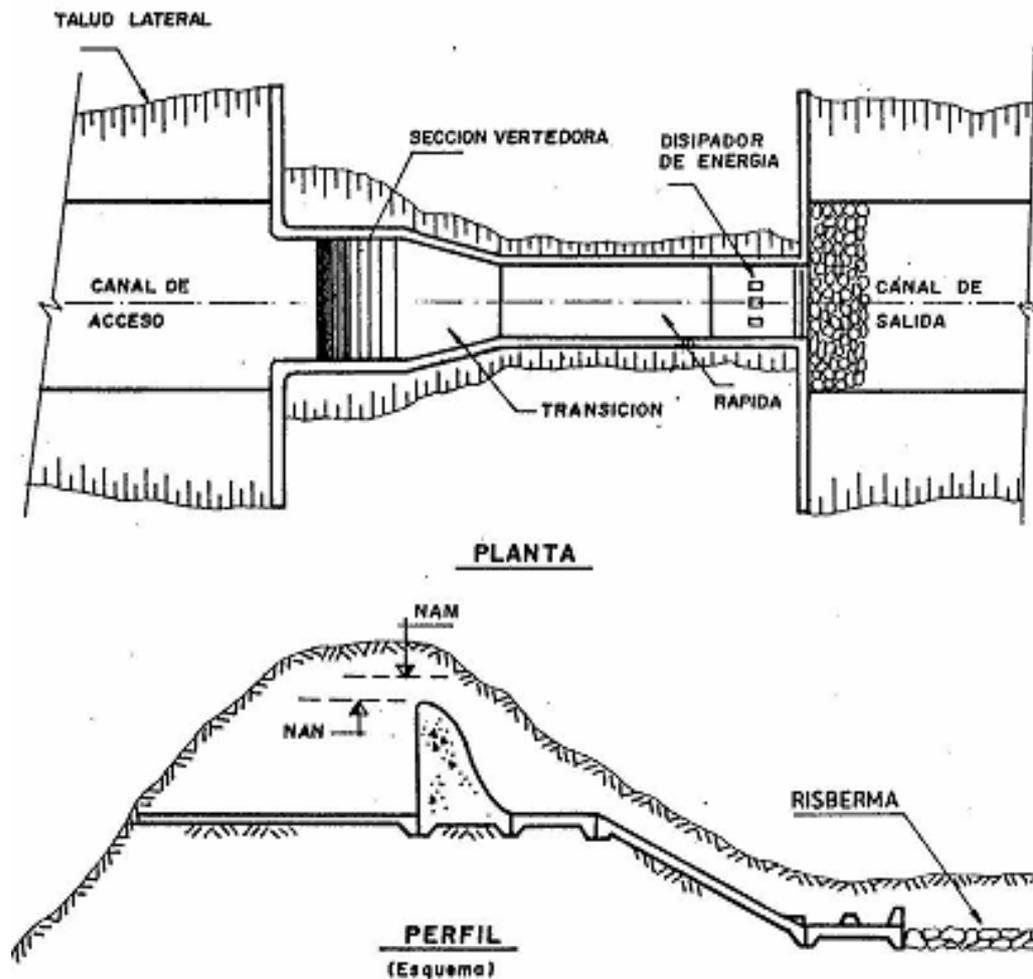
### **1.2.1 - Partes que componen el aliviadero.**

Tal y como se había planteado con anterioridad, el aliviadero es aquel objeto de obra dentro del Conjunto Hidráulico a través del cual se le da salida al agua que no se desea aprovechar del embalse. De modo general, se pueden señalar como partes que componen el aliviadero, las siguientes: (Figura 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.

#### 1. Canal de aproximación

Es aquel cuya función dentro del aliviadero, es captar el agua del embalse y conducirla a la estructura de control o sección vertedora, garantizando una distribución uniforme del flujo en dicha sección.



**Figura 1.2**

2. Sección vertedora

Es aquella que regula la descarga directamente del embalse. Esta sección define la capacidad de evacuación de un aliviadero.

3. Transición

Es una estructura que se ubica entre el cimacio y la rápida con el objetivo de cambiar la forma o las dimensiones o ambas, de la sección transversal, de la cual se puede prescindir en dependencia de las dimensiones del vertedor.

4. Rápida

Es aquel elemento del aliviadero encargado de salvar la diferencia de nivel entre la sección vertedora y el cauce del río o canal de salida. Su pendiente generalmente es fuerte, asegurando un régimen de circulación supercrítico.

### 5. Estructura terminal o disipadora de energía

Es la encargada de disipar la alta energía cinética que alcanza el agua al circular por la rápida, debido a su pendiente, evitando así la erosión del terreno natural y la consecuente destrucción de la propia obra u otra cercana a la descarga del aliviadero.

### 6. Canal de salida

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

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

Los aliviaderos de acuerdo a su disposición en planta se clasifican en:

1. Aliviaderos frontales.
2. Aliviaderos laterales.
3. Aliviaderos curvos en planta.
  - Aliviaderos mexicanos o de abanico.
  - Aliviaderos semi-mexicanos o semi-abanico.
  - Aliviaderos curvos propiamente dichos.

### 1. Aliviaderos frontales

Son aquellos rectos en planta, cuyo vertimiento se realiza coaxial al conducto de descarga; 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. (Figura 1.3 a)

### 2. Aliviaderos laterales

Son aquellos cuyo vertimiento se realiza con cierto ángulo 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 bordee la ladera sin necesidad de excavar la montaña, ahorrándose así grandes volúmenes de excavación. (Figura 1.3 b)

### 3. Aliviaderos curvos en planta

Tal como lo dice su nombre son curvos en planta y por ende, el vertimiento se realiza radialmente, existiendo una concentración central del flujo en el conducto de descarga. Tienen la ventaja de que ocupan poca área en planta - en relación con uno frontal - y presentan gran longitud vertedora. (Figura 1.3 c)

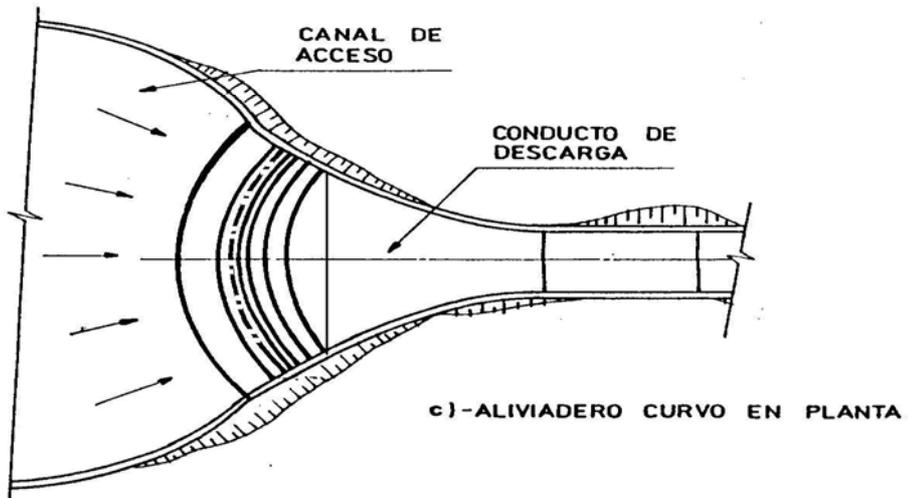
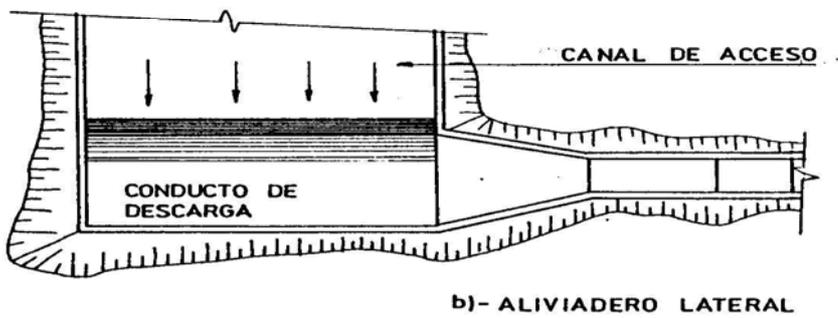
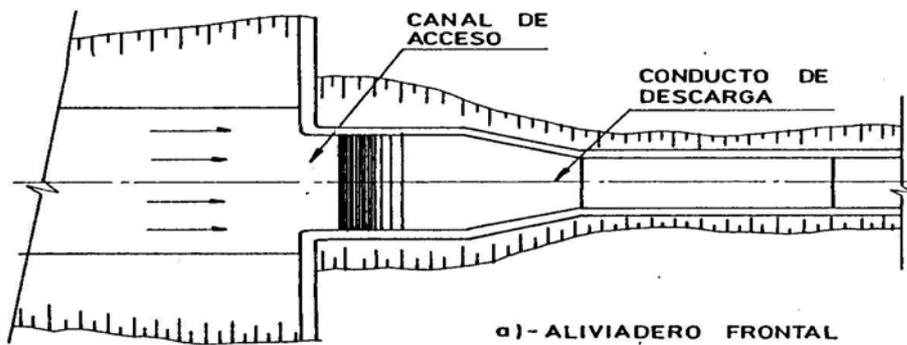


Figura 1.3

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

Los aliviaderos según su ubicación pueden clasificarse en:

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

#### 1. Aliviaderos de cauce

Son aquellos que se ubican dentro del cuerpo de la presa, pueden ser superficiales o profundos. Los primeros tienen como ventajas que no producen debilitamiento en el cuerpo de la presa, las compuertas no existen y 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 un tramo del mismo. Estos se utilizan en aquellos casos donde es necesario bajar profundamente el nivel del embalse, ejemplo, en riego, evacuación de los gastos de construcción, etc.

#### 2. Aliviaderos de margen

Son aquellos que se ubican fuera del cuerpo de la presa y se utilizan en presas de materiales locales o de hormigón, en caso de cierres estrechos.

Ellos se ejecutan en forma de rápidas o de túneles sin carga, con carga a todo lo largo del aliviadero, o con carga parcialmente.

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

Según el tipo de conducción se pueden clasificar en:

1. Aliviaderos con descarga libre.
2. Aliviaderos con descarga forzada.

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

Pueden clasificarse en:

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

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

De acuerdo al vertimiento se pueden clasificar en:

1. Vertedores automáticos.

2. Vertedores regulados por compuertas.

1. Vertedores automáticos

Son aquellos en que el agua al sobrepasar su cresta vierten automáticamente, es decir, no llevan ningún dispositivo para controlar el vertimiento.

2. Vertedores regulados por compuertas

Son aquellos en los que tal y como lo indica su nombre el vertimiento es regulado por compuertas, siendo una de las características fundamentales de este vertedor el hecho de que la cresta del cimacio no necesariamente coincide con el nivel de aguas normales, lo cual da origen a la existencia de dos tipos de vertimiento: 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 éstos están conformados por grandes elevaciones, lo cual hace que se requiera de 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 hacer 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 que se tendría que usar en 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.

3. 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.

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, avenidas y la ejecución de mantenimiento periódico a dichos mecanismos.
3. La posible ocurrencia de vibraciones en las compuertas.

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

Cuando el proyectista llega al momento en que debe decidir la ubicación del aliviadero para a continuación definir el tipo de aliviadero a emplear, necesariamente tendrá que considerar un conjunto de factores técnico - económicos, entre los que se destacan los siguientes:

- Topografía.
- Geología.
- Tipo y volumen de la excavación.
- Posibilidad de utilizar el material excavado, por ejemplo en la cortina de la presa.
- Permeabilidad y resistencia del suelo.
- Estabilidad de los taludes de la excavación.
- Posibilidades de erosión en la zona del conducto de descarga.
- Tipo de presa.
- Finalidad del embalse.
- Categoría de la obra.
- Posibilidades de materiales de construcción a emplear.
- Nivel de la técnica constructiva.
- Ubicación de áreas que no pueden ser afectadas en las cercanías de la obra.

## CAPITULO II.

### CANAL DE APROXIMACION

#### 2.1.-Definición

Los aliviaderos comienzan generalmente, con un tramo de canal que permite el acceso del agua a éstos. Este canal debe cumplir el requerimiento de conducir el agua hasta la sección vertedora en condiciones tranquilas y normal a su longitud, evitando zonas de turbulencia que afecten la uniformidad de trabajo de la estructura.

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

Las dimensiones del canal de acceso (ancho y longitud) están generalmente subordinadas a la elección del tamaño, tipo y ubicación de la sección de control vertedora y al tipo de terreno.

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

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

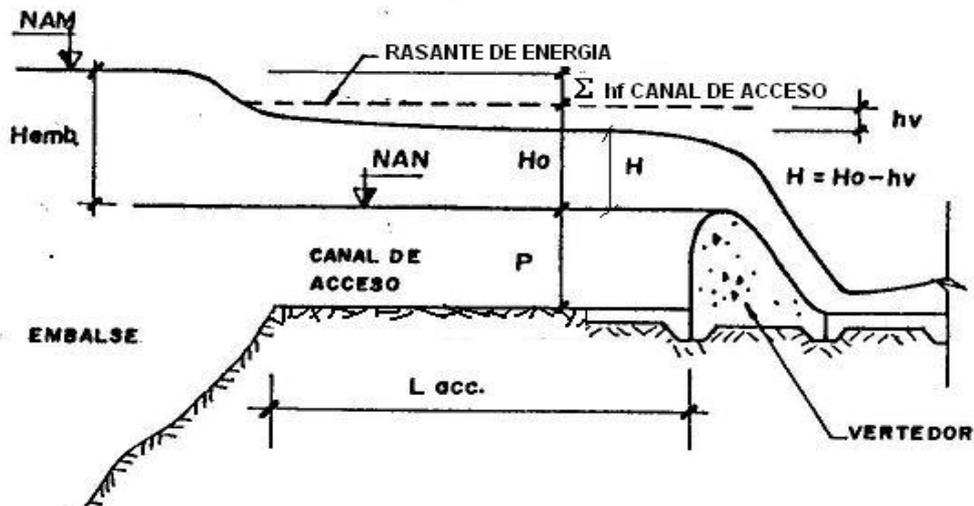
1. Debe ser diseñado y ubicado de forma tal que las velocidades no afecten el talud de la cortina.
2. Las velocidades deben ser suficientemente pequeñas para que las pérdidas de energía y la erosión sean las menores posibles.
3. La entrada de agua al canal debe ser suave o gradual, con vista a evitar vórtices y remolinos. Deben evitarse los cambios bruscos de dirección en planta.
4. Las líneas de corriente tienen que ser normales a la sección vertedora para lograr una distribución uniforme de gastos específicos.

#### 2.3 - Carga sobre el vertedor.

Se denomina carga 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: (Figura 2.1)

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



**Figura 2.1**

La carga en el embalse no es más que aquella que tiene lugar en el embalse y se define como:

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

La carga total o de diseño representa en sí, la carga estática más la carga de velocidad en el canal de aproximación, tal como se observa en la Figura 2.1 y se muestra en la siguiente ecuación:

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

Por otra parte la carga total o de diseño se puede definir como la diferencia que hay entre la carga en el embalse y las pérdidas en el canal de aproximación como se indica a continuación:

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

$$H_0 = NAM - NAN - \sum h_f$$

Donde:

NAM : nivel de aguas máximas

NAN : nivel de aguas normales

V<sub>ca</sub> : velocidad en el canal de aproximación

g : aceleración de la gravedad

$\Sigma h_f$  : pérdidas de carga en el canal de aproximación.

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

Como se vio en el epígrafe anterior, en el canal de acceso se producen pérdidas que influyen en la carga de diseño que se tendrá sobre el cimacio vertedor:

$$\Sigma h_f = h_{fe} + h_{fl} \quad (2.4)$$

$h_{fe}$  : pérdidas de carga a la entrada del canal, se estima según:

$$h_{fe} = K_e * h_v \quad (2.5)$$

$K_e$  : coeficiente de pérdidas de carga por entrada, generalmente se adopta  $K_e = 0,05$  a  $0,2$ , pero se aconseja tomar  $0,1$ .

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

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

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

$Q$  : caudal o gasto que circula por el aliviadero, m<sup>3</sup>/s.

$A$  : área mojada en el canal de aproximación, m<sup>2</sup>.

$h_{fl}$  : pérdidas longitudinales en el canal de acceso, se estima aproximadamente con el empleo de alguna fórmula de régimen uniforme en canales (generalmente por la ecuación de Manning).

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

Donde:

$S_f$  pendiente de la rasante de energía

$n$  : coeficiente de rugosidad de Manning

$A$  : área mojada en el canal de aproximación, m<sup>2</sup>.

$R$  : radio hidráulico, m.

$L_{acc}$  : longitud del canal de aproximación, m.

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

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

$$R = P + H$$

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

Luego:

$$h_{f1} = \frac{q_{acc}^2 n^2}{R^{10/3}} L_{acc} \quad (2.8)$$

Donde:

$q_{acc}$  : caudal específico en el canal de acceso,  $m/s^2$ , que se determina como:

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

$B_{acc}$ : ancho del canal de acceso, m.

P : altura del paramento superior del cimacio vertedor, m.

H : carga sobre el vertedor, m.

## 2.5 - Ecuación fundamental que caracteriza la descarga sobre el vertedor.

La ecuación que caracteriza la descarga sobre el vertedor puede presentarse de la siguiente manera:

$$Q = mL\sqrt{2g}H_0^{3/2} \quad (2.9)$$

Donde:

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

g : aceleración de caída libre,  $m/s^2$ .

$H_0$ : carga total o de diseño, m.

L : longitud efectiva de vertimiento, m. Es la longitud que se obtiene al descontar al ancho neto del vertedor las contracciones laterales del flujo debidas a la presencia de pilas y estribos.

m : coeficiente de gasto, adimensional, que caracteriza la eficiencia de la descarga sobre el vertedor, su valor depende fundamentalmente del tipo de cimacio vertedor que se emplee. El mismo se determina según la siguiente expresión:

$$m = m_0 * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4 \quad (2.10)$$

Siendo:

$m_0$  : coeficiente de gasto nominal que depende del tipo de sección vertedora que se utilice y su valor está en función de la altura del vertedor y de la carga hidráulica actuante sobre el mismo.

$\sigma_1$  : coeficiente de afectación por carga diferente a la del proyecto.

Cuando por un cimacio vertedor determinado a partir de una cierta carga de diseño  $H_0$ , se hace circular una carga  $H_e$  diferente a la anterior, la descarga se verá afectada por esta razón. En tal sentido se deberá corregir el coeficiente de gasto nominal por un factor que podrá ser mayor o menor que la unidad en dependencia del valor de la carga real en comparación con la carga del proyecto.

$\sigma_2$  : coeficiente de afectación 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 en lo fundamental del tipo de sección vertedora, la altura del paramento superior y la carga sobre la cresta.

$\sigma_3$  : coeficiente de afectación por efecto del lavadero o solera aguas abajo.

Cuando la distancia vertical desde la cresta del vertedor al lavadero 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 el lavadero aguas abajo, el valor del coeficiente de gasto será afectado por este fenómeno. 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.

Es importante resaltar que 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, no siendo igual en el caso de la existencia de un salto hidráulico apoyado sobre el cimacio, donde predominará en la reducción del coeficiente de gasto el efecto de sumersión.

$\sigma_4$  : coeficiente de afectación 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 ende se producirá una alteración en el coeficiente de descarga.

Vale destacar que 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, el tirante aguas abajo deberá estar siempre por encima de la cresta vertedora, mientras que en el caso de los perfiles prácticos con vacío tiene lugar el efecto de sumersión para valores del tirante aguas abajo por debajo de la cresta, atendiendo a la característica particular que tiene este tipo de sección vertedora, donde la eficiencia del vertedor depende de forma directa de la zona de vacío y si se tiene en cuenta que dicha zona de vacío se extiende aguas abajo de la cresta, entonces se justifica el hecho de que con tirante por debajo de la cresta se produzcan afectaciones del coeficiente de gasto debido a este fenómeno.

Por último se debe destacar que si la lámina vertiente se conjuga con la profundidad de circulación en

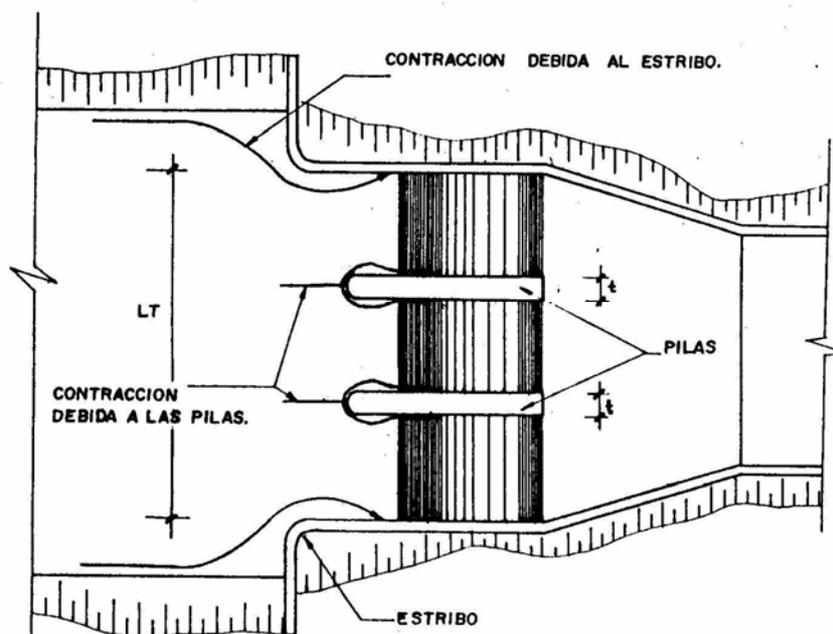
el bief inferior por medio de un salto desplazado, el vertedor no trabajará sumergido independientemente de la altura que alcance el nivel de agua, aguas abajo.

Este comentario es aplicable a cualquier tipo de sección vertedora. En el capítulo III que se presenta más adelante se hace un detallado análisis de estas cuestiones; no obstante ello, dado que en numerosas ocasiones los proyectistas requieren del uso de valores preliminares del coeficiente de gasto  $m$  para llevar a cabo determinados cálculos de longitud y gasto en una primera aproximación de vertedores no sumergidos, a continuación se recomiendan los valores de  $m$  más empleados para estos efectos en las diferentes secciones vertedoras.

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,  $m = 0,50 \sim 0.54$

## 2.6 - Efecto de las pilas y estribos.

Generalmente en los aliviaderos que se construyen, el ancho del canal de acceso es mucho mayor que la longitud vertedora del cimacio vertedor, cuando esto ocurre es necesario hacer una transición entre ambas longitudes, dando lugar al uso de lo que comúnmente se conocen como estribos. (Figura 2.2)



**Figura 2.2**

Por otra parte a aquellos elementos que se emplean en los aliviaderos cuando el vertimiento es

regulado y cuando por encima del mismo se colocara una vía de acceso, se denominan pilas. (Figura 2.2) En el primer caso estas pilas se utilizan en el sostén de las compuertas y en el segundo caso, para el apoyo de la vía.

Como se puede deducir, la colocación de pilas y estribos en los aliviaderos trae como consecuencia la reducción de la longitud total, como resultado de la ocurrencia de contracciones laterales del flujo debido al contorneo del mismo a estos elementos y del espesor de las pilas.

Cuando se hizo referencia a la expresión (2,9) del gasto del vertedor se empleó el término (L) longitud efectiva, que es la longitud o ancho total del vertedor descontando el espesor de las pilas y las contracciones laterales, debido a la presencia de los estribos y las pilas; en otras palabras, la longitud efectiva es aquella por la que realmente tiene lugar el vertimiento sobre el vertedor.

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 como se muestra a continuación:

$$L = L + nt + 2(nK_p + K_e)H_o \quad (2.11)$$

Donde:

L : longitud efectiva del vertimiento, m.

L<sup>1</sup>: longitud neta, m, implícita dentro de la expresión de la longitud total y se calcula como:

$$L^1 = L + 2(nK_p + K_e)H_o$$

n : número de pilas.

K<sub>p</sub>: coeficiente de contracción producida por las pilas. (Tabla 2.1)

K<sub>e</sub>: coeficiente de contracción producida por los estribos. (Tabla 2.1)

H<sub>0</sub> : carga total sobre el vertedor

t : ancho de pila

El coeficiente K<sub>e</sub> toma en cuenta la contracción debida a los estribos y depende de los siguientes factores:

- a) Forma del estribo.
- b) Angulo entre la dirección general de la corriente y la pared de aproximación del estribo.
- c) Relación entre la carga de operación H<sub>e</sub> y la carga total H<sub>0</sub> de diseño.
- d) Velocidad de aproximación.

Los valores de  $K_c$  se pueden tomar según aparecen en la Tabla 2.1.

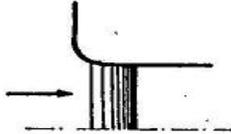
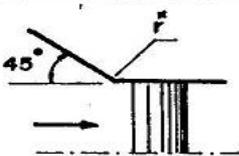
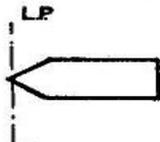
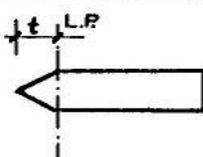
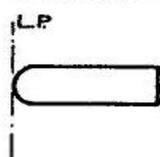
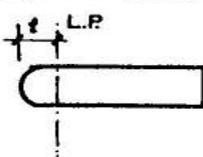
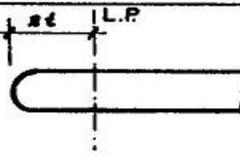
El coeficiente  $K_p$  está referido a la contracción de las pilas y depende de los siguientes factores:

- a) Forma de la pila.
- b) 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.

Según Creager para pilas con un espesor  $t \approx 1/3 H_0$ , los valores que se brindan en la Tabla 2.1 son suficientemente seguros. Se hace hincapié en el hecho de que los valores precisos de los coeficientes de contracción de las pilas sólo pueden ser obtenidos experimentalmente.

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

Tabla 2.1

ELEMENTO	DESCRIPCION	ESQUEMA	COEFICIENTE
ESTRIBOS	CUADRADOS CON MUROS DE CABEZA A 90° CON LA DIRECCION DE LA CORRIENTE.		$K_e = 0.20$
	REDONDEADOS CON MUROS DE CABEZA A 90° CON LA DIRECCION DE LA CORRIENTE CUANDO $0.5 H_0 \geq r \geq 0.15 H_0$ .		$K_e = 0.10$
	REDONDEADOS EN LOS QUE $r > 0.5 H_0$ Y EL MURO DE CABEZA ESTA COLOCADO A NO MAS DE 45° CON LA DIRECCION DE LA CORRIENTE.		$K_e = 0.0$
PILAS	TAJAMAR TRIANGULAR		$K_p = 0.04$
	TAJAMAR TRIANGULAR CON PROLONGACION DE LA PILA DE UNA VEZ EL ESPESOR $t$ (MEDIDA DESDE EL PARAMENTO SUPERIOR).		$K_p = 0.03$
	TAJAMAR REDONDO		$K_p = 0.045$
	TAJAMAR REDONDO CON PROLONGACION DE UNA VEZ EL ESPESOR $t$ (MEDIDO DESDE EL PARAMENTO SUPERIOR).		$K_p = 0.035$
	TAJAMAR REDONDO CON PROLONGACION DE DOS VECES EL ESPESOR $t$ (MEDIDO DESDE EL PARAMENTO SUPERIOR)		$K_p = 0.025$

$r$  = Radio con que se redondean los estribos.  
L.P. - Línea del Paramento Superior del Cimacio Vertedor.

## 2.7 - Metodología y ejemplos de cálculos.

El cálculo de las pérdidas en el canal de acceso y la carga de operación  $H_0$ , está sujeto a la información que se conoce. Por esta razón, se pueden presentar dos variantes a la hora de realizar dicho cálculo, las cuales son tratadas y ejemplificadas a continuación.

VARIANTE I:

Esta variante tiene como datos conocidos los siguientes:

- Datos del cimacio vertedor:

NAM, NAN,  $L_t$ , P,  $P^*$ , tipo de perfil vertedor.

- Datos del canal de acceso:

$L_{acc}$ ,  $B_{acc}$ , n, taludes laterales.

- Incógnita: Q

NOTA:  $B_{acc} \gg L_{vertedora}$

Solución iterativa:

1) Suponer  $H_{0i} = NAM - NAN$ , ( $\Sigma hf = 0$ )

2) Cálculo de la longitud efectiva del vertimiento L.

$$L = L_T - nt - 2(nK_p + K_e)H_{oL}$$

3) Cálculo del gasto específico en el cimacio vertedor.

$$q_{vert.} = Q / L = m\sqrt{2g}H_{oL}^{3/2}$$

m : coeficiente de gasto corregido que se determina según el tipo de cimacio vertedor a partir de la expresión (2.10) o en primera aproximación, según los criterios dados al final de la sección 2.5.

4) Cálculo del gasto específico en el canal de acceso  $q_{acc}$ .

De continuidad se conoce que  $Q_{acc} = Q_{vert.}$

Por tanto  $q_{acc} * B_{acc} = q_{vert} * L$

$$q_{acc} = q_{vert} * L / B_{acc}$$

5) Cálculo de las pérdidas de entrada.

$$h_{fe} = \frac{1}{2g} * \left( \frac{q_{acc}}{P+H} \right)^2 * K_e$$

la carga estática H se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$H_o = H + \frac{m^2 H_o^3}{(P+H)^2} \left( \frac{L}{B_{acc}} \right)^2 = H + \frac{q_{acc}^2}{2g(P+H)^2}$$

6) Cálculo de las pérdidas longitudinales.

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

7) Cálculo de la  $\sum h_f$  del canal de acceso.

$$\sum h_f = h_{fe} + h_{fl}$$

8) Cálculo de la carga  $H_{of}$ .

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

9) Se comprueba  $H_{of} / H_{oi} \geq 0,95$

- Si se cumple, entonces  $H_o = H_{of}$ . Es importante aclarar que el hecho de que se acepte un error del 5 %, no invalida que se continúen los cálculos hasta ser  $H_{of} / H_{oi} = 1$ .

- Si no se cumple, entonces se repite el proceso desde el segundo paso, sólo que ahora se supone como la nueva  $H_{oi}$ , el valor de  $H_{of}$  obtenido en el paso anterior.

$$H_{oi} \text{ nueva} = H_{of}$$

10) Calcular el caudal según:

$$Q = mL\sqrt{2g}H_o^{3/2}$$

Ejemplo práctico siguiendo la metodología anterior.

Se tiene un vertedor de perfil práctico de altura  $P = 1,5$  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, 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 y un ancho y longitud de 80 m y 300 m, respectivamente. El coeficiente de pérdidas de entrada  $K_e = 0,2$ .

Determine:

a) Pérdidas de carga en el canal de acceso y carga total sobre el vertedor.

b) Longitud efectiva.

c) Caudal que descarga el aliviadero en estas condiciones.

Solución:

1) Suponiendo  $H_{oi} = NAM - NAN = 97,3 - 94 = 3,3 \text{ m}$

2)  $L = L_t - nt - 2(n * K_p + K_e)H_{oi} = L_t - 2K_c H_{oi}$

$L = 58,68 \text{ m}$

3)  $q_{vert} = m\sqrt{2g}H_{oL}^{3/2}$

$q_{vert} = 12,22 \text{ m}^2/\text{s}$

4)  $q_{acc} = q_{vert} * L/B_{acc} = 8,96 \text{ m}^2/\text{s}$

5)  $h_e = K_e \frac{1}{2g} \left[ \frac{q_{acc}}{P + H} \right]^2$

$$H_o = H + \frac{q_{acc}^2}{2g(P + H)^2} \Rightarrow H = 3,1m$$

$h_e = 0,039 \text{ m}$

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

$h_{fl} = 0,13 \text{ m}$

7)  $\Sigma h_f = h_e + h_{fl}$

$\Sigma h_f = 0,169 \text{ m}$

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

$H_{of} = 3,13 \text{ m}$

9)  $H_{of}/H_{oi} = 0,95$

Como se puede observar del paso anterior ya se cumple con el error admisible para estos casos, no obstante se procede a realizar otra iteración con el propósito de ilustrar este proceso y de demostrar cómo en la medida en que esta iteración se repita se reduce el % de error.

10) Considerándose  $H_{oi}$  nueva =  $H_{of} = 3,14$  m

2 paso

$$L = L_t - nt - 2(n K_p + K_e) H_{oi}$$

resultando

$$L = 58,74 \text{ m}$$

$$3) q_{vert} = m\sqrt{2gH_{oi}^{3/2}}$$

$$q_{vert} = 12,22 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$4) q_{acc} = q_{vert} L/B_{acc} = 8,97 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$5) h_{fe} = \frac{1}{2g} * \left( \frac{q_{acc}}{P + H} \right)^2 * K_e$$

$H = 2,93$  m, obtenida por iteración en la expresión antes vista.

$$h_e = 0,041 \text{ m}$$

$$6) h_{fl} = \frac{q_{acc}^2 * n^2}{(P + H)^{10/3}} * L_{acc}$$

$$h_{fl} = 0,15 \text{ m}$$

$$7) \Sigma h_f = h_{fe} + h_{fl} = 0,19 \text{ m}$$

$$8) H_{of} = NAM - NAN - \Sigma h_f$$

$$H_{of} = 3,11 \text{ m}$$

$$9) H_{of}/H_{oi} = 0,994$$

a) Como se puede observar prácticamente se redujo a cero el error lo cual hace considerar:

$$H_0 = 3,11 \text{ m}$$

$$\Sigma h_f = 0,19 \text{ m}$$

$$b) L = L_t - nt - 2(n K_p + K_e) H_0$$

$$L = 58,76 \text{ m}$$

$$10) \quad Q = ml\sqrt{2gH_0^{3/2}}$$

$$Q = 656,72 \text{ m}^3/\text{s}$$

VARIANTE II:

La segunda variante que se puede presentar en el cálculo de las pérdidas en el canal de acceso y la carga total o de diseño  $H_0$  está condicionada a:

- Datos del cimacio vertedor: NAM, NAN, Q, P,  $P^*$ , tipo perfil vertedor.
- Datos del canal de acceso:  $L_{acc}$ ,  $n$ , taludes laterales, velocidad permisible para que no se erosione el canal.
- Incógnitas:  $L_t$ ,  $B_{acc}$ .

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

2) Cálculo de la longitud efectiva del vertimiento  $L$ .

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

3) Cálculo de la carga estática  $H$ .

$$H = H_{oi} - h_v$$

4) Cálculo del ancho del canal de acceso.

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

5) Cálculo del gasto específico en el canal de acceso.

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

6) Cálculo de las pérdidas de entrada.

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

7) Cálculo de las pérdidas longitudinales.

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

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

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

9) Cálculo de la carga  $H_{of}$ .

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

10) Se comprueba que  $H_{of} / H_{oL} \geq 0,95$

Si se cumple entonces  $H_0 = H_{of}$ . El hecho de que se acepte un error del 5%, no invalida que se continúen los cálculos hasta hacer  $H_{of} / H_{oi} = 1$ .

Si no se cumple, entonces se repite el proceso desde el segundo paso, sólo que ahora se supone como la nueva  $H_{oi}$ , el valor de  $H_{of}$  obtenido en el paso anterior.

$$H_{oi} \text{ nuevo} = H_{of}$$

Calcular H por iteración considerando  $H_0 = H_{oi}$  nueva.

11) Cálculo de la longitud efectiva.

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

12) Cálculo de la longitud total.

$$L_t = L + 2(nK_p + K_e) H_0$$

Ejemplo práctico aplicando la metodología anterior.

Se tiene un vertedor de perfil práctico de altura  $P = 2$  m,  $NAN = 90$  m,  $NAM = 95$  m y coeficiente de gasto para estas condiciones  $m = 0,46$ . El caudal que descarga el aliviadero es de  $500 \text{ m}^3/\text{s}$ . 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) Pérdidas de carga en el canal de acceso y carga total sobre el vertedor.

b) Longitud total de vertimiento.

Solución:

1)  $H_{oi} = NAM - NAN$

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

$$2) L = \frac{Q}{m\sqrt{2gH_{oi}^{3/2}}}$$

$$L = 21,9 \text{ m}$$

$$3) H = H_{oi} - h_v$$

$$H = 4,93 \text{ m}$$

$$4) B_{acc} = Q/((P + H)V_{perm})$$

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

$$5) q_{acc} = Q/B_{acc}$$

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

$$6) h_e = K_e (V_{perm}^2 / 2g)$$

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

$$7) h_{fL} = \left[ \frac{q_{acc}^2 * n^2}{(P + H)^{10/3}} \right] L_{acc}$$

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

$$8) \Sigma h_f = h_f + h_{fL}$$

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

$$9) H_{of} = NAM - NAN - \Sigma h_f$$

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

$$10) H_{of} / H_{oi} = 0,993 \geq 0,95$$

por lo tanto se acepta como  $H_0 = H_{of} = 4,96 \text{ m}$

$$11) L = \frac{Q}{(m\sqrt{2gH_0^{3/2}})} = 22,22 \text{ m}$$

$$11) L_t = L + 2K_e H_0 = 24,20 \text{ m}$$

## CAPITULO III.

### SECCION VERTEDEDORA

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

Uno de los principales componentes de un aliviadero, lo constituye la estructura de control o sección vertedora porque regula y gobierna las descargas del vaso cuando en éste se alcanzan niveles mayores a los ya fijados.

Las secciones vertedoras pueden adoptar diferentes formas tanto longitudinales como transversales, dependiendo de múltiples factores entre los que se destacan su tamaño, su ubicación y la finalidad de su empleo.

Existen distintos tipos de secciones vertedoras:

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

Teniendo en cuenta el objetivo que se persigue con estos apuntes que es el diseño de los aliviaderos de presas, se presentan a continuación las características generales, metodologías y ejemplos de cálculo de los tres últimos tipos de vertedores antes mencionados, no siendo igual en el caso del vertedor de pared delgada, pues su uso más frecuente es en aforos de canales y en mediciones de laboratorio.

#### 3.2 - Diseño hidráulico del vertedor de Umbral Ancho.

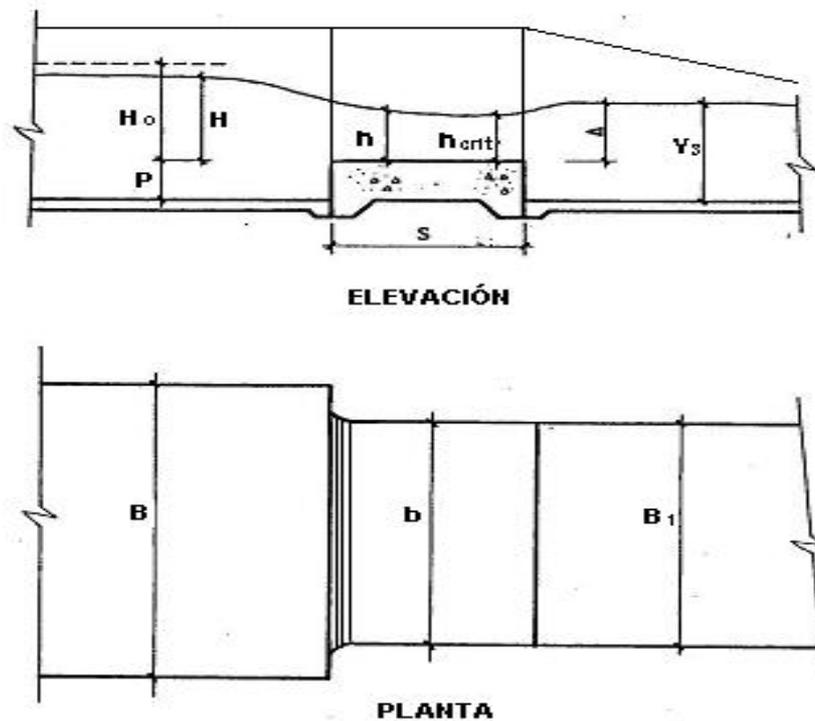
##### 3.2.1 - Características generales.

Un vertedor se considera de umbral ancho cuando la relación entre el ancho del umbral y la carga total o de diseño ( $H_0$ ) sobre éste, 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. (Figura.3.1)

Este tipo de vertedor ha resultado ser siempre de gran interés para los proyectistas por lo sencillo que resulta hacer su construcción y muestra de ello es su aplicación en numerosas obras hidráulicas.

El estudio de los vertedores de umbral ancho se inició hace más de 150 años y numerosos han sido los autores que han tomado parte en las investigaciones de este tipo de sección vertedora, entre los que se destacan Belanche (1928), B.A Bajintsev (1912) Resalta del estudio de estas investigaciones que no todas parten del mismo postulado para obtener el resultado final.

En relación con este tipo de vertedor los investigadores han establecido que el vertimiento a través del mismo resulta complejo, pues el movimiento sobre el vertedor ocurre con frecuencia en condiciones en que la curvatura de la línea de flujo influye substancialmente sobre las características cuantitativas (gasto). Además apuntan que la distribución de presiones sobre el mismo no se comporta de forma hidrostática permanentemente.



**Figura 3.1**

De acuerdo a las condiciones en que se realiza el vertimiento, estos vertedores de umbral ancho se pueden clasificar en:

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 cimacio vertedor está estrechamente vinculado con las condiciones en que se realice el vertimiento, es por ello que para cada una de las clasificaciones mencionadas anteriormente se presentan tablas más adelante que 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 la propia sección transversal del mismo.

Por último se resalta el hecho de que los vertedores de umbral ancho se diferencian substancialmente de los otros vertedores en lo que al ahogo se refiere, pues éste 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  $\Delta/H_0$ , donde el término  $\Delta$  no es más que la sobre elevación del nivel del agua con respecto al umbral, y  $H_0$  la carga total o de diseño existente.

### 3.2.2 - Metodología de diseño.

Conocidos:  $H_0$ , B, P,  $B_1$

Determinar: m, Q y las dimensiones del umbral.

1.- Obtención del ancho y la forma del umbral.

a) Ancho (S)

Teniendo en cuenta que los vertedores poligonales se consideran como un umbral ancho cuando cumplen con la siguiente relación:

$$2 < S/H_0 < 10$$

Se recomienda obtener de ella el valor del ancho S, pues como se sabe  $H_0$  es dato. En relación con la selección del valor de la igualdad (entre 2 y 10), éste se deberá realizar de acuerdo a las características particulares de cada vertedor (por ejemplo, la carga  $H_0$ , la velocidad de aproximación, el uso de compuertas, el suelo de cimentación, entre otras). Es frecuente en la práctica que se seleccione el valor  $S / H_0 = 2,5$ .

b) Forma del umbral.

En relación con la selección de la entrada del umbral en elevación, ésta se realizará a criterio del proyectista, debiéndose tener presente que la misma deberá ser seleccionada atendiendo a los tipos que se presentan en la Tabla 3.1, pues toda la información que se tiene, se limita a estas formas.

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. Es por eso, que se requiere dejar clara la necesidad de contar con estos aspectos a la hora de llevar a cabo dicha selección.

2) Obtención del coeficiente de gasto  $m_0$  y el gasto Q.

La obtención del gasto se realizará a partir de la ecuación fundamental de los vertedores:

$$Q = m_0 b \sqrt{2gH_0^3} \quad (3.1)$$

Donde:

$H_0$ : carga total o de diseño, m.

g : aceleración de la gravedad, m / s<sup>2</sup>.

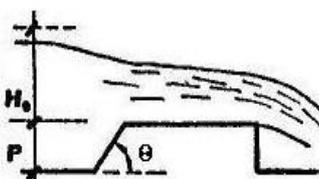
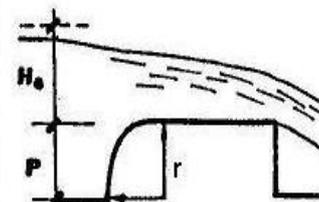
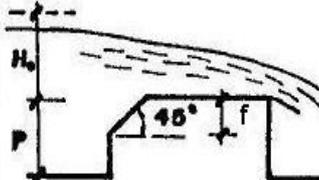
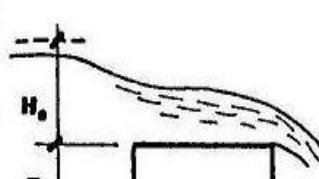
Q: gasto, m<sup>3</sup> / s.

$m_0$ : coeficiente de gasto que se obtiene según las características particulares que reúne el vertedor de umbral ancho que se esté analizando. Por ejemplo, si se tiene:

a) Vertedor de umbral ancho sin contracción lateral.

El valor de  $m_0$  se obtiene de la Tabla 3.1 a partir de dar por conocida la forma de entrada del vertedor y la relación  $P/H_0$ .

**Tabla 3.1**

FORMA DE ENTRADA DEL VERTEDOR	COT $\theta$										
	$\frac{P}{H_0}$	0.5	1.0	1.5	$\geq 2.5$						
	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						
 	$\frac{r}{H_0}$ / $\frac{f}{H_0}$										
	$\frac{P}{H_0}$	0.025	0.05	0.20	0.60	$\geq 1.0$					
	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	0.348	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						
	$\frac{P}{H_0}$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	2.0	4.0	6.0	$\infty$
	$m_0$	0.385	0.368	0.356	0.350	0.345	0.342	0.333	0.327	0.325	0.320

b) Vertedor de umbral ancho con contracción lateral.

El valor de  $m_0$  se obtiene de la tabla 3.2 y 3.3 indistintamente, dependiendo de la existencia o no de la altura del umbral P.

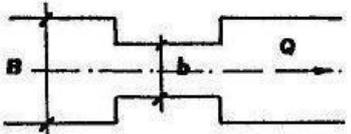
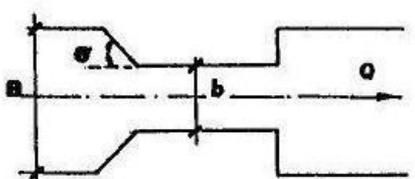
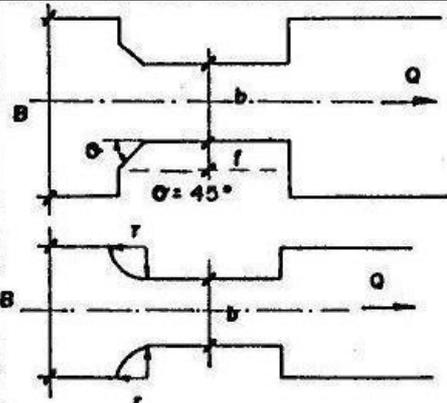
2. Si  $P \neq 0$ , m se obtendrá de la Tabla 3.3, siguiendo la metodología que se presenta para la obtención de dicho valor. La forma de entrada al vertedor en planta queda a criterio del proyectista.

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 se debe ejecutar los siguientes pasos:

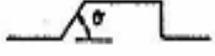
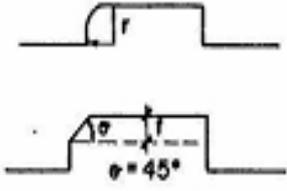
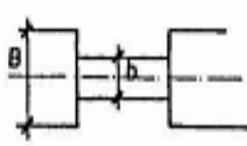
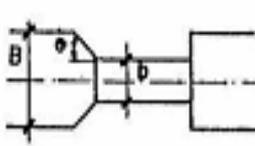
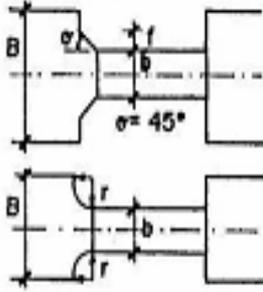
1.- Hallar el coeficiente de gasto considerando la influencia de la forma de la entrada en elevación  $m_\eta$ .

2.- Hallar el coeficiente de gasto considerando la influencia de de la forma en planta del umbral ancho  $m_\beta$

**Tabla 3.2**

FORMA DE LA ENTRADA EN PLANTA DEL VERTEDOR.	$\frac{b}{B}$	1.0	0.9	0.8	0.6	0.4	0.2	0
		0.385	0.367	0.355	0.340	0.330	0.324	0.320
	$\frac{b}{B}$ cot $\alpha$	1.0	0.9	0.8	0.6	0.4	0.2	0
	0.5	0.385	0.373	0.365	0.356	0.350	0.346	0.343
	1.0-3.0	0.385	0.375	0.369	0.361	0.356	0.352	0.350
	$\frac{f \cdot \cot \theta}{b \cdot b}$ $\frac{b}{B}$	1.0	0.9	0.8	0.6	0.4	0.2	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
	> 0.5	0.385	0.378	0.373	0.368	0.364	0.362	0.360

**Tabla 3.3**

			
	$\text{Cot } \theta$	$r/H_0$ ó $f/H_0$	—
	0.5    1.0    1.5 $\geq 2.5$	0.025   0.05   0.2   0.6 $\geq 1.0$	—
$m_\eta$	0.340   0.358   0.368   0.375	0.340   0.346   0.357   0.368   0.375	0.320
			
	—	$\text{Cot } \theta$	$f/H_0$ ó $r/H_0$
	—	0.5    1.0 - 3.0	0.05   0.2   0.5
$m_\beta$	0.320	0.343    0.350	0.345   0.349   0.360

**Nota:** Para obtener el valor del coeficiente de gasto en este caso deberán seguirse los siguientes pasos:

3.- Si  $m_\beta > m_\eta$ , el coeficiente de gasto se calcula por la expresión:

$$m_0 = m_\eta + (m_\beta - m_\eta)F_\eta + (0,385 - m_\eta)F_\eta F_\beta$$

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

$$m_0 = m_\beta + (m_\eta - m_\beta)F_\beta + (0,385 - m_\eta)F_\eta F_\beta$$

Donde:

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

Una característica de los vertedores de umbral ancho muy importante es que estas estructuras permiten un ahogo considerable sin verse afectada su capacidad de servicio esto en ocasiones determinadas ofrece ventajas económicas en comparación con otros tipos de vertedores.

Como se conoce 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  $\Delta$  :

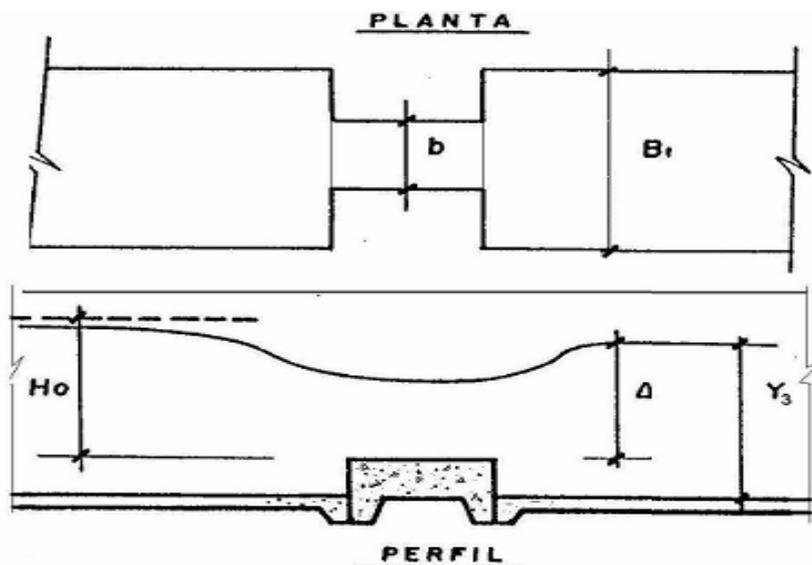
$$\Delta = Y_3 - P \quad (3.2)$$

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

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

**Tabla 3.4**

$\frac{\Delta}{H_0} \backslash \frac{b}{B_r}$	1	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
0.75	1	1	1	1	1	1	1	1
0.78	0.97	1	1	1	1	1	1	1
0.80	0.95	1	1	1	1	1	1	1
0.82	0.92	0.99	1	1	1	1	1	0.99
0.84	0.89	0.97	0.99	1	1	1	0.99	0.97
0.86	0.85	0.94	0.96	0.99	1	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



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

Si ocurriese este ahogo en el cálculo del gasto por la expresión (3.1) debe tenerse en cuenta este ahogo afectando el coeficiente de gasto por el coeficiente de sumersión  $\sigma$ . De esta forma la expresión 3.1 se convierte en:

$$Q = m_o \sigma b \sqrt{2g} H_o^{3/2}$$

En la tabla 3.4 aparecen los valores de este coeficiente de sumersión en función del ahogo relativo y del estrechamiento en planta relativo  $\frac{b}{B}$

Una vez obtenidos todos los valores que intervienen en la ecuación de gasto, se procede a calcular dicho valor y si este valor de Q satisface las condiciones del diseño, se prosigue con la metodología.

### 3. Cálculo del tirante sobre el umbral (h).

Generalmente se admite por los especialistas 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:

$$h = K H_0 \tag{3.3}$$

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 3.1.

**Tabla 3.5**

<b>Condiciones de la entrada del umbral</b>	<b>K</b>
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

### 4. Conclusiones del diseño.

a) Cálculo de la curva de capacidad de servicio del vertedor  $H_e$  vs m y  $H_e$  vs Q.

Para ello se deberá realizar un procedimiento análogo al efectuado en el segundo paso de esta metodología, sólo que ahora se debe tener presente que donde aparezca  $H_0$  se

sustituye por la carga  $H_e$  diferente a la de proyecto que se haya fijado. En tal sentido se recomienda recoger los resultados en la siguiente tabla:

$H_e$	$m_0$	$\sigma$	$m$	$Q$
(m)	-	-	-	( $m^3 / s$ )

NOTA: El valor de  $m$  se obtiene:  $m = m_0 * \sigma_4$

Con el resultado de esta tabla se pueden construir las curvas de capacidad del aliviadero  $H_e$  vs  $m$  y  $H_e$  vs  $Q$ .

### Ejemplo de cálculo.

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:

$$B = 30 \text{ m}$$

$$b = 20 \text{ m}$$

$$B = 20 \text{ m}$$

$$Y_3 = 3 \text{ m}$$

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  $m$ .

$$Q = \sigma_4 * m_0 * b * \sqrt{2g * H_0^{3/2}}$$

donde:

$$H_0 = 3 \text{ m}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$b = 20 \text{ m}$$

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 3.3. Asumiendo para el cálculo de  $m$  una entrada radial en planta con relación  $Y/H_0 = 0,5$  se obtiene que:

$$\text{a) } m_\eta = 0,320$$

$$m_\beta = 0,360$$

Como  $m_\beta > m_\eta$ :

$$m_0 = m_\eta + (m_\beta - m_\eta)F_\eta + (0,385 - m_\eta)F_\eta F_\beta$$

$$F_\eta = \frac{H_0}{H_0 + 2P} = 0,429 \quad \text{Y} \quad F_\beta = \frac{b}{3,5B - 2,5b} = 0,364$$

Sustituyendo en la fórmula de  $m_0$  queda

$$m_0 = 0,341$$

Obtención de  $\sigma_4$

$$\text{a) } \Delta = Y_3 - P$$

$$\Delta = 1,0 \text{ m}$$

$$\text{b) } \Delta/H_0 = 0,33$$

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:

$$K = 0,59 \quad \text{por lo tanto } h = 1,77 \text{ m}$$

#### 4) Conclusiones del diseño.

**Tabla 3.6**

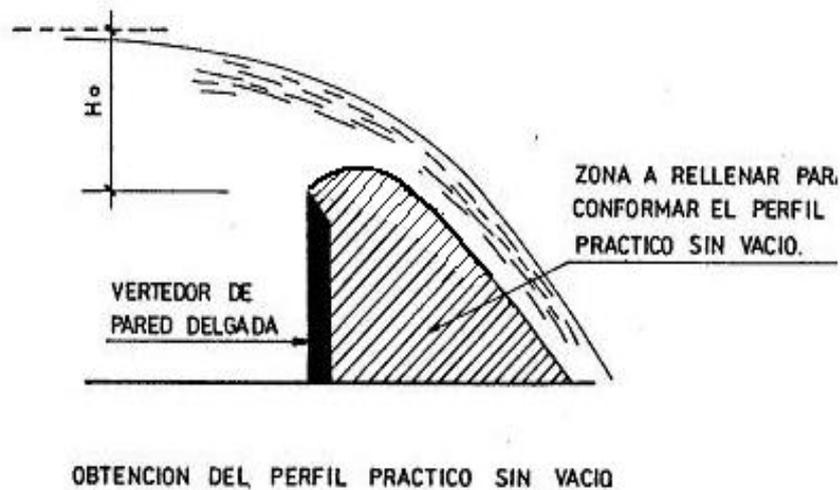
$H_e$ (m)	$m_0$	$\sigma$	$m$	$Q$ ( $m^3/s$ )
1,0	0,330	1	0,330	29,2
1,5	0,333	1	0,333	54,2
2,0	0,336	1	0,336	84,2
2,5	0,338	1	0,338	118,4
3,0	0,341	1	0,341	157,0

### 3.3 DISEÑO HIDRÁULICO DE VERTEDORES DE PERFIL PRÁCTICO SIN VACÍO.

#### 3.3.1 - Características generales.

Cuando el espacio bajo el chorro que descarga libremente sobre un vertedor de pared delgada es rellenado con hormigón o cualquier otro tipo de material, se obtendrá el perfil del vertedor coincidiendo con la configuración de la parte inferior de la lámina vertiente o lo que comúnmente se conoce como PERFIL PRÁCTICO SIN VACÍO.

(Figura. 3.2)



**Figura 3.2**

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  $H_0$ . Para el gasto calculado según la carga de diseño, la lámina vierte suavemente sin interferencia de la superficie vertedora y por ende el vertedor funciona con su máxima eficiencia. Si la carga es menor que la perfilante o de diseño, la lámina será soportada por el cimacio obteniéndose en estas circunstancias una presión, mayor que la que se alcanza en el caso de la lámina libre (presión relativa nula), y un remanso aguas arriba que produce una

disminución de la eficiencia del vertedor; si por el contrario la carga es mayor que la perfilante o de diseño, la lámina tiende a separarse del perfil vertedor; pero si no existe ventilación por debajo de dicha lámina, se producirán presiones inferiores a la atmosférica o de vacío debajo de tal lámina, lo cual trae como efecto aumentar la eficiencia del vertedor.

Entre las formas del vertedor de perfil práctico y sin vacío, se encuentran el perfil Creager, Creager modificado, Lane Davis, Samini, Smetana y Marchi, entre otros. No obstante, a los autores anteriores se le sumaron algunas instituciones entre las que se destacan el *USBR, US Army Corp. of Engineers*, esta última basada en los datos del *USBR* desarrolló varias formas estándar en su estación experimental, tales formas fueron denominadas aliviaderos estándar WES.

A los efectos de estos apuntes se ha seleccionado el perfil práctico sin vacío del tipo WES para recomendar su uso en este tipo de diseño de sección vertedora, sobre la base de lo completa que resulta la información de que se dispone para el diseño de la misma, información que abarca el funcionamiento de esta sección vertedora con vertimiento libre o regulado, aplicables tanto a paramentos bajos como a paramentos altos donde la velocidad de aproximación resulta ser despreciable.

### 3.3.2 - Metodología para el diseño de un cimacio WES con vertimiento libre. Ejemplo de cálculo.

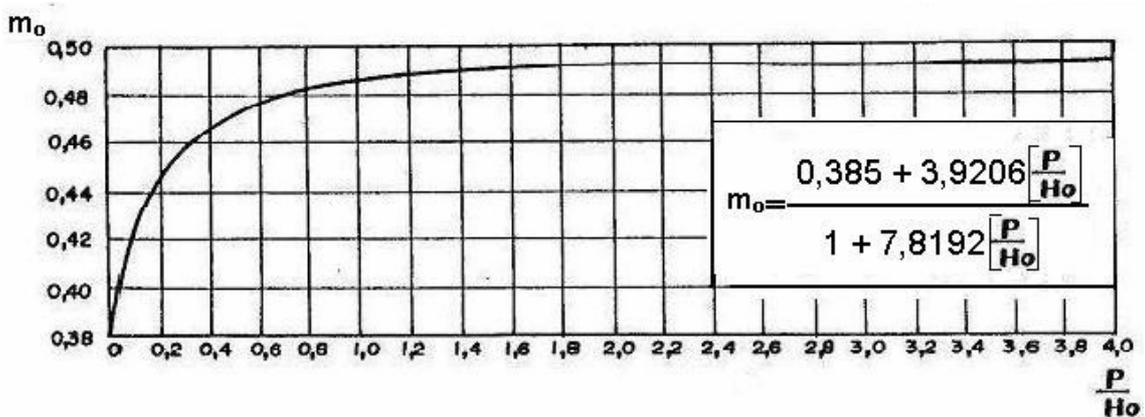
- Conocidos  $Q$ ,  $H_0$ ,  $P$ ,  $P^*$  (siendo  $P$  y  $P^*$  las alturas de los paramentos superior e inferior del cimacio, respectivamente).

- Determinar  $m$ ,  $L_t$  y perfil del cimacio.

1 Obtención del coeficiente de gasto  $m$ .

$$m = m_0 * \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4 \quad (3.4)$$

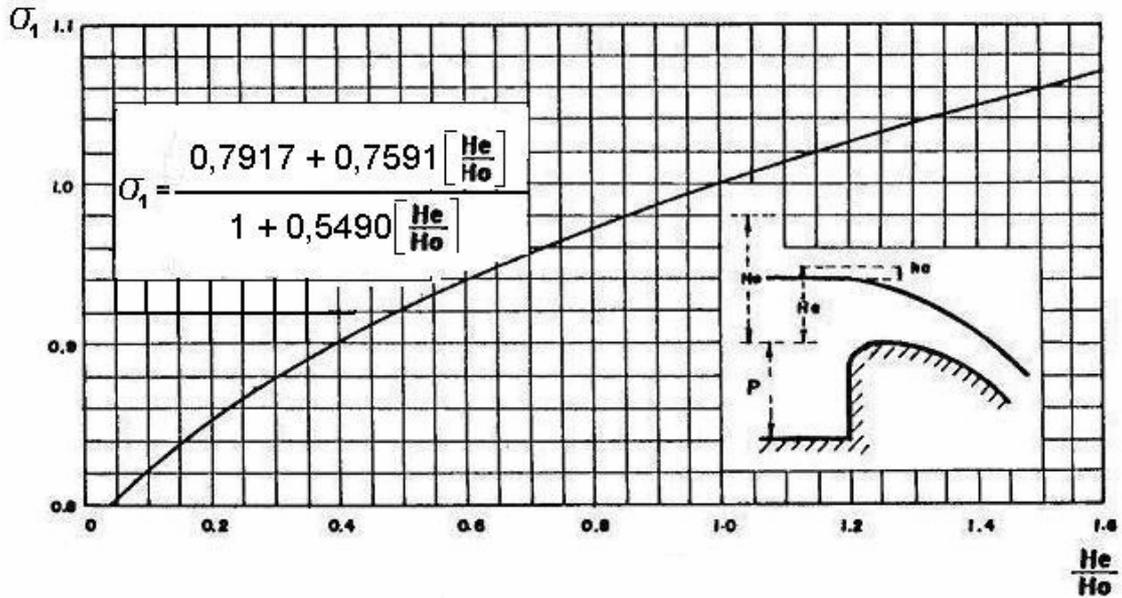
$m_0$ : Coeficiente de gasto nominal. Se obtiene en la Figura.3.3 en función de la relación  $P/H_0$ .



**Figura 3.3**

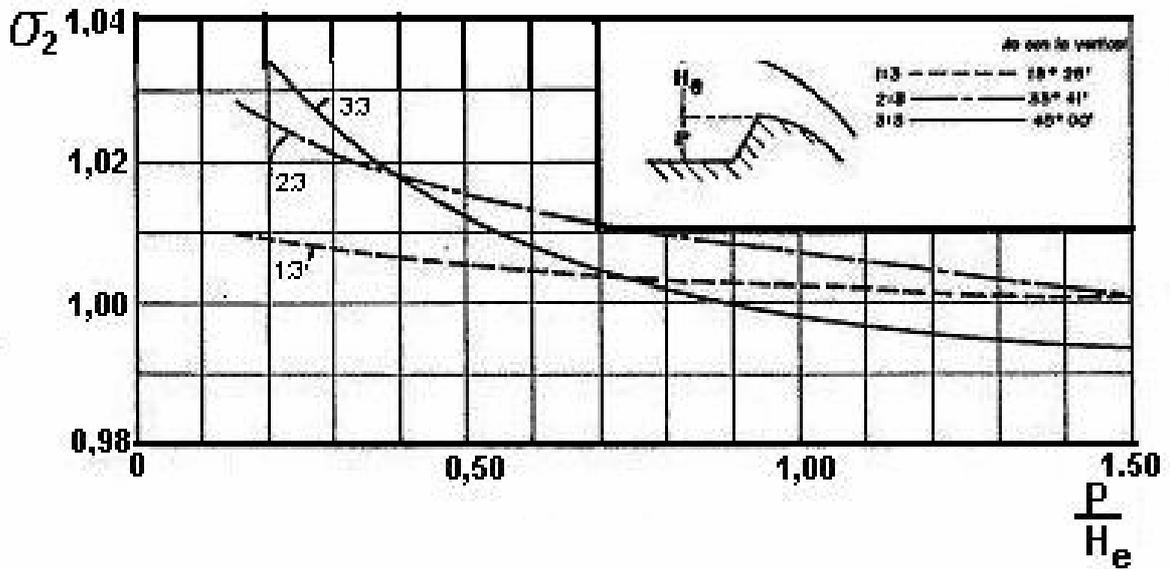
$\sigma_1$ : Coeficiente de afectación por carga diferente a la de proyecto. Con la relación  $H_e /$

$H_0$ . Si  $H_e = H_0$ , entonces  $\sigma_1 = 1$ ; si  $H_e \neq H_0$ , entrar a la Figura.3.4 y obtener el valor  $\sigma_1$ .



**Figura 3.4**

$\sigma_2$ : Coeficiente de afectación por inclinación del paramento. Entrar a la Figura 3.5 con el valor de la relación  $P/H_e$ . Si el paramento superior es vertical el valor de  $\sigma_2 = 1$ .



**Figura 3.5**

$\sigma_3$ : Coeficiente de afectación por efecto del lavadero aguas abajo. Entrar a la Figura 3.6 con la relación  $P^*/H_0$ .

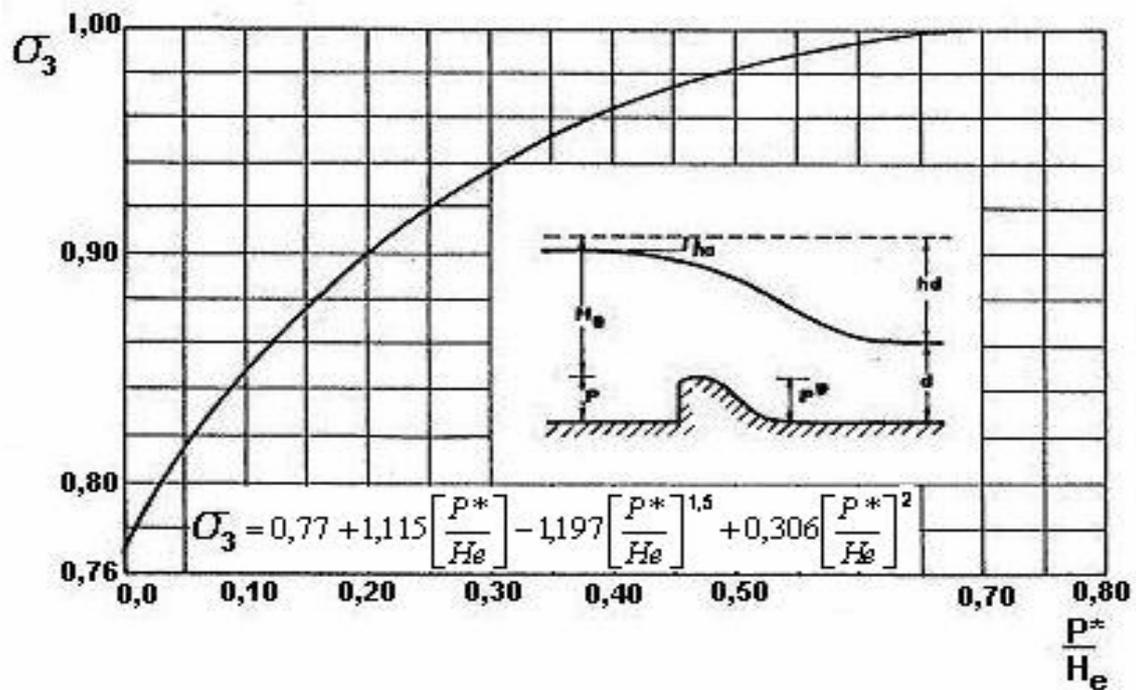


Figura 3.6

$\sigma_4$ : Coeficiente de afectación por sumersión. Entrar a la Figura.3.7 con la relación  $h_d/H_0$ .

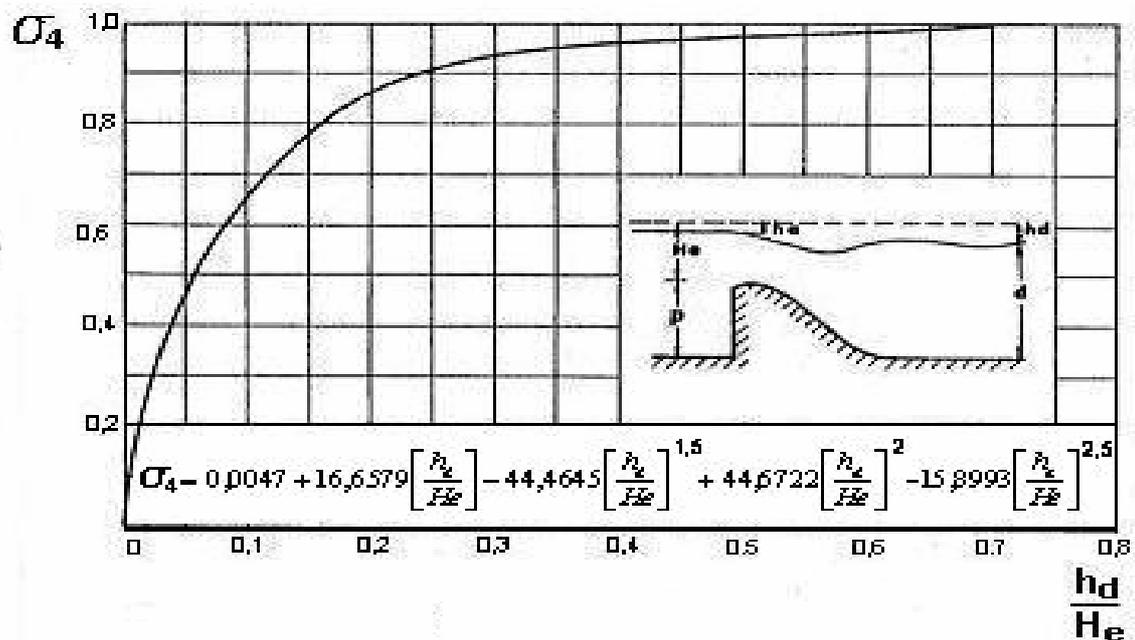


Figura 3.7

Al analizar la afectación del coeficiente de gasto por sumersión, se deberá recordar que en los cimacios WES, ésta sólo 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. Conocidos todos los factores de corrección se calcula el valor real de m por medio de la expresión ( 3.4).

## 2) Cálculo de la longitud efectiva L.

La misma se obtiene de despejar el valor de L de la ecuación que caracteriza la descarga sobre el vertedor.

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

En caso de existir pilas y estribos, la longitud total se deberá calcular de la siguiente manera:

$$L_t = L + 2(n K_p + K_e) H_0 + nt$$

## 3) Obtención del perfil del cimacio.

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

De la Figura.3.8 con la relación P/H<sub>0</sub> se obtienen los valores de:

R<sub>2</sub> /H<sub>0</sub> ,R<sub>1</sub>/H<sub>0</sub> ,Y<sub>C</sub> /H<sub>0</sub> ,X<sub>C</sub> /H<sub>0</sub> ,n, K.

De los cuales se pueden calcular los valores de R<sub>2</sub>, R<sub>1</sub>, Y<sub>C</sub> y X<sub>C</sub> que permiten llevar a cabo el trazado del perfil tal y como se muestra en la misma Figura 3.8.

En relación con el trazado del cuadrante ubicado aguas arriba de la cresta, el Dr. Eduardo Velazco obtuvo un procedimiento analítico, a través del cual se obtienen las coordenadas x;y que permiten la ubicación de los puntos A y B que facilitan el trazado de dicho perfil, las cuales son:

$$X_A = - R_1 \text{ sen } \alpha \quad (3.5)$$

$$Y_A = R_1 (1 - \text{cos } \alpha) \quad (3.6)$$

$$X_B = - (R_1 - R_2) \text{ sen } \alpha \quad (3.7)$$

$$Y_B = R_1 - (R_1 - R_2) \text{ cos } \alpha \quad (3.8)$$

$$\text{sen } \alpha = \frac{M - N\sqrt{1 + N^2} - M^2}{1 + N^2} \quad (3.9)$$

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

$$N = (R_1 - Y_c) / | X_c |$$

$$M = (R_1 - T) / | X_c |$$

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

Como se conoce, la ecuación que caracteriza dicho cuadrante es:

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

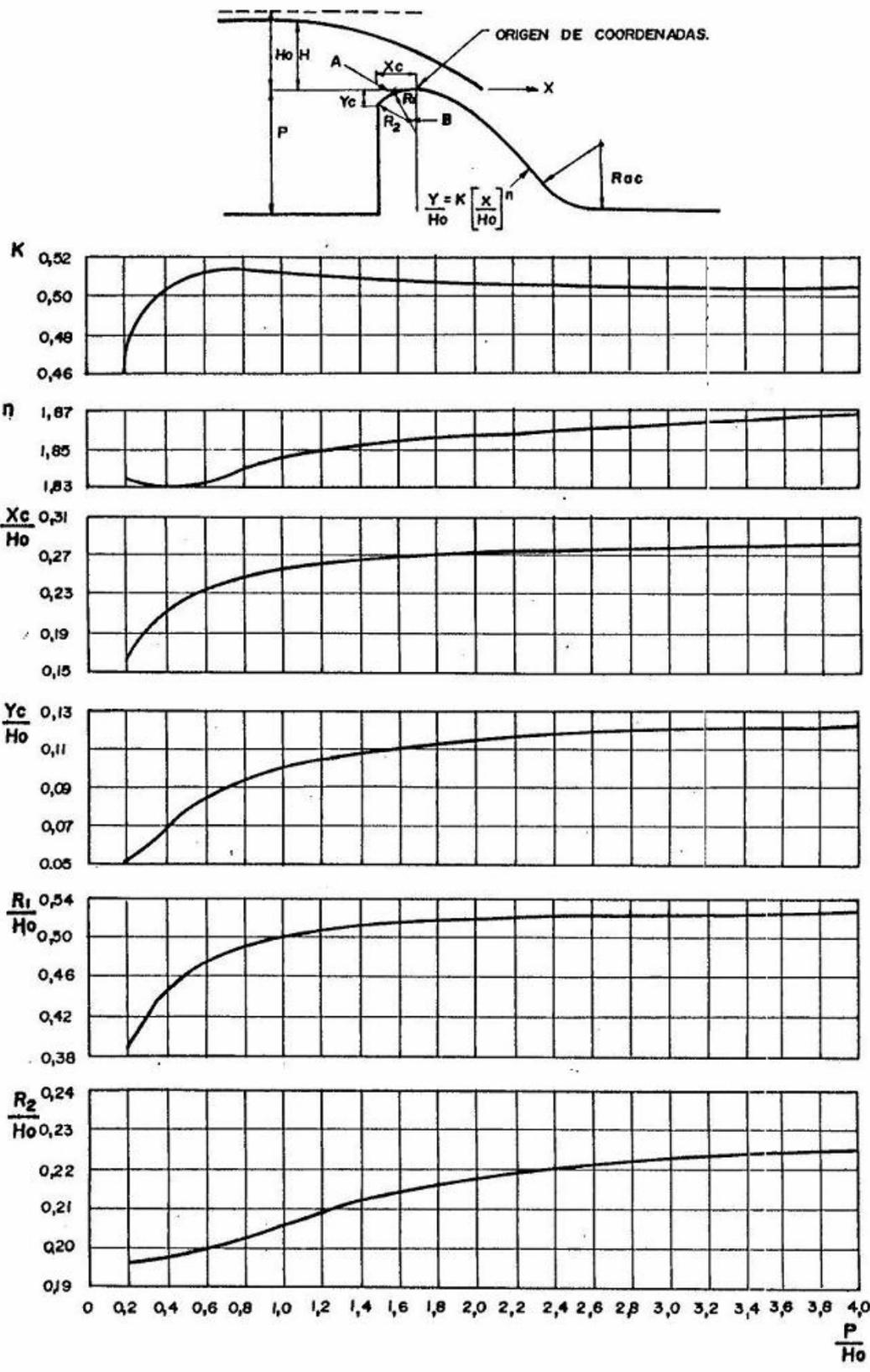


Figura 3.8

Los valores de K y n fueron obtenidos con anterioridad, entonces se procede a suponer valores de Y para el cálculo de los correspondientes valores de X. Los valores de (Y) a suponer deberán estar comprendidos entre 0 y el valor de la altura del paramento inferior P\*.

Para el trazado del arco que une el perfil del cimacio con la solera ubicada al pie de la estructura (Figura.3.8), se recomienda emplear para el caso en que exista una solera horizontal al pie del cimacio las siguientes expresiones:

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

$$R_{ac} / H_0 = 1 + 0,25 P^*/H_0 - 0,0004 (P^*/H_0)^{2,5} \quad (3.11)$$

- Para  $P^* / H_0 > 19$

$$R_{ac} / H_0 = 2,9 (P^* / H_0)^{0,128} \quad (3.12)$$

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

#### 4) Cálculo de la curva de capacidad de servicio.

Para este cálculo se realiza un procedimiento análogo al descrito en el primero y segundo paso, sólo que ahora se debe tener en cuenta que:

- a) En el primer paso hay que corregir el coeficiente de gasto con cargas diferente a la de proyecto.
- b) En el resto de las correcciones donde aparezca  $H_0$  se deberá sustituir por el valor de  $H_e$  que se esté analizando.
- c) Al calcular el gasto Q, se deberá utilizar en todos los casos la longitud efectiva L, obtenida según:

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

En tal sentido se recomienda recoger los resultados que se obtengan en la siguiente tabla:

$H_e$	$m_0$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$m$	$Q$
(m)	-	-	-	-	-	-	( $m^3/s$ )

Con los resultados de la tabla anterior se pueden obtener las curvas: de capacidad de servicio del aliviadero  $H_0$  vs Q y  $H_0$  vs m.

#### **Ejemplo de cálculo de un vertedor de perfil práctico sin vacío (WES) con vertimiento libre**

Se desea diseñar un vertedor de perfil práctico sin vacío capaz de evacuar un gasto de  $500,0 m^3 / s$  bajo una carga de 2,0 m.

Se conoce además, que atendiendo a las características del terreno, la altura del paramento superior y del inferior serán iguales y su valor es de 1,20m, siendo el paramento superior seleccionado 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  $90^{\circ}$  con la dirección de la corriente.

Partiendo de lo anterior, calcular:

- a) Longitud total del vertedor
- b) Perfil del cimacio.
- c) La capacidad de servicio.

Solución:

1) Obtención del coeficiente de gasto.

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

- De la Figura 3.7 y para una relación  $P/H_0 = 0,6$  se obtiene un  $m_0 = 0,476$

- Como  $H_0 = H_e = 2$  m, entonces  $\sigma_1 = 1$ .

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

- De la Figura 3.10 y para una relación  $P/H_0 = 0,6$ , se obtiene que  $\sigma_3 = 0,995$ .

- Como se conoce del enunciado, el régimen de circulación es supercrítico, por ende  $\sigma_4 = 1$ .

Sustituyendo en la ecuación se obtiene:

$$m = 0,474$$

2) Cálculo de la longitud efectiva.

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

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

Calculando la longitud total se obtiene:

$$L_t = L + 2 ( n K_p + K_e ) H_e + nt$$

Como sólo hay presencia de estribos en el cimacio, entonces la ecuación queda de la siguiente forma:

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

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 3.12, con la relación  $P / H_o = 0,6$  se obtiene:

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

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

$R_2 = 0,4$  m ;  $R_1 = 0,95$  m ;  $X_c = 0,462$  m ;  $Y_c = 0,164$  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.

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

$$T = 0,0648$$

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

$$N = 1,70$$

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

$$M = 1,92$$

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

$$\alpha^\circ = \arcsin 0,296 = 17,2^\circ$$

$$X_A = -R_1 \sin \alpha \quad Y_A = R_1 (1 - \cos \alpha)$$

$$X_A = -0,28 \text{ m} \quad Y_A = 0,042 \text{ m}$$

$$X_B = -(R_1 - R_2) \sin \alpha \quad Y_B = R_1 - (R_1 - R_2) \cos \alpha$$

$$X_B = -0,16 \text{ m} \quad Y_B = 0,42 \text{ m}$$

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

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

Despejando el valor de x de la ecuación anterior se obtiene que:

$$X = 2,00 (Y / 1,02)^{0,55}$$

A continuación se procede a dar distintos valores de Y hasta hacerlo igual al valor de  $P^*$ , para así obtener sus correspondientes valores de X.

$$X(\text{m}) \quad 0.82 \quad 1.19 \quad 1.49 \quad 1.75 \quad 1.98 \quad 2.19$$

$$Y(\text{m}) \quad 0.20 \quad 0.40 \quad 0.60 \quad 0.80 \quad 1.00 \quad 1.20$$

Para el cálculo del radio de acuerdo al pie del cimacio  $R_{ac}$  como la relación  $P^* / H_0 = 0,6 < 1,9$  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 3.7**

$H_e(\text{m})$	$\sigma_1$	$m_o$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	m	L(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)
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

### 3.3.3. METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE UN CIMACIO WES CON VERTIMIENTO REGULADO. EJEMPLO DE CÁLCULO.

Esta metodología ha sido concebida sobre la base 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 máximo NAM.
- Altura superior  $P$  e inferior  $P^*$  del paramento.
- Número de orificios  $N$ .
- Espesor de la pila  $t$ .

Debiéndose obtener el gasto a evacuar, la longitud total del vertedor, forma del cimacio vertedor y la curva de capacidad de servicio.

Pasos a seguir:

- 1) Obtención del coeficiente de gasto  $m$ .
- 2) Cálculo de la longitud efectiva  $L$ .

$$L = L^1 - 2 ( n K_p + K_e ) H_e$$

Donde:

$$L^1 = N * b$$

$$n = N - 1$$

Siendo:

$n$  : número de pilas

$K_p$  y  $K_e$  : coeficientes debido a las contracciones producidas por las pilas y los estribos. Las características de las pilas y los estribos deberán ser seleccionados por el proyectista.

- 3) Cálculo del gasto a evacuar.

$$Q = mL\sqrt{2g}H_0^{3/2}$$

- 4) Cálculo de la longitud total.

$$L_t = L + 2 ( n K_p + K_e ) H_0 + nt$$

- 5) Obtención del perfil del cimacio.

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

Este paso se realiza igual que en la metodología para el diseño de un cimacio WES con vertimiento libre.

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

Este paso se realiza igual que en la metodología para el diseño de un cimacio WES con vertimiento libre.

6) Cálculo de la curva de capacidad de servicio con vertimiento libre bajo la influencia de las pilas.

Para este cálculo se realiza un procedimiento análogo al descrito en el 1º y 3º pasos, sólo que ahora se debe tener en cuenta que:

a) En el primer paso hay que corregir el coeficiente de gasto por carga diferente a la de proyecto.

b) En el resto de las correcciones donde aparece  $H_0$  se deberá sustituir por el valor de  $H_e$  que se esté analizando.

c) Al calcular el gasto  $Q$ , se recomienda recoger los resultados que se obtengan en la siguiente tabla:

$H_e(m)$	$m_0$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$m$	$L(m)$	$Q(m^3/s)$
----------	-------	------------	------------	------------	------------	-----	--------	------------

Con los resultados de la tabla anterior, se pueden obtener las curvas de capacidad de servicio del aliviadero con vertimiento libre  $H_e$  vs  $Q$  y  $H_e$  vs  $m$ .

7) Cálculo del vertimiento regulado.

a) Obtención de la posición del punto de pivote.

$$X_c = R_c \text{ sen } \alpha \quad (3.13)$$

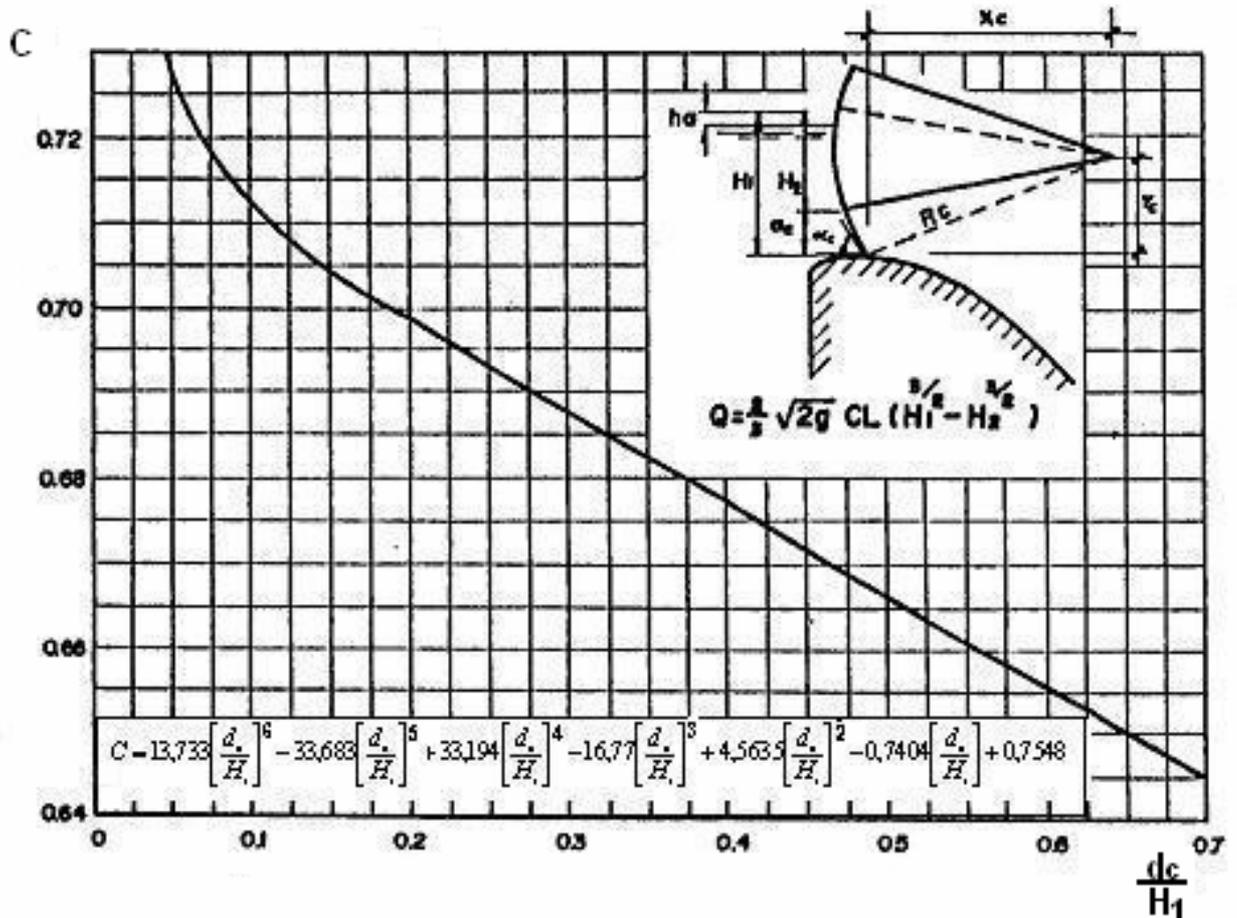
$$Y_c = R_c \text{ cos } \alpha \quad (3.14)$$

Donde la representación gráfica de los términos  $X_c$ ,  $Y_c$  y  $\alpha_c$  se puede ver en la Figura 3.13.

La literatura consultada prefiere entre los ángulos  $\alpha_c$  estudiados el de  $\alpha_c = 50^\circ$ , por ende 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 en el vertimiento regulado.

Para este cálculo, se recomienda utilizar la Figura 3.9. El proceso de obtención de la capacidad de servicio en el vertimiento regulado consiste en suponer tantas aberturas de compuertas como se desee, debiéndose recordar que los valores seleccionados no deben sobrepasar el valor de la carga hasta el nivel de aguas normales y deberán ser valores tales que permitan la suposición de diferentes cargas  $H_1$  para la obtención de los correspondientes gastos. A continuación se recomienda



**Figura 3.9**

Finalmente los resultados obtenidos se adicionan al gráfico de la capacidad de servicio  $H_e$  vs  $Q$ , obtenido en el vertimiento libre. Una vez concluido el mismo se obtendrá una curva que sale del origen de coordenadas que es la correspondiente al vertimiento libre, a partir de la cual se ramifica una familia de curvas que se corresponden con las aberturas de compuertas seleccionadas anteriormente como se observa en el grafico de la figura 3.10.

**Ejemplo de cálculo de un vertedor de perfil práctico sin vacío del tipo WES con vertimiento regulado por compuertas.**

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 reúne las siguientes características:

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, las pilas son de ancho 2,4 m; que regula el vertimiento bajo una carga de 6,10 m, correspondiente al nivel de aguas normales. Se conoce además que la carga hasta el nivel de aguas máximas alcanza un valor de 7,50 m, 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 3.3 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 3.6 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 ende  $\sigma_4 = 1$ .

Sustituyendo en la ecuación de m se obtiene que  $m = 0,486$ .

2) Cálculo de la longitud efectiva L.

$$L = L^1 - 2 (n K_p + K_e) H_e$$

Donde:

$$L^1 = N * b ; \quad N = 8 ; \quad b = 12,0 \text{ m}$$

$$L^1 = 96 \text{ m}$$

$$n = N - 1; \quad n = \text{Número de pilas}, \quad n = 7$$

De la Tabla 2.1 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  $90^0$  con la dirección de la

corriente y radio de redondeo  $r = 0,15 H_0 = 1,12$  m.

Sustituyendo estos valores se obtiene:

$$L = 91,88 \text{ m}$$

3) Cálculo del gasto a evacuar.

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

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

4) Cálculo de la longitud total.

$$L_t = L^1 + nt$$

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

5) Obtención del perfil del cimacio.

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

De la Figura 3.12 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  $H_0 = 7,50$  m y despejando se obtiene que:

$$R_2 = 1,54 \text{ m}$$

$$R_1 = 3,75 \text{ m}$$

$$X_c = 1,91 \text{ m}$$

$$Y_c = 0,75 \text{ m}$$

$$n = 1,845$$

$$K = 0,512$$

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

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

$$T = 0,32$$

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

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

$$N = 1,57$$

$$M = 1,8$$

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

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

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

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

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

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

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

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

Despejando el valor de X de la ecuación anterior se obtiene que:

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

A continuación se procede a dar distintos valores de Y hasta hacerlo igual o mayor al valor de  $P^*$ , para así obtener sus correspondientes valores de X.

$$X(\text{m}) \quad 5.27 \quad 7.67 \quad 9.54 \quad 11.15$$

$$Y(\text{m}) \quad 2.00 \quad 4.00 \quad 6.00 \quad 8.00$$

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.

**Tabla 3.8**

$H_e(m)$	$\sigma_1$	$m_0$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$m$	$L(m)$	$Q(m^3/s)$
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.

$$X_c = R_c \sin \alpha_c$$

$$Y_c = R_c \cos \alpha_c$$

Donde  $\alpha_c = 50^\circ$  y  $R_c = 9,00$  m

$$X_c = 6,89$$
 m

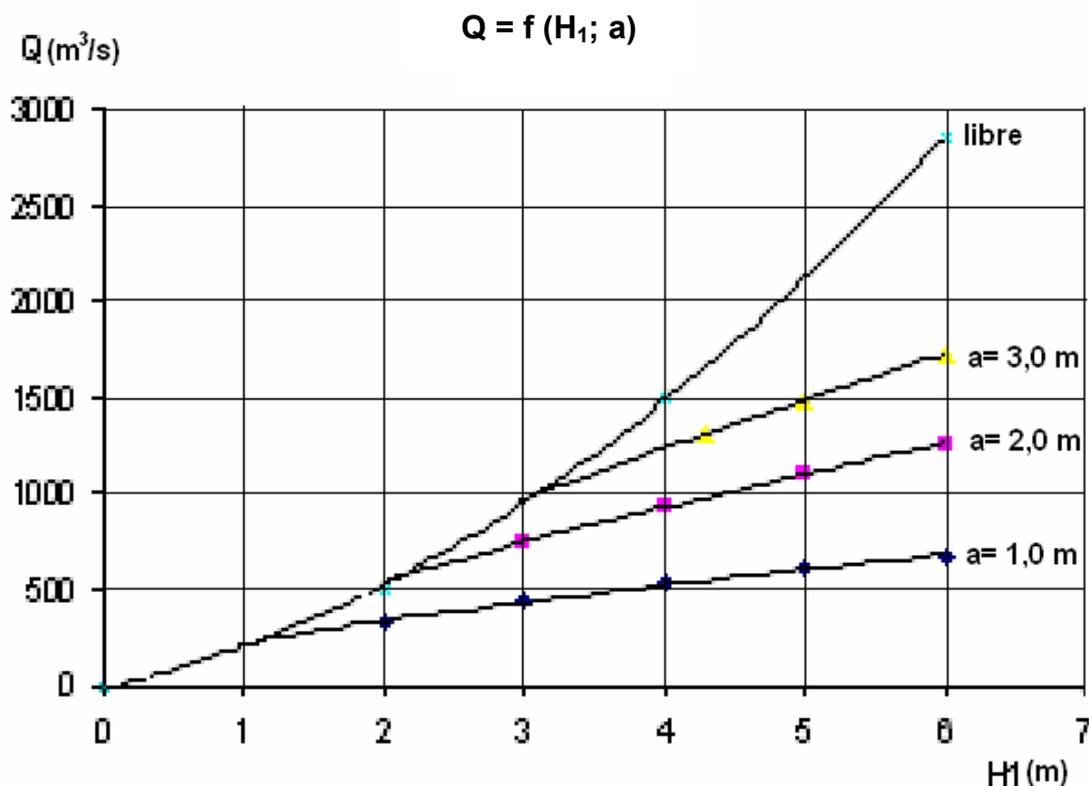
$$Y_c = 5,78$$
 m

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 = 6,10 m, por ende seleccionarán las siguientes combinaciones de aberturas de compuertas  $a_c$  y cargas  $H_1$ .

**Tabla 3.9**

$a_c$ (m)						
1.00	$H_1$ (m)	2.000	3.000	4.000	5.000	6.000
	C	0.667	0.688	0.694	0.698	0.704
	$Q(m^3/s)$	331	442	528	602	672
	$H_1(m)$	3.000	4.000	5.000	6.000	-
2.00	C	0.646	0.666	0.677	0.688	-
	$Q(m^3/s)$	736	935	1099	1250	-
	$H_1(m)$	4.300	5.000	6.000	-	-
3.00	C	0.646	0.656	0.667	-	-
	$Q(m^3/s)$	1303	1487	1720	-	-



**Figura 3.10**

### 3.4. DISEÑO HIDRÁULICO DE VERTEDORES DE PERFIL PRÁCTICO CON VACÍO DEL TIPO ELÍPTICO.

#### 3.4.1 - Características generales.

Los vertedores de perfil práctico con vacío tienen su origen a diferencia de los perfiles prácticos sin vacío a partir de obtener una configuración del cimacio más angosta, 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 se crean las condiciones necesarias para la formación del vacío (presiones negativas) en el espacio que tiene lugar entre el chorro y el nuevo perfil del cimacio.

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 el mismo, 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

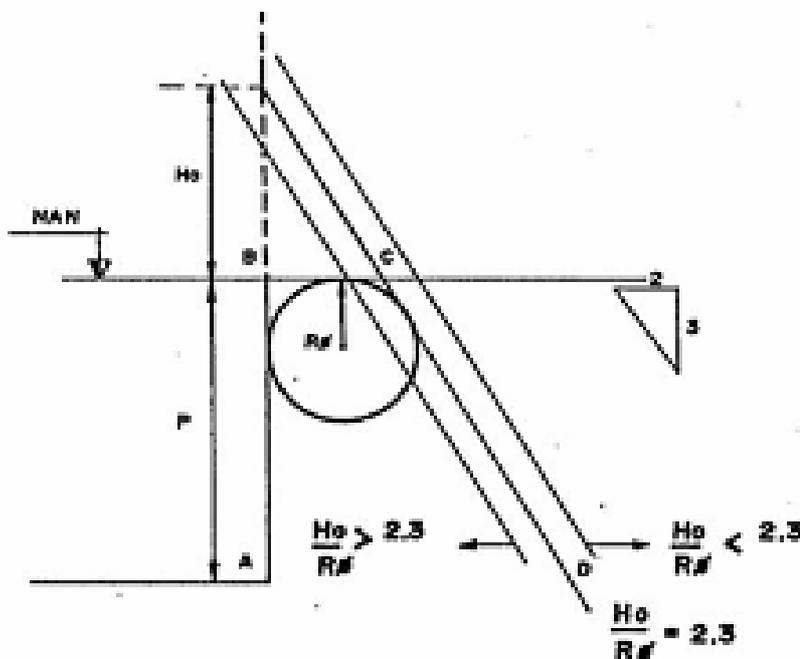
posibilidad de ocurrencia de dos fenómenos que atentan contra la integridad del cimacio vertedor, conocidos como la **Cavitación y la Ruptura del Vacío**.

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 usada para evitar la ocurrencia de la cavitación en las secciones vertedoras, lo constituyen las estimaciones de Ajustin, donde se plantea que para valores de presiones de vacío por debajo de los 6,0 a 7,0 m de columna de agua, no ocurre este fenómeno.

La ruptura de vacío es aquel fenómeno que tiene lugar cuando la lámina de agua que vierte sobre el cimacio se despega, cuando esto ocurre se produce la penetración de la atmósfera y por consiguiente la desaparición de la zona de vacío y la reducción de la capacidad de descarga del aliviadero, lo cual hace que la carga hidráulica sobre el vertedor aumente apreciablemente y por ende se pueden alcanzar alturas en el embalse por encima del nivel de aguas máximas previsto.

Los estudios realizados en perfiles prácticos con vacío han demostrado que este fenómeno de ruptura de vacío tiene lugar sólo para relaciones  $H_0 / R_\phi > 3,6$ , lo cual limita el diseño de estos perfiles a valores de la relación  $H_0 / R_\phi \leq 3,6$ . En esta relación



**Figura 3.11**

el término  $R_\phi$  es conocido como radio ficticio y se define geoméricamente como el radio del círculo inscrito en el contorno trapecial ABCD (Figura.3.10). Evidentemente cuando el vertedor tiene la cresta de forma circular, el radio ficticio es igual al radio del vertedor. En el siguiente epígrafe se define la forma de obtener  $R_\phi$ .

En la actualidad estos fenómenos ya no constituyen un obstáculo en el uso de este perfil como sección vertedora, pues todas las investigaciones realizadas han estado encaminadas a solucionar este problema y en tal sentido en la literatura se presentan 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 y R. Pardo. 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 ese 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 la República 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 estudiadas  $a/b = 1; 2$  y  $3$ , la de  $a/b = 2$  resulta ser la de mejor comportamiento, pues con la misma 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  $a/b = 2$ .

### 3.4.2 - Metodología de diseño. Ejemplo de cálculo.

La metodología de diseño que a continuación se presenta ha sido concebida a partir de considerar conocidos:  $Q, H_0, P, P^*, Y_3$ .

Los pasos a seguir son los siguientes:

- 1) Suponer un vacío máximo en dependencia de la categoría de la obra y que no exceda  $h_{vac. máx}$  entre 6,0 y 7,0 m.
- 2) Seleccionar la relación de semiejes ejes a utilizar.  
Sobre la base de lo antes apuntado se aconseja usar siempre  $a / b = 2$ .
- 3) Cálculo del coeficiente de vacío  $\sigma_0$ .

$$\sigma_0 = h_{vac. máx.} / H_0 \quad (3.15)$$

- 4) Obtención de la relación  $H_0 / R_\phi$  y el correspondiente valor de  $R_\phi$ , a partir de entrar con los valores de  $\sigma_0$  y  $a/b$  calculados en los pasos anteriores en la tabla 3.10.

**Tabla 3.1**

$H_0 / R_\phi$	a/b=1	a/b=2	a/b=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

Si al entrar con el valor de  $\sigma_0$ , en la columna correspondiente a a/b, este valor es mayor que el último valor que aparece en dicha columna, se deberá seleccionar la relación  $H_0 / R_\phi = 3,6$  y su correspondiente valor de  $\sigma_0$  para evitar de esa manera la posibilidad de separación de la lámina del vertedor y consiga la ruptura del vacío.

Una vez seleccionado el valor de la relación  $H_0 / R_\phi$ , se despeja entonces el valor de  $R_\phi$ .

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

Su valor se obtiene al entrar en la Tabla 3.11 con los valores de las relaciones  $P / H_0$ , a/b,  $H_0 / R_\phi$ .

6) Realizar las correcciones pertinentes al coeficiente de gasto nominal obtenido nominalmente según la siguiente expresión:

$$m = m_0 * \sigma_2 * \sigma_3 * \sigma_4 \quad (3.16)$$

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  $\sigma_2$  entrando en la Tabla 3.12; los valores que allí aparecen corresponden a la relación a/b = 2.

**Tabla 3.11**

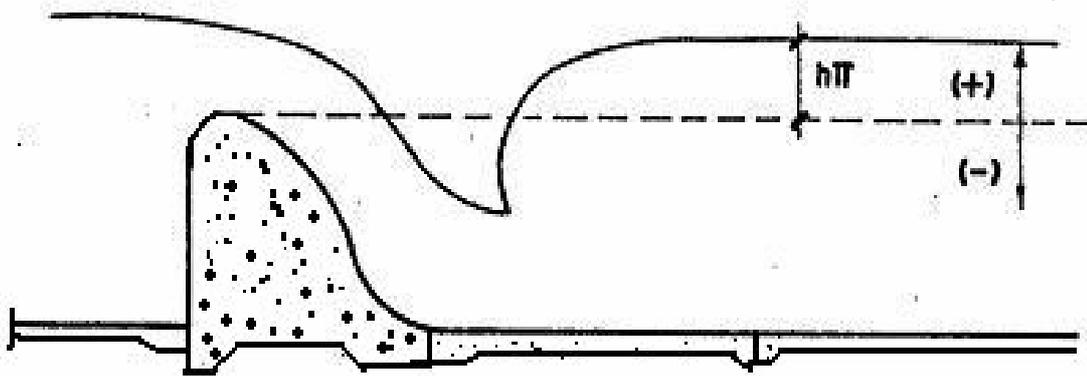
$H_0 / R_\phi$	$P / H_0$						
	0,00	0,50	1,00	2,00	3,00	5,00	7,00
1,8	0,385	0,516	0,523	0,528	0,530	0,531	0,532
2,0	0,385	0,523	0,531	0,537	0,539	0,540	0,541
2,2	0,385	0,529	0,538	0,545	0,547	0,549	0,550

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

El coeficiente  $\sigma_3$  se obtiene de entrar a la Tabla 3.13 con la relación  $P^*/H_0$ . Los valores que allí aparecen se corresponden con la relación  $a/b = 2$ .

Entrando en la tabla 3.14 con la relación  $h_\pi / H_0$  se obtiene el correspondiente valor de  $\sigma_4$  para la relación  $a / b = 2$ .

El parámetro  $h_\pi$  al cual se hace referencia anteriormente no es más que 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 el de por encima de la cresta es positivo. Ver figura 3.12



**Figura 3.12**

**Tabla 3.12**

$H_0 / R_\phi$	Inc. de P	$P / H_0$				
		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

**Tabla 3.13**

$P^*/H_0$	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

**Tabla 3.14**

$h\pi/H$	-0,15	-0,10	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70
$\sigma_4$	1,000	1,000	0,995	0,990	0,988	0,985	0,965	0,780	0,690	0,605

7) Cálculo de las longitudes vertedora L y total  $L_t$ .

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

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

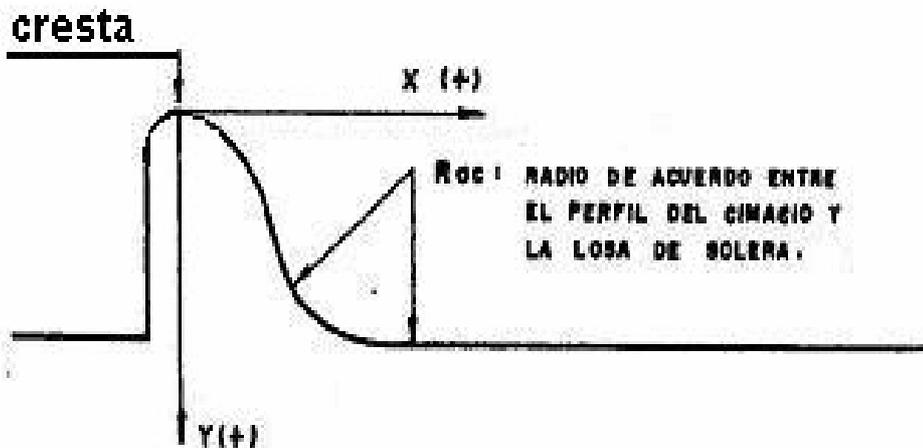
8) Conclusiones del diseño.

a) Obtención del perfil vertedor.

Para obtener las coordenadas del perfil vertedor se emplea la Tabla 3.15 y se siguen las orientaciones que se indican a continuación

**Tabla 3.15**

X/R <sub>ø</sub>	Y/R <sub>ø</sub>	X/R <sub>ø</sub>	Y/R <sub>ø</sub>
-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 3.13**

1. La disposición de los ejes de coordenadas se indican en la Figura 3.13.

2. Las coordenadas X y Y que en la tabla aparecen son para un perfil de radio ficticio  $R_\phi = 1$ . Para obtener las coordenadas correspondientes a un valor de  $R_\phi \neq 1$ , es necesario multiplicar los valores de la tabla anterior por el verdadero valor de  $R_\phi$ .

Para el trazado del arco que une el perfil del cimacio con la solera ubicada al pie de la estructura (Figura 3.13), se recomienda emplear para el caso que exista una solera horizontal al pie del cimacio las siguientes expresiones:

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

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

- Para  $P^* / H_0 > 19$

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

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

b) Obtención de la curva de capacidad de servicio.

Para este cálculo se realiza el procedimiento análogo al descrito en los pasos 5°, 6° y 7°, sólo que ahora se debe tener en cuenta que:

- Donde aparezca el término  $H_0$  deberá ser sustituido por el valor de  $H_e$  que se esté analizando.

- Al calcular el gasto según la ecuación que caracteriza la descarga sobre el vertedor se deberá utilizar en todos los casos el valor de la longitud efectiva correspondiente a cada  $H_e$ . En este sentido se recomienda recoger los resultados en la tabla que se muestra a continuación.

$$H_e \text{ (m)} \quad m_0 \quad \sigma_1 \quad \sigma_2 \quad \sigma_3 \quad \sigma_4 \quad m \quad L \text{ (m)} \quad Q \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Con los resultados de la tabla anterior se pueden obtener las curvas de capacidad de servicio del aliviadero  $H_e$  vs. Q y  $H_e$  vs. m.

c) Dimensionamiento de los estribos.

La longitud de los estribos medida a partir del paramento superior del cimacio no debe ser inferior a  $4,41R_\phi$  y con un radio de redondeo  $= 1,5 R_\phi$  es decir:

$$A_{est} \geq 4,41 R_\phi \quad ; \quad R_{est} = 1,5 R_\phi$$

Por último es necesario aclarar que en el caso en que se vayan a colocar pilas sobre un P.P.C.V., se recomienda el uso de un perfil del tipo oval por lo completa que resulta la información de que se dispone de este tipo de sección vertedora con vertimiento

influenciado por pilas.

*Ejemplo de cálculo de un P.P.C.V. 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  $1500 \text{ m}^3 / \text{s}$ , bajo una carga hidráulica total de 7 m. Se conoce además que debido a las condiciones topográficas la longitud vertedora no puede ser superior a los 40 m y que la altura superior del paramento es igual a 3,4 m, mientras que la altura inferior es de 6 m. Los estribos forman 45 grados con la dirección de la corriente y tienen borde redondeado. Por último se sabe que al pie del cimacio el régimen de circulación será supercrítico.

Solución:

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

2) Se seleccionará una  $a/b = 2$  por ser la de mejor comportamiento.

3) Cálculo del coeficiente de vacío  $\sigma_0$ .

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

$$\sigma_0 = 0,78$$

4) Obtención de la relación  $H_0 / R_\phi$  y su correspondiente valor  $R_\phi$ .

Entrándose en la Tabla 3.10 con los valores de  $\sigma_0 = 0,78$  y  $a / b = 2$  se obtiene que  $H_0/R_\phi = 2,8$ , por tanto  $R_\phi = 2,5 \text{ m}$ .

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

De la Tabla 3.11 con las relaciones  $H_0 / R_\phi = 2,8$ ;  $a / b = 2$  y  $P / H_0 = 0,49$ , se obtiene  $m_0 = 0,536$ .

6) Corrección del coeficiente de gasto.

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

$\sigma_2 = 1$  por ser paramento vertical.

- De la Tabla 3.13 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.

Llevándose a cabo la afectación se obtiene que:

$$m = 0,520$$

7) 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 que la longitud vertedora deberá ser menor que 40 m ( $35,16 \text{ m} < 40 \text{ m}$ ).

8) Conclusiones del diseño.

a) Obtención del perfil vertedor.

De la Tabla 3.15 y para  $R_\phi = 2,5 \text{ m}$ , se obtienen los siguientes valores de coordenadas (x;y) para el trazado del perfil:

X(m)	-1.73	-1.4	0	1.57	3.10	4.2	5.82	7.39
Y(m)	2.07	0.62	0	0.56	1.82	3.19	5.61	7.97

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:

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

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

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

b) Obtención de la curva de capacidad de servicio.

**Tabla3.16**

$H_e(\text{m})$	$m_0$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	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

c) Dimensionamiento de los estribos.

$$A_{est} \geq 4,41 R_\phi \quad ; \quad R_{est} = 1,5 R_\phi$$

$$A_{est} = 11,02 \text{ m} \quad R_{est} = 3,75 \text{ m}$$

### **3.5 DISEÑO HIDRÁULICO DE VERTEDORES DE PERFIL PRÁCTICO CON VACÍO DEL TIPO OVAL CON EXCENTRICIDAD $e = 2$ .**

#### **3.5.1 - Características generales.**

El cimacio oval es un perfil vertedor del tipo con vacío, que difiere del circular y del elíptico 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, 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, unos años más tarde su uso en aliviaderos regulados por compuertas, siendo introducido por primera vez en el aliviadero del Conjunto Hidráulico Cauto El Paso.

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.

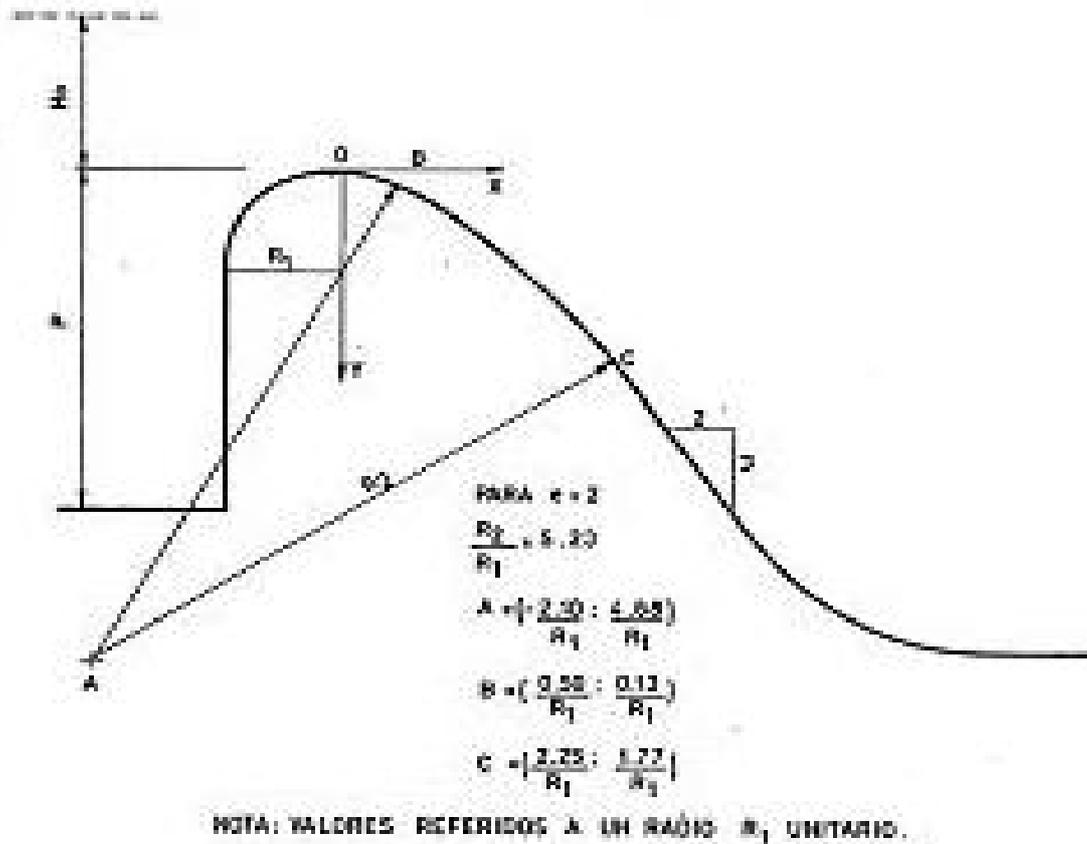
Esta situación quedó resuelta con la tesis de doctorado del Ing. Carlos O. Hernández., donde se presenta un estudio de este perfil vertedor en condiciones de trabajo de vertimiento libre y regulado por compuertas y de la cual se extrajo la información que se presenta a continuación en la presente sección. Estudios más recientes en el laboratorio de modelos del Centro de Investigaciones Hidráulicas de Ciudad de La Habana, 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 el valor científico de los mismos.

#### **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.

$$R_2 / R_1 = 1 + (e - 1) (e + 1 + e^2) \quad (3.17)$$

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) donde los valores relativos que definen su trazado se presentan en la Figura 3.14.



**Figura 3.14**

**b) Vertimiento libre sin pilas en cimacios ovals 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 ( $H_0$ ), 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 3.15 de la cual se obtiene que  $m_0 = f(H_0 / R_1, P / R_1)$  y se puede concluir que:

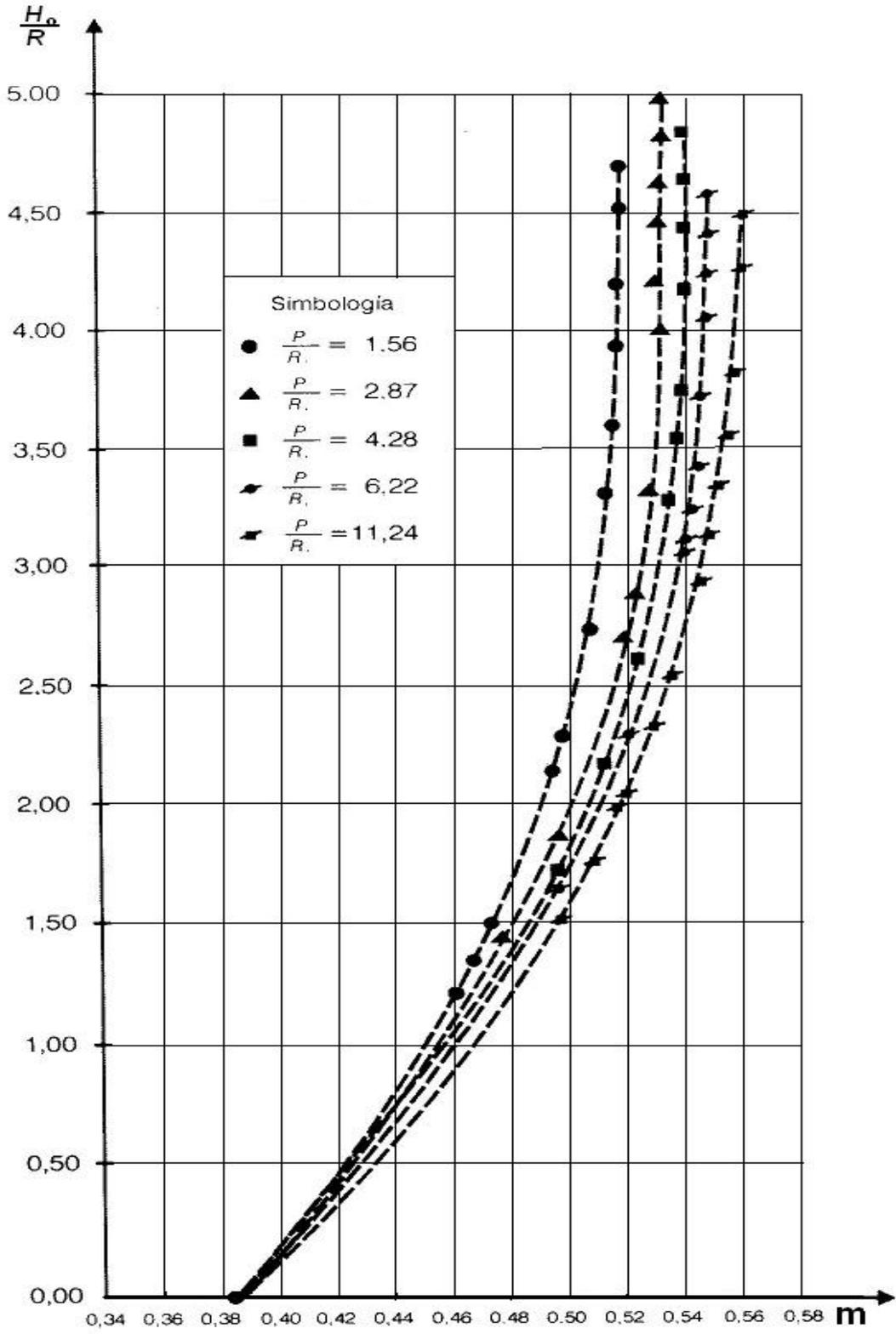


Figura 3.15

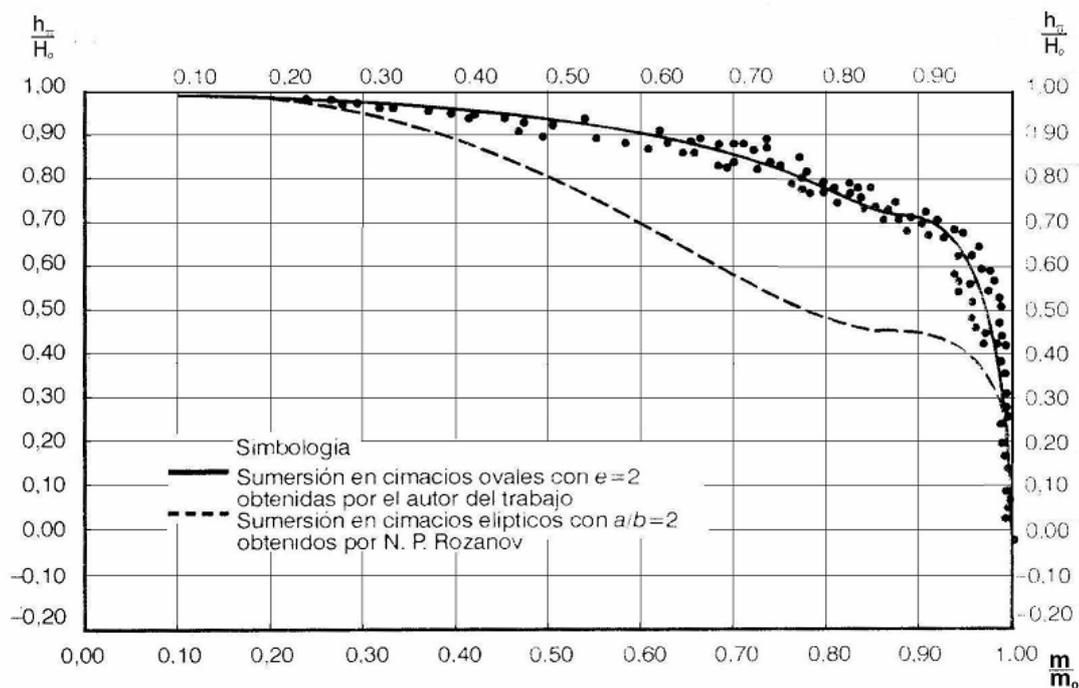
1 - A medida que aumentan las relaciones antes mencionadas aumenta el valor del coeficiente de gasto.

2 - Para valores grandes de la relación  $H_0 / R_1$  (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.

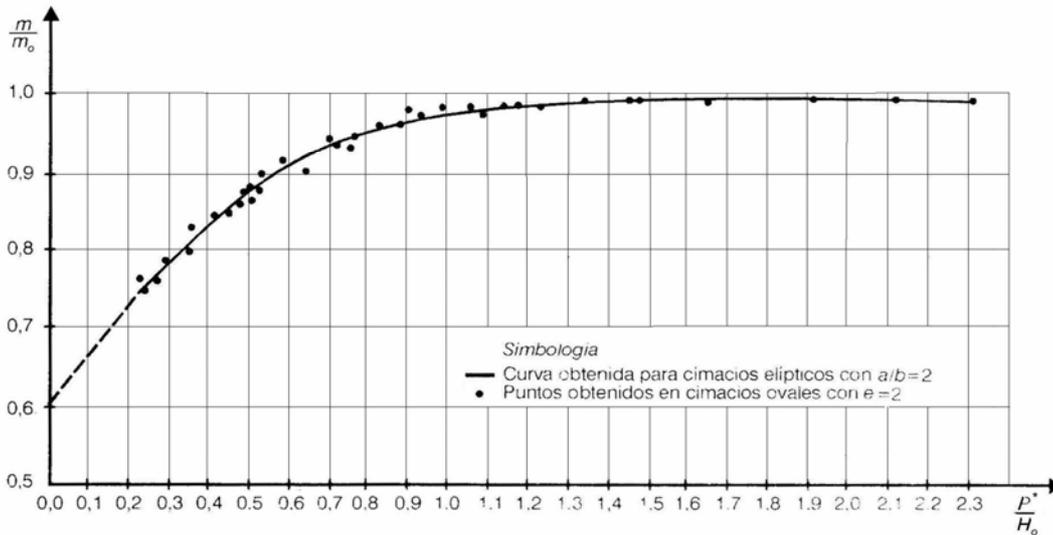
Adicionalmente se llevaron a cabo las investigaciones relativas a la influencia de las condiciones de circulación aguas abajo, altura inferior del paramento ( $P^*$ ) y el efecto de la sumersión ( $h_\pi$ ) sobre el coeficiente de gasto, obteniéndose:

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 3.16.



**Figura 3.16**

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.(Figura 3.17)



**Figura 3.17**

Por último, los resultados de las presiones se recogen en la Figura 3.18 (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. Nótese en la figura 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 ver, en las Figuras 3.18, 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.

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

Al igual que como 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  $R_1$ ), sólo 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 3.22 de la cual, el coeficiente de gasto  $m$  que se obtiene, ya tiene implícita la afectación debido a las contracciones de las pilas y los estribos, lo que implica que al sustituir este valor en la ecuación que caracteriza la descarga del vertedor (ecuación 3.18), la longitud  $L$ , que de allí se obtiene, siempre será la longitud neta y no la efectiva.

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.

Con relación al comportamiento de las presiones de vacío, ante la influencia de las pilas los resultados se recogen en la Figura 3.21, donde en cada gráfico se han ploteado convenientemente, los resultados alcanzados para la variante con pilas, medidos por el eje y al lado de la pilas, de donde se puede observar, 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 este a considerar al diseñar este tipo de obra.

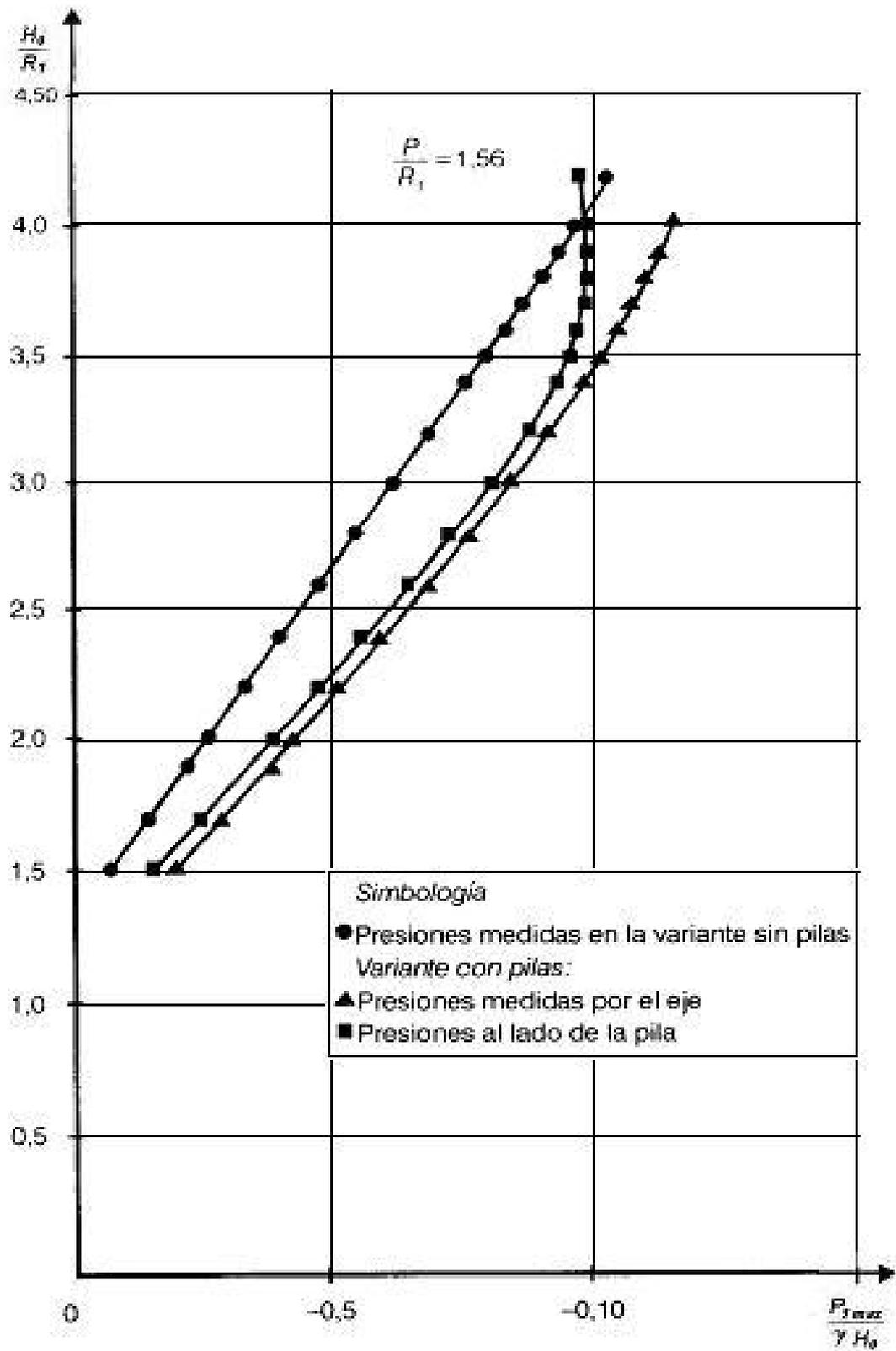
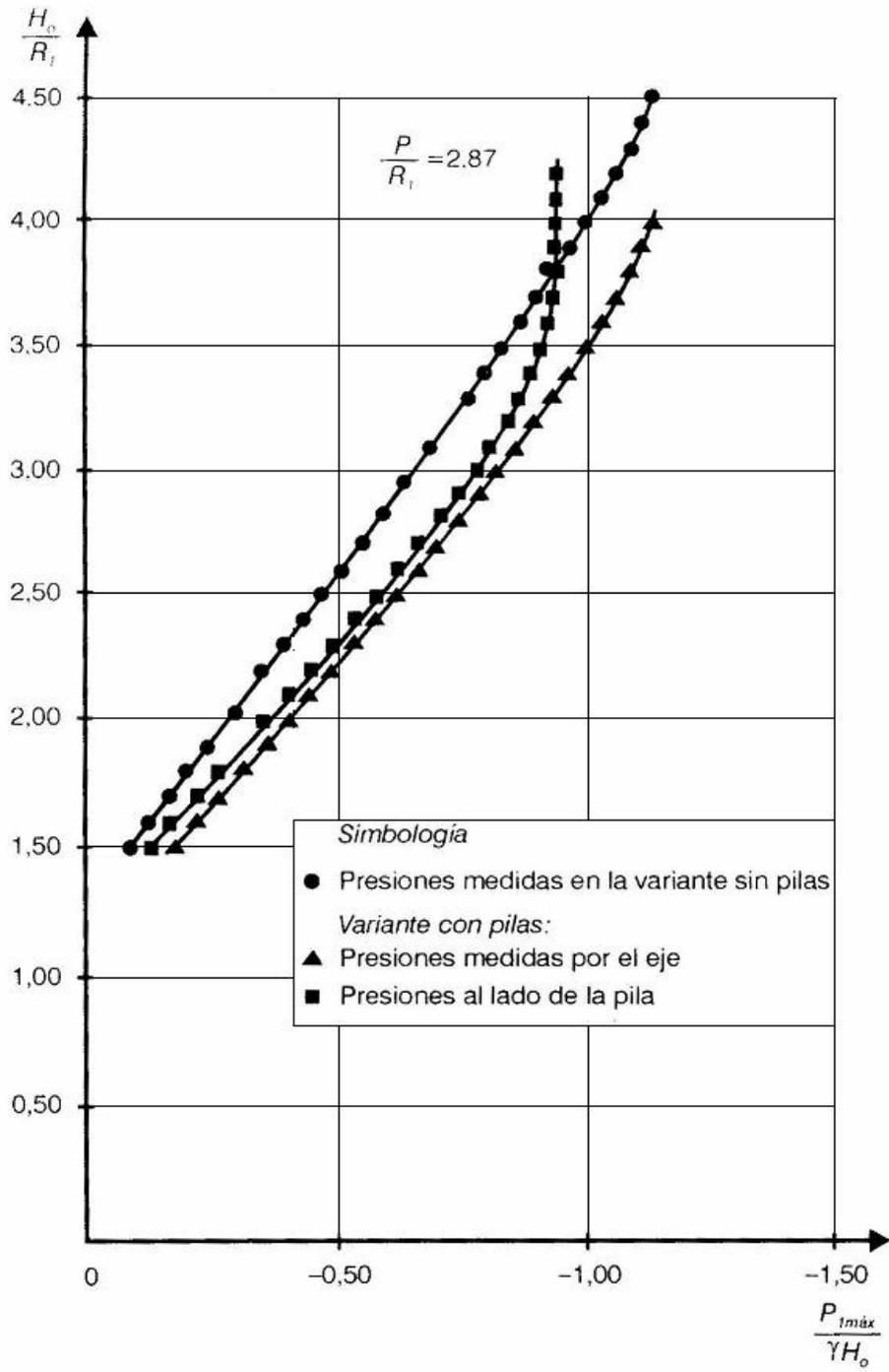
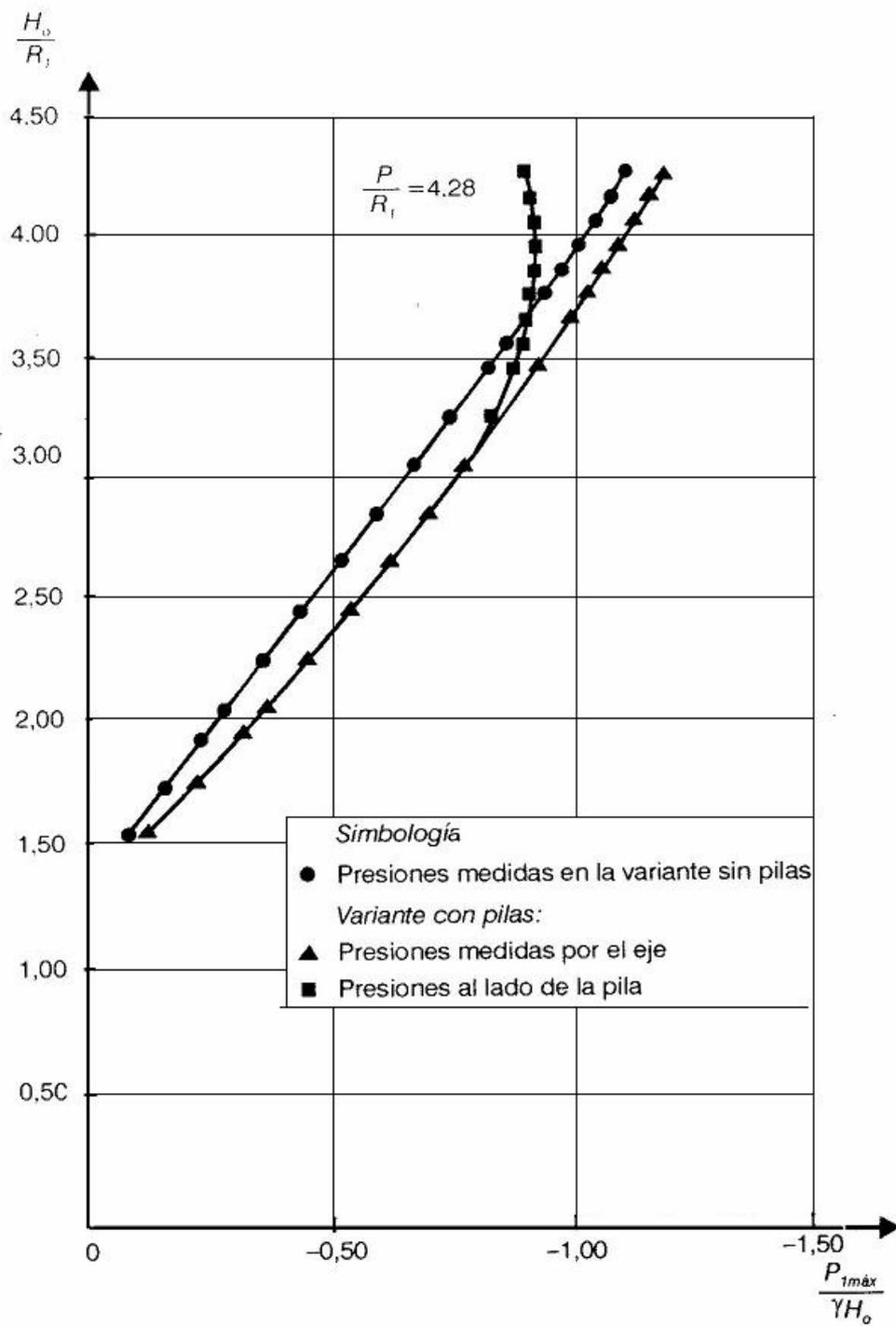


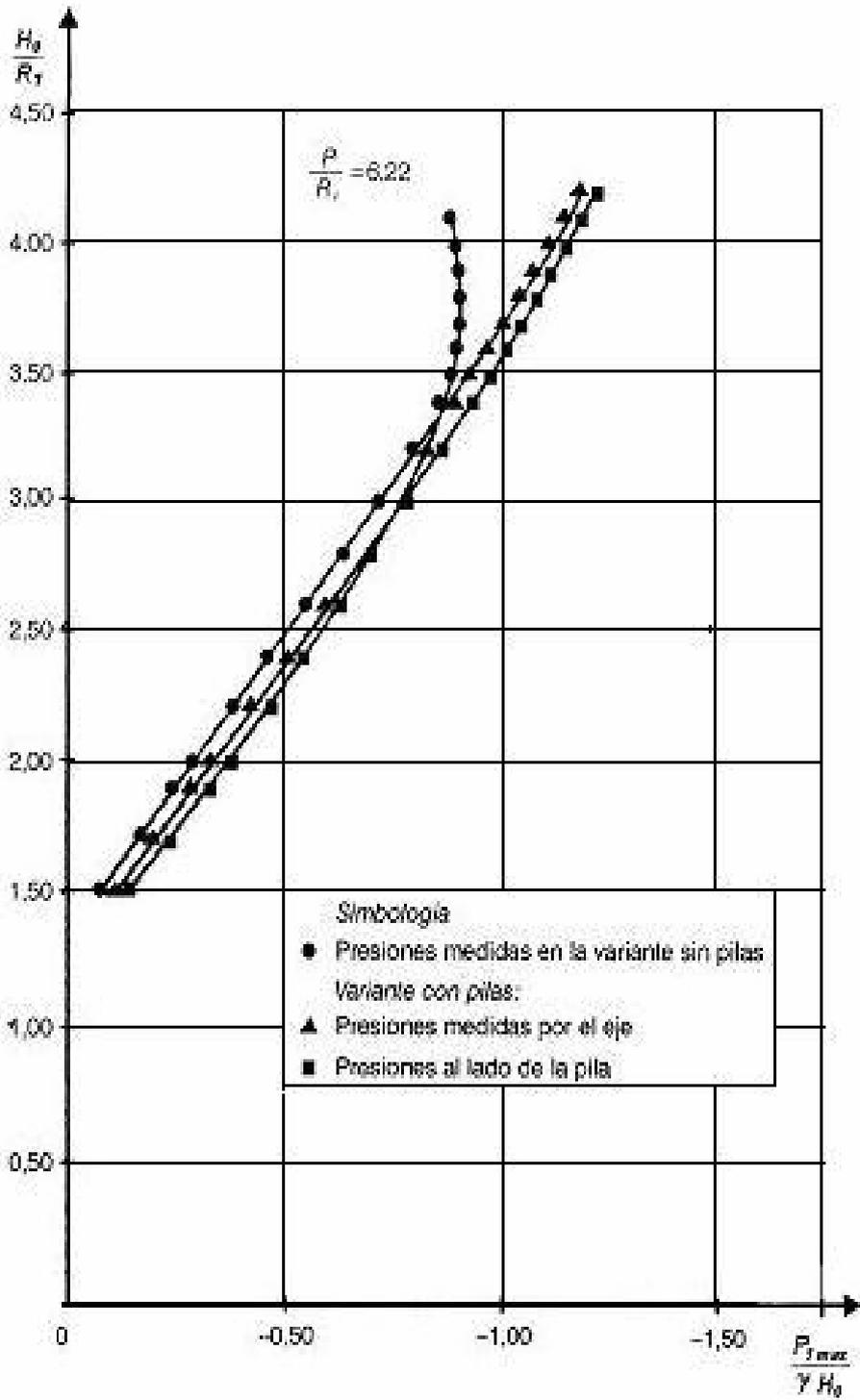
Figura 3.18a



**Figura 3.18b**



**Figura 3.18c**



**Figura 3.18d**

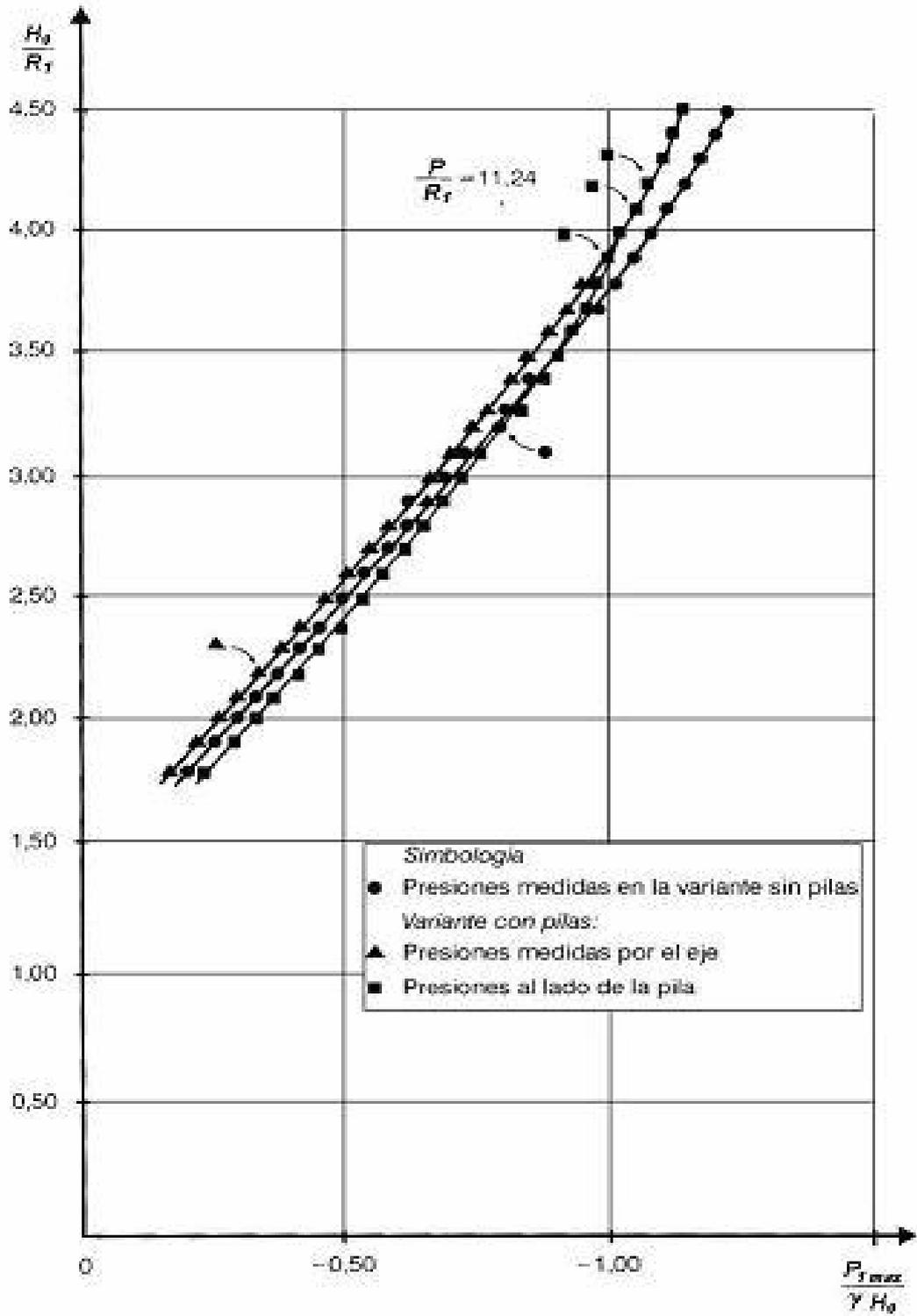


Figura 3.18e

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 del ISPJAE en aliviaderos con paramentos bajos. En el primero de los casos, se obtuvo que al colocar pilas sobre cimacios con paramentos altos, las presiones de vacío que tienen lugar en el mismo se reducen en comparación con las alcanzadas en el vertimiento libre sin pila, sin embargo, en el segundo de los casos se obtuvo 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, sólo 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 obtuvo 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 aparente contradicción, se convertía en una importante complementación. (Figura.3.18)

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 y MELSHEINER E.S.- 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 este 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 ó 7,0 m, según las estimaciones de Ajutín, podrá tener lugar sobre el mismo el fenómeno conocido como la cavitación. Los resultados obtenidos del estudio del comportamiento de las presiones de vacío, que tienen lugar al lado de la pila, se recogen en las Figuras 3.18 de las cuales se puede concluir a partir de comparar estos resultados con los alcanzadas por V.T. Chow y Melsheiner, comentados en el párrafo anterior, que los mismos sólo coinciden cuando se está en el rango de alturas de paramento superior grandes y valores de la relación  $H_0 / R_1$  menores que 3, pues cuando la altura de paramento superior es pequeña, ocurre justamente lo contrario.

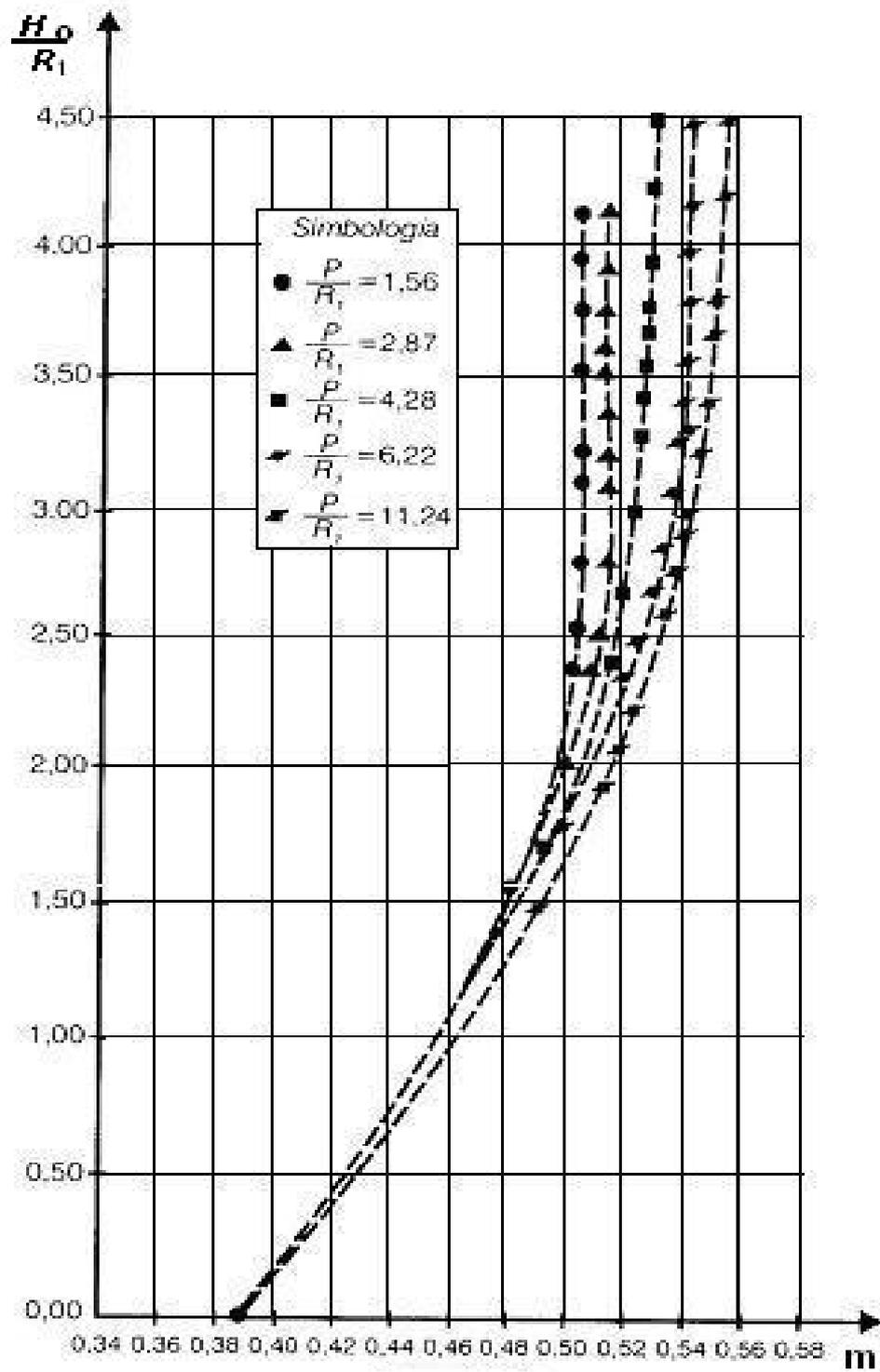


Figura 3.19

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, sólo 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, solución esta última 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 ovals 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 (Figura 3.20) pues con ello se perseguía el propósito de 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  $50^\circ$ ).

Los resultados de la capacidad de servicio se recogen en las figuras 3.2 (a, b, c, d) de la cual 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:

$$Q = m_R \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} \quad (3.18)$$

Donde:

L - Longitud neta (sumatoria de los espacios entre pilas), lo cual constituye una diferencia importante con otras secciones vertedoras en las que la longitud empleada en este tipo de ecuación es la efectiva, aspecto de sumo interés sobretodo 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 ( $m_R$ ).

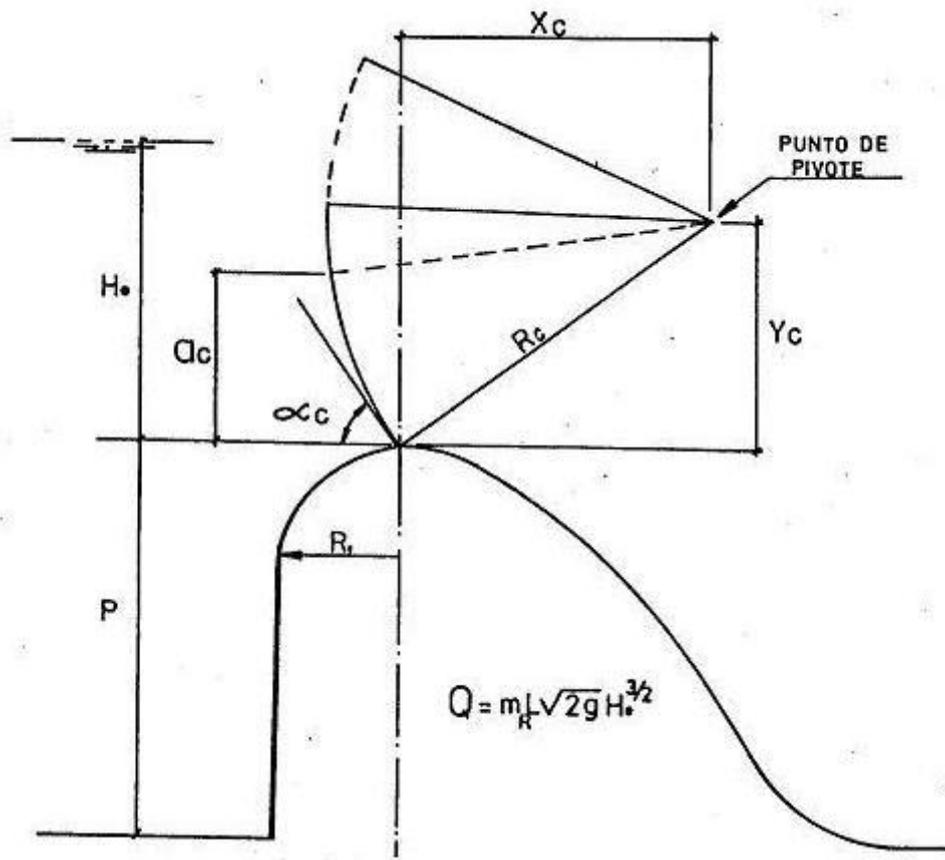


Figura 3.20

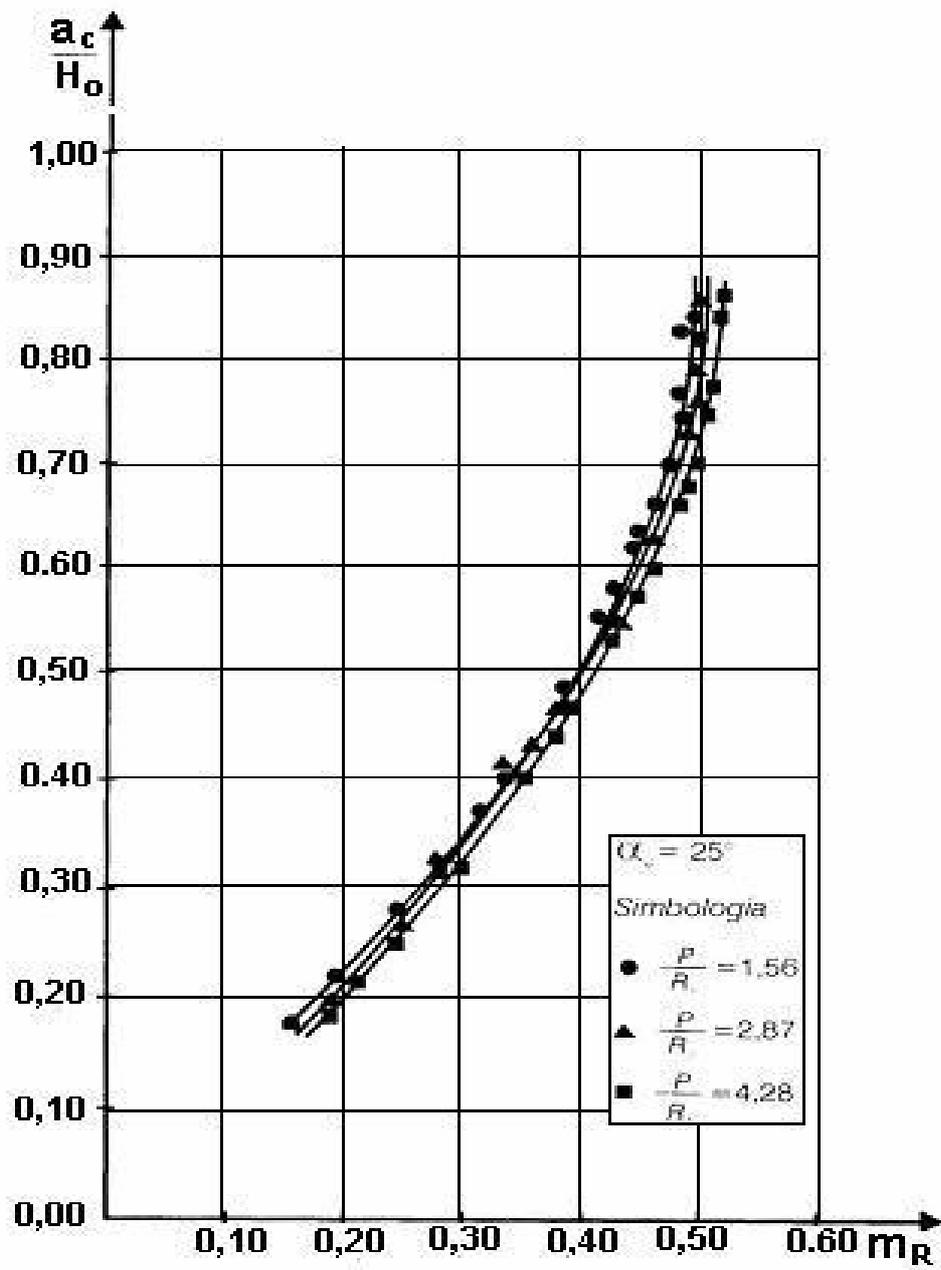


Figura 3.21a

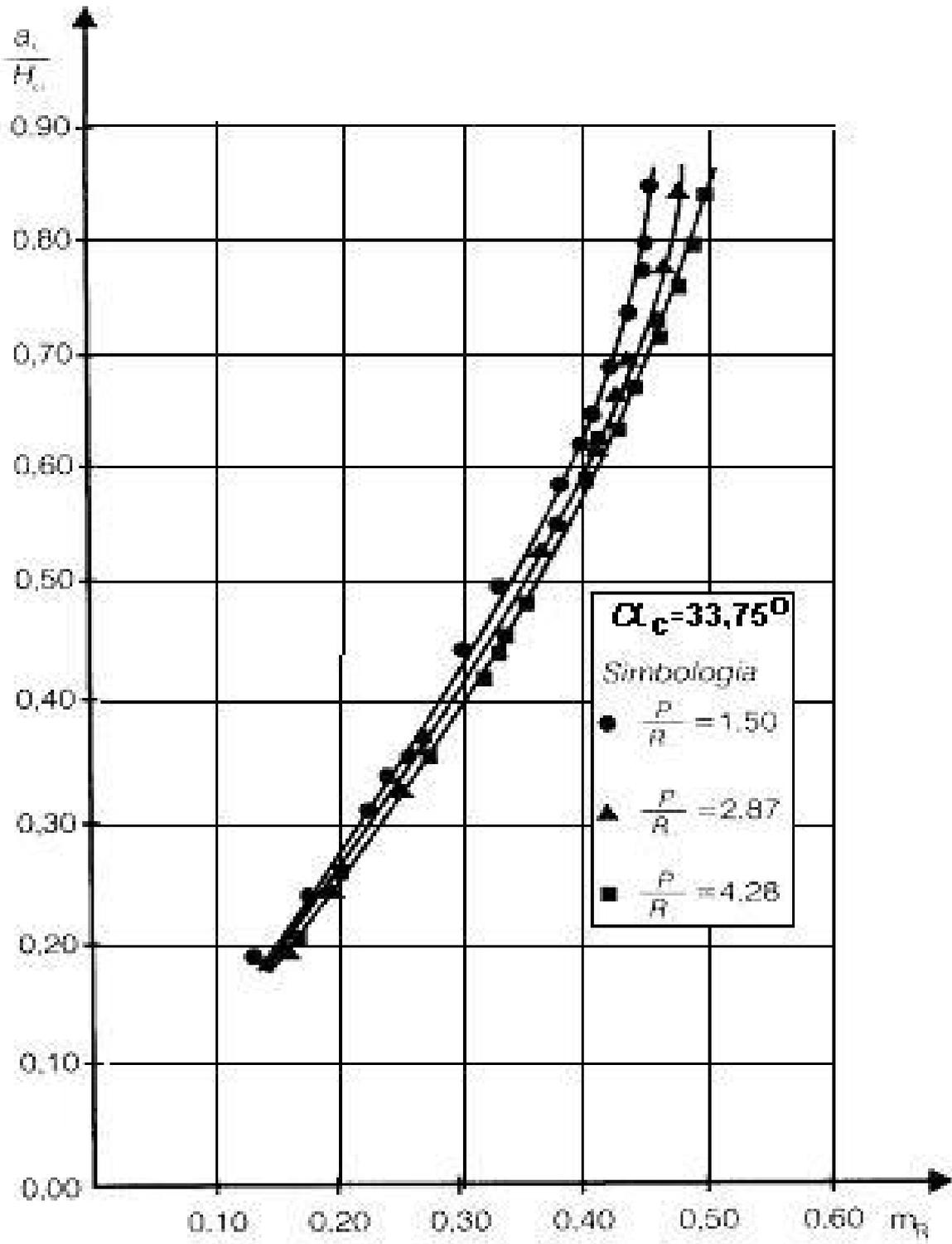


Figura 3.21b

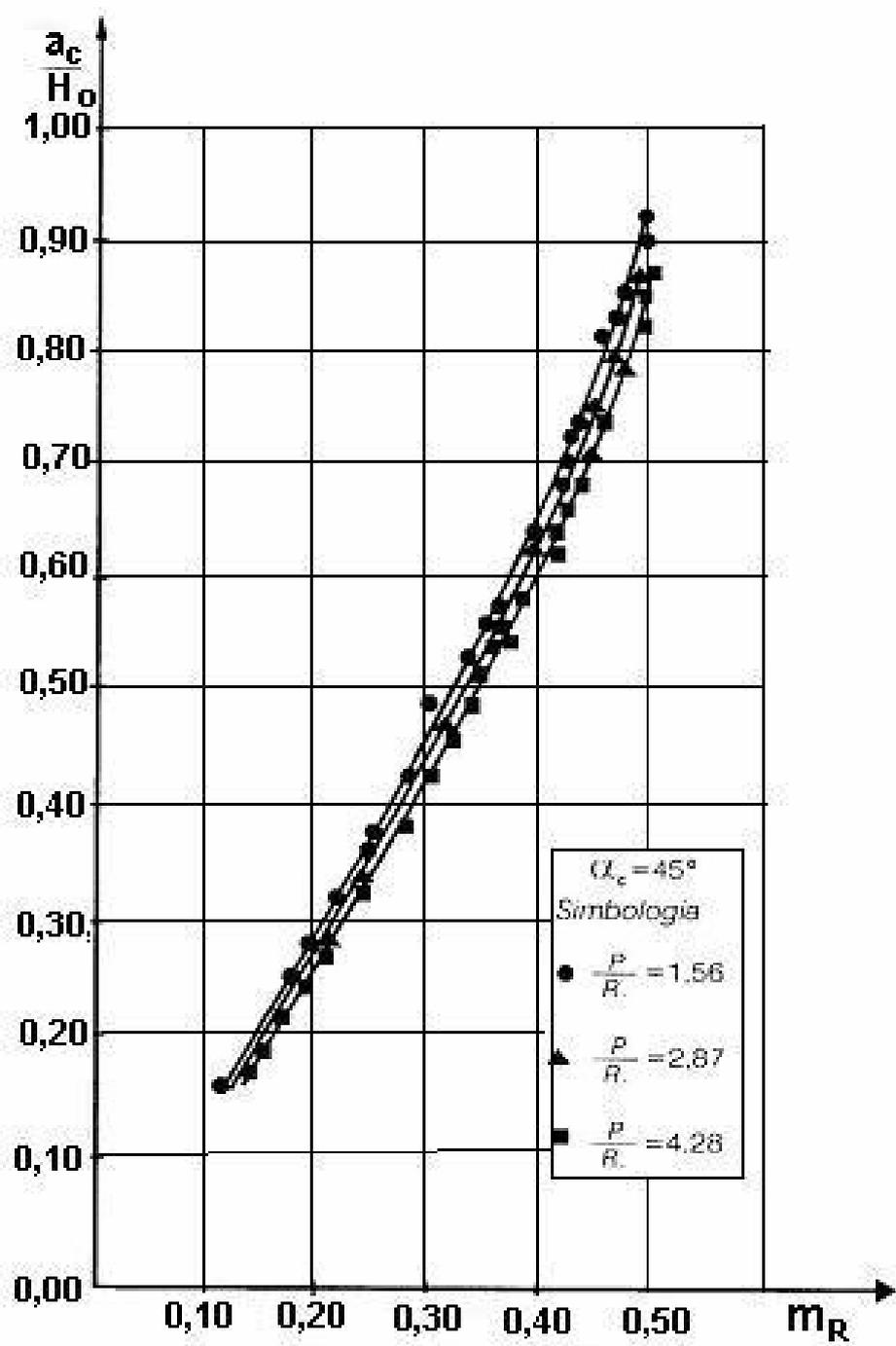


Figura 3.21c

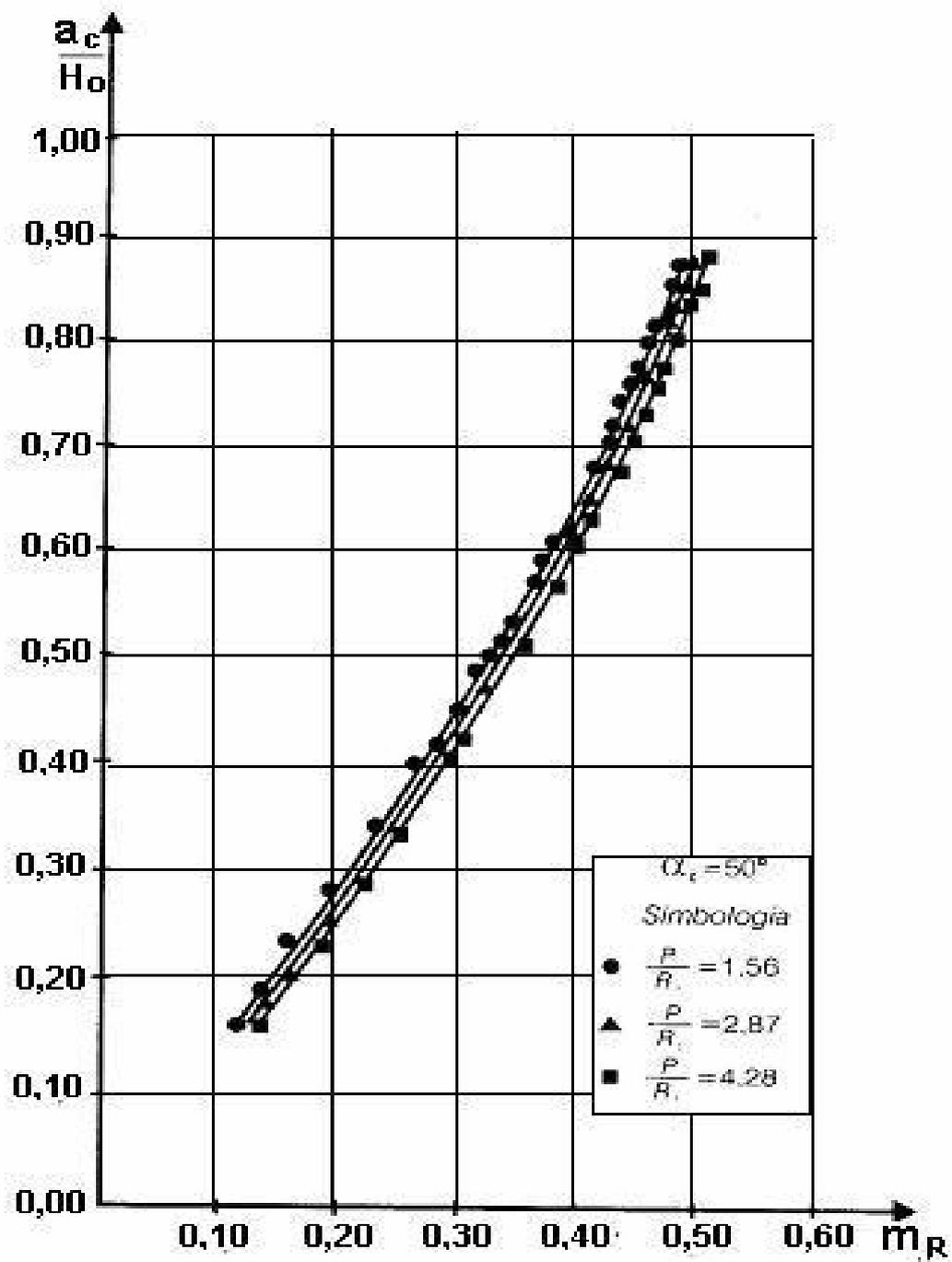


Figura 3.21d

El estudio del comportamiento de las presiones de vacío en los cimacios ovales regulados por compuertas se recoge en las Figuras 3.22 (a, b, c y d) 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 cuál es entre ambos 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 3.22 (a), donde se observa que 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 3.22 (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.

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, éstas sean de tajamar redondo aguas arriba y cumplan con los requisitos siguientes:
  - a) La prolongación de las mismas hacia aguas arriba, medidas a partir de la cresta del cimacio vertedor ( $A_{pila}$ ) se determina por medio de la siguiente expresión:

$$A_{pila} / R_1 = 2 + 0,41 e \quad (3.19)$$

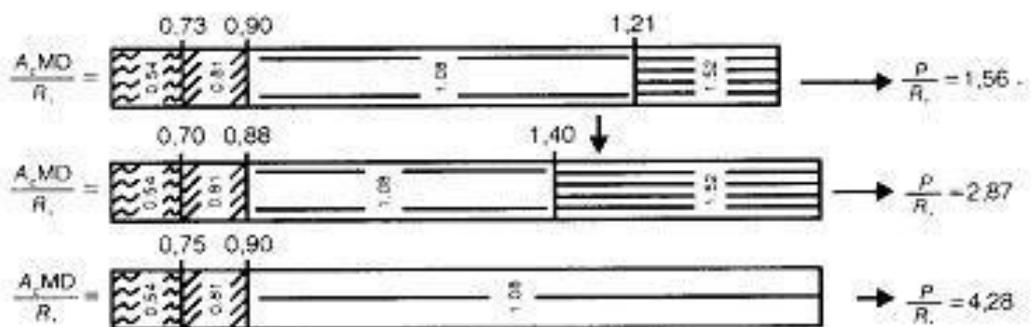
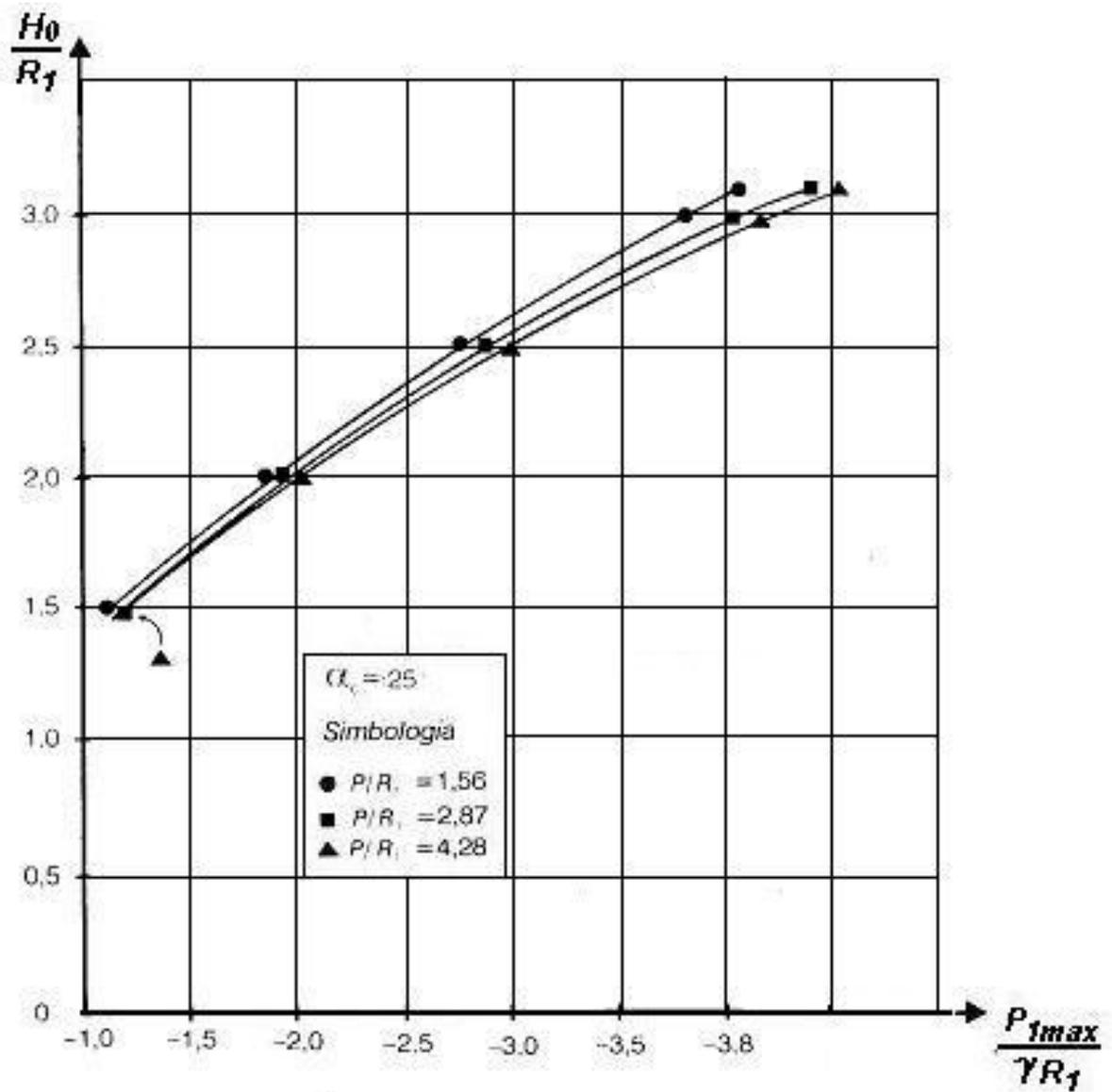


Figura 3.22a

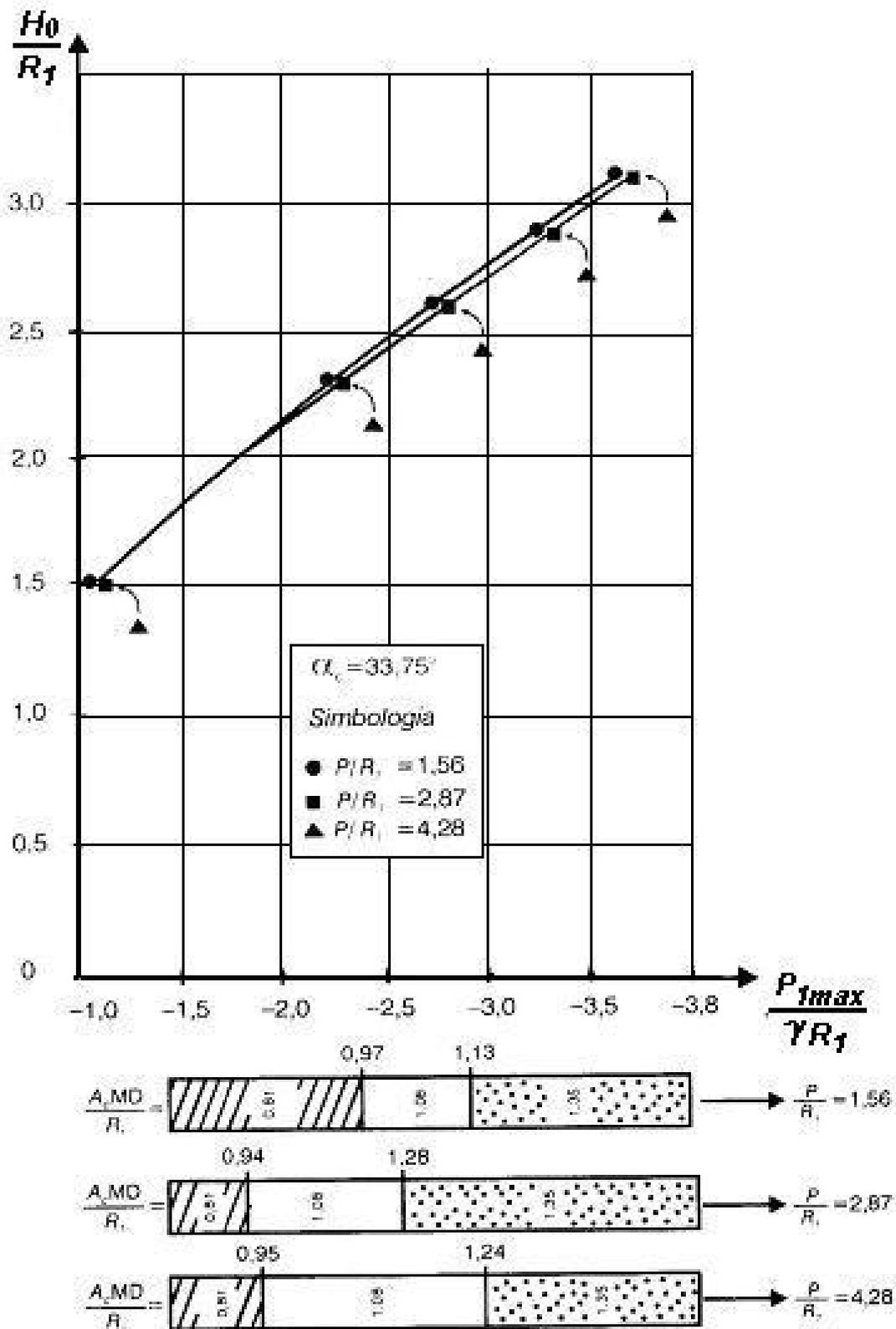


Figura 3.22b

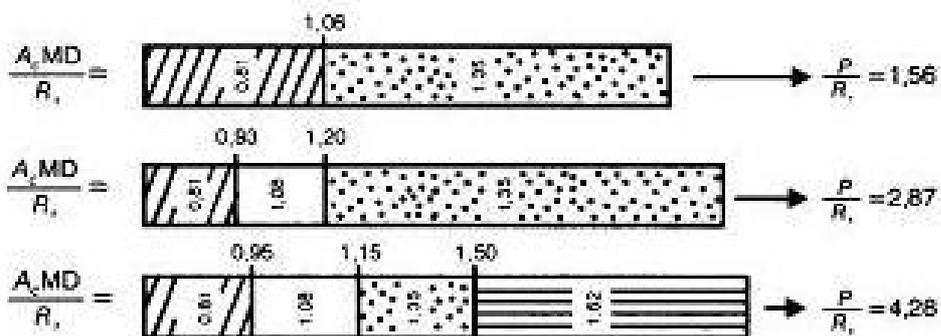
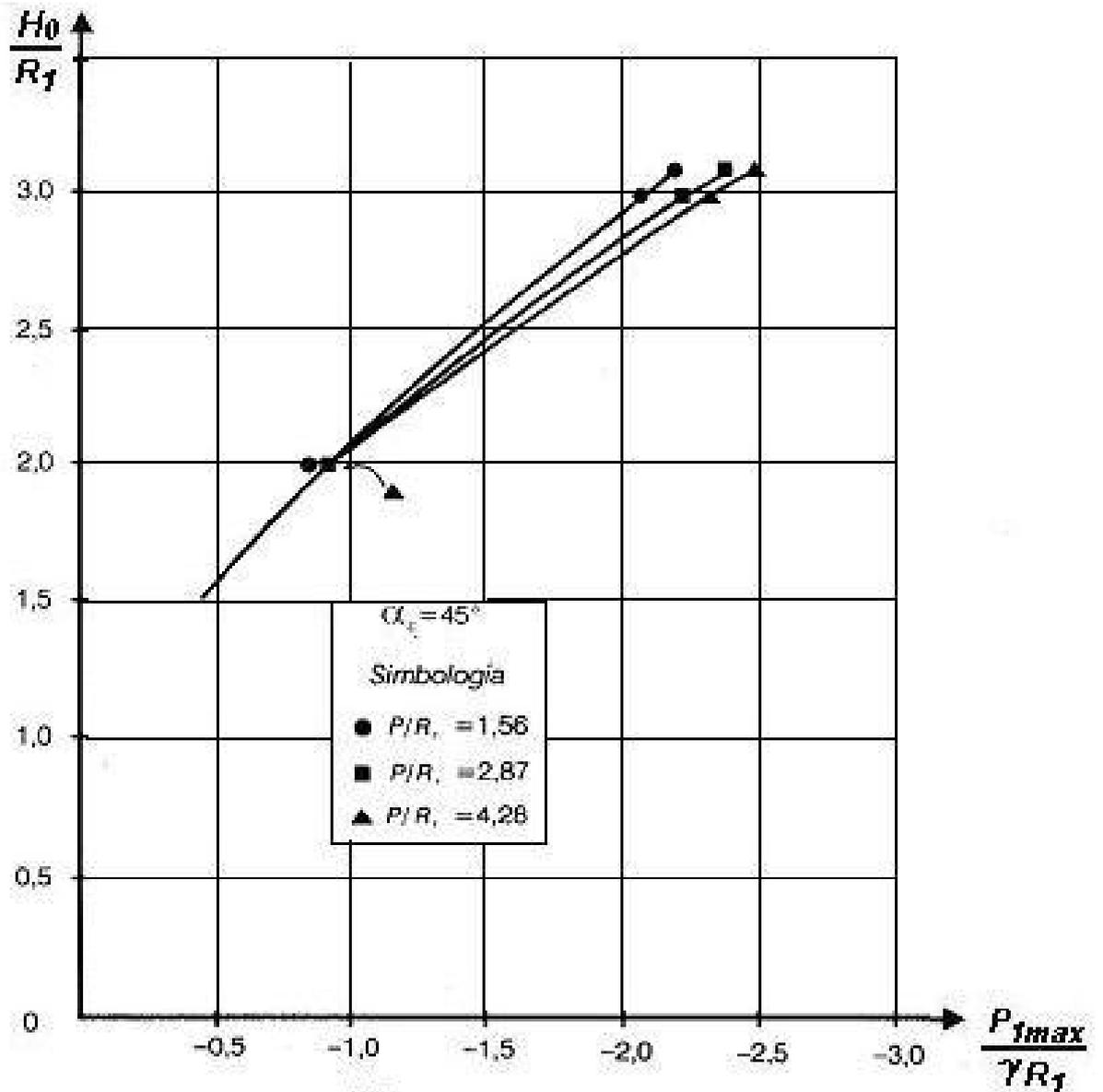


Figura 3.22c

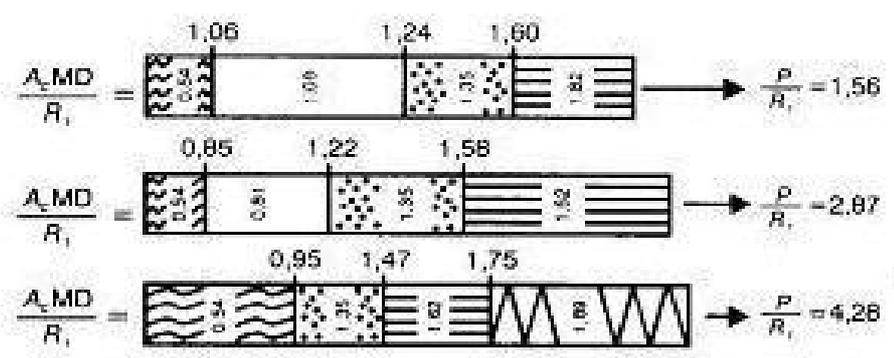
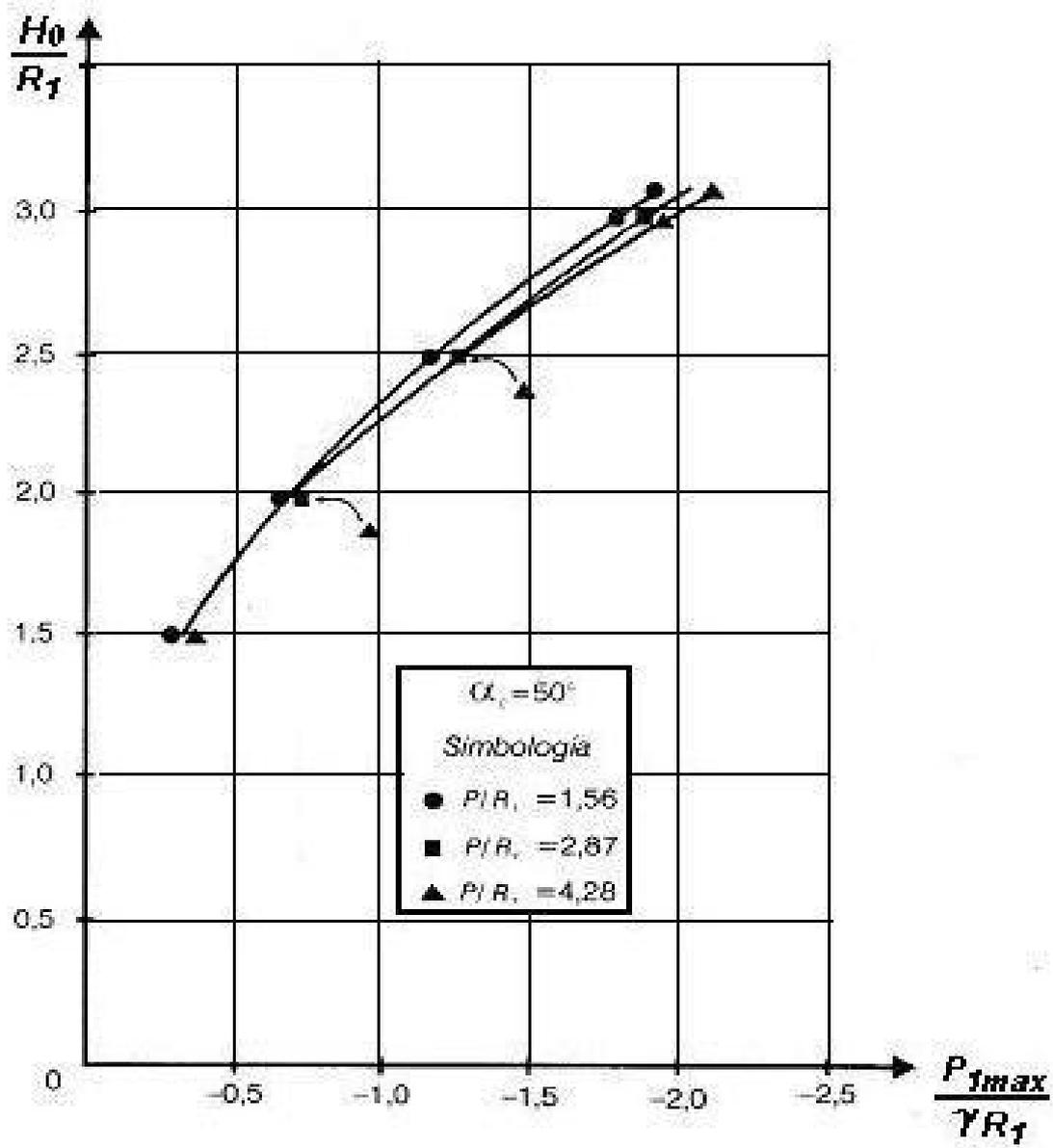


Figura 3.22d

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 planas a una distancia del paramento superior ( $A_{caj}$ ), mayor o igual a:

$$A_{aj} / R_1 = 0,85 \quad (3.20)$$

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:

$$\frac{b_1}{b_1 + d_1} = 0,83 \quad (3.21)$$

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:

$$A_{est} / R_1 = 4,15 + 1,16 e \quad (3.22)$$

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

$$R_{est} / R_1 = 1,07 + 0,43 e \quad (3.23)$$

Ver las figuras 3.23 y 3.24 para detalles acerca de los términos recién definidos.

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

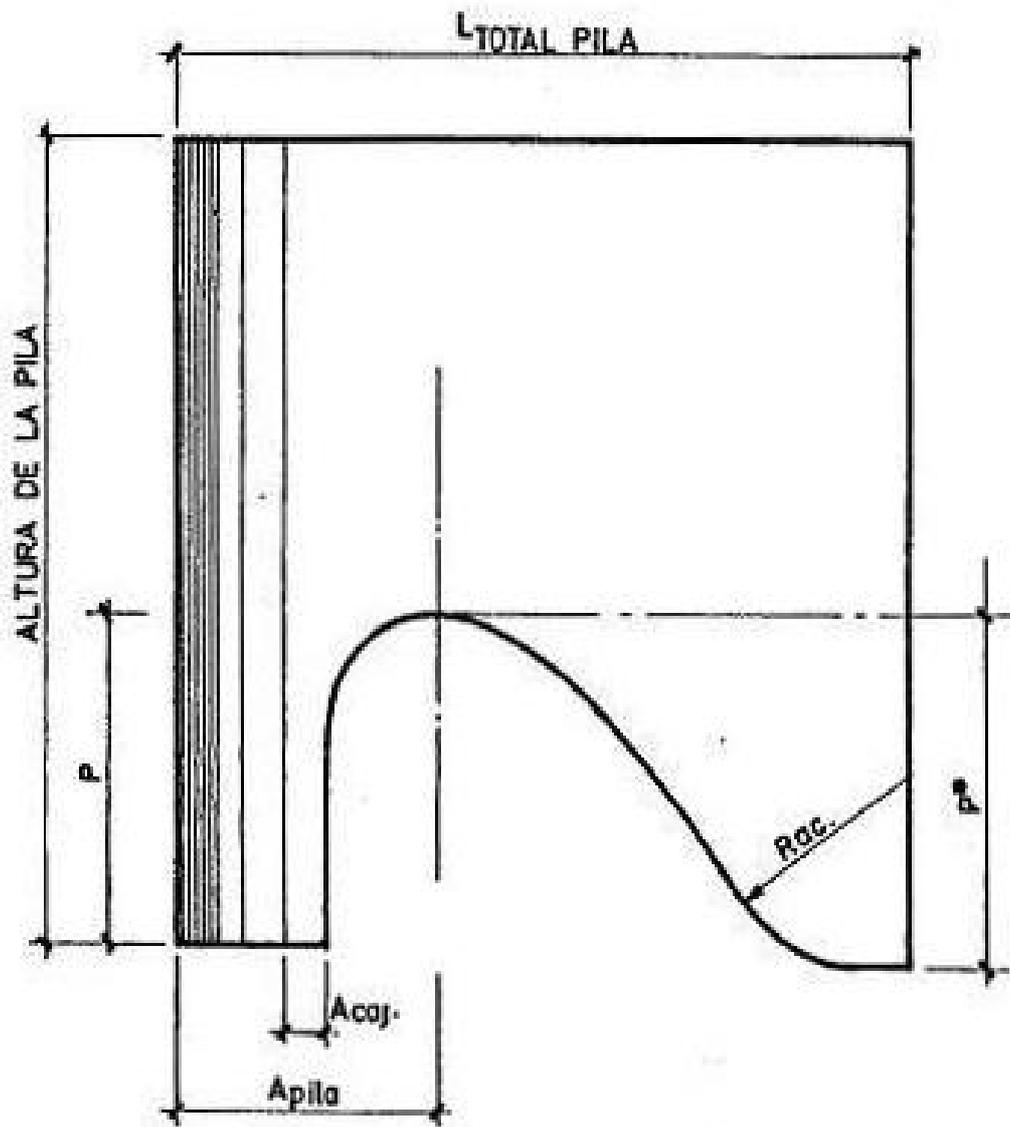
a) Sean compuertas de segmento apoyadas sobre la cresta.

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

$$X_c = R_c \text{ sen } \alpha_c \quad (3.24)$$

$$Y_c = R_c \text{ cos } \alpha_c \quad (3.25)$$

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  $50^\circ$ ). (Figura 3.22)



NOTA: LAS DIMENSIONES SE DAN EN METROS.

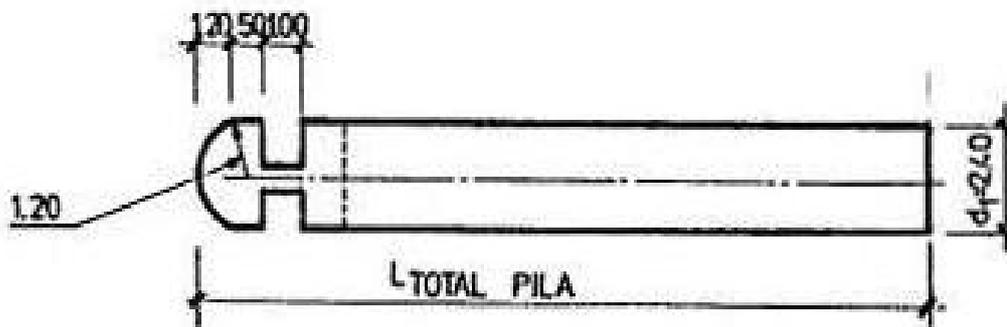
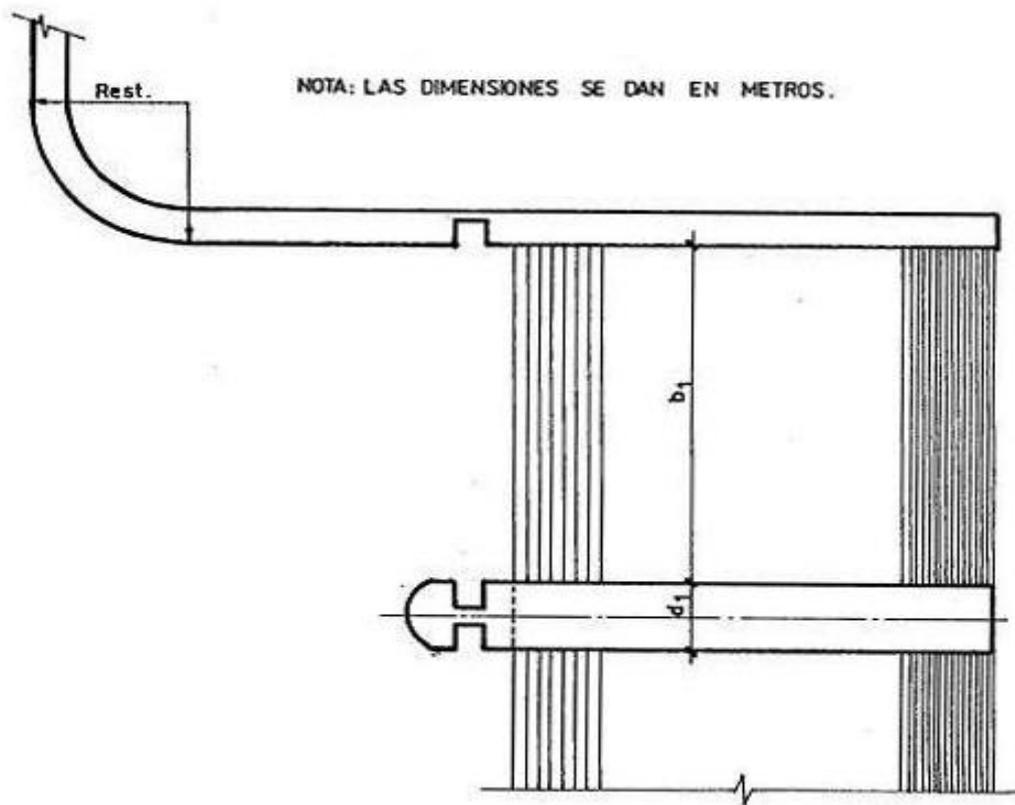
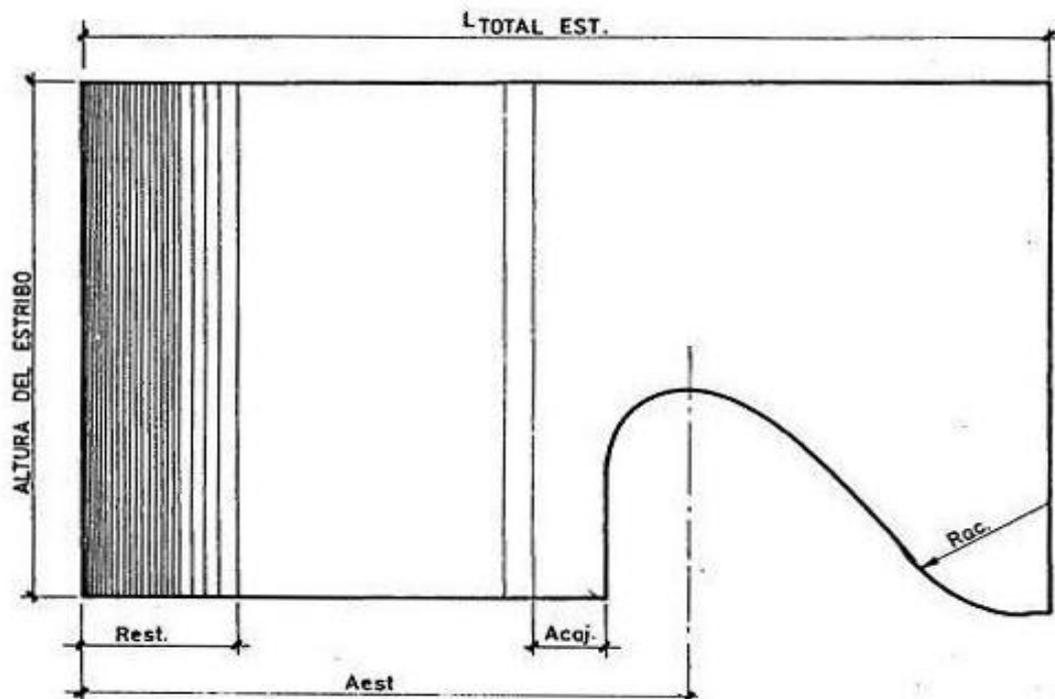


Figura 3.23



**Figura 3.24**

### 3.5.2 Metodología para el diseño de cimacios ovales 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 ( $P_{1max} / H_0$ ) 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 ( $\sigma_0$ ).

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

c) Entrando con el valor anterior ( $P_{1max} / H_0$ ) en la Figura 3.18 (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 estos 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 ( $P$ ). De acuerdo a 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 al escoger el valor de  $P$ , que el mismo coincida con alguno de los obtenidos de la figura 3.18 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 3.15 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:

$$m = m_0 * \sigma(P^* / H_0) * \sigma(h_\pi / H_0) \quad (3.26)$$

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

- Efecto de la altura del paramento inferior.

De la Figura 3.17, con el valor de  $P^*/H_0$ , se obtiene  $\sigma(P^*/H_0)$ .

- Efecto del tirante de circulación aguas abajo.

De la Figura 3.16, 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 3.14 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 realizado en el 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 entra en la Figura 3.18 (a, b, c, d) 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 que se presentan en el punto 3.5.1.e (Límites de aplicación de los resultados).

#### Ejemplo de cálculo para el diseño de cimacios ovals 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  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$  bajo una carga hidráulica total de 7 m. Se conoce además que debido a las condiciones topográficas existentes, la longitud vertedora no puede ser superior a los 40 m y que la cresta del cimacio vertedor será ubicada en la cota 50 m, mientras que el fondo del canal de acceso, no deberá ser ubicado en una cota inferior a la 46 m. Por último se sabe que

el pie del cimacio será ubicado en la cota 44 m y que a partir de éste el régimen de circulación aguas abajo será supercrítico.

Solución:

1.- Características geométricas.

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

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

1. Entrando en la Figura 3.18 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 siguiente tabla:

**Tabla3.17**

<b>P / R<sub>1</sub></b>	<b>H<sub>0</sub> / R<sub>1</sub></b>	<b>R<sub>1</sub></b>	<b>P</b>
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 que por consiguiente a partir de este momento los resultados que se obtendrán, serán los relativos a la curva correspondiente a la relación  $P / R_1 = 1,56$  m.

2- Coeficiente de gasto y longitud de cresta.

Entrando en la Figura 3.15 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:

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

pues 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 3.17 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 3.14 y a partir del valor de  $R_1 = 2,17 \text{ m}$ , 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:  $R_{ac} = P^*/2 = 3,00 \text{ m}$ ; expresión recomendada para valores de  $P^* \leq 10,00 \text{ m}$ .

b) Capacidad de servicio.

Siguiendo el procedimiento análogo al realizado en el punto 2 de este ejemplo, en la tabla que a continuación se muestra aparecen los coeficientes de gasto  $m$ , para cargas diferentes a las del proyecto ( $H_0 = 7,00 \text{ m}$ ).

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 3.18.

**Tabla3.18**

No	H <sub>0</sub> (m)	P/R <sub>1</sub>	H <sub>0</sub> /R <sub>1</sub>	m <sub>0</sub>	P*/H <sub>0</sub>	σ(P*/H <sub>0</sub> )	σ(h <sub>π</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

### 3.5.3 - 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 entrar en la misma Figura 3.18, pero en este caso en 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 entrar en la Figura 3.19 para obtener el valor del coeficiente de gasto nominal m<sub>0</sub>; es importante recordar que dicho valor ya tiene implícito la afectación debida a 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 3.16 y 3.17, pues como se muestra de 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 la misma 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, sólo 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 3.5.1 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  $1200 \text{ m}^3/\text{s}$  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 los 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.

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

Suponiendo una presión máxima de vacío:

$$\frac{P_{1\max}}{\gamma} = 5,0\text{m}$$

se tiene que:

$$\frac{P_{1\max}}{\gamma H_0} = \frac{5,00}{6,50} = 0,77$$

Entrando en la Figura.3.18 d con la relación  $\frac{P_{1\max}}{\gamma H_0} = 0,77$ , 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 que sigue a continuación:

**Tabla 3.19**

$P / R_1$	$H_0 / R_1$	$R_1$	$P$
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  $H_0 / R_1$  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 a 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 éste momento, los resultados que se obtendrán, serán los relativos a la curva correspondiente a la relación  $P / R_1=1,56$ .

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

Entrando en la Figura 3.19 con las relaciones  $H_0 / R_1 = 2,8$  y  $P / R_1=1,56$  se obtiene que  $m_0=0,504$ , ahora bien, se conoce que el coeficiente de gasto se obtiene a partir del siguiente producto múltiple:

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

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  $\sigma(P^* / H_0)$ , sabiendo que  $P^* = 7,00$  m  
De la Figura 3.17 se obtiene que para una relación de  $P^*/H_0=1,08$  y  $e=2$  el valor de  $\sigma(P^* / H_0)=1$

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:

$$m = 0,504 \cdot 1 \cdot 1 = 0,504$$

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

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

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

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:

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

Como se puede ver del cálculo anterior, se requieren de 2 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 2 pilas:

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

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

$$d_1 = 0,2 * b_1 = 2,16 \text{ m}$$

Por último la longitud total del aliviadero será igual a:

$$L_t = L^1 + N_{\text{pilas}} * d_1$$

$$L_t = 36,75 \text{ m}$$

#### 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 éste acápite, que son las correspondientes al vertimiento libre con pilas. También se deben añadir los requerimientos relativos a las pilas.

#### **3.5.4 - Metodología para el diseño de cimacios ovales 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.

Pudiéndose 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.

Adicionalmente a 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 que deben seguirse 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

$$(h_{\text{vac. max}} = 5,0 - 7,0 \text{ m}).$$

b) Cálculo del coeficiente de vacío ( $\sigma_0 = \frac{P_{1\max}}{\gamma H_0}$ ).

c) Usando la Figura 3.18 para la relación de vacío calculada en el paso anterior ( $\sigma_0$ ) 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 éstos deben ser menores que 3,6 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 3.5.2, 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 del paso anterior.

a) El valor del coeficiente de gasto se obtiene de la Figura 3.19. Se debe tener en cuenta para este caso, lo planteado en el punto 2 de la metodología que aparece en el epígrafe 3.5.3.

b) Conocidos los valores de  $H_0$  y m, así como el de la longitud neta que es dato, pues no se conocen el número de orificios y 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 para el cual no ocurre la 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  $\alpha_c$ , disminuyen 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 éste sea menor de  $50^\circ$ , estará en manos del proyectista.

Para resolver este problema, se debe entrar en la Figura 3.22 con las relaciones  $P / R_1$  y  $H_0 / R_1$ , siendo el valor de  $H_0$  en este caso, 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 desventajosa.

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  $\frac{P_{1\max}}{\gamma}$ .

## 3) Conclusiones del diseño.

### a) Dimensionamiento del perfil del cimacio.

De la Figura 3.14 y a partir del valor de  $R_1$ , se obtiene el dimensionamiento definitivo del perfil del cimacio.

### b) Dimensionamiento de las pilas.

El mismo se hará sobre la base de los requerimientos que se presentan en el epígrafe 3.5.1.

### 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.

De forma análoga a como se hizo en el 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 3.21 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 ( $a_c$ ) 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 valor de la abertura de compuerta y la cota hasta el NAN.

Los resultados de la capacidad de servicio para ambos vertimientos, se recogen en un sólo gráfico de  $H_0$  vs  $Q$ , donde aparecerá una curva que parte del origen de coordenadas, que es la correspondiente al vertimiento libre, a partir de 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 del mismo 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:

$$\frac{P_{1\max}}{\gamma H_0} = 5,60 / 7,50 = 0,75$$

Entrando en la Figura.3.18 a, b, c ó d del presente capítulo, con  $\frac{P_{1\max}}{\gamma H_0} = 0,75$ , se obtiene de la curva de máxima presión de vacío, ya sea por el eje o al lado de la pila, la relación  $H_0 / R_1$  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 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:

**Tabla 3.20**

<b>P / R<sub>1</sub></b>	<b>H<sub>0</sub> / R<sub>1</sub></b>	<b>R<sub>1</sub></b>	<b>P</b>
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 de la tabla anterior los valores de la relación  $H_0 / R_1$  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 a que la altura del paramento superior no puede ser mayor que 8,00 m. Ahora sólo queda comprobar cual de ellas cumple con la restricción de evacuar el gasto de 4450 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<sub>1</sub> antes mencionadas.

Entrando en la Figura 3.19 con las relaciones  $H_0 / R_1$  correspondientes, que aparecen en la tabla a continuación, se obtienen los valores de coeficiente de gasto que se presentan en dichas tabla.

**Tabla 3.21**

$H_0 / R_1$	$P / R_1$	$m_0$
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:

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

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

$$P^* = 100,00 - 92,00$$

$$P^* = 8,00 \text{ m}$$

De la Figura 3.17 se tiene que para una relación de  $P^*/H_0 = 1,07$ , el valor de  $\sigma(P^*/H_0) = 0,997$

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

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 siguiente:

**Tabla 3.22**

$H_0 / R_1$	$P / R_1$	$m$	$Q (\text{ m}^3 / \text{ s})$
2.75	1.56	0.502	4385.01
2.84	2.87	0.512	4454.89

Como se puede ver de la tabla anterior, la relación  $P / R_1 = 2,87$  es la única que satisface la restricción de evacuar el gasto de  $4450 \text{ m}^3 / \text{ s}$  con una carga de  $7,50 \text{ m}$ , lo cual evidencia que a partir de este momento en este diseño la altura del paramento superior será de  $7,58 \text{ m}$ , el radio  $R_1$  igual a  $2,64 \text{ m}$  y por consiguiente todos los resultados que se obtendrán, serán los relativos a la curva cuya relación  $P / R_1$  es igual a  $2,87$ .

2- Análisis del vertimiento regulado.

2.1- Obtención de las máximas presiones de vacío.

Luego del análisis del vertimiento libre y 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, para los cuales no ocurre la cavitación.

De la figura 3.19 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  $H_0 / R_1 = 2,31$  y  $P / R_1 = 2,87$  seleccionadas en el vertimiento libre, los resultados alcanzados se recogen en la siguiente tabla:

**Tabla 3.23**

$\alpha_c$	$h_{vac. max.}$	$a_c$
(°)	(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 mencionado en relación con el vacío admisible y teniendo en consideración de 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 3.14 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 10,00m.

#### c) 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 ( $A_{ca}$ )

$$A_{caj} / R_1 = 0,85$$

$$A_{caj} = 2,24 \text{ m}$$

- 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  $A_{estr}$

$$A_{estr} / R_1 = 4,15 + 1,16 e$$

$$A_{estr} = 17,08 \text{ m}$$

c) Cálculo de las coordenadas de ubicación del punto de pivote de las compuertas.

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

$$X_c = 9,00 \text{ sen } 33,75^\circ$$

$$X_c = 5,00 \text{ m}$$

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

$$Y_c = 9,00 \text{ cos } 33,75^\circ$$

$$Y_c = 7,48 \text{ m}$$

d) Cálculo de la capacidad de servicio

- Vertimiento libre

De forma análoga a como se hizo en el 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 ( $H_0 = 7,50$  m). A continuación en la siguiente tabla se recogen los resultados obtenidos.

- Vertimiento regulado

**Tabla 3.24**

$H_0$ (m)	$H_0/R_1$	$m_0$	$\sigma(P^*/H_0)$	$\sigma(h_\pi/H_0)$	$m$	$Q(m^3/s)$
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 3.21 b, para las aberturas de compuertas ( $\alpha_c$ ) y cargas ( $H_0$ ) que a continuación se muestran en la siguiente tabla se obtienen los siguientes resultados:

**Tabla 3.21**

$a_c$ (m)	$\alpha_c = 33.75^\circ$ $P / R_1 = 2.87$						
	$H_0$ (m)	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
	$Q(m^3/s)$	336	421	552	667	761	813
	$H_0$ (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
	$Q(m^3/s)$	792	950	1191	1389	1481	1563
	$H_0$ (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
	$Q(m^3/s)$	1337	1565	1746	1902	2030	2188
	$H_0$ (m)	5.00	5.50	6.00	-	-	-
4.00	$m$	0.471	0.455	0.430	-	-	-
	$Q(m^3/s)$	2240	2496	2688	-	-	-

# **CAPITULO IV**

## **TRANSICIONES**

### **4.1 Aspectos generales sobre las transiciones.**

#### **4.1.1 Definición de transiciones.**

Las transiciones son aquellas estructuras que se ubican en el aliviadero entre el cimacio y la rápida, de las cuales se puede prescindir o no, en dependencia de las dimensiones del vertedor.

El uso de las transiciones en un aliviadero, está determinado por la necesidad de reducir los costos de construcción de los aliviaderos que presentan grandes longitudes vertedoras, ya que de mantenerse estas en la restantes partes del aliviadero aguas abajo, se originarían grandes volúmenes de excavación y de hormigón.

#### **4.1.2.- 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 siempre colocar una transición de planta curvilínea para de esta forma lograr la transformación del flujo radial a la entrada en axial a la salida.

- 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.

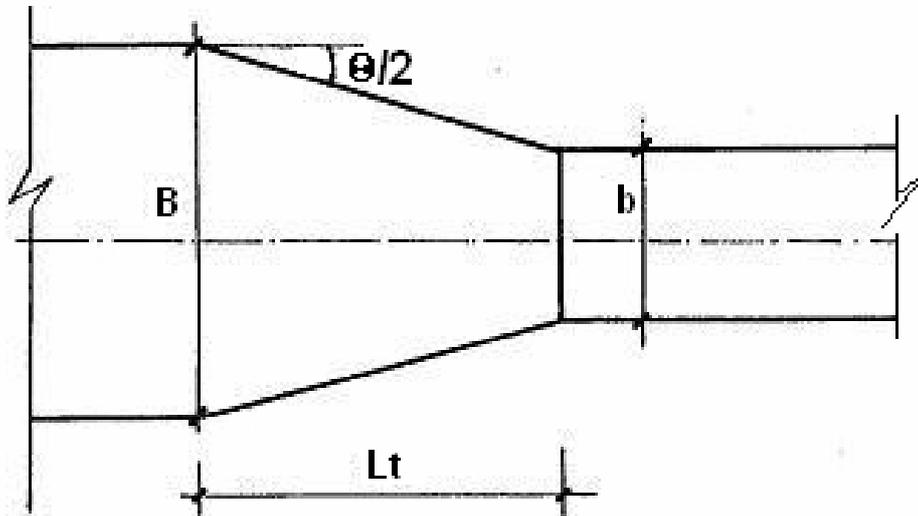
#### **4.1.3 Criterios para el dimensionamiento de las transiciones.**

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, es por eso que su valor siempre se hace coincidir con la longitud total de vertimiento ( $B = L_{total}$ ).

- El ancho final deberá conjugar la optimización de la rápida, con las recomendaciones de SEVCHENKO dadas al respecto para garantizar el buen funcionamiento de las transiciones.

En la figura 4.1 se presenta una vista en planta de la transición, de la cual se puede ver la presentación de los descritos.



**Figura 4.1**

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 la cota de aquella, para de esta forma lograr 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 para pendiente nula existen métodos de diseño que permiten predecir un adecuado funcionamiento de la transición, mientras que para valores de pendiente diferentes de cero, la no existencia de métodos de cálculos, obligan a que en estos casos se tenga que acudir a la modelación física como vía de solución.

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 a ello, muchas veces resulta determinante en el valor 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 de que se disponga en la transición, que a su vez está estrechamente vinculado con el régimen de circulación del flujo, por ejemplo:

- Si el régimen es subcrítico se debe fijar la geometría en planta y el fondo de la transición para calcular la curva superficial, a partir de la cual se obtiene el valor de la altura de los muros una vez sumado el bordo libre al mayor valor de tirante de los alcanzados.

- Si el régimen es supercrítico se puede utilizar el método de Ippen y Dawson válido para fondo horizontal y paredes rectas.

#### **4.1.4 Régimen de circulación en las transiciones.**

En las transiciones pueden aparecer tres regímenes de circulación del flujo a través de ellas. Estos regímenes son:

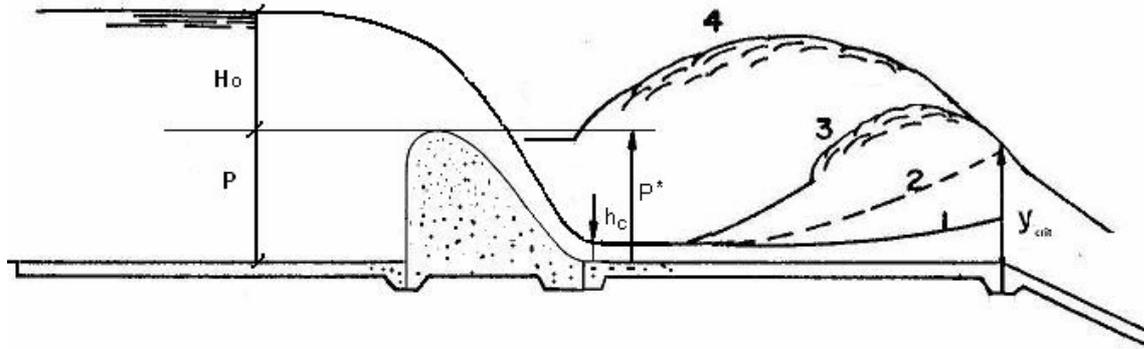
- Régimen supercrítico

-Régimen subcrítico

- Régimen transicional

- *Régimen Supercrítico*: Este régimen se caracteriza por la poca altura que alcanza los muros laterales en la transición así como el funcionamiento del vertedor en condiciones libres de circulación del flujo (no ocurre ahogo). En la figura 4.2, los perfiles 1 y 2 son representativos de este tipo de régimen de circulación.

- *Régimen subcrítico*: Es aquel régimen donde 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 las ventajas antes mencionadas, este tipo de régimen presenta como desventajas fundamentales, las elevadas alturas que alcanzan los muros de la transición, los grandes espesores de losa que se requieren en ésta y la posibilidad de ahogo del cimacio vertedor. En la figura 4.2 el perfil numero 4 que allí se presenta es característico del régimen subcrítico al que se hace referencia.



**Figura 4.2**

*-Régimen transicional:* Se caracteriza tal y como lo dice su nombre porque el flujo que circula a través de la transición se encuentra en el tránsito del régimen supercrítico a uno subcrítico, lo cual es considerado indeseable, pues no se define con rigor la posición del salto hidráulico ya que la misma 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 No. 3 que se presenta en la figura 4.2 es representativo de un régimen transicional.

#### **4.1.5.- Método para la caracterización del régimen de circulación en las transiciones.**

Para la caracterización del régimen de circulación en una transición se puede aplicar dos métodos fundamentalmente:

- 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 este método deberá hacerse no solo para el gasto de diseño, sino para valores diferentes del gasto.
- 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, Ciudad 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.

#### **4.2.- Método de Sevchenko para la caracterización del flujo en transiciones.**

##### **4.2.1 Validez del método.**

El método se considera válido en transiciones lineales, convergentes y de fondo horizontal ubicados aguas abajo de compuertas en canales fundamentalmente, no obstante a lo antes mencionado, el mismo puede ser también aplicado con buena efectividad en transiciones ubicados al pie de cimacios vertedores.

**4.2.2.- 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.

¿Que permite la aplicación de este método en los aliviaderos?

La aplicación de este método permite el diseño de una transición al pie del cimacio vertedor y el conocimiento del régimen de circulación que tendrá lugar en la transición diseñada, por el simple conocimiento de los valores de  $Q_{critico}$  y  $Q'_{critico}$  y su comparación 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 podría variar las características geométricas de la misma hasta lograr lo deseado, siempre y cuando se esté dentro del rango de las recomendaciones dados por Sevchenko para garantizar el buen funcionamiento de la transición.

**4.2.3.-Recomendaciones de Sevchenko para el predimensionamiento de la transición.**

$$1 \quad 0.39 \leq b/B \leq 0.87 \quad (4.1)$$

$$2 \quad 17^\circ \leq \theta/2 \leq 46^\circ \quad (4.2)$$

Donde:

$$\theta/2 = \arctan \frac{B - b}{2L_T} \quad (4.3)$$

En la figura 4.3 se muestra una representación gráfica de los términos antes mencionados.

**4.2.4.- 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 calculo de los gastos  $Q_{crit}$  y  $Q'_{crit}$  para su posterior comparación con el gasto de diseño  $Q_d$  y de esa manera identificar el régimen de circulación en le transición, siguiendo el siguiente criterio:

- 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

#### 4.2.5.- Metodología propuesta por Sevchenko para la caracterización del flujo en transiciones.

**Tabla4.1**

$Q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	$q_i$ (m <sup>2</sup> /s)	$H_{ei}$ (m)	$E_{ei}$ (m)	$\alpha^\circ$	$h_{ci}$ (m)	$E_{ci}$ (m)	$Fr_c$	$\chi$	$\theta^\circ$	$\mu_{crit}$	$Q_{crit}$ (m <sup>3</sup> /s)

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 ( $L_t$ ), el ancho de la rápida  $b$ , 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 (4.1) a (4.3)

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 el uso de la *Tabla*

Pasos a seguir en los cálculos:

1- Suponer  $n$  valores de gasto  $Q_i$  (no menor de 5 valores)

Los valores supuestos deberán estar preferiblemente, distribuido entre cero y el gasto de diseño del aliviadero, pues en este rango resulta encontrarse 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  $Q_{crit}$ , se deberá proceder a realizar la misma.

2- Cálculo del gasto específico  $q_i$  correspondiente a cada valor de gasto  $Q_i$  supuesto.

$$q_i = \frac{Q_i}{B} \tag{4.4}$$

3- Obtener de la curva de capacidad de servicio del vertedor, los valores de carga  $H_{0i}$  correspondiente a cada gasto  $Q_i$  supuesto.

Para ello se deberá entrar en la curva de capacidad de servicio con los valores de  $Q_i$  y obtener sus correspondientes valores de carga  $H_{0i}$ .

4- Cálculo del tirante contraído al pie del cimacio  $h_{ci}$

$$h_{ci} = \frac{E_{ei}}{3} [1 - 2 \cos(60^\circ + \alpha^\circ / 3)] \quad (4.5)$$

Donde:

$$E_{ei} = P_1 + H_{ei} \quad (4.6)$$

$$\alpha_i^\circ = \arccos \left[ 1 - \left( \frac{0,83q_i}{\varphi} \right)^2 E_{oi}^{-3} \right] \quad (4.7)$$

Donde  $\varphi$  es el coeficiente de velocidad que varia en función de la altura del cimacio aceptándose un valor entre 0.95 y 1.00 para los cimacios de perfil practico de pequeña altura.

5- Cálculo de la energía específica al inicio de la transición o en la sección contraída al pie del cimacio  $E_{ci}$ .

$$E_{ci} = h_{ci} + \frac{q_i^2}{2gh_{ci}^2} \quad (4.8)$$

6- Cálculo del número de Froude en la sección contraída  $Fr_{ci}$

$$Fr_{ci} = \frac{q_i^2}{gh_{ci}^3} = \frac{v_{ci}^2}{gh_{ci}} \quad (4.9)$$

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 tengan lugar cambios bruscos en los mismos.

7- Cálculo del grado de estrechamiento del cauce ( $\chi$ ) y el ángulo de estrechamiento de las paredes ( $\theta^0/2$ )

$$\chi = \frac{b}{B} \quad (4.10)$$

$$\theta^0/2 = \arctan\left[\frac{B-b}{2L_T}\right] \quad (4.11)$$

9- Cálculo del coeficiente de gasto virtual  $\mu_{crit}$

$$\mu_{crit} = 0,366 - 0,016 \left[ 0,2F_{Ri} + \frac{\chi - 1}{2 \tan(\theta/2)} \right] = 0,366 - 0,016 \left[ 0,2Fr_{ci} - \frac{Lt}{B} \right] \quad (4.12)$$

10- Cálculo de  $Q_{crit}$ :

$$Q_{crit} = \mu_{crit} b (\sqrt{2g}) (E_{ci})^{3/2} \quad (4.13)$$

11- 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 intercepción de ambas curvas se obtiene el valor de  $Q_{crit}$  buscado.

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:

$$22^\circ \leq \theta^0/2 \leq 35^\circ$$

- La pendiente de la rápida a colocar después de la transición tenga un valor  $i_0 = 5\% \sim 56\%$ .

Al igual que como se hizo en el cálculo anterior, en este caso se recomienda el uso de la siguiente tabla para organizar los resultados.

**Tabla 4.2**

$Q_i$	$q_i$	$H_{0i}$	$E_{0i}$	$\alpha$	$h_{ci}$	$F_{Ri}$	$L_{salto I}$	$\varphi_{2i}$	$b_{2i}$	$\eta_i$	$h_{2i}$	$E_{2i}$	$\beta^1$	$K^1$	$\mu_{crit}^1$	$Q_{crit}^1$

Pasos a seguir en los cálculos:

1- Suponer n valores de  $Q_i'$  (no menos de 5 valores).

Los valores de  $Q_i'$  a suponer, se recomiendan que sean diferentes de los valores de  $Q_i$  supuestos en el paso anterior, de manera tal que garantice un intervalo mayor de gasto. 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 deberá extender dichos

valores a gastos superiores al de diseño pues se debe recordar 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 (4.4), (4.5), (4.6), (4.7), (4.8), (4.9), (4.10), (4.11), (4.12) y (4.13).

2- Cálculo de la longitud del posible salto en los límites de la transición.

$$L_{saltoi} = \left[ 1 + 0,145 \sqrt{Fr_i \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)} \right] 10,3 \left[ \sqrt{Fr_i} - 1 \right]^{0,81} h_{ci}^1 \quad (4.14)$$

3-Cálculo del grado de estrechamiento hasta la sección final del salto

$$\psi_{2i} = 1 - \frac{L_{saltoi} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)}{B} \quad (4.15)$$

4- Cálculo del ancho en la sección final del salto  $b_{2i}^1$

$$b_{2i}^1 = \Psi_{2i} \cdot B \quad (4.16)$$

5- Cálculo de la relación de conjugadas  $\eta_i$  a partir de iterar en la siguiente ecuación:

$$(1 + 2\psi_{2i})\eta_i^3 + (1 - \psi_{2i})\eta_i^2 - (2 + \psi_{2i} + 6Fr_i)\eta_i + 6\frac{Fr_i}{\psi_{2i}} = 0 \quad (4.17)$$

6- Cálculo de la profundidad del agua en la sección final del salto  $h_{2i}$  y la energía en dicha sección  $E_{2i}^1$

$$h'_{2i} = \eta'_i h_{ci}^1 \quad (4.18)$$

$$E_{2i}^1 = h_{2i} + \left[ \frac{Q_i^1}{h_{2i} b_{2i}} \right]^2 \frac{1}{2g} \quad (4.19)$$

7- Cálculo del coeficiente de gasto virtual  $\mu'_{crit}$

$$\mu'_{crit} = 0,95K_i^1 \sqrt{1 - (\beta^1 K^1)} \quad (4.20)$$

Donde:

$$\beta^1 = 0,96 - (0,51i_0) \quad (4.21)$$

$$K_i^1 = \frac{1,08}{i_0 + 1,41} + 0,15 \left[ \frac{E_{2i}^1}{b} - 0,20 \right] \quad (4.22)$$

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  $\mu'_{crit}$  será mayor que 0,385 y puede alcanzar hasta 0,480.

8- Cálculo de  $Q'_{crit}$

$$Q'_{crit} = \mu'_{crit} b \sqrt{2g} (E'_{2i})^{3/2} \quad (4.23)$$

9- Plotear en un gráfico las curvas de  $E'_{2i}$  vs  $Q'_i$  y  $E'_{2i}$  vs  $Q'_{crit}$ , del punto de intersección de ambas curvas se obtiene del eje x el valor de  $Q'_{crit}$  deseado y del eje y su correspondiente valor de  $E'_2$ .

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

#### 4.2.6 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 55.0 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%.

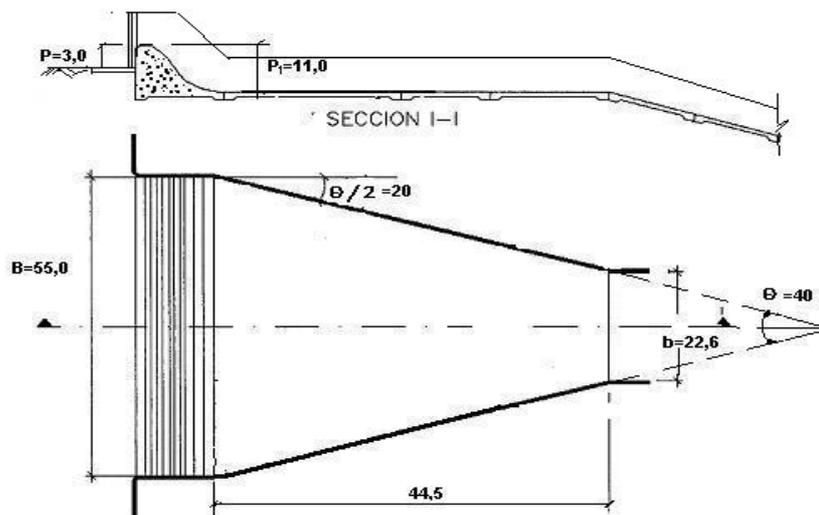


Figura 4.3

Es necesario conocer que régimen de circulación ocurrirá en la transición.

Solución:

1) Como en este caso se conoce las dimensiones de la transición, entonces se procede a comprobar si se cumple las recomendaciones de Sevchenko.

$$17^\circ < \theta^\circ/2 < 46^\circ$$

Como  $\theta^\circ/2 = 20^\circ$  cumple la recomendación.

$$0.39 < b/B < 0.87$$

Como  $b/B = 0.41$  cumple la recomendación.

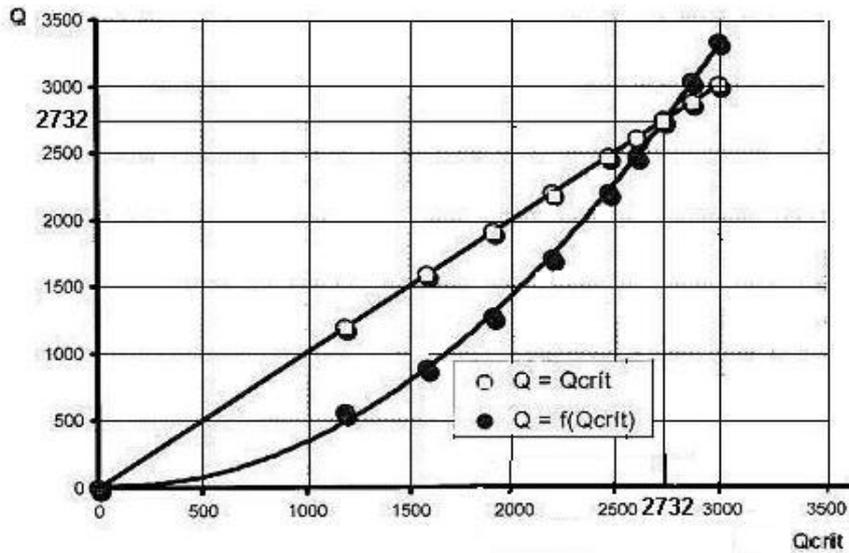
2) Cálculo de la  $Q_{crit}$  según los pasos del 1 al 10 de la metodología de cálculo los resultados se presentan en la siguiente tabla.

**Tabla 4.3**

He(m)	m	Q(m <sup>3</sup> /s)	q(m <sup>2</sup> /s)	E <sub>1</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	0.4384	554.96	10.09	14.00	0.62	43.81	0.2266	1188.43
4.00	0.4526	882.17	16.04	15.00	0.96	29.42	0.2727	1585.79
5.00	0.4651	1266.71	23.03	16.00	1.35	21.76	0.2972	1904.09
6.00	0.4762	1704.9	31.00	17.00	1.79	17.07	0.3122	2190.58
7.00	0.4863	2194.14	39.89	18.00	2.27	13.94	0.3222	2463.41
7.50	0.4911	2457.29	44.68	18.50	2.52	12.73	0.3261	2597.48
8.00	0.4957	2732.53	49.68	19.00	2.78	11.70	0.3294	2730.86
8.50	0.5002	3019.72	54.90	19.50	3.05	10.81	0.3322	2863.98
9.00	0.5045	3318.7	60.34	20.00	3.33	10.03	0.3347	2997.18

Una vez obtenidos los valores de  $Q_{crit}$  se procedió a correlacionar estos con los gastos del cimacio correspondientes  $Q_i$  como se muestra en el gráfico de la figura 4.4 en donde se aprecia que el intercepto de la curva de  $Q_{crit}$  con la recta de  $45^\circ$  tendrá lugar en un punto en que el gasto crítico coincide con el gasto de  $2732.0 \text{ m}^3/\text{s}$  esto significa que el régimen de circulación en la transición será supercrítico para gastos menores que  $2732.00 \text{ (m}^3/\text{s)}$  pues

este es el valor límite por ser el intercepto con la curva de  $Q_{crit}$ .



**Figura 4.4**

3) Cálculo de  $Q'_{crit}$  según los pasos 1 al 14 de la metodología.

Comprobando si se cumple que:

$20^\circ < \theta^\circ/2 < 35^\circ$  se cumple, pues  $\theta^\circ/2 = 20^\circ$

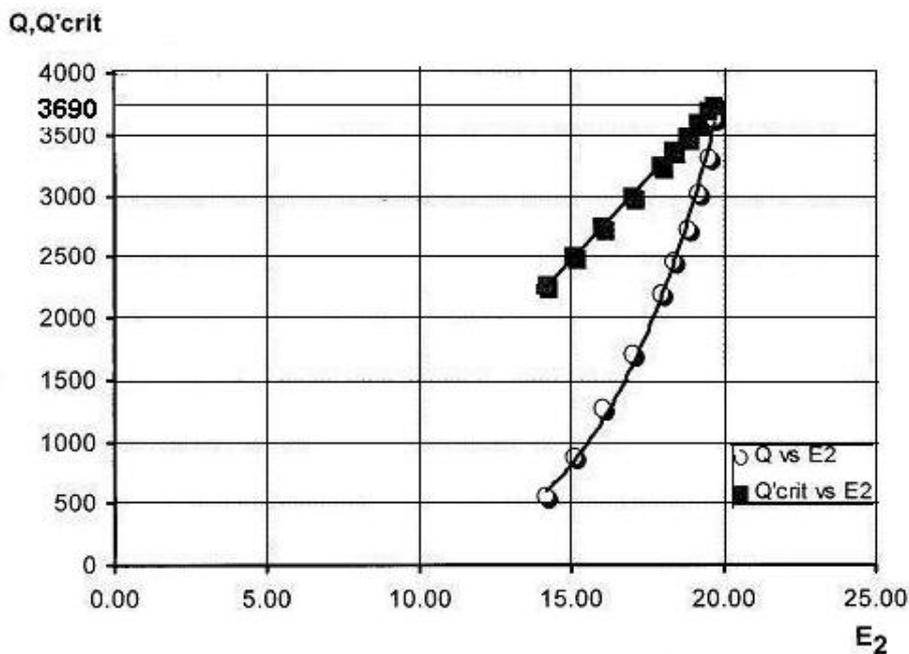
$i_0 = 5\% - 56\%$  se cumple, pues  $i_0 = 20\%$

Este cálculo se realiza en forma de tabla, en la misma se utilizarán las columnas ya presentadas en la *tabla 4.3*, para facilitar el trabajo, en la primera columna se presentarán los gastos a evacuar y a continuación se pasa a calcular los demás parámetros de la transición. Los resultados se muestran en la *tabla 4.4*.

**Tabla 4.4**

Q(m <sup>3</sup> /s)	L <sub>salto i</sub> (m)	$\psi_2$	b <sub>2</sub> (m)	$\eta$	h <sub>2</sub> (m)	E <sub>2</sub> (m)	$\mu'_{crit}$	Q' <sub>crit</sub> (m <sup>3</sup> /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 Fig. 4.5 los valores de  $E'_2$  vs.  $Q_i$  y  $E'_2$  vs.  $Q'_{crit}$ . Como se puede observar el punto de intercepto de ambas curvas ocurre para un gasto de 3690.0 m<sup>3</sup>/s esto significa que para el rango de caudales entre el  $Q_{crit}=2732.0$  m<sup>3</sup>/s y  $Q'_{crit}=3690.0$  m<sup>3</sup>/s ocurrirá un salto hidráulico con una ubicación indefinida dentro de la transición.



**Figura 4.5**

4) Luego de culminar todos los pasos anteriores se arriba a la conclusión que para valores de caudales menores que 2732.00 (m<sup>3</sup>/s) el régimen de circulación en la transición será supercrítico y para los caudales superiores a este límite hasta el  $Q'_{crit}= 3690$  m<sup>3</sup>/s ocurrirá un salto inestable dentro de la transición.

5) Observación: Si en este ejercicio se hubiera tomado un gasto de diseño dentro de la curva de capacidad de servicio, se pudiera determinar con precisión el régimen de circulación para la condición dada. Es necesario señalar que por lo general el régimen de circulación deseado en la transición es el supercrítico por lo que representa desde el punto de vista económico. Si el caudal de diseño hubiese sido por ejemplo de  $3000.00 \text{ (m}^3/\text{s)}$  esta claro que se necesitaría cambiar el diseño o sea aumentar el ancho final de la transición hasta lograr el régimen supercrítico. Si se observa la curva de capacidad de servicio presentada en la tabla 4.3 a la carga de diseño de  $5.00 \text{ m}$ . le corresponde un caudal de  $1266.71 \text{ (m}^3/\text{s)}$ , esto significa que existe una reserva o exceso en cuanto al ancho final de la transición pues esta funcionará con régimen supercrítico con un caudal superior al de diseño en  $1500,0 \text{ m}^3/\text{s}$ . En esta situación se impone la ampliación de la sección final "b".

Este método de cálculo como se ha dicho permite conocer el régimen de circulación pero no permite conocer un parámetro tan importante como es el tirante en la sección final de la transición para continuar el cálculo hidráulico hacia aguas debajo del aliviadero.

### 4.3.- METODO DE IPPEN Y DAWSON PARA EL DISEÑO DE TRANSICIONES CON RÉGIMEN SUPERCRÍTICO.

#### 4.3.1.- Validez del método

El método de Ippen y Dawson es aplicable a transiciones rectas, de fondo horizontal, con régimen supercrítico de circulación del flujo.

#### 4.3.2.- 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 la misma en A y A' que se extiende oblicuamente al flujo interceptándose en el eje de la transición en B, continuando ahora a una nueva altura hasta tocar la pared opuesta en C y C', respectivamente. (Ver

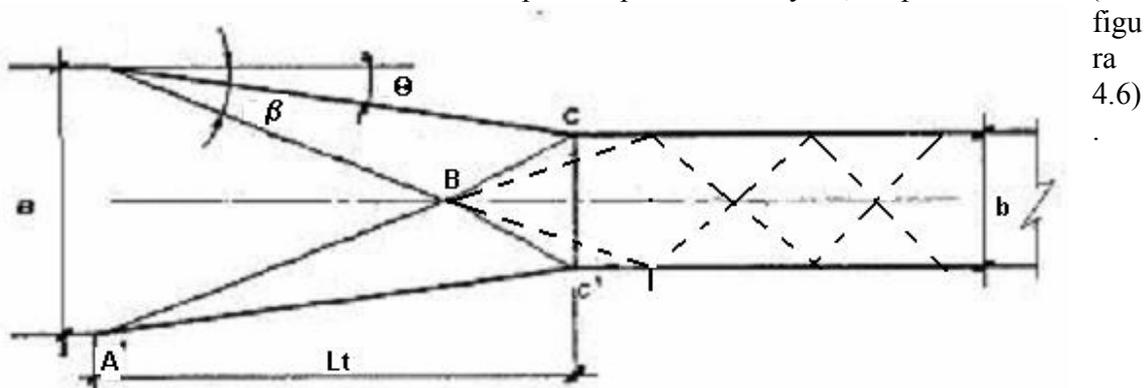


figura 4.6)

Figura 4.6

En los aliviaderos, se ha podido comprobar que cuando la posición de los puntos C y C' coincide con la sección final de la transición, no hay problemas en el funcionamiento de la rápida y el disipador 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 disipador de energía, pues en este caso el patrón de olas cruzadas penetra en la rápida y se transmite hacia aguas abajo, no garantizándose la entrega del flujo de forma uniforme en el disipador de energía, lo que provoca la no efectividad en el funcionamiento de este objeto de obra, pues como se conoce los disipadores de energías existentes han sido investigados en condiciones de flujo uniformemente distribuido en la sección inicial del mismo.

Precisamente el método de Ippen y Dawson consiste en determinar aquella longitud de la transición capaz de garantizar que la posición de los puntos C y C' coincida con la sección final de la transición para con ello lograr que el tirante al final de la transición sea uniformemente distribuido.

Esto se logra, para la 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 4.7*.

El fondo del cauce se considera horizontal, las presiones se distribuyen según la ley de la hidrostática.

La ecuación proyectada en el eje x

$$\rho v_1^2 b_1 h_1 - \rho v_2^2 b_2 h_2 \cos \theta^\circ = \rho g b_1 \frac{h_1^2}{2} - \rho g b_1 \frac{h_1^2}{2}$$

o también

$$h_2^2 - h_1^2 = \frac{2}{g} \left( h_1 v_1^2 - h_2 v_2^2 \frac{b_2}{b_1} \cos \theta^\circ \right) \quad (4.24)$$

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

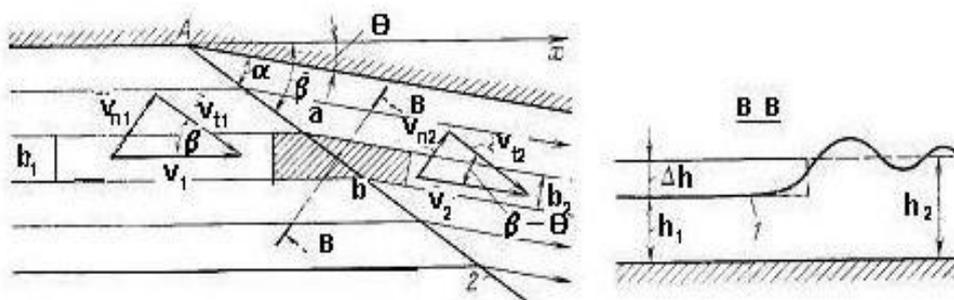
$$h_2^2 - h_1^2 = 2h_{cr}^3 \left( \frac{1}{h_1} - \frac{1}{h_2} * \frac{b_1}{b_2} \cos \theta^\circ \right);$$

$$h_1 h_2 (h_2 + h_1) = 2h_{cr}^3 \left( \frac{h_2 - h_1 \frac{b_1}{b_2} \cos \theta^\circ}{h_2 - h_1} \right)$$

o también

$$h_1 h_2 (h_2 + h_1) = 2h_{cr}^3 \left( \frac{1 - \frac{h_1}{h_2} \frac{b_1}{b_2} \cos \theta^\circ}{1 - \frac{h_1}{h_2}} \right) \quad (4.25)$$

Llamando "s" a la longitud del tramo "ab" del frente del salto:



**Figura 4.7**

$$; \frac{b_2}{s} = \sin(\beta^\circ - \theta^\circ)$$

o también

$$\frac{b_1}{s} = \sin \beta^\circ$$

$$\frac{b_1}{b_2} = \frac{\sin \beta^\circ}{\sin(\beta^\circ - \theta^\circ)} \quad (4.26)$$

La proyección de las fuerzas de presión en el eje, paralelo al frente del salto oblicuo es cero. Por consiguiente,  $\rho v_1 h_1 v_{t1} = \rho v_2 h_2 v_{t2}$ . Por continuidad sigue que  $\rho v_1 b_1 h_1 = \rho v_2 b_2 h_2$  por lo que  $v_{t1} = v_{t2}$ , o también  $v_{n1}/\tan \beta^\circ = v_{n2}/\tan(\beta^\circ - \theta^\circ)$ , de donde

$$\frac{v_{n1}}{v_{n2}} = \frac{\tan \beta^\circ}{\tan(\beta^\circ - \theta^\circ)} \quad (4.27)$$

Debido a que  $v_{n1} h_1 = v_{n2} h_2$  se obtiene:

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{\tan(\beta^\circ - \theta^\circ)}{\tan \beta^\circ} \quad (4.28)$$

Partiendo de las ecuaciones 3 y 5 se llega a:

$$\frac{h_1 b_1}{h_2 b_2} = \frac{\cos \beta^\circ}{\cos(\beta^\circ - \theta^\circ)} \quad (4.29)$$

Sustituyendo las ecuaciones (4.28) y (4.29) en la ecuación (4.25) se obtiene la ecuación de las profundidades conjugadas:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 Fr_1 \sin^2 \beta^\circ} - 1 \right) \quad (4.30)$$

El cálculo del salto hidráulico oblicuo cuando son conocidos la velocidad ( $v_1$ ) y la profundidad del flujo ( $h_1$ ) iniciales, o sea  $Fr_1 = \frac{v_1^2}{gh_1}$ , consiste en la determinación del ángulo entre la dirección del vector de velocidad  $v_1$  y el frente del salto ( $\beta^\circ$ ) así como el número de Froude  $Fr_1 = \frac{v_1^2}{gh_1}$

## **CAPITULO V**

### **RAPIDA O CONDUCTO DE DESCARGA**

#### **5.1- Definición de rápida o conducto de descarga:**

Como se conoce de 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.

#### **5.2- 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.

##### **5.2.1- 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 ello, se quieren resaltar algunos aspectos que se deben tener en cuenta - siempre que sea posible - a la hora de la ejecución de dicho trazado, los cuales son:

- 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 en éstas es 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.

##### **5.2.2- Trazado del perfil longitudinal de la rápida.**

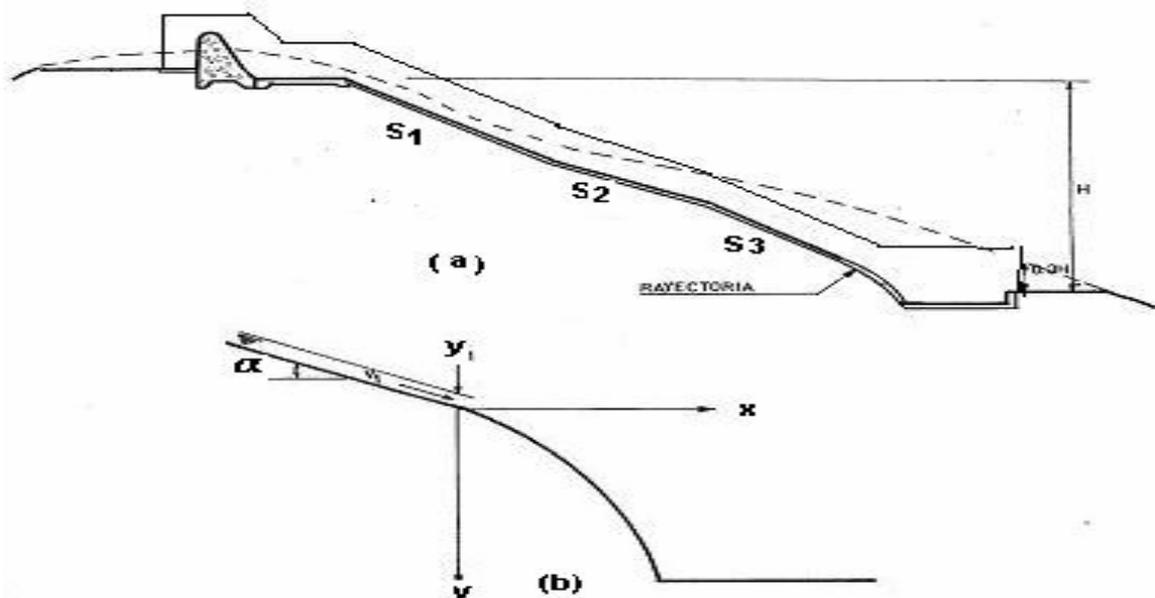
Al igual que en el caso anterior, el trazado del perfil longitudinal de la rápida depende en gran medida de la experiencia del proyectista, la geología y la topografía de la zona donde será ubicado el aliviadero. No obstante a ello a continuación se relacionan algunos

aspectos que deben ser considerados, en la medida de las posibilidades, a la hora de realizar el trazado de dicho perfil:

1- Se debe evitar la obtención de pendientes muy fuertes (30%), pues las mismas pueden dificultar los trabajos de construcción de la rápida y producir una vez en explotación, altas velocidades en el flujo que puedan dar lugar a la ocurrencia de la cavitación.

2- Seguir la pendiente natural del terreno para de esa forma disminuir la excavación. Para ello se puede concebir en el trazado de la rápida, hasta tres tramos de diferentes pendientes. Ver figura 5.0(a).

3- A la hora de definir la ubicación del extremo final de la rápida, se deberá tener en cuenta el tipo de dissipador 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 con ello propiciar la ocurrencia del salto hidráulico, si por el contrario el dissipador a emplear, resulta un trampolín, la cota final de la rápida deberá quedar no menos de 2 a 3 m por encima del nivel del agua, aguas abajo para garantizar la descarga libre del flujo que circula a través de la rápida.



**Figura 5**

En caso de emplearse un pozo o un estanque como dissipador de energía es práctica frecuente que un tramo final de la rápida se haga curvo, ver figura 5.0, con el objetivo de dirigir el chorro de agua hacia el fondo del dissipador 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  $0,3H$  por encima del fondo del canal de salida y su forma viene dada por la ecuación:

$$x = 0.45v_1 \cos \alpha^\circ (y)^{0.5}$$

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.

### 5.2.3- Obtención de la sección transversal de la rápida.

La sección transversal de una rápida puede adoptar diferentes formas, pero sin lugar a dudas las más empleadas son la trapecial y la rectangular.

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 de la misma. En tal sentido resulta común en la práctica la elaboración de un gráfico de costo vs b en el cual se han de plotear las curvas correspondientes al movimiento de tierra o excavación y la del volumen de hormigón a utilizar, para a partir de ellos, obtener por medio de la suma de ambas curvas, una curva resultante de la cual se obtiene del punto mínimo de dicha curva, el ancho óptimo de la rápida.

En relación con lo antes mencionado, 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 dissipador de energía, lo que 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:

$$b_{\text{ráp}} = (0,7 - 0,8) b_{\text{cs}}. \quad (5.1)$$

Donde el término ( $b_{\text{cs}}$ ), es el ancho del canal de salida y se determina de la siguiente manera:

$$b_{\text{cs}} = \frac{Q}{q_{\text{cs}}} \quad (5.2)$$

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 éste.

A continuación se presenta una tabla en la que según Grishin, los valores de  $q_{cs}$  que allí aparecen provocan una erosión tolerable sobre el terreno.

<b><u>TIPO DE SUELO</u></b>	<b><u><math>q_{cs}</math> (<math>m^3/s/m</math>)</u></b>
Arenoso	25
Arcillas ligeras	30
Arcillas pesadas	25 ~ 40
Suelos rocosos	50
Roca muy dura	> 65

#### **5.2.4- 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 siguiente manera:

$$AM = Y + BL \quad (5.3)$$

Donde:

BL - Bordo libre. Generalmente los conductos de descarga de aliviaderos se asume un valor que se encuentra entre 0,2-0,5 m.

Y - Profundidad de circulación en la rápida, que 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 mencionados 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.

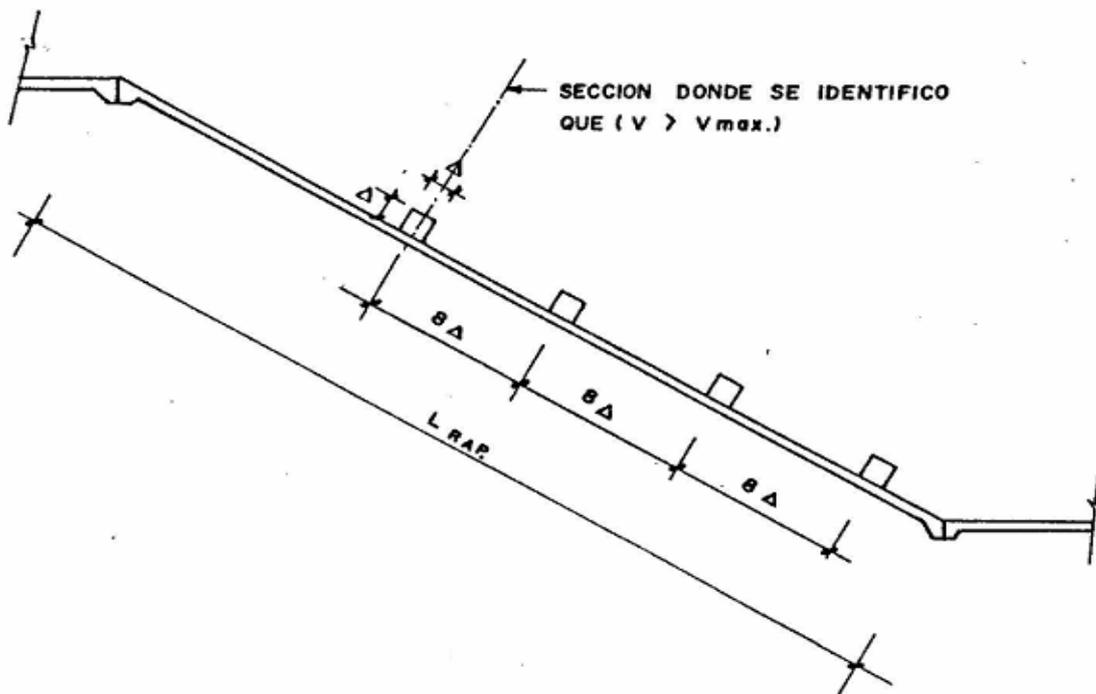
Para eliminar tales fenómenos, resulta muy frecuente en la práctica, el diseño de rápidas con velocidad no superior a los 15,0m/s para hormigones convencionales y hasta 30 m/s para hormigones de alta calidad.

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, uno de los más usados en la práctica, lo constituye el uso de la rugosidad intensificada o artificial en la rápida con el propósito de retardar el flujo para de esa manera lograr que la velocidad no exceda la velocidad permisible. En relación con este método se puede precisar que uno de los estudios más completo al respecto, lo constituye el realizado por O. Aivazian, aplicables al caso de rápidas con pendiente entre el 5 ~ 57%.

#### **METODO 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 que el régimen de circulación sea uniforme y la velocidad de circulación sea la permisible. (Ver figura 5.1)



**Figura 5.1**

pasos 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 velocidad permisible. A partir de esta sección es que se deberá colocar la rugosidad artificial para lograr que el régimen de circulación sea uniforme y con una velocidad igual o menor que la máxima permisible.
- 3- Cálculo del tirante a partir de esta sección (h).

$$h = \frac{Q}{bV_{\max}} \quad (5.4)$$

Donde:

Q - gasto de diseño que circula por el aliviadero

b - ancho de la rápida

$V_{\max}$  - Velocidad máxima permisible

- 4 - Cálculo del radio hidráulico (R)

$$R = \frac{A}{P} \quad (5.5)$$

Para sección rectangular, que es la más usada en rápidas:

$$R = \frac{b \cdot h}{b + 2h} \quad (5.6)$$

Donde:

A - Área mojada

P - Perímetro mojado

- 5- Cálculo del coeficiente de Chezy requerido para lograr la velocidad necesaria.

$$C = \frac{V_{\max}}{\sqrt{Ri}} \quad (5.7)$$

Donde:

i - Pendiente de la rápida

- 6-Cálculo del coeficiente de pérdida por fricción de Darcy (f).

$$f = \frac{8g}{C^2} \quad (5.8)$$

Donde:

g - aceleración de la gravedad

- 7- Cálculo de la altura de la rugosidad ( $\Delta$ ) a partir de una de las siguientes ecuaciones:

$$f = 0,04 + 2,29i^2 + ki^{0,1} \left[ \frac{\Delta}{R} \frac{b^2}{P^2} \right] \quad (5.9)$$

En la parte derecha de las ecuaciones aparece la altura del umbral ( $\Delta$ ) para alcanzar la rugosidad requerida.

Donde:

P - Perímetro mojado

$$Fr = \frac{V^2}{gh} \text{ Número de Froude} \quad (5.10)$$

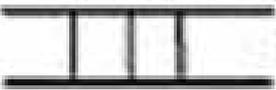
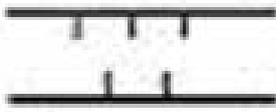
b - ancho de la rápida

h - tirante obtenido en el segundo paso

i - Pendiente del fondo de la rápida.

k es el coeficiente que caracteriza la rugosidad artificial y se obtienen de la tabla 5.1.

**Tabla 5.1**

TIPO	ESQUEMA	k
1		0,9
2		1,7
3		1,2
4		1,0
5		2,0

Es importante destacar que a la hora de utilizar la tabla 5.1 para la obtención de los valores de k, se deberá 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 uno 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 de rugosidad capaz de satisfacer con el requerimiento anterior. Cuando esto ocurra se procederá con los restantes pasos.

9 - Cálculo de la separación entre umbrales ( $l$ ) y el ancho del umbral.

$$l = 8\Delta \quad (5.11)$$

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.*

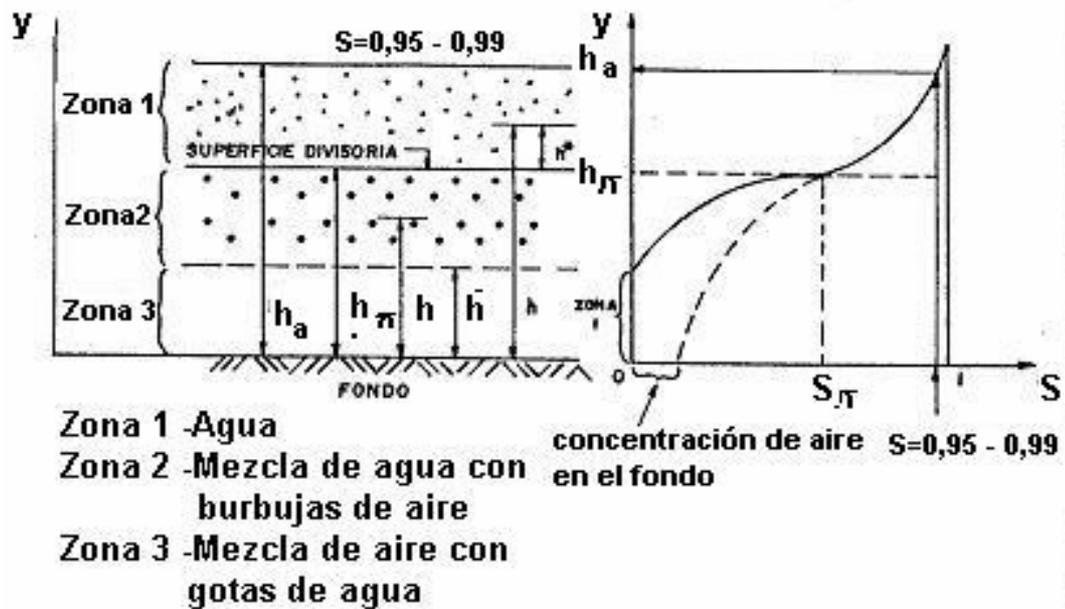
En las conducciones libres con altas velocidades se produce un atrapamiento de aire de la atmósfera por el flujo de agua, que provoca un incremento importante en el tirante de circulación que debe tenerse en cuenta al calcular la altura de los muros.

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, numerosos son los autores que coinciden en plantear que el mismo se produce cuando la velocidad del flujo, supera un cierto valor de velocidad denominado como crítico.

En la figura 5.2 se muestra la distribución del aire atrapado dentro del flujo con las diferentes zonas de aireación por su grado de concentración.



**Figura 5.2**

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:

$$V_{cr} = 6,7\sqrt{gR}\left(1 - \frac{\Delta}{R}\right)^7 \quad (5.12)$$

Donde:

R - Radio hidráulico del flujo no aireado.

g - aceleración de la gravedad

$\Delta$  - Rugosidad absoluta del hormigón ( $\Delta = 1 \sim 4 \text{ mm}$ )

2.- Douma

$$V_{cr} = 2,24\sqrt{gR} \quad (5.13)$$

3.- Skrebkov:

$$V_{cr} = 0,089C \cos \alpha^\circ \quad (5.14)$$

Donde:

$C = \frac{1}{n}R^{1/6}$  coeficiente de Chezy

n - Coeficiente de rugosidad de Manning

$\alpha$  - Angulo de inclinación de la rápida respecto a la horizontal.

4.- Boinich:

$$V_{cr} = 6,33 \sqrt{gR \cos \alpha \left(1 + \frac{0,011}{R^2}\right) \left(1 + 8,7 \frac{n}{R^{1/6}}\right)^{-1}} \quad (5.15)$$

5.- Grishin:

$$V_{cr} = 5,753 \sqrt{R} \quad (5.16)$$

La bibliografía consultada, apunta que dentro de las expresiones antes mencionadas, la presentada por Boinich resulta ser la de mejores resultados.

En relación con el cálculo del tirante aireado, se recomienda el uso de la siguiente expresión:

$$\frac{h_a}{h} = 1 + 0,12 \sqrt{Fr - 25} \quad (5.17)$$

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 por la expresión  $Fr = \frac{v^2}{gh}$

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:

$$h_a / h = 1,135 \quad (5.18)$$

Si en las expresiones (5.12) a (5.16) se introducen las siguientes simplificaciones:

- Si  $b \gg h \Rightarrow R \approx h$

-  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

-  $V = q / h \geq V_{cr}$

se obtienen las expresiones (5.12)<sup>1</sup> a (5.16)<sup>1</sup> que son más fáciles de emplear, pues indican para qué condiciones (tirantes) tiene lugar la aireación del flujo, sin necesidad de calcular la velocidad crítica para cada sección.

$$\text{- Isachenko: } h \leq 0,131q^{2/3} \quad (5.12)^1$$

$$\text{- Douma: } h \leq 0,273q^{2/3} \quad (5.13)^1$$

$$\text{- Skrebkov: } h \leq \left[ \frac{qn}{0,089 \cos \alpha} \right]^{0,857} \quad (5.14)^1$$

$$\text{- Bionich: } \frac{h^{1,67}}{h^{1/6} + 8,7n} \leq \frac{0,05q}{\sqrt{\cos \alpha}} \quad (5.15)^1$$

$$\text{- Grishin: } h \leq 0,311 q^{2/3} \quad (5.16)^1$$

### **Metodología a seguir para el cálculo del tirante aireado ( $h_a$ ):**

- 1- Cálculo de la curva superficial natural de la rápida.
- 2- Cálculo de la velocidad crítica en cada una de las secciones, con el empleo de las ecuaciones antes mencionadas (o del tirante  $h$  por debajo del cual hay aireación). Se debe recordar que la correspondiente a Boinich resulta ser la de mejor comportamiento.
- 3- Identificar aquella sección donde se cumpla que  $V \geq V_{cr}$ .
- 4- Una vez identificada la sección donde ocurre lo anterior, se procede al cálculo del tirante aireado según recomendaciones dadas al respecto anteriormente.
- 5- Cálculo de la altura del muro (AM) en cada sección por medio de la siguiente expresión:

$$AM = Y_a + BL$$

Es importante aclarar que al calcular la altura del muro, el tirante aireado sólo se utiliza en aquellas secciones donde se compruebe que  $V > V_{cr}$ , pues en aquellos donde esto no se cumpla, el tirante que se empleará será el correspondiente a la curva superficial normal.

### **5.2.5 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 la siguiente característica:

$$\begin{aligned} b &= 16 \text{ m} & L &= 150 \text{ m} \\ i &= 15\% & Q &= 800 \text{ m}^3/\text{s} \\ n &= 0.017 & V_{\text{máx}} &= 15 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Los resultados del cálculo de la curva superficial en la rápida se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 5.2**

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) si es necesario el uso de la rugosidad artificial (en caso afirmativo, determinar tipo, altura y espaciamiento de la rugosidad); b) Altura de los muros de la rápida.

Solución:

Como se conoce de la metodología propuesta por Aivazian para identificar si es necesario el uso de la rugosidad artificial, se debe buscar en la curva superficial de la rápida calculada, si existe alguna sección donde la V es mayor que  $V_{\text{máx}}$ .

En este ejemplo, en la sección ubicada a 40 m del inicio de la rápida  $V > V_{\text{máx}}$  (15.15 m/s > 15.00 m/s), por tanto es necesario ubicar a partir de dicha sección rugosidad artificial para de esta forma lograr que  $V = V_{\text{máx}}$  y el régimen de circulación a partir de esa sección sea uniforme. Para ello se procede de la siguiente forma:

1) Cálculo del nuevo tirante en esta sección, si se considera  $V = V_{\text{máx}}$

$$h = \frac{Q}{bV_{\text{máx}}} = \frac{800}{16 * 15} = 3.33m$$

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

$$C = \frac{V_{\text{máx}}}{\sqrt{Ri}} = \frac{15}{\sqrt{2.35 * 0.15}} = 25.26m^{1/2} / s$$

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:

$$P = b + 2h = 22.66 \text{ m}$$

$$\Delta = \frac{0.123 - 0.0915}{0.1579} = 0.2 \text{ m}$$

6) Comprobar si se cumple que  $h/\Delta > 3$

$$h/\Delta = 3.33/0.20 = 16.65 \text{ (se cumple)}$$

7) Cálculo de la separación entre umbrales y del ancho del umbral.

$$l = 8\Delta = 8 * 0.2 = 1.6 \text{ m} \quad \text{Ancho del umbral} = \Delta = 0.2 \text{ m}$$

Como resultado final se obtiene que:

Es necesario el uso de la rugosidad artificial, y sus características son:

### **Tipo 1**

Altura  $\Delta = 0.2 \text{ m}$

Espaciamiento = 1.6 m

Ancho  $\Delta = 0.2 \text{ m}$

La altura de los muros laterales en cada sección se halla sumando la altura del umbral y el tirante correspondiente, en este caso el tirante en la rápida es igual a 3.30 m y la altura del umbral de 0.2 m. Aceptando un bordo libre para el caso de aliviadero de 0.2 m tendremos una altura de los muros de:

$$AM = \Delta + h + BL = 0.2 + 3.3 + 0.2 = 3.7 \text{ m}$$

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.

**Tabla 5.3**

Sección	X (m)	h (m)	V (m/s)	AM (m)
0	0.0	6.34	-	6.54
1	10.0	4.42	-	4.62
2	20.0	3.88	-	4.08
3	30.0	3.55	14.08	3.75
4	40.0	3.33	15.00	3.70
5	50.0	3.33	15.00	3.70
6	60.0	3.33	15.00	3.70
7	70.0	3.33	15.00	3.70
8	80.0	3.33	15.00	3.70
9	90.0	3.33	15.00	3.70
10	100.0	3.33	15.00	3.70
11	110.0	3.33	15.00	3.70
12	120.0	3.33	15.00	3.70
13	130.0	3.33	15.00	3.70
14	140.0	3.33	15.00	3.70

Observaciones:

Es necesario al iniciar el cálculo comprobar si el flujo es aireado o no utilizando la ecuación 5.12 o 5.15. En este caso que acabamos de ver el cálculo utilizando la ecuación 5.15 arrojó una velocidad crítica en la sección final de:

$$V_{cr} = 6.33 \sqrt{gR \cos \alpha \left( 1 + \frac{0.011}{R^2} \right)} \left( 1 + 8.7 \frac{n}{R^{1/6}} \right)^{-1} = 23,4 \text{ m/s}$$

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 parte.

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, la aireación no es necesario hallarla.

### 5.3. CÁLCULO DE LA DISTRIBUCIÓN DE AIRE POR LA VERTICAL DEL FLUJO

La distribución de aire en el flujo es necesario conocerla 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 la literatura relacionada con el tema plantea que cuando existe concentración de aire en el fondo, no es posible la ocurrencia de la cavitación.

Según Straub-Anderson, para la obtención de la distribución de aire en el flujo, el mismo se ha dividido en tres zonas, una de ellas 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 restantes ubicadas por debajo de dicha línea divisoria, la más cercana a dicha línea se caracteriza por la presencia de agua con burbujas de aire y la restante que se ubica en las proximidades del fondo donde sólo hay agua. Es importante destacar que puede darse el caso en que esta última zona no se presente en determinada sección pues puede ocurrir que existe presencia de aire en el fondo. Cuando esto último ocurra la posibilidad de que se produzca la cavitación es nula (Ver figura 5.3).

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 presentada por la mitad de la curva de la distribución normal de probabilidad.

$$F(Y^*) = \left[ \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \right] e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{Y^*}{\sigma}\right)^2} \quad (5.19)$$

$$Y^* = Y - Y_p \quad (5.20)$$

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 este analizando (Ver figura 5.3).

$\sigma =$  Distancia cuadrática media a donde llegan las gotas de agua a partir de la línea divisoria.

A partir de la expresión anterior se puede arribar a que:

a) La concentración de aire  $S$  en cualquier nivel ubicado por encima de la línea divisoria se puede calcular por la siguiente expresión:

$$\frac{(1-S)}{(2[1-S_\pi])} = \left[ \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \right] \int_{Y^*}^{\infty} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{Y^*}{\sigma}\right)^2} dY^* \quad (5.21)$$

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:

$$S / S_{\pi} = e^{-k(1 - Y/h) / \pi} \quad (5.22)$$

Donde los términos  $S_{\pi}$ ,  $K$ ,  $h_{\pi}$  son una función del parámetro adimensional  $\pi$ .

### 5.3.1.- 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.

$\nu$  - Viscosidad cinemática del agua que varía con la temperatura y se obtiene según la siguiente tabla.

**Tabla 5.4**

T (°C)	0	5	10	12	15	20	26	30
$\nu$ ( $10^{-6}$ m <sup>2</sup> /s)	1,78	1,52	1,31	1,24	1,14	0,01	0,88	0,81

$\Delta\epsilon$  - Rugosidad absoluta (para rápidas de hormigón  $\Delta\epsilon = 1 \sim 3$  mm).

Nota: Todo lo que tiene barra (Ejemplo:  $\bar{\pi}$ ,  $\bar{h}$ ) está relacionado con el cálculo de la superficie ficticia que se define más adelante.

Pasos a seguir:

1.- Cálculo del Reynolds  $R_{e^*r}$

$$\bar{R}_{e^*r} = \frac{\bar{R}}{\nu} \sqrt{gRi} \quad (5.23)$$

2.- Cálculo del parámetro que caracteriza la rugosidad de la rápida

$$\bar{\delta}_R \bar{\delta}_R = \frac{3,3\bar{R}}{R_{e^*r}} + \Delta\epsilon \quad (5.24)$$

3.- Cálculo del coeficiente  $\xi$

$$6,45 \left(1 + 2 \frac{h}{b}\right)^{-1} \left[ \frac{h^3}{\bar{\delta}^{0,125} h_{cr}^{2,875}} \right] = \xi^{1,375} \left[ 1 + 2 \frac{h_{cr}}{b} \xi \right]^{-0,975} \quad (5.25)$$

Donde:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad ; \quad q = Q / b \quad (5.26)$$

Como se puede observar de la ecuación anterior, el valor del coeficiente se obtendrá a través de un proceso iterativo una vez sustituidos las restantes variables.

4.- Cálculo de la profundidad ficticia  $\bar{h}$

$$\bar{h} = \xi h_{cr} \quad (5.27)$$

5.- Cálculo del parámetro adimensional  $\bar{\pi}$

$$\bar{\pi} = \left[ \frac{\bar{R}}{\bar{h}} \right]^{1.2} \left[ \frac{\bar{\delta}_R}{\bar{R}} \right]^{0.25} F_{r_{R,\psi}} \quad (5.28)$$

Donde:

$\bar{R}, \bar{h}, \bar{\delta}_R$  son los calculados en los pasos anteriores.

$$F_{r_{R,\psi}} = \frac{V^2}{gR \cos \psi} \quad (5.29)$$

$\Psi$  - ángulo de inclinación de la rápida ( $\Psi = \arctan i$ )

V - Velocidad media de la sección que analiza

6.- Se compara el valor de h obtenido en el 4<sup>o</sup> paso con el tirante sin airear que se tiene en la sección que se analiza, entonces se obtiene que:

a) Si  $\bar{h} < h \Rightarrow$  Se tiene un flujo muy aireado y por ende el aire llega al fondo. En este caso se tienen dos variantes:

- 1- En la que  $71 < \bar{\pi} < 280$
- 2- En la que  $\bar{\pi} > 280$

b) Si  $\bar{h} \leq h \Rightarrow$  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:

- 1-  $32 < \bar{\pi} < 71$  En esta variante  $\bar{\pi} = \pi$
- 2-  $\bar{\pi} < 32$

7.- Conocido el valor de  $\bar{\pi}$  entonces 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  $\bar{\pi} \leq 32$  :

$$\bar{S} = \log^{-1} \{ 0,6 \log \bar{\pi} - 1,33 \} \quad (5.30)$$

$$\bar{S} \pi = 0,5$$

$$\bar{h}_{\pi} = h$$

$$\bar{R} = R$$

$$\bar{R}_{\pi} = \frac{b \bar{h}_{\pi}}{b + 2 \bar{h}_{\pi}}$$

$$\sigma = 0,00875 \bar{h} \bar{\pi}$$

$$K = 390 \bar{\pi}^{-1,333}$$

$$S_{\pi} = 0,5$$

$$h_{\pi} = \frac{\bar{h}_{\pi}}{1 - S_{\pi}}$$

- Para  $32 < \bar{\pi} < 71$ :

$$S = \log^{-1} \{ 0,6 \log \bar{\pi} - 1,33 \} \quad (5.31)$$

$$\bar{S}_{\pi} = (\bar{S})^2$$

$$\bar{R}_{\pi} = \frac{R}{\log^{-1} (0,2 \log(\bar{\pi}) - 0,295)}$$

$$\bar{h}_{\pi} = \frac{R_{\pi} (b + 2 \bar{h}_{\pi})}{b} \quad (\bar{h}_{\pi} \text{ se obtiene iterando})$$

$$\sigma = h \{ \log^{-1} (0,45 \log \bar{\pi} - 1,2) \}$$

$$K = 390 \bar{\pi}^{-1,333}$$

$$S_{\pi} = 1 - 1,62 \bar{\pi}^{-0,333}$$

$$h_{\pi} = \frac{\bar{h}_{\pi}}{1 - S_{\pi}}$$

b) Si  $\bar{\pi} \geq 71$  El flujo es muy aireado (El aire llega al fondo y no hay peligro de cavitación)

- Para  $71 < \bar{\pi} < 280$ :

$$\bar{S} = 0,295 \bar{\pi}^{0,167} \quad (5.32)$$

$$\bar{S} \pi = 0,0922 \bar{\pi}^{0,333}$$

$$\bar{R}_\pi = \frac{R}{\log^{-1}(0,2 \log \bar{\pi} - 0,295)}$$

$$\bar{h}_\pi = \frac{R_\pi (b + 2\bar{h}_\pi)}{b} \quad (\bar{h}_\pi \text{ se obtiene iterando})$$

$$\sigma = h \{ \log^{-1}(0,45 \log \bar{\pi} - 1,2) \}$$

$$K = 10,35 \bar{\pi}^{-0,333}$$

$$S_\pi = 1 - 1,62 \bar{\pi}^{-0,333}$$

$$h_\pi = \frac{\bar{h}_\pi}{1 - S_\pi}$$

- Para  $\bar{\pi} > 280$ :

$$\bar{S} = \log^{-1} [0,05 \log \bar{\pi} - 0,250] \quad (5.33)$$

$$\bar{S} \pi = \log^{-1} [0,10 \log \bar{\pi} - 0,460]$$

$$\bar{R}_\pi = \frac{R}{\log^{-1}(0,10 \log \bar{\pi} - 0,5)}$$

$$\bar{h}_\pi = \frac{R_\pi (b + 2\bar{h}_\pi)}{b} \quad (\bar{h}_\pi \text{ se obtiene iterando})$$

$$\sigma = h [ \log^{-1} 0,30 \log \bar{\pi} - 0,833 ]$$

$$K = 4,03 \bar{\pi}^{-0,333}$$

$$S_\pi = 1 - 1,01 \bar{\pi}^{-0,25}$$

$$h_\pi = \frac{\bar{h}_\pi}{1 - S_\pi}$$

Tabla 5.5

t	$\Phi(t)$	t	$\Phi(t)$	t	$\Phi(t)$	t	$\Phi(t)$
0,00	0,0000	0,30	0,2358	0,60	0,4515	0,90	0,6319
01	0,0080	31	0,2434	61	0,4531	91	0,6372
02	0,0160	32	0,2510	62	0,4647	92	0,6424
03	0,0239	33	0,2588	63	0,4713	93	0,6476
04	0,0319	34	0,2661	64	0,4778	94	0,6528
0,05	0,0399	0,35	0,2737	0,65	0,4843	0,95	0,6579
06	0,0478	36	0,2812	66	0,4907	96	0,6629
07	0,0558	37	0,2888	67	0,4971	97	0,6680
08	0,0638	38	0,2961	68	0,5035	98	0,6729
09	0,0717	39	0,3035	69	0,5098	99	0,6778
0,10	0,0797	0,40	0,3103	0,70	0,5161	1,00	0,6827
11	0,0876	41	0,3182	71	0,5223	01	0,6875
12	0,0955	42	0,3255	72	0,5285	02	0,6923
13	0,1034	43	0,3328	73	0,5346	03	0,6970
14	0,1113	44	0,3401	74	0,5407	04	0,7017
0,15	0,1192	0,45	0,3473	0,75	0,5467	1,05	0,7063
16	0,1271	46	0,3545	76	0,5527	06	0,7109
17	0,1350	47	0,3616	77	0,5587	07	0,7154
18	0,1428	48	0,3688	78	0,5646	08	0,7199
19	0,1507	49	0,3759	79	0,5706	09	0,7243
0,20	0,1585	0,50	0,3829	0,80	0,5763	1,10	0,7287
21	0,1663	51	0,3899	81	0,5821	11	0,7330
22	0,1741	52	0,3969	82	0,5878	12	0,7373
23	0,1819	53	0,4039	83	0,5935	13	0,7415
24	0,1897	54	0,4108	84	0,5991	14	0,7457
0,25	0,1974	0,55	0,4177	0,85	0,6047	1,15	0,7499
26	0,2051	56	0,4245	86	0,6102	16	0,7540
27	0,2128	57	0,4313	87	0,6167	17	0,7580
28	0,2205	58	0,4381	88	0,6211	18	0,7620
29	0,2282	59	0,4448	89	0,6265	19	0,7660
0,30	0,2358	0,60	0,4515	0,90	0,6319	1,20	0,7699
1,20	1,7699	1,50	0,8661	1,80	0,9231	2,50	0,9876
21	1,7737	51	0,8690	81	0,9297	55	0,9892
22	1,7775	52	0,8715	82	0,9312	60	0,9907
23	1,7813	53	0,8740	83	0,9328	65	0,9920
24	1,7850	54	0,8764	84	0,9342	70	0,9931
1,25	1,7897	1,55	0,8789	1,85	0,9357	2,75	0,9940
26	1,7923	56	0,8812	86	0,9371	80	0,9949
27	1,7959	57	0,8836	87	0,9385	85	0,9956
28	1,7995	58	0,8859	88	0,9399	90	0,9963
29	1,8029	59	0,8882	89	0,9412	95	0,9963
1,30	1,8061	1,60	0,8901	1,90	0,9426	3,00	0,99730
31	1,8098	61	0,8926	91	0,9439	10	0,99806
32	1,8132	62	0,8948	92	0,9451	20	0,99863
33	1,8165	63	0,8969	93	0,9461	30	0,99903
34	1,8198	64	0,8990	94	0,9476	40	0,99933
1,35	1,8230	1,65	0,9011	1,95	0,9483	3,50	0,99963
36	1,8262	66	0,9031	96	0,9500	60	0,99963
37	1,8293	67	0,9051	97	0,9512	70	0,99978
38	1,8324	68	0,9070	98	0,9523	80	0,99986
39	1,8355	69	0,9090	99	0,9534	90	0,99990
1,40	1,8386	1,70	0,9109	2,00	0,9545	4,00	0,99994
41	1,8416	71	0,9127	05	0,9596		
42	1,8444	72	0,9146	10	0,9643	4,417	1-10 <sup>-6</sup>
43	1,8473	73	0,9164	15	0,9684		
44	1,8501	74	0,9181	20	0,9722	4,892	1-10 <sup>-6</sup>
1,45	1,8529	1,75	0,9199	2,25	0,9766	5,327	1-10 <sup>-7</sup>
46	1,8557	76	0,9216	30	0,9786		
47	1,8584	77	0,9233	35	0,9812		
48	1,8611	78	0,9249	40	0,9836		
49	1,8638	79	0,9265	45	0,9857		
1,50	1,8664	1,80	0,9281	2,50	0,9876		

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:

$$S = S_\pi e^{-K\left(1 - \frac{Y}{h_\pi}\right)} \quad (5.34)$$

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:

$$S = 1 - \left[ (1 - S_\pi)(1 - \phi(t)) \right] \quad (5.35)$$

Donde:

$S_\pi$  - Es el calculado en el 7° paso.

$\phi(t)$  - Se obtiene de la tabla 5.2 a partir de calcular para cada valor de tirante supuesto Y, el valor de t con el cual se entra en la tabla.

El valor de t se determina según la siguiente expresión:

$$t = \frac{Y^*}{\sigma} \quad (5.36)$$

Donde:

$$Y^* = Y - h_\pi \quad (5.37)$$

Y - tirante supuesto

$h_\pi$  y  $\sigma$  - son los calculados en el 7° paso.

En este caso al igual que en el anterior se procede a suponer valores de tirante Y mayores que el valor de  $h_\pi$  y hasta que se obtenga un valor de tirante donde la concentración  $S \approx 1,00$ .

9.- Con los valores de tirante Y y sus respectivas concentraciones S calculados anteriormente, se plotean en un gráfico de Y vs S para la obtención de la curva de concentración de aire en la vertical y debiendo aparecer en la misma, el punto correspondiente a la línea divisoria obtenido a partir de plotear el valor de  $h_\pi$  en el eje Y.

Como resultado de la curva anterior se puede obtener que:

1- Del punto de inicio de la curva, se puede conocer si hay o no concentración de aire en el fondo y por ende si existe o no posibilidades de ocurrencias de la cavitación.

2- 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 sólo 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 sólo calcular el valor de  $\pi$  ya es suficiente ya que se puede saber en que caso se está:

- En flujo poco aireado (posibilidad de cavitación)
- En flujo muy aireado

### 5.3.2.- Ejemplo de cálculo del diagrama de concentración de aire

Del diseño hidráulico de una rápida, se conoce que:

$$\begin{aligned} Q &= 800 \text{ m}^3 / \text{s} & i &= 0,18 \\ m &= 0 & L &= 500 \text{ m} \\ b &= 30,00 \text{ m} & q &= 26,67 \text{ m}^2 / \text{s} \end{aligned}$$

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:

$$\begin{aligned} h &= 1,075 \text{ m} \\ R &= 1,00 \text{ m} \\ V &= 24,81 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Teniendo en cuenta la información anterior, determine el diagrama de concentración de aire en la sección final de la rápida si se conoce que  $\nu = 0,9 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  y  $\Delta \varepsilon = 0,003 \text{ m}$ .

Solución

1.- Cálculo del número de Reynolds  $R_{e^*R}$

$$R_{e^*R} = \frac{\bar{R}\sqrt{gRi}}{\nu} = \frac{1 * \sqrt{9,81 * 1 * 0,18}}{0,9 * 10^{-6}} = 1,48 * 10^6$$

2.- Cálculo del parámetro que caracteriza la rugosidad de la rápida  $\bar{\delta}_R$ .

$$\bar{\delta}_R = \frac{3,3\bar{R}}{R_{e^*R}} + \Delta \varepsilon = \frac{3,3 * 1}{1,48 * 10^6} + 0,003 = 0,003$$

3.- Cálculo del coeficiente  $\xi$

$$6,45 \left( 1 + 2 \frac{h}{b} \right)^{-1} \left[ \frac{h^3}{\delta^{0,125} h_{cr}^{2,875}} \right] = \xi^{1,375} \left[ 1 + 2 \frac{h_{cr}}{b} \xi \right]^{-0,975}$$

$$\text{Donde } h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{26,67^2}{9,81}} = 4,16 \text{ m}$$

Mediante un proceso iterativo se obtiene:  $\xi = 0,42$

4.- Cálculo de la profundidad ficticia  $\bar{h}$

$$\bar{h} = \xi h_{cr} = 0,42 * 4,16 = 1,75 \text{ m}$$

5.- Cálculo del parámetro adimensional  $\bar{\pi}$

$$\bar{\pi} = \left[ \frac{\bar{R}}{\bar{h}} \right]^{1,2} \left[ \frac{\bar{\delta}_R}{\bar{R}} \right]^{0,25} F_{R,\psi}$$

Donde:

$$F_{R,\psi} = \frac{V^2}{gR \cos \psi}$$

$$\Psi = \arctan i = \arctan 0,18 = 10,20$$

Sustituyendo valores resulta:  $\bar{\pi} = 13,56$

6.- Comparando el valor de  $\bar{h}$  obtenido en el 4º paso, con el tirante sin airear que aparece en la sección que se analiza, se obtiene que:

$$\bar{h} > h$$

$$1,75 > 1,075$$

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:

$$\bar{\pi} < 32$$

$$\bar{S} = \log^{-1} \{ 0,6 \log \bar{\pi} - 1,33 \} = 0,223$$

$$\bar{S} \bar{\pi} = 0,5$$

$$\bar{h}_\pi = h = 1,075 \text{ m}$$

$$\bar{R} = R = 1,00 \text{ m}$$

$$\bar{R}_\pi = \frac{b \bar{h}_\pi}{b + 2 \bar{h}_\pi} = 1,00 \text{ m}$$

$$\sigma = 0,00875 \bar{h} \bar{\pi} = 0,00875 * 1,75 * 13,56 = 0,21$$

$$K = 390 \bar{\pi}^{-1,333} = 12,07$$

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  $h_\pi$ .

$$S = S_\pi e^{-K \left( 1 - \frac{Y}{h_\pi} \right)} = 0,5 e^{-12,07 \left( 1 - \frac{Y}{1,075} \right)}$$

Para el cálculo se deberá suponer valores del tirante entre 0 y  $h_{\pi}$  para lo cual los resultados se organizarán en la tabla que se muestra a continuación

**Tabla 5.6**

Y(m)	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,075
S	$2,86 \times 10^{-6}$	$1,8 \times 10^{-5}$	$2,5 \times 10^{-4}$	$2,4 \times 10^{-3}$	0,020	0,21	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 deberá suponer valores del tirante Y mayores que  $h_{\pi}$  y hasta obtener un valor del tirante donde la concentración  $S \approx 1,00$ .

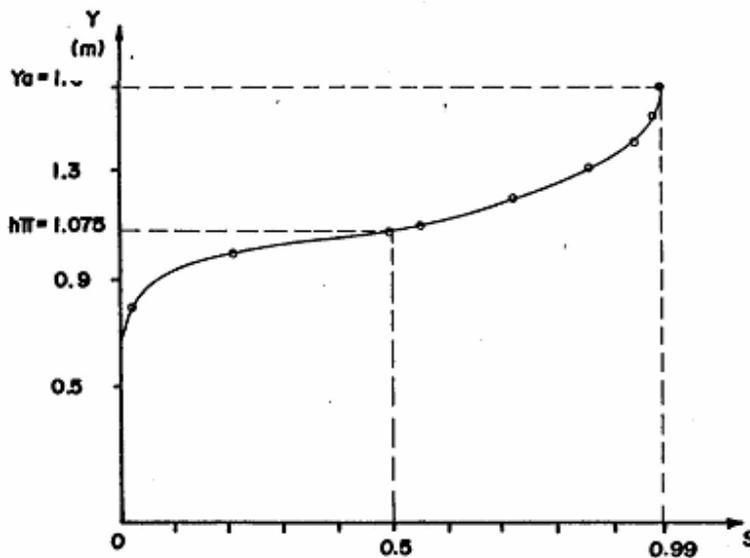
Los resultados del ejemplo se recogen en la siguiente tabla:

**Tabla 5.7**

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  $\phi(t)$  se obtienen de la tabla 5.5, luego de entrar con los respectivos valores de t.

9.- Con los resultados alcanzados anteriormente se plotea el gráfico que se presenta en la figura 5.4 del cual se obtiene que:



**Figura 5.4**

1- 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.

2- 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

## **5.4 CAVITACIÓN EN RÁPIDAS**

### **5.4.1.- 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 llevadas por el flujo hacia la zona donde la presión es mayor que la presión de vapor, al llegar a esta zona, estas burbujas se colapsan y desaparecen.

Precisamente a este proceso de formación, traslación y destrucción de estas cavidades pulsantes o burbujas en el líquido, se le conoce como **Cavitación**.

### **5.4.2.- 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 éste 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.

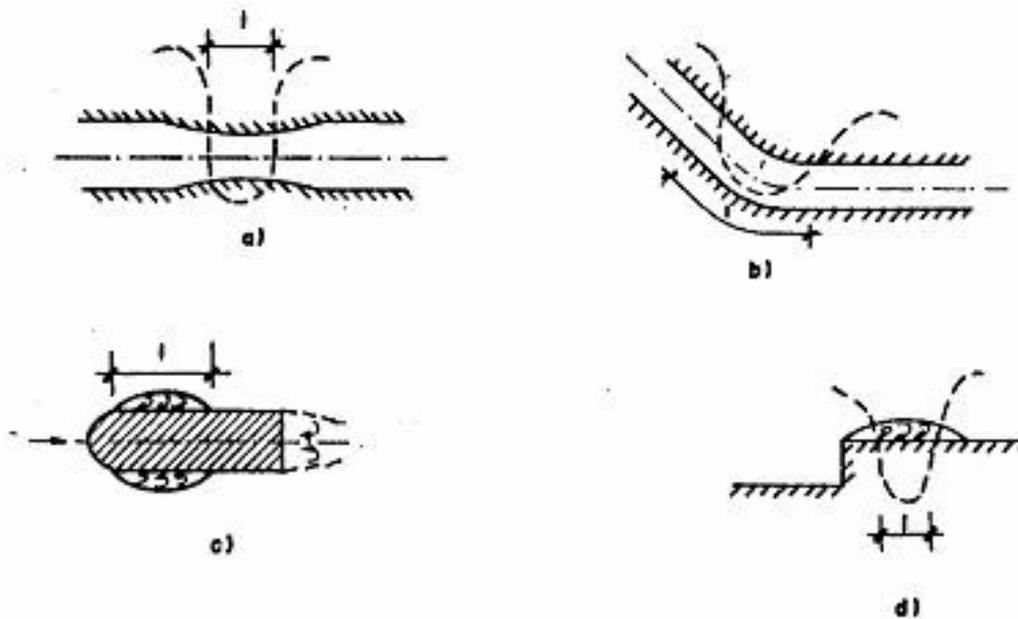
### **5.4.3.- Erosión por cavitación**

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 una cierta distancia de esta frontera, se sienten intensamente los golpes de las ondas de choques ocasionadas por este colapso. Estas ondas de choques ocasionan inicialmente el debilitamiento local del material y como consecuencia de una infinidad de golpes, tendrá lugar la fatiga y la posterior destrucción del material de dicha frontera, es decir, *la Erosión por Cavitación*.

Luego de ocurrido la erosión por cavitación, ocurre el traslado de las partículas del material destruido, dando lugar a la aparición de cavernas en la frontera, a medida que aumentan las cavernas de erosión en materiales como el hormigón y las rocas, entra en vigor la acción dinámica directa del flujo sobre el material, ocasionando el desprendimiento progresivo de las partículas del hormigón y la roca.

#### 5.4.4.- Causas que dan origen a la cavitación

La cavitación puede ocurrir:



**Figura 5.5**

1- Como resultado de la transformación de la energía potencial en energía cinética al disminuirse la sección mojada del flujo. (Ver figura 5.5 (a)).

2- Como resultado del contorno de los salientes curvilíneos de la superficie o cambios de dirección en el flujo, en este caso la presión cae por la acción de la fuerza centrífuga. En este caso y en otros la circulación puede ser sin separación. (Ver figura 5.5 (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 tiene lugar la separación del flujo al cuerpo y también puede ocurrir justamente detrás del cuerpo. (Ver figura 5.5 (c)).

4- Como resultado del contorno del flujo a una superficie rugosa. En este caso la disminución de la presión ocurre debido a las pulsaciones como consecuencia de la turbulencia del flujo. (Ver figura 5.5 (d)).

5- Además la cavitación puede surgir en líquidos en reposo, por la vibración de la frontera sólida, originada por cualquier razón.

#### 5.4.5.- Cavitación debida a las irregularidades de las partes sólidas de la rápida

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 5.6 se presentan formas típicas de irregularidades en conductos por donde pasa el agua, que ocasiona condiciones favorables para que ocurra la cavitación.

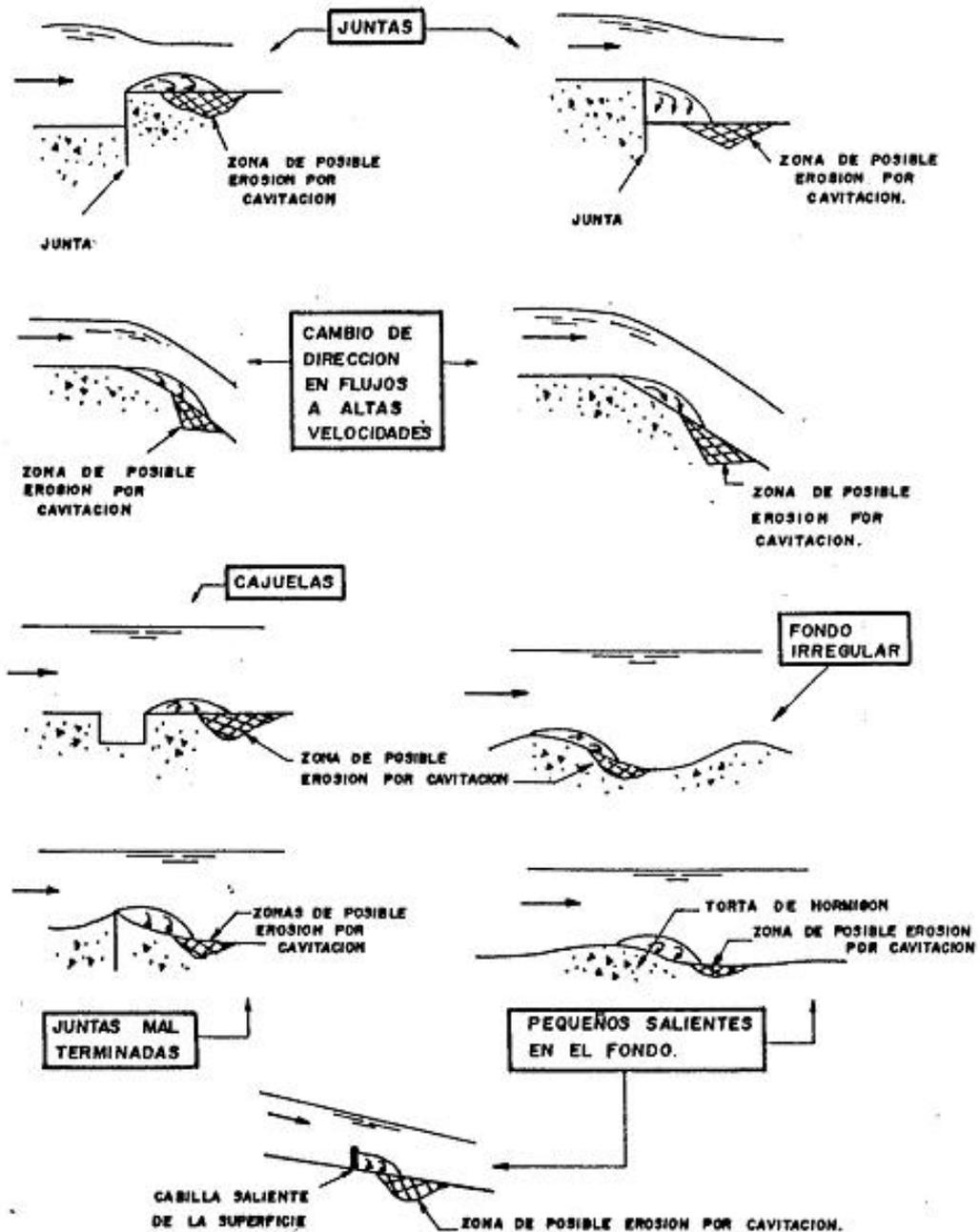
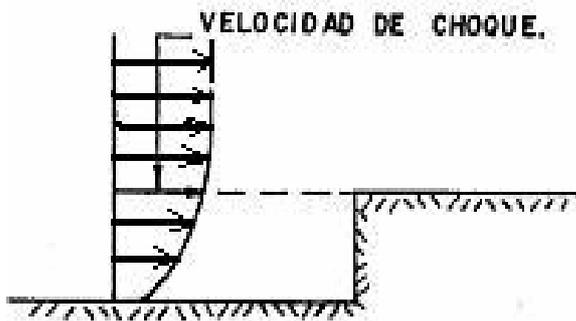


Figura5.6

#### 5.4.6.- Definición del número crítico de cavitación ( $\sigma_{cr}$ )

El número crítico de cavitación no es más que aquel parámetro que determina la caída de presión relativa a la velocidad característica para la cual comienza la cavitación. Los valores del número crítico de cavitación ( $\sigma_{cr}$ ) han sido determinados por numerosos investigadores de forma experimental, siendo el aspecto más importante en la obtención de este factor, la correcta valoración de la **velocidad del choque** del flujo sobre irregularidades. (Ver figura 5.7).



**Figura 5.7**

En la tabla 5.8 se muestran los números críticos de cavitación ( $\sigma_{cr}$ ) obtenidas para diferentes irregularidades que se pueden presentar con frecuencia en las obras de conducción.

#### 5.4.7.- Definición del número de cavitación ( $\sigma$ )

El número de cavitación ( $\sigma$ ) se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P_{car} - P_{vA}}{\rho V_{car}^2 / 2} \quad (5.38)$$

Debiéndose sustituir los términos que aparecen en esta ecuación en las siguientes unidades:

$P_{car}$  - en  $\text{kgf/m}^2$  o en Pa

$P_{vA}$  - en  $\text{kgf/m}^2$  o en Pa

$\rho$  - en  $\text{kgf.s}^2/\text{m}^4$  o en  $\text{kg/m}^3$

$V_{car}$  - en m/s

Donde los términos de la expresión de  $\sigma$  son:

$P_{car}$  - Presión absoluta característica que tiene lugar muy cerca del cuerpo contorneado o del elemento de la obra sin considerar las perturbaciones ocasionadas por él.

Se calcula como:

$$P_{car} = P_{exc} + P_{atm} \quad (5.39)$$

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 por la tabla 5.9:

**Tabla 5.8**

TIPO DE IRREGULARIDAD	ESQUEMA DE LA IRREGULARIDAD.	$\sigma_{CR}$
1- SALIENTE QUE VA AL ENCUENTRO DEL FLUJO (Ejemplo: JUNTA DE LOS REVESTIMIENTOS, SALIENTES DE HORMIGON DEBIDO AL TRASLADO DEL ENCOFRADO Y OTROS).		$\sigma_{CR} = 0.125 \alpha^{0.89}$ $\alpha$ : EN RADIANES.
2- CAIDA A LO LARGO DEL FLUJO (ORIGEN IGUAL QUE EN EL CASO ANTERIOR).		$\sigma_{CR} = 1$ , para $Z_n \geq \delta$ $\sigma_{CR} = \left[\frac{Z_n}{\delta}\right]^{3/4}$ , para $Z_n < \delta$ $\delta$ es 0.6 Y; Dónde Y es frente normal de circulación.
3- RUGOSIDAD NATURAL UNIFORME DE LA SUPERFICIE CON ALTURA MEDIA DE LOS SALIENTES ( $\Delta$ ).		$\sigma_{CR} = 1$
4- SALIENTE SUAVE EN UNA SUPERFICIE LLANA, (Ejemplo: JUNTA SOLDADA, SEDIMENTOS DE HORMIGON Y OTROS).		$\sigma_{CR} = 2.24 \left[\frac{L_n}{Z_n}\right]^{-0.5}$
5- SALIENTE AISLADO CON EL BORDE SUPERIOR AGUDO (HUELLA POR UNA MALA LIMPIEZA DEBIDO A LA JUNTA DEL ENCOFRADO)		$\sigma_{CR} = 2$
6- IRREGULARIDADES LOCALES SALIENTES SEPARADAS (Ejemplo: GRANDES PIEDRAS, SALPICADURAS DE SOLDADURAS, BARRAS DE LAS ARMADURAS Y OTROS).		$\sigma_{CR} = 2$ Para configuración redondeada. $\sigma_{CR} = 3.5$ Para configuración brusca.
7- SALIENTE EN CONTRA DEL FLUJO.		$\sigma_{CR} = 2.1$
8- SALIENTE CON ANGULO RECTO.		$\sigma_{CR} = 2.3$
9- SALIENTE CON ANGULO INVERSO.		$\sigma_{CR} = 2.0$
10- SALIENTE A FAVOR DEL FLUJO.		$\sigma_{CR} = 1.0$
11- VIRAJE DE LA SUPERFICIE.		$\sigma_{CR} = 1.05$
12- SALIENTE INCLINADO (Ejemplo JUNTA DEL REVESTIMIENTO, SALIENTE DE HORMIGON PRODUCTO DEL ENCOFRADO Y OTROS).		$\sigma_{CR} = 0.466 \sqrt{\alpha}$ Para $(90^\circ < \alpha < 5^\circ)$
13- SALIENTE UNICO, CON EL BORDE SUPERIOR PUNTIAGUDO. (MAL REMATADA LAS HUELLAS PRODUCTO DE LAS JUNTAS DEL ENCOFRADO.)		$\sigma_{CR} = 2$ Para configuración redondeada. $\sigma_{CR} = 3.5$ Para configuración brusca.
14- RUGOSIDAD UNIFORME DE LA SUPERFICIE CON ALTURA MEDIA DE LOS SALIENTES ( $\Delta$ )		$\sigma_{CR} = 1.0$
15- BARRA CILINDRICA.		$\sigma_{CR} = (3 \sim 4)$

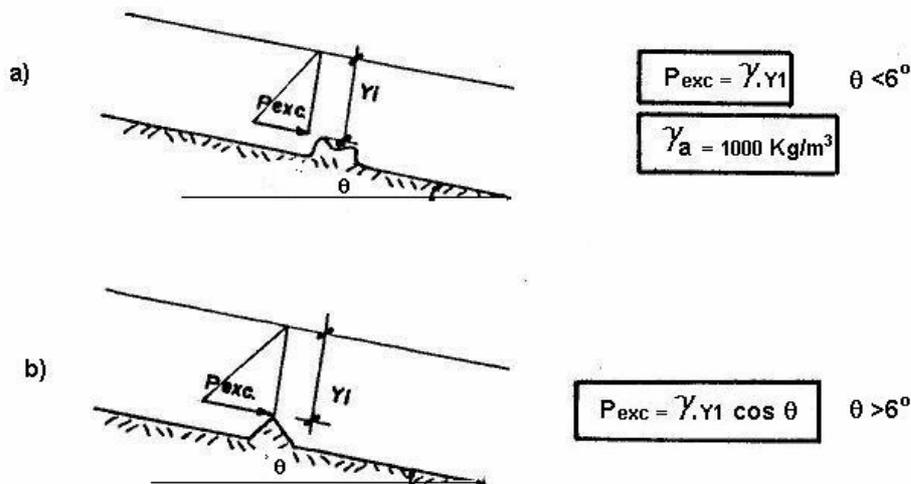
**Tabla 5.9**

Cota geodesica (m)	P <sub>atm</sub> (kPa)	P <sub>atm</sub> (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

P<sub>exc</sub> - 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 5.8 (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 5.8 (b).



**Figura 5.8**

$P_{vA}$  - Presión de vapor de agua que dependa de la temperatura del agua y se obtiene según la siguiente tabla 5.10:

**Tabla 5.10**

Temperatura del ( $^{\circ}$ C) agua		10	15	20	25	30
Presión de	kPa	1,3	1,7	2,4	3,1	4,3

Densidad del agua  $\gamma = 102 \text{kgf.s}^2/\text{m}^4 = 1000 \text{kg}/\text{m}^3$

$V_{car}$  - 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 y se calcula como:

$$V_{car} = \frac{V_{max}}{0,68 \log(Y / K) + 1} \quad (5.40)$$

$V_{max}$  - Velocidad máxima del flujo en la sección que se analiza.

K - Altura de la rugosidad (m)

\* 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).

$$V_{max} = \frac{V_{med.}}{Kv} \quad (5.41)$$

Donde:

$V_{med}$  - Velocidad media del flujo en la sección que se analiza.

$$Kv = [1 - No./(No.+1)] [1 - AoNo./(No.+1)] \quad (5.42)$$

$$No = 1 / (\ln(Y / K) + 2) \quad (5.43)$$

$$Ao = \frac{2Y}{b} \quad \text{cuando } Y < 0,5b \quad (5.44)$$

$$Ao = \frac{b}{2Y} \quad \text{cuando } Y > 0,5 b \quad (5.45)$$

b- ancho de la rápida

#### **5.4.8.- Pronóstico de cavitación según la comparación del número de cavitación con el número crítico de cavitación**

Una vez calculado los valores del número crítico de cavitación ( $\sigma_{cr}$ ) y el número de cavitación ( $\sigma$ ), se puede conocer si existe 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.

#### **5.4.9.- Erosión por cavitación. Su pronóstico.**

Como se conoce, el resultado de una cavitación intensiva es la Erosión Por Cavitación, y ésta se valora por la velocidad de crecimiento del volumen de cavernas erosionadas, que a su vez dependerá de la fase de desarrollo de la cavitación, la cual se determina a través de la relación del número de cavitación entre su valor correspondiente al número crítico de cavitación ( $\beta = \sigma / \sigma_{cr}$ ) definiéndose de esta forma lo que se conoce como **Grado de Cavitación** ( $\beta$ ).

En dependencia del grado de cavitación que se alcance, la cavitación se puede clasificar en tres etapas:

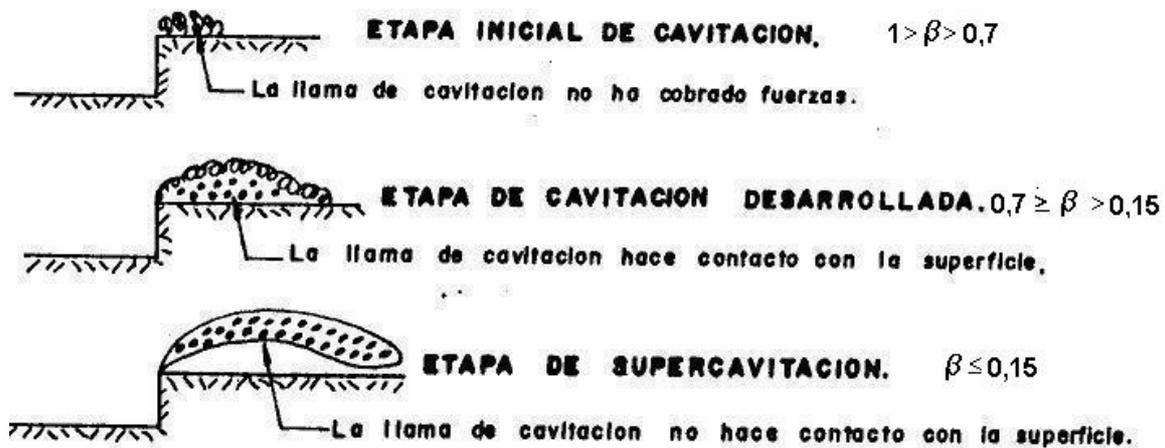
##### **\* Etapas de la Cavitación:**

1- Etapa inicial de cavitación  $1 > \beta > 0,7$

2- Etapa de cavitación desarrollada  $0,7 \geq \beta > 0,15$

3- Etapa de super cavitación  $\beta \leq 0,15$

En la figura 5.9 se representa estas etapas



**Figura 5.9**

**La intensidad de las destrucciones producto de la cavitación depende de:**

- 1.- La etapa de cavitación
- 2.- Del tipo de zona de vacío
- 3.- De los contornos del cuerpo que va a ser bordeado.
- 4.- De la inclinación (incluso la curvatura) de la superficie de la rápida, aliviadero etc.
- 5.- Del contenido de aire en el agua.
- 6.- De la velocidad del flujo.
- 7.- Del 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 comportándose de igual forma en las etapas de inicio de la cavitación y de supercavitación, donde la erosión es considerablemente menor o puede no estar, particularmente para una resistencia a la cavitación suficientemente alta del material que se tenga.

**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 la cavitación, 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

*Note:* Una vez detectada la existencia de la erosión por cavitación, es necesario tener en cuenta que la *intensidad* de la erosión por cavitación *depende de los factores enumerados con anterioridad*, pero no se debe olvidar que uno de los más importantes lo constituye 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.

#### **5.4.10.- Prevención y disminución de las manifestaciones perjudiciales de la cavitación en aliviaderos.**

Para prevenir el peligro de la erosión por cavitación son posibles las siguientes medidas:

- 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 del 2 al 3% mejor de 4 ~ 10% y más si es posible.
- 4.- Uso de materiales resistentes a la cavitación (o relativamente resistente)
- 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 a 30 m/s ya que para velocidades mayores a éstas, su cumplimiento ofrece grandes dificultades. En estos casos se exige la ejecución de superficies sumamente lisas, con la eliminación total de los defectos tecnológicos permisible 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 ligadas 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 (materiales polímero). 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 a la erosión por cavitación, la previene la auto aireación del flujo.

En obras de categoría I, 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 sus elementos que van a ser sometidos a la cavitación, es muy importante tener en los cálculos de estabilidad, las correspondientes cargas dinámicas que tienen lugar como consecuencia de la cavitación.

#### **5.4.11.- Metodología de diseño 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 de la rápida, con lo cual se garantiza como datos iniciales para su cálculo los que a continuación se presentan:

##### **Datos**

Q = Gasto de diseño del aliviadero

L = longitud de la rápida

b = ancho de la rápida

S = pendiente de la rápida

Cota al inicio de la rápida

Cota al final de la rápida

Del cálculo de la rápida se obtiene la siguiente tabla

Datos del cálculo de la curva superficial					
Distancia desde el Inicio X (m)	Tirante Y (m)	Velocidad V (m/s)	Tirante aireado $y_a$ (m)	Velocidad aireado $V_a$ (m/s)	Altura de muros $\Delta H$ m
0					
.					
.					
.					
final de la rápida					

Además se conoce la concentración de aire en la vertical.

### PROCEDIMIENTO 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 aquellas secciones, donde exista concentración de aire en el fondo no es posible que tenga lugar la ocurrencia de la cavitación lo cual limita en un inicio, el cálculo de la cavitación sólo en aquellas secciones donde no existe concentración de aire en el fondo.

En relación con lo anterior, lo más aconsejable a la hora de calcular la concentración de aire en la vertical es realizarla en un inicio en la sección ubicada al final de la rápida pues si en ella hay concentración de aire en el fondo entonces en el resto de las secciones aguas arriba lo habrá, en ese caso no es necesario el cálculo de la cavitación.

Si por el contrario resulta que en la sección final de la rápida no hay concentración de aire en el fondo, entonces se deberá definir a partir de que sección de rápida es donde no existe concentración de aire en el fondo y de ahí calcular la posible ocurrencia de la cavitación.

**Nota:** El cálculo de la cavitación se debe realizar siempre para los casos del tirante de circulación y velocidad *sin airear*, es decir, los calculados por medio de la curva superficial.

### PASOS:

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 las tablas (5.8). 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, debe comenzar el cálculo para la irregularidad del tipo 3 (según tabla 5.8), 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 de las unidades a sustituir 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 5.4.7, pues la que se recomienda en la tabla 5.8 ( $V_{car} = 5,6 u_*$ ) no tiene en cuenta la rugosidad  $\Delta$  ( parámetro de vital importancia ).  $u_*$  es la velocidad dinámica en el fondo.  $u_* = \sqrt{Rgs}$

Al escoger de la tabla 5.11 el valor de la rugosidad absoluta ( $\Delta$ ) se debe tener presente la superficie y la composición de la superficie pues está será la que se exigirá a la hora de construir la obra por lo que deberá ser aclarado en el proyecto definitivo.

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 de la cavitación que tenga 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

f) 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:

$$\sigma_{cr ER} \approx 0,85 \sigma_{cr}$$

6.- 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 realizar este proceso se deberá seguir similar procedimiento al que se presenta en los pasos anteriores a partir de (a).

h) Una vez de definido el tramo de rápida donde tendrá lugar la cavitación se procederá a la prevención de las manifestaciones perjudiciales de la cavitación. En este caso se deberá acudir a las soluciones que han sido analizadas con anterioridad en el epígrafe 5.4.10.

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 las tablas 5.8.

En este paso se deberá seguir un procedimiento similar al recomendado en los pasos anteriores sólo que en este caso la prevención de la cavitación puede ser solucionada, por medio de la recomendación de velar por la no existencia de esta irregularidad durante la etapa de construcción.

#### **5.4.12.-Ejemplo de cálculo de la cavitación en rápidas**

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  $Q = 2500 \text{ m}^3 / \text{s}$

La rápida será construida de hormigón armado con una superficie áspera con  $\Delta = 4 \text{ mm}$

Se conoce del cálculo de la rápida que:

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:

Partiendo de 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 ésta.

1- Análisis de la posible ocurrencia de la cavitación en la sección final de la rápida.

a) Fijando la irregularidad tipo 3 (Tabla 5.8)

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 ( $\sigma$ ).

$$\sigma = \frac{P_{car} - P_{vA}}{\rho V_{car}^2 / 2}$$

$$P_{\text{car}} = P_{\text{atm}} + P_{\text{exc}}$$

$$P_{\text{atm}} = 101\,000 \text{ Pa, para cota de terreno } 10,00 \text{ m}$$

$$P_{\text{exc.}} = 1000 \times 3,25 = 3250 \text{ Kgf/m}^2$$

$$P_{\text{exc.}} = 3250 \text{ Kgf/m}^2 \text{ partiendo de que } 1 \text{ Kgf/m}^2 = 9,81 \text{ Pa, se tiene}$$

$$P_{\text{exc}} = 31\,882,5 \text{ Pa}$$

$$P_{\text{car.}} = 101\,000 + 31\,882,5 \text{ Pa}$$

$$* P_{\text{car.}} = 132\,882,5 \text{ Pa}$$

$$* P_{\text{va}} = 3100 \text{ Pa para temperatura de } 25^\circ\text{C}$$

$$* \rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_{\text{car.}} = V_{\text{máx.}} / (0,68 \log(Y/K) + 1)$$

$$A_o = \frac{2Y}{b} \text{ para } Y < 0,5 b \text{ (} 3,25 < 15 \text{ m)}$$

$$A_o = \frac{2(3,25)}{30} = 0,217$$

$$K = \Delta = 4 \text{ mm} = 0,004 \text{ m}$$

$$N_o = \frac{1}{\ln(Y/K) + 2} = \frac{1}{(3,25/0,004) + 2} = 0,115$$

$$K_v = 1 - (N_o / (N_o + 1)) \quad [1 - A_o N_o / (N_o + 1)] = 0,877$$

$$V_{\text{max}} = \frac{V_{\text{med}}}{K_v} = \frac{29,64}{0,877} = 33,80 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{car}} = \frac{33,80}{0,68 \log(3,25 / 0,004) + 1}$$

$$* V_{\text{car.}} = 11,35 \text{ m/s}$$

$$\sigma = \frac{P_{car} - P_{va}}{\rho \cdot \frac{V_{car}^2}{2}} = \frac{132882,5 - 3100}{\frac{1000(11,25)^2}{2}} = 2,05$$

c.- Realizar el pronóstico de la cavitación.

$$\sigma > \sigma_{cr} \quad (2,05 > 1,00)$$

No hay cavitación en la sección final por tanto ninguna de las secciones de la rápida corre peligro de ocurrencia de este fenómeno.

### **EJEMPLO DE CÁLCULO DE LA CAVITACION EN RAPIDA:**

Se conoce del diseño de un aliviadero la siguiente información en relación con el cálculo de la rápida:

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 Δ = 5 mm

Del cálculo de la rápida se tiene que:

**Tabla 5.14**

Sección	Distancia (m)	Y (m)	R (m)	V (m/s)	Ya (m/s)
1	0,00	4,85	4,29	16,46	5,06
2	9,09	4,45	3,98	17,94	4,69
3	19,81	4,10	3,70	19,47	4,36
4	29,67	3,85	3,49	20,73	4,12
5	39,34	3,65	3,33	21,87	3,94
6	51,04	3,45	3,16	23,13	3,76
7	61,51	3,30	3,03	24,18	3,63

8	88,44	3,00	2,78	26,60	3,36
9	112,66	2,80	2,60	28,50	3,19
10	135,66	2,65	2,48	30,12	3,07
11	154,11	2,55	2,39	31,30	2,99
12	175,82	2,45	2,30	32,58	2,92
13	201,75	2,35	2,21	33,96	2,84
14	233,31	2,25	2,12	35,47	2,77
15	251,84	2,20	2,08	36,28	2,74
16	272,72	2,15	2,03	37,12	2,71
17	296,44	2,10	1,99	38,01	2,68
18	337,50	2,05	1,94	38,93	2,65

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:

a) La posibilidad de ocurrencia de la cavitación de la sección final de la rápida (Sección 18) para alturas de rugosidad ( $\Delta$ ) igual a 1, 2, 3, 4 y 5 mm respectivamente. Comente los resultados.

b) Determine el tramo de 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 ésta, por ende se procede a su cálculo.

1- Análisis de la posible ocurrencia de la cavitación en la sección final de la rápida

a) Fijando la irregularidad tipo 3 (tabla 5.1)

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 ( $\sigma$ ).

$$\sigma = \frac{P_{car} - P_{v-a}}{\rho \cdot \frac{V_{car}^2}{2}}$$

$$P_{car} = P_{atm} + P_{exc}$$

$$P_{atm} = 101\,000 \text{ Pa para cota de terreno } 22,50 \text{ m}$$

$$P_{exc} = 1000 (2,05) \cos \theta^0 = 1974,0 \text{ Kg/m}^2 \quad ; \quad \theta^0 = \arctang 0,28 = 15,64^0$$

$$P_{exc} = 19365,9 \text{ Pa}$$

$$P_{car} = 101\,000 + 19\,365,9 \text{ Pa}$$

$$* P_{car} = 120\,365,9 \text{ Pa}$$

$$\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_{car} = \frac{V_{max}}{0,68 \log(Y/K) + 1}$$

$$V_{max} = \frac{V_{med}}{K_v}$$

$$K_v = [1 - N_0/(N_0 + 1)] [1 - A_0 N_0/(N_0 + 1)]$$

Como  $Y < 0,5b$

$$A_0 = 2Y / b \quad ; \quad N_0 = 1 / (\ln(y/K) + 2)$$

Entonces:

$$b = 75 \text{ m}$$

$Y = 2,05 \text{ m}$  y  $V_{med.} = 38,93$  de la curva superficial

$K = \Delta$  y suponiendo los siguientes  $\Delta$  se tiene la tabla:

**Tabla 5.15**

$\Delta$ (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 de la tabla 5.11 (  $\Delta$  ), cavitara 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 de la tabla anterior:

$$\sigma < \sigma_{cr} \text{ Hay cavitación en la sección final: } 0,93 < 1,00$$

d) Definición de 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.

$$\sigma_{crER} = 0,85 \sigma_{cr} = 0,85 \times 1$$

$$\sigma > \sigma_{crER}$$

$$0,93 > 0,85 \Rightarrow \text{No hay erosión por cavitación}$$

g) Determinación del 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:

$$C_{17} = C_{18} + \text{sen}\theta * \Delta X_{17-18} = 22,5 + \text{sen}[\tan^{-1}(0,28)] [337,5 - 296,44] = 33,57 \text{ m}$$

$$P_{car} = P_{atm} + P_{exc}$$

$$P_{atm} = 101\,000 \text{ Pa para cota de terreno igual a } 33,57 \text{ m}$$

$$P_{exc} = \gamma Y_{17} \cos\theta \quad \text{por ser } \theta > 6^\circ$$

$$P_{exc} = 1000 (2,10) \cos 15,64^\circ = 19838,3 \text{ Pa}$$

$$P_{car} = 101\,000 + 19\,838,5 = 120\,838,5 \text{ Pa}$$

$$\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_{car} = \frac{V_{max}}{0,68 \log(Y/K) + 1}$$

$$Ao = \frac{2Y}{b} \quad \text{por ser } Y < 0,5 b \quad 2,10 < 37,5$$

$$Ao = \frac{2(2,10)}{75} = 0,056$$

$$No = \frac{1}{\ln(Y/K) + 2} = \frac{1}{\ln(2,10/0,005)} = 0,124$$

$$Kv = 0,884$$

$$V_{max} = \frac{V_{med}}{Kv} = \frac{38,01}{0,884} = 43,0 \text{ m/s}$$

$$*V_{car} = \frac{43}{0,68 \log \frac{(2,10}{0,005)} + 1}$$

$$*V_{car} = 15,45 \text{ m/s}$$

$$\sigma = \frac{120838,5 - 3100}{1000(15,45^2 / 2)}$$

$$\sigma = 0,986$$

$\sigma < \sigma_{cr} \rightarrow 0,986 < 1 \Rightarrow$  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:  $C_{16} = 22,5 + 17,46 = 39,96 \text{ m}$

$$P_{\text{car}} = P_{\text{atm}} + P_{\text{exc}}$$

$P_{\text{atm}} = 101\,000 \text{ Pa}$  para cota del terreno igual a 39,96 m.

$$P_{\text{exc}} = \gamma Y_{16} \cos\theta \text{ por ser } \theta > 6^\circ$$

$$P_{\text{exc}} = 1000 (2,15) \cos 15,64^\circ = 2070,4 \text{ Kg/m}^2 = 20\,310,6 \text{ Pa}$$

$$P_{\text{car}} = 101\,000 + 20\,310,6 = 121\,310,6 \text{ Pa}$$

$$\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$A_o = \frac{2Y}{b} = \frac{2(2,15)}{75} = 0,057$$

$$N_o = \frac{1}{\ln(2,15 / 0,005) + 2} = 0,124$$

$$K_v = 0,884$$

$$V_{\text{max}} = \frac{37,12}{0,884} = 41,99 \text{ m/s}$$

$$*V_{\text{car}} = \frac{41,99}{0,68 \log(2,15 / 0,005) + 1} = 15,05 \text{ m/s}$$

$$\sigma = \frac{121310,6 - 3100}{1000(15,05^2 / 2)}$$

$$\sigma = 1,04$$

$\sigma > \sigma_{\text{cr}} \rightarrow 1,04 > 1 \Rightarrow$  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 evitar este fenómeno.

Si se quiere precisar el cálculo se deberán seleccionar secciones intermedias entre la 16 y la 17.

## CAPITULO VI

### DISIPADORES DE ENERGIA

#### 6.1 - Generalidades.

##### 6.1.1 - Definición de dissipador de energía

El agua que vierte a través de una presa vertedora o la que circula por una rápida, adquiere una gran energía, que de ser entregada directamente al canal de salida, traería consigo una gran erosión que transcurrido un tiempo podría atentar contra la integridad del aliviadero y la cortina o terraplén de la presa si la descarga se realizara cercana a ésta. Para evitar esta situación se construyen objetos de obras conocidos con el nombre de dissipadores de energía que no son más que aquellas estructuras encargadas de amortiguar la gran energía que adquiere el agua en su caída.

##### 6.1.2 - Tipos de dissipadores de energía.

Existen distintos tipos de dissipadores entre los que se pueden citar:

- 1.- El Pozo amortiguador
- 2.- El Estanque amortiguador
- 3.- El Trampolín
- 4.- La Cubeta deflectora

De los dissipadores antes mencionados los tres primeros resultan ser de mayor uso en la República de Cuba, de ahí que estos sean los abordados en estos apuntes.

#### 6.2 - El salto hidráulico.

El uso de los pozos y estanques amortiguadores se basa en la ocurrencia del salto hidráulico que es realmente el encargado de la disipación de energía, de tal manera que los pozos y estanques en realidad son las estructuras que contienen al salto. Por ello, resulta imprescindible inicialmente recordar algunas características importantes del salto hidráulico, que permitan el correcto diseño hidráulico de tales 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 en la que se satisfaga la siguiente ecuación:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right] \quad (6.1)$$

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, tal que  $F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$  (6.2)

$V_1$ : 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 por la indefinición que hay en cuanto a donde puede darse por concluido el mismo. El criterio más generalizado es aquel que define como longitud del salto ( $L_s$ ) la distancia horizontal desde la entrada de éste (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 6.0 (a) o mediante alguna de las ecuaciones que brindan los investigadores que a continuación se relacionan:

- Smetana (Checoslovaquia):  $L_s = 6 (h_2 - h_1)$

- Safranete (Alemania):  $L_s = 5,9 h_1 F_{r1}$

- Einwachter (Alemania):  $L_s = 8,3 h_1 (F_{r1} - 1)$

- Chertuso (Rusia) :  $L_s = 10,3 h_1 (F_{r1} - 1)^{0,81}$

en las que  $h_1$  y  $h_2$  tienen los mismos significados que  $y_1$  y  $y_2$  (recuérdese que se trata de canales horizontales en los que profundidad y tirante de circulación coinciden).

c) Posición del salto.

Hay tres esquemas ilustrativos (figura 6.0 (b)) que describen la formación de un salto hidráulico aguas abajo de una compuerta, al pie de un cimacio o al final de una rápida.

*Caso 1*: Ocurre cuando  $y_2^1 = y_2$ . El salto ocurre 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

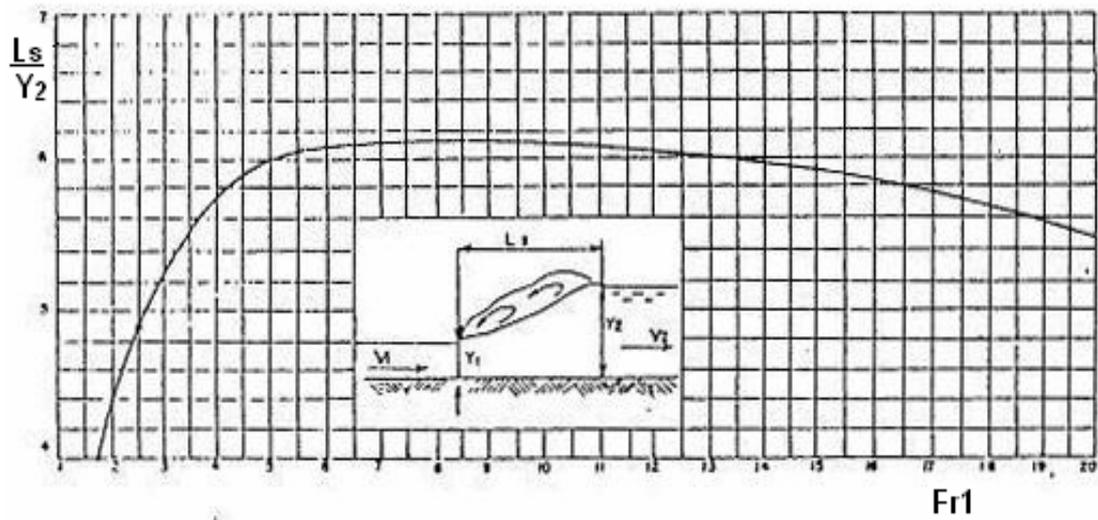


Figura 6.0a

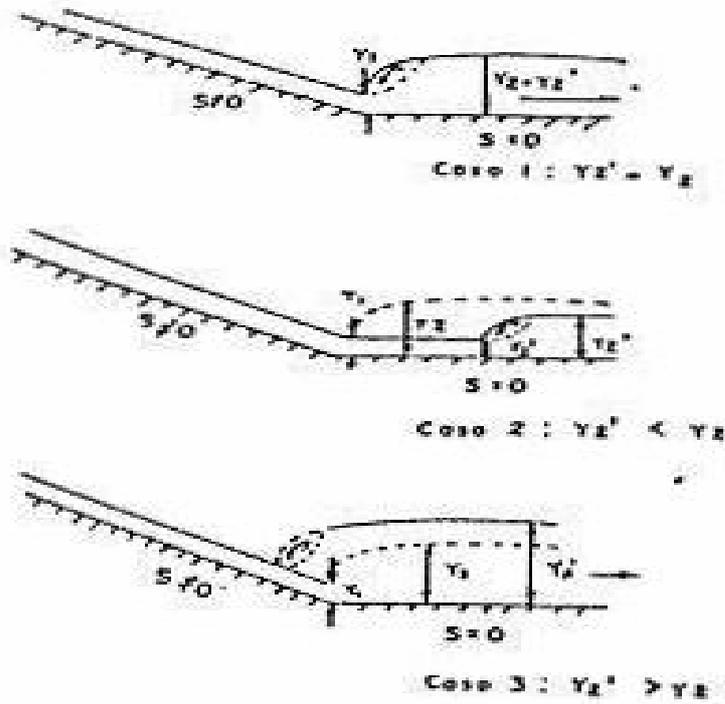
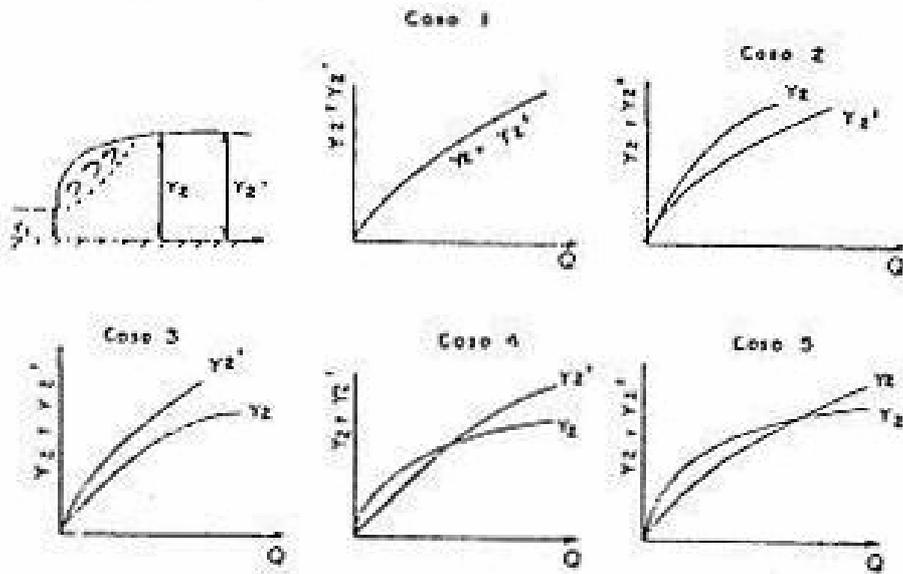


Figura 6.0b



**Figura 6.0c**

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  $y_2^1 < y_2$  resultado de lo cual el salto se corre hacia aguas abajo hasta un punto en el que las dos curvas superficiales tengan profundidades conjugadas, esto es, que satisfagan la ecuación (6.1). Este caso debe ser evitado ya que la posición del salto es muy inestable y pudiera incluso ocurrir que se desplace lo suficiente como para salirse de las losas que protegen al fondo.

*Caso 3:* Ocurre cuando  $y_2^1 > y_2$  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. (figura 6.0 (c) )

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 al igual que 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 disipador, 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  $y_2^1$ , es decir, que el caso 2 de la posición siempre tiene lugar y el salto permanece corrido hacia aguas abajo y para asegurarse 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  $y_2^1$ . 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, etc.

*Clase 4:* En esta condición para gastos pequeños  $y_2$  es mayor que  $y_2^1$ , mientras que para gastos grandes ocurre lo contrario. La solución más efectiva es 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 es colocar umbral terminal para elevar los niveles  $y_2^1$  de los gastos grandes y así evitar el corrimiento del salto.

e) Tipos de salto.

Los saltos se clasifican de acuerdo al 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.

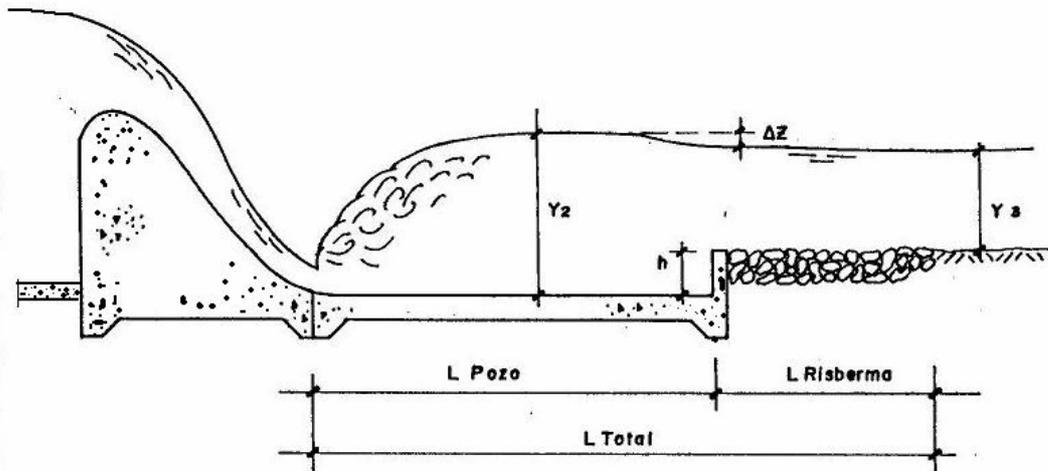
-  $F_{r1} = 4,5 - 9,0$  Salto estable.

-  $F_1 > 9,0$  Salto fuerte.

### **6.3.- El pozo amortiguador como elemento disipador.**

#### **6.3.1.- Características generales**

El cálculo de un pozo amortiguador se basa fundamentalmente en la obtención de la altura  $h$  del escalón del pozo capaz de garantizar, que la conjugada del tirante que se tiene al inicio del pozo, coincida con el tirante de que se dispone aguas abajo de éste, 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 de dicho pozo. (Ver figura 6.1).



**Figura 6.1**

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  $Y_2 > Y_3$  (en lo adelante se denominará  $Y_3$  a lo que antes se denominó  $y_2^1$ ).

2.- Es frecuente usar como criterio para el cálculo de la altura del pozo un cierto factor de seguridad conocido como  $\eta$  que oscila entre 1,00 y 1,10 y tiene como objetivo, lograr un cierto incremento en el valor de  $Y_2$  para de esa manera tener una seguridad en el cálculo del escalón del pozo con el propósito de garantizar siempre la ocurrencia del salto dentro de los límites concebidos para el pozo amortiguador.

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  $\eta = 1,1$

- Para  $F_{r1} > 4,5$  se asume  $\eta = (1,0 - 1,05)$

### **6.3.2.- Metodología para el diseño de un pozo amortiguador ubicado al pie de un cimacio vertedor.**

Esta metodología ha sido concebida a partir de considerarse conocidos los siguientes parámetros:  $Q$ ,  $H_0$ ,  $P^*$ ,  $L_t$ ,  $Y_3$

Determinar: Longitud del pozo  $L_p$ , profundidad del pozo  $h_p$  y longitud de la risberma  $L_R$ .  
Los pasos a seguir son los siguientes:

1- Cálculo del tirante contraído al pie del cimacio  $Y_1$

$$Y_1 = (E_0 / 3) [ 1 - 2 \cos (60^\circ + \theta^\circ / 3) ] \quad (6.3)$$

Donde:

$$\theta^\circ = \arccos [ 1 - 0,73 q^2 \cdot E_0^{-3} ] \quad (6.4)$$

$$q = Q / L_t \quad (6.5)$$

$$E_0 = P^* + H_0 \quad (6.6)$$

2- Cálculo de la conjugada  $Y_2$  del tirante  $Y_1$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right] \quad (6.1)$$

Donde:

$$V_1 = \frac{Q}{bY_1} \quad (6.7)$$

$b = L_t =$  ancho del pozo amortiguador

3- Comparar  $Y_2$  con  $Y_3$  para valorar si es necesario o no el uso del pozo.

1.- Si  $Y_2 \leq Y_3 \Rightarrow$  no se requiere pozo

2.- Si  $Y_2 > Y_3 \Rightarrow$  sí se requiere pozo

4- En caso de requerirse pozo amortiguador, se procede al cálculo de la altura del escalón del pozo ( $h_{\text{pozo}}$ ).

Con el propósito de organizar los resultados que se deben ir obteniendo durante el proceso iterativo a seguir para el cálculo de la altura del escalón del pozo, se recomienda utilizar la siguiente tabla:

$h_{\text{sup}}$ (m)	$E_0$ (m)	$\theta^\circ$	$Y_1$ (m)	$Y_2$ (m)	$\Delta z$ (m)	$h_{\text{calc}}$ (m)	error relativo
1	2	3	4	5	6	7	8

Procedimiento a seguir:

a) Suponer un valor de altura del pozo ( $h_{sup.}$ )

b) Calcular los parámetros de las restantes columnas de la tabla anterior mediante el uso de las siguientes expresiones:

$$1.- E_0 = H_0 + (P^* + h_{sup.})$$

$$2.- \theta^\circ = \arccos [1 - (0,73 q^2 \cdot E_0^{-3})]$$

$$3.- Y_1 = (E_0 / 3) [1 - 2 \cos (60^\circ + \theta^\circ / 3)]$$

$$4.- \frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r_1}^2 + 1} - 1 \right]$$

$$5.- \Delta Z = \frac{V_{can.sal.}^2}{2g\phi_p^2} - \frac{V_{pozo}^2}{2g\eta^2} \quad (6.8)$$

Donde:

$\phi_p = (0,80 \div 0,95)$  Coeficiente que considera las pérdidas por el escalón del pozo.

$$V_{can.sal.} = \frac{Q}{A_{can.sal.}} \quad (6.9)$$

Si el canal de salida es de sección:

$$1- Trapezial (A_{can. sal.} = b_{cs} \cdot Y_3 + m Y_3^2) \quad (6.10)$$

$$2- Rectangular (A = b_{cs} \cdot Y_3) \quad (6.11)$$

siendo:

$b_{cs}$  = ancho del fondo del canal de salida

$Y_3$  = tirante en el canal de salida.

$$V_{pozo} = \frac{Q}{A_{pozo}} = \frac{Q}{b_{pozo} Y_2} \quad (6.12)$$

siendo:

$b_{pozo}$  - ancho del pozo

$Y_2$  - Conjugada del tirante al inicio del pozo

$g$  = aceleración de caída libre

$\eta$  = factor de seguridad ya definido

$$6.- h_{calc} = \eta Y_2 - (Y_3 + \Delta z)$$

$$7.- Errorrelativo = \frac{h_{sup} - h_{calc}}{h_{calc}} < 1\% \quad (6.13)$$

Si no se cumple que el Error Relativo  $< 1\%$ , se procede a suponer un nuevo valor de  $(h)$ . Resulta aconsejable asumir, como nuevo valor de  $h_{sup}$ , el valor de la  $h_{calc}$  obtenida en el paso anterior.

Este proceso se repetirá hasta cumplir con el requisito antes mencionado.

5.- Cálculo de la longitud del pozo ( $L_p$ ) y de la longitud de la risberma ( $L_R$ ).

$$L_p = 3Y_2 \quad \text{si } q \leq 5 \text{ m}^2 / \text{s} \quad (6.14)$$

$$L_p = L_s \quad \text{si } q > 5 \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$L_R = L_T - L_p \quad (6.15)$$

Donde:

$$L_T = 9 (Y_2 - Y_1) \quad (6.16)$$

6.- Dibujar el pozo amortiguador a partir de los resultados obtenidos anteriormente según la figura 6.1 (a).

### 6.3.3.- 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 se presentan a continuación:

$$\begin{aligned} Q &= 2000 \text{ m}^3 / \text{s} & H_0 &= 4,40 \text{ m} \\ L_t &= 100 \text{ m} & P^* &= 8,00 \text{ m} \end{aligned}$$

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  $Y_3 = 5,00$  m cuando por él circula el gasto de diseño del aliviadero.

Solución:

1- Cálculo del tirante contraído al pie del cimacio  $Y_1$

$$Y_1 = [ E_0 / 3 ] [ 1 - 2 \cos (60^\circ + \theta^\circ / 3) ]$$

$$q = Q / L_t = 2000 / 100 = 20 \text{ m}^2 / \text{s}.$$

$$E_0 = P^* + H_0 = 8,00 + 4,40 = 12,4 \text{ m}$$

$$\theta^\circ = \arccos [ 1 - (0,73q^2 E_0^{-3}) ] = 32,18$$

sustituyendo resulta  $Y_1 = 1,40 \text{ m}$

2.- Cálculo de la conjugada  $Y_2$  del tirante  $Y_1$ :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right]$$

$$V_1 = Q / (b Y_1) = 2000 / (1,4 * 100) = 14,3 \text{ m} / \text{s}.$$

$$F_{r1} = V_1 / (g Y_1)^{1/2} = 14,3 / (9,81 * 1,4)^{1/2} = 3,86$$

resultando  $Y_2 = 6,97 \text{ m}$

3- Comparar  $Y_2$  con  $Y_3$  para valorar si es necesario o no el uso del pozo:

Como  $Y_2 > Y_3$  (  $6,97 > 5$  )  $\Rightarrow$  Se requiere pozo

4- Cálculo de la altura del escalón del pozo ( $h_{\text{pozo}}$ ) con el propósito de organizar los resultados se recomienda utilizar la siguiente tabla.

$h_{\text{sup}}$ ( m )	$E_0$ ( m )	$\theta^\circ$	$Y_1$ ( m )	$Y_2$ ( 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 ( $L_R$ ).

$L_p = L_s = 42,35 \text{ m}$ , tomado de la figura 6.0 a.

$$L_R = L_t - L_p$$

Donde:

$$L_t = 9 (Y_2 - Y_1) = 9 (7,43 - 1,26) = 55,53 \text{ m}$$

$$L_R = 55,53 - 42,35 = 13,18 \text{ m}$$

#### **6.3.4.- Metodología 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, que están 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 pues el tirante que se obtendrá al inicio del pozo será siempre el mismo, independientemente de la cota de fondo que éste requiera. Ahora bien, si por el contrario el régimen de circulación al final de la rápida no resulta ser uniforme, entonces a la hora de calcular el pozo amortiguador, se deberá tener presente que en la medida en que se varía la cota de fondo de dicho pozo es necesario la prolongación de la rápida, razón por la cual el tirante entonces 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 finalizar ésta, con el propósito de contar con la información necesaria a la hora de acometer el diseño del pozo amortiguador.

A continuación se presenta una propuesta de metodología para el diseño de un pozo amortiguador al pie de una rápida, cuyo régimen de circulación al finalizar la misma es gradualmente variado. Esta metodología ha sido concebida a partir de suponer como conocida la siguiente información:

- Cota final de la rápida.
- Gasto de diseño,  $Q$
- Ancho de la rápida;  $b$
- Aceleración de caída libre;  $g$
- Pendiente de la rápida,  $i$
- Cálculo de la curva superficial de la rápida prolongada a una longitud mayor que la que se dispone hasta la cota concebida como final de la rápida.
- Tirante aguas abajo para el gasto de diseño,  $Y_3$ .

Determinar:  $L_P$ ,  $h_P$ ,  $L_R$

Los pasos a seguir son los siguientes:

1- A partir de la curva superficial de la rápida se conoce el tirante que se analiza al final de ésta, 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  $Y_2$ .

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r_1}^2 + 1} - 1 \right] \quad (6.17)$$

Donde:

$$F_{r_1} = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} \quad (6.18)$$

$$V_1 = \frac{Q}{bY_1} \quad (6.19)$$

$b$  = 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.

- Si  $Y_2 > Y_3 \Rightarrow$  sí se requiere pozo.

3- En caso de requerirse pozo amortiguador se procede al cálculo de la altura del escalón del pozo ( $h_p$ ).

Con el propósito de organizar los resultados que se deben ir obteniendo durante el proceso iterativo a seguir para el cálculo de la altura del escalón del pozo, se recomienda utilizar la siguiente tabla:

$h_{sup}$ (m)	$\Delta X$ (m)	$Y_1$ (m)	$Y_2$ (m)	$\Delta z$ (m)	$h_{calc}$ (m)	error relativo
1	2	3	4	5	6	7

Procedimiento a seguir:

a) Suponer un valor de altura del pozo ( $h_{sup}$ )

b) Calcular los parámetros de las restantes columnas de la tabla anterior mediante el uso de las siguientes expresiones:

1.-  $\Delta X$  - prolongación de la rápida

$$\Delta X = h_{sup} / \text{sen } \alpha \quad (6.20)$$

Donde:

$\alpha = \arctan i$  ; ángulo de inclinación de la rápida

2.- Con el valor de  $\Delta X$  calculado, se obtiene de la curva superficial la profundidad de circulación que se tiene a esa distancia. El valor de tirante obtenido, constituye ahora el nuevo valor de  $Y_1$ .

$$3.- \frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right] \quad (6.21)$$

$$4.- \Delta Z = \frac{V_{can.sal.}^2}{2g\phi_p^2} - \frac{V_{pozo}^2}{2g\eta^2} \quad (6.22)$$

Donde:

$\phi_p = (0,80 \div 0,95)$  Coeficiente que considera las pérdidas por el escalón del pozo.

$$V_{can.sal.} = \frac{Q}{A_{can.sal.}} \quad (6.23)$$

Si el canal de salida es de sección:

$$1- \text{Trapezoidal ( } A_{can. sal.} = b_{cs} \cdot Y_3 + m Y_3^2 \text{ )} \quad (6.24)$$

$$2- \text{Rectangular ( } A = b_{cs} \cdot Y_3 \text{ )} \quad (6.25)$$

siendo:

$b_{cs}$  = ancho del fondo del canal de salida

$$V_{pozo} = \frac{Q}{A_{pozo}} = \frac{Q}{b_{pozo} Y_2} \quad (6.26)$$

$b_{pozo}$  - ancho del pozo igual al ancho de la rápida

$Y_2$  - Conjugada del tirante al inicio del pozo.

$g$  - aceleración de caída libre

$\eta$  - factor de seguridad que se adopta generalmente según el siguiente criterio:

- Para  $F_{r1} < 4,5$  se asume  $\eta = 1,1$

- Para  $F_1 > 4,5$  se asume  $\eta = 1,00 \div 1,05$

$$6.- h_{\text{calc}} = \eta Y_2 - (Y_3 + \Delta z) \quad (6.27)$$

$$7.- \text{Errorrelativo} = \frac{h_{\text{sup}} - h_{\text{calc}}}{h_{\text{calc}}} < 1\% \quad (6.28)$$

Si no se cumple que el Error Relativo  $< 1\%$ , se procede a suponer un nuevo valor de (h). Resulta aconsejable asumir, como nuevo valor de  $h_{\text{sup}}$ , el valor de la  $h_{\text{calc}}$  obtenida en el paso anterior.

Este proceso se repetirá hasta cumplir con el requisito antes mencionado.

4.- Cálculo de la longitud del pozo ( $L_p$ ) y de la longitud de la risberma ( $L_R$ ).

$$L_p = 3Y_2 \quad \text{si } q \leq 5 \text{ m}^2 / \text{s} \quad (6.29)$$

$$L_p = L_s \quad \text{si } q > 5 \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$L_R = L_T - L_p \quad (6.30)$$

Donde:

$$L_T = 9 (Y_2 - Y_1) \quad (6.31)$$

5.- Dibujar el pozo amortiguador a partir de los resultados obtenidos anteriormente según la figura 6.1 (b).

Por último en relación con el cálculo de un pozo amortiguador ubicado al pie de una rápida, en donde el régimen que se tenga al finalizar la misma sea uniforme que se deben seguir los pasos que se describen en la metodología anterior, con la única excepción de que en este caso específico como el tirante  $Y_1$  no varía independientemente de la cota a la que se ubique el fondo del pozo amortiguador, entonces una vez demostrado en el 2<sup>do</sup> paso de la metodología anterior, que se requiere de un pozo amortiguador, deberá calcularse en el 3<sup>er</sup> paso, lo que a continuación se presenta y no lo que la metodología aparece:

3- Cálculo de la altura del escalón del pozo ( $h_{\text{pozo}}$ )

$$h_{\text{pozo}} = \eta Y_2 - (Y_3 + \Delta z)$$

Donde:

$\eta$  - factor de seguridad que se adopta generalmente según el siguiente criterio:

- Para  $F_{r1} < 4,5$  se asume  $\eta = 1,1$

- Para  $F_{r1} > 4,5$  se asume  $\eta = 1,0 \div 1,05$

$Y_2$ - Tirante conjugado obtenido en el 1<sup>er</sup> paso.

y el resto del procedimiento es igual, es decir, según se puede apreciar la diferencia consiste en eliminar el proceso iterativo para obtener  $Y_1$ .

### 6.3.5.- Ejemplo de cálculo de un pozo amortiguador ubicado al pie de una rápida

Se proyecta un aliviadero superficial para una descarga máxima de  $576 \text{ m}^3/\text{s}$ . 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:

$$\begin{array}{l} Y_1 \text{ (m)} = 0,8 \\ Y_3 \text{ (m)} = 3,6 \end{array}$$

Solución:

1<sup>ro</sup>- Del cálculo de la curva superficial se sabe que el tirante al final de la rápida, que a los efectos del cálculo del pozo amortiguador resulta ser el tirante a la entrada de éste, es igual a  $Y_1 = 0,8 \text{ m}$ , por ende se procede a calcular el tirante conjugado  $Y_2$ :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right]$$

$$V_1 = Q / (b * Y_1) = 576 / (60 * 0,8) = 12 \text{ m/s}$$

$$F_{r1} = V_1 / (gY_1)^{1/2} = 12 / (9,81 * 0,8)^{1/2} = 4,3$$

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:

$$Y_2 > Y_3 \quad (4,48 > 3,6)$$

Lo que significa que se requiere pozo y por tanto será necesario realizar los cálculos que se muestran a continuación, dándole seguimiento así a la metodología propuesta.

3- Cálculo de la altura del escalón del pozo ( $h_{\text{pozo}}$ )

Como se conoce del problema que al final de la rápida se alcanza el régimen uniforme, entonces se procede directamente a calcular la profundidad del escalón de pozo, pues el tirante  $Y_1$  se mantendrá constante.

$$h_p = \eta Y_2 - (Y_3 + \Delta z)$$

Donde:

-  $\eta = 1,1$  pues  $F_{r1} = 4,3 < 4,5$

-  $Y_2 = 4,48$  m

-  $V_{\text{can sal}} = 1,83$  m / s considerando canal trapecial con taludes  $m = 2$

-  $V_p = 2,14$  m / s a partir de  $Q = 576$  m<sup>3</sup> / s,  $b = 60$  m y  $Y_2 = 4,48$  m

- resultando entonces  $\Delta z = 0,11$  m habiendo considerado  $\phi_p = 0,92$

Sustituyendo en la expresión de la altura del escalón del pozo se tiene que:

$$h_p = 1,22$$
 m

4- Cálculo de la longitud del pozo ( $L_p$ ) y de la longitud de la risberma ( $L_R$ )

$$L_p = L_s = 26,43$$
 m según la figura 6.0

$$L_R = L_t - L_p$$

$$L_t = 9 (Y_2 - Y_1) = 9 (4,48 - 0,8) = 33,12$$
 m

$$L_R = 33,12 - 26,43 = 6,69$$
 m

#### **6.4.- El estanque amortiguador como disipador de energía**

##### **6.4.1.- 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, que en este tipo de disipador se utilizan distintos accesorios con el propósito de incrementar por un lado la disipación de la energía y contribuir por otro en la estabilización del flujo que abandona dicho estanque.

##### **6.4.2.- Diferencias fundamentales entre el estanque y el pozo amortiguador**

Entre las diferencias fundamentales que se pueden señalar respecto a estos dos tipos de disipadores se tienen que:

1.- En el estanque amortiguador, la cota de fondo del canal de salida se hace coincidir con la cota de fondo del estanque, aspecto éste que no ocurre de igual forma en el pozo amortiguador. Esta situación contribuye en numerosas ocasiones en la decisión final acerca del tipo de disipador a emplear, pues como es de suponer, cuando se tenga un canal de salida muy largo, la obligatoriedad de colocar la cota de fondo del canal de salida al mismo nivel que la del estanque, hace que el empleo de este último, resulte más costoso que el uso de un pozo como disipador de la energía.

2.- A diferencia del pozo amortiguador, 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.

#### **6.4.3.-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 de esto se pueden obtener longitudes de estanques más cortas.

##### **b) Dados amortiguadores**

Los 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, aquellos contribuyen a compensar las deficiencias del tirante aguas abajo, mientras que para gastos grandes de circulación, ellos ayudan a reflejar el flujo alejado del lecho del río.

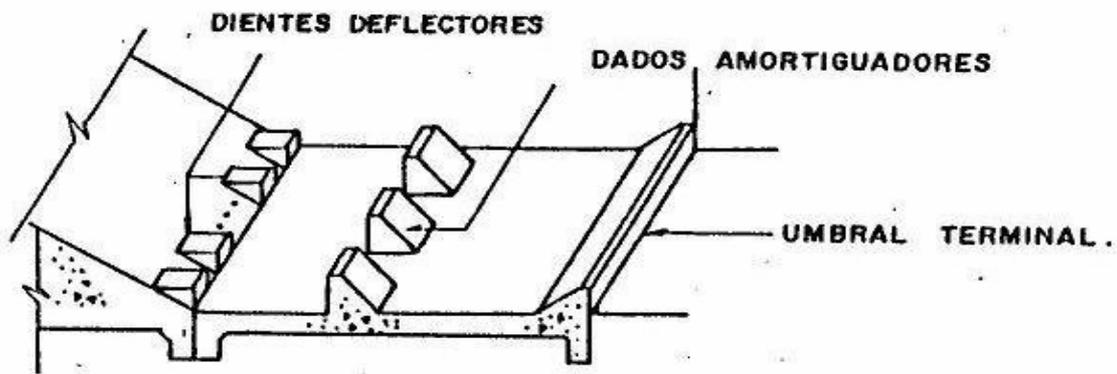
Cuando la velocidad a la entrada del estanque excede los 15 m/s no se recomienda su uso ya que se corre el peligro de que ocurra en ellos la cavitación. Para evitar esta situación, los dados pueden ser colocados lo suficientemente lejos de la entrada, donde exista suficiente sumersión bajo el tirante aguas abajo.

Una de las dimensiones más importantes en el dado amortiguador resulta ser su altura pues si la misma 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.

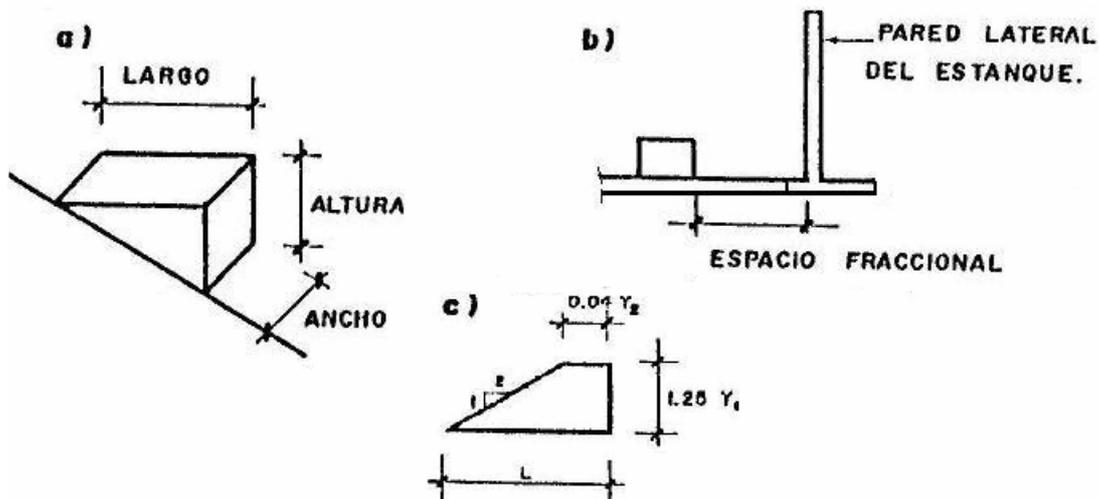
c) **Umbral Terminal**

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 reducen apreciablemente la erosión del cauce aguas abajo.

En la figura 6.2 se muestra la localización de los accesorios antes mencionados dentro de un estanque amortiguador.



**Figura 6.2**



**Figura 6.3**

**6.4.4.- Algunos aspectos relacionados con el uso del Estanque Amortiguador**

El uso de un estanque amortiguador se hace efectivo cuando el número de Froude a la entrada del mismo es mayor que 4,5 ( $F_{r1} > 4,5$ ) y solo en casos excepcionales, cuando no sea posible cambiar las dimensiones del estanque para de esa forma lograr cambiar el Froude a la entrada, se acepta su uso para valores de  $2,5 \leq F_{r1} \leq 4,5$ . Cuando esto último ocurre, la

literatura consultada recomienda diseñar un estanque tipo I, pues el mismo resulta ser dentro de los estanques existentes, el de mejor resultado en cuanto a disipación se refiere.

#### **6.4.5.- Metodología para el diseño de un estanque amortiguador**

La metodología que a continuación se presenta para el diseño de un estanque amortiguador, parte de conocer como datos:

Q - Gasto

b - ancho del estanque

$Y_3$  - tirante aguas abajo ( impuesto por el río o el canal de salida, etc)

$Y_1$  - tirante a la entrada del estanque

- Si hay rápida, es el tirante al final de la rápida (Se calcula por la curva superficial de la rápida)

- Si es al pie del cimacio, se calcula:

$$E_0 = P^* + H_0 \quad (6.32)$$

$$q = Q / L_t = Q / b \quad (6.33)$$

$$\theta^\circ = \arccos [ 1 - (0,73 q^2 \cdot E_0^{-3}) ] \quad (6.34)$$

$$Y_1 = ( E_0 / 3 ) [ 1 - 2 \cos (60^\circ + \theta^\circ / 3) ] \quad (6.35)$$

#### **PASOS A SEGUIR**

1<sup>ro</sup>- Cálculo de la velocidad a la entrada del estanque  $V_1$

$$V_1 = q / Y_1$$

2<sup>do</sup> - Cálculo del número de Froude a la entrada del estanque  $F_{r1}$

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$$

3 - Una vez calculado el número de Froude se analiza qué tipo de salto va a tener lugar en el estanque y a partir de aquél se decide el tipo de estanque a diseñar.

a) Si  $2,5 \leq F_{r1} \leq 4,5 \Rightarrow$  Salto oscilante  $\rightarrow$  se diseña un estanque tipo I

b) Si  $F_{r1} > 4,5 \Rightarrow$  Salto estable entonces:

- Si  $V_1 < 15$  m/s se diseña un Estanque Tipo II

- Si  $V_1 \geq 15$  m/s se diseña un Estanque Tipo III

### **DISEÑO DE UN ESTANQUE TIPO I** ( $2,5 \leq F_{r1} \leq 4,5$ )

1 Calcular el valor de TA de la siguiente ecuación

$$TA = Y_1 ( 1,539 F_{r1} - 0,471 ) \quad (6.36)$$

2 Calcular el tirante conjugado ( $Y_2$ )

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right] \quad (6.37)$$

3 Determinar la longitud del estanque amortiguador ( $L_1$ )

$$L_1 = Y_2 ( 1,50 + 1,768 F_{r1} - 0,174 F_{r1}^2 ) \quad (6.38)$$

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 6.3 (a) se representan los parámetros antes calculados.

5 Calcular el número de dientes (n).

$$n = ( b + 2,5 Y_1 ) / ( 3,5 Y_1 ) \quad (6.39)$$

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.

$$\text{Espacio fraccional} = [ b - (3,5 Y_1 * n - 2,5 Y_1) ] / 2 \quad (6.40)$$

En la figura 6.3 (b) se representa el parámetro antes calculado.

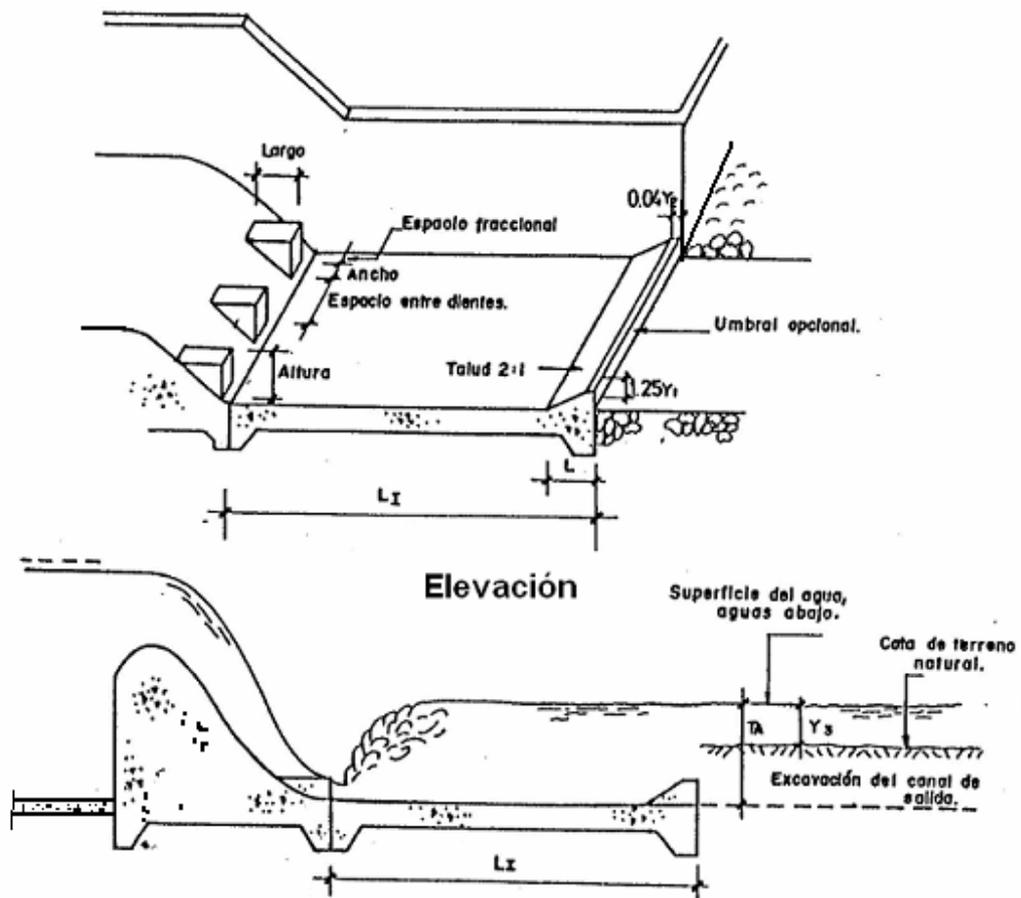
7 Obtener el dimensionamiento del umbral terminal.

$$L = 2,5 Y_1 + 0,04 Y_2 \quad (6.41)$$

En la figura 6.3 (c) se presenta el dimensionamiento del umbral terminal.

8 Dibujar y dimensionar el estanque amortiguador obtenido.

En la figura 6.4 aparece una representación del estanque tipo I.



**Figura 6.4. Estanque tipo I**

**DISEÑO DE UN ESTANQUE TIPO II** ( $F_{r1} > 4.5$ ), ( $V_1 < 15$  m/s)

1 Calcular del valor de TA de la siguiente ecuación

$$TA = Y_1 (1,420 F_{r1} - 0,604) \quad (6.42)$$

2 Calculo del tirante conjugado ( $Y_2$ )

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right] \quad (6.43)$$

3 Determinar la longitud del estanque amortiguador ( $L_{II}$ )

$$L_{II} = Y_2 (1,62 + 0,178 F_{r1} - 0,007 F_{r1}^2) \quad (6.44)$$

4 Cálculo de las dimensiones de los dientes deflectores.

$$\text{Altura} = Y_1$$

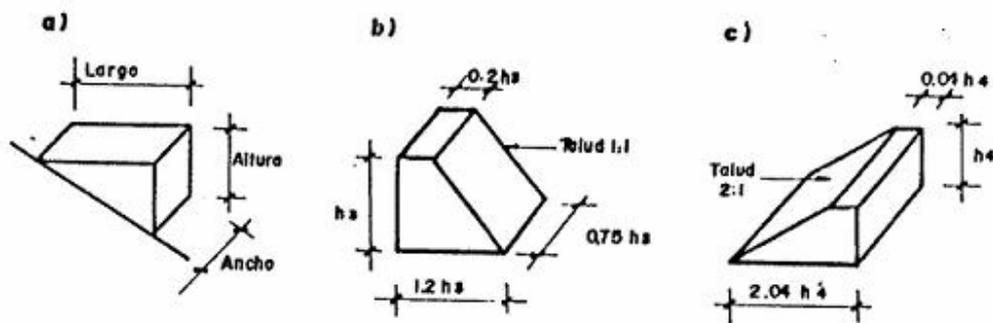
$$\text{Ancho} = Y_1$$

Largo = Sale constructivo (pasando una horizontal por la altura del diente hasta la superficie de la rápida o el cimacio.

$$\text{Espacio entre dientes} = Y_1$$

$$\text{Espacio Fraccional} = 0,5 Y_1$$

En la figura 6.5 (a) se representan los parámetros antes calculados.



**Figura 6.5.** Estanque del diente dado y umbral terminal del estanque tipo II

5 Cálculo del número de dientes (n).

$$n = b / (2Y_1) \quad (6.45)$$

Donde  $b$  = es el ancho del estanque

6 Cálculo de las dimensiones de los dados amortiguadores.

a) Cálculo de  $h_3$  de la siguiente expresión:

$$h_3 = Y_1 ( 0,545 + 0,175 F_{r1} ) \quad (6.46)$$

b) Cálculo de las dimensiones de los dados amortiguadores

Altura =  $h_3$

Ancho =  $0,75 h_3$

Largo =  $1,2 h_3$

Ancho superior =  $0,2 h_3$

Espacio entre dados =  $0,75 h_3$

Espacio Fraccional =  $0,375 h_3$

Ubicación =  $0,8 d_2$

Donde:

$$d_2 = \frac{L_{II}}{1,071 + 0,358F_{r1} - 0,025F_{r1}^2 + 0,00055F_{r1}^3}$$

En las figuras 6.5 b y 6.6 se representan los parámetros calculados anteriormente.

c) Cálculo del número de dados amortiguadores ( $n$ )

$$n = b / (1,5 h_3) \quad (6.47)$$

7 Cálculo de las dimensiones del umbral terminal.

a) Cálculo de  $h_4$  a partir de la siguiente expresión

$$h_4 = Y_1 (0,956 + 0,063 F_{r1}) \quad (6.48)$$

b) Cálculo de las dimensiones del umbral terminal.

Altura =  $h_4$

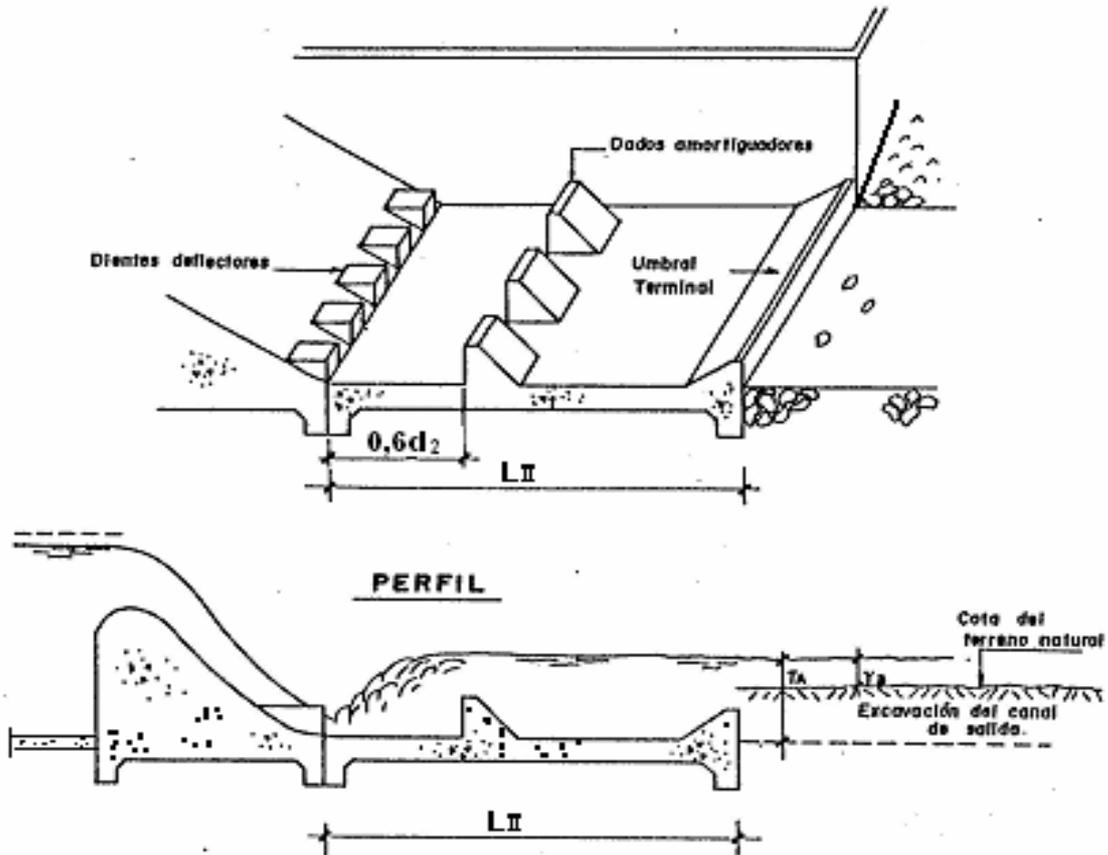
Ancho de la cara superior del umbral =  $0,04 h_4$

Largo =  $2,04 h_4$

En la figura 6.5 (c) se representan los parámetros calculados anteriormente.

8 Dibujar y dimensionar el estanque amortiguador obtenido.

En la figura 6.6 aparece una representación del estanque tipo II.



**Figura 6.6.** Estanque tipo II

**Diseño de un estanque tipo III** ( $F_{r1} > 4,5$ ) ; ( $V_1 > 15$  m/s).

1 Cálculo del valor de TA de la siguiente ecuación.

$$TA = Y_1 (1,469 F_{r1} - 0,318) \quad (6.49)$$

2 Cálculo del tirante conjugado ( $Y_2$ )

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right] \quad (6.50)$$

3 Determinar la longitud del estanque ( $L_{III}$ )

$$L_{III} = Y_2 (3,55 + 0,06 F_{r1} - 0,00015 F_{r1}^2) \quad (6.51)$$

4 Calcular la dimensiones de los dientes deflectores.

$$\text{Ancho} = Y_1$$

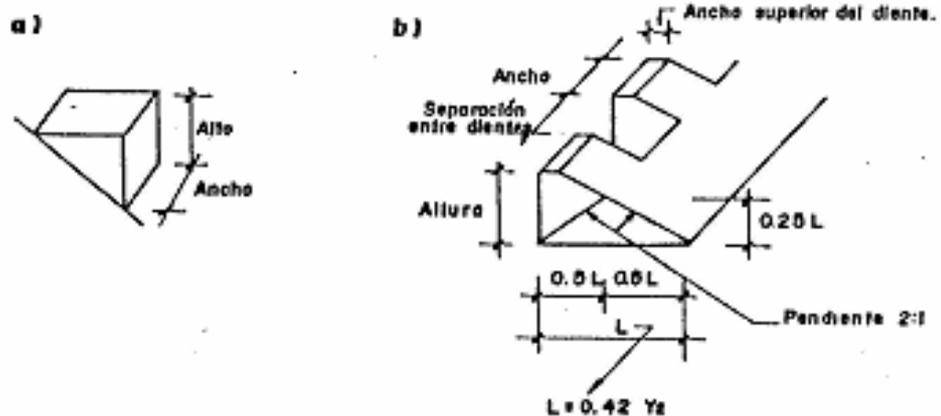
$$\text{Alto} = Y_1$$

Largo = Sale constructivo pasando una horizontal por la altura del diente hasta cortar la rápida o el cimacio.

$$\text{Espacio entre dientes} = Y_1$$

$$\text{espacio fraccional} = 0,5 Y_1$$

En la figura 6.7(a) se representan los parámetros antes mencionados.



**Figura 6.7.** Esquema del diente y el umbral terminal del estanque tipo III

5 Cálculo del número de dientes (n)

$$n = b / (2 Y_1) \quad (6.52)$$

6 Cálculo de las dimensiones del umbral terminal

$$\text{Altura} = 0,2 Y_2$$

$$\text{Ancho} = 0,15 Y_2$$

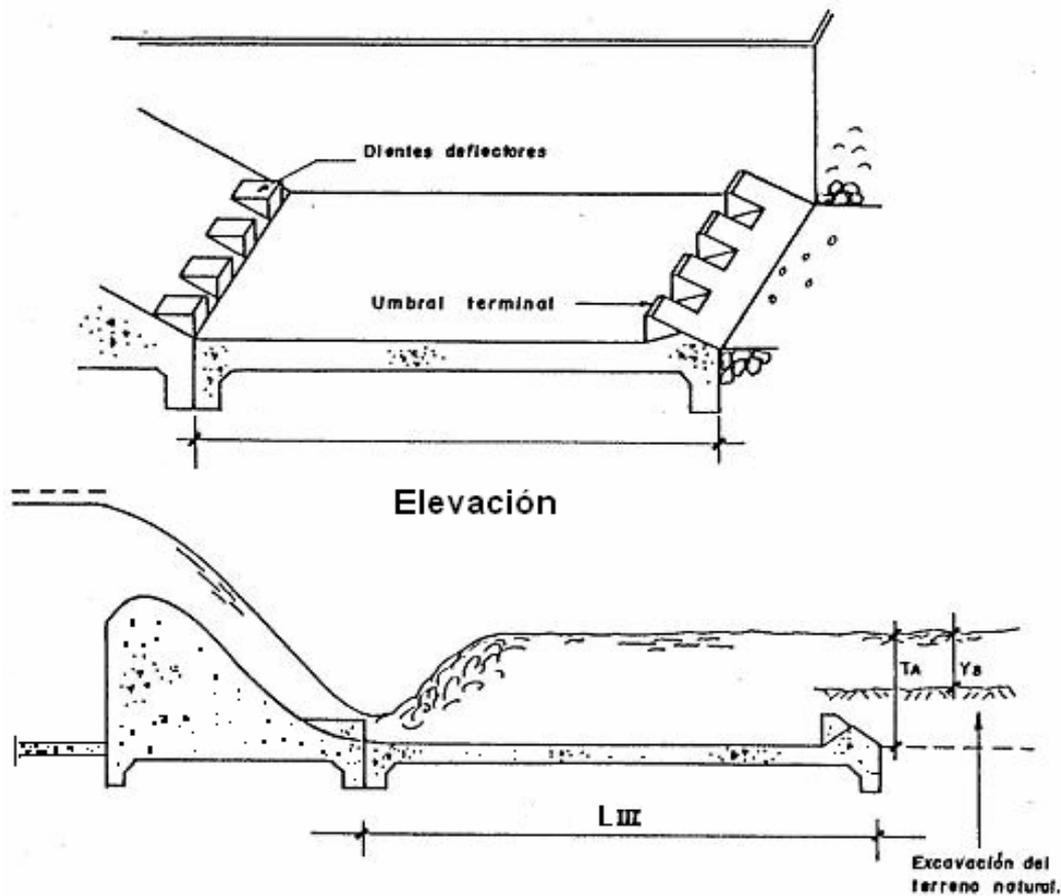
$$\text{Espacio entre dientes} = 0,15 Y_2$$

$$\text{Ancho superior del diente} = 0,02 Y_2$$

En la figura 6.7 (b) se representan estos parámetros.

7 Dibujar y dimensionar el estanque amortiguador obtenido

En la figura 6.8 aparece una representación del estanque tipo III.



**Figura 6.8.** Estanque tipo III

6.4.6

**.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 :

$$Q = 190 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$H_0 = 1,45 \text{ m}$$

$$\text{Tirante contraído al pie de cimacio } Y_1 = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Cota de la superficie del agua aguas abajo para el gasto de diseño} = 113,5 \text{ m}$$

$$L_t = 51 \text{ m}$$

$$P = 1,5 \text{ m}$$

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.

### **Diseñándose un estanque tipo I**

1 Calcular el valor de TA

$$TA = Y_1 (1,539 F_{r1} - 0,471) = 2,35 \text{ m}$$

2 Cálculo de  $Y_2$

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left[ \sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right] = 2,14 \text{ m}$$

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

$$n = (b + 2,5 Y_1) / (3,5 Y_1) = 29,85$$



### **6.5.1.- Antecedentes**

El uso del trampolín como elemento disipador de la energía del flujo que circula por un aliviadero , ha resultado siempre de gran utilidad en la práctica hidrotécnica, sin embargo, su empleo más frecuente en las obras se ha visto frenado en múltiples ocasiones por la carencia de información acerca de este objeto de obra.

En la literatura técnica existente, es posible encontrar numerosos ejemplos de trampolines, pero en general su adaptación a nuevas condiciones locales, resulta 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.

Es objeto del presente capítulo abordar de forma muy escueta, aquellos aspectos que resultan de vital importancia para el diseño de un trampolín así como presentar una nueva metodología concebida por el Dr. Juan E. González para el diseño de este elemento disipador, basada en los estudios experimentales llevados a cabo por él, durante más de siete años de investigaciones sistemáticas en el laboratorio de modelos hidráulicos del ISPJAE.

### **6.5.2.- Algunas consideraciones a tener en cuenta en el diseño de un trampolín**

#### **Geometría del Trampolín**

La geometría del trampolín es variable y depende en gran medida del punto de vista en que ésta 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

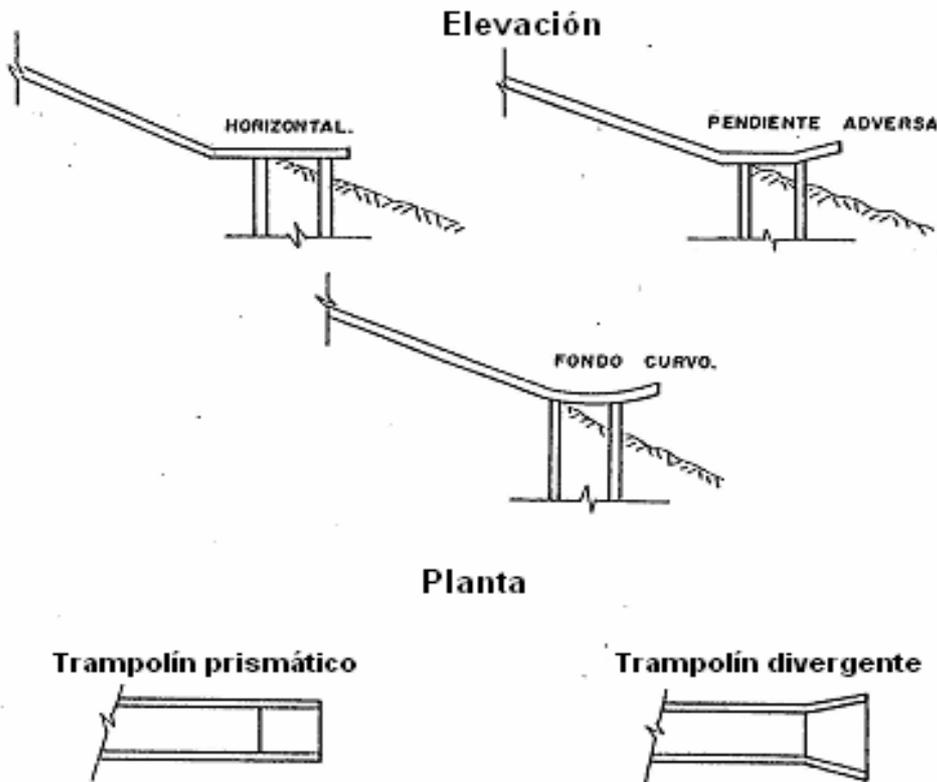
En planta pueden clasificarse como:

- 1.- Trampolín plano
- 2.- Trampolín divergente.

Cuando el trampolín es divergente es necesario usar paredes o tabiques que obliguen al agua a correr por sobre todo el trampolín.

Resulta ilógico el uso de trampolines convergentes, pues esto implicaría un aumento del gasto específico sobre el trampoline y con ello un aumento también de la socavación aguas abajo del mismo, aspecto este último que atenta contra el propósito fundamental que se persigue con el diseño de este objeto de obra.

En la figura 6.10 se ilustra de forma esquemática cada una de las clasificaciones de los trampolines según su geometría.



**Figura 6.10**

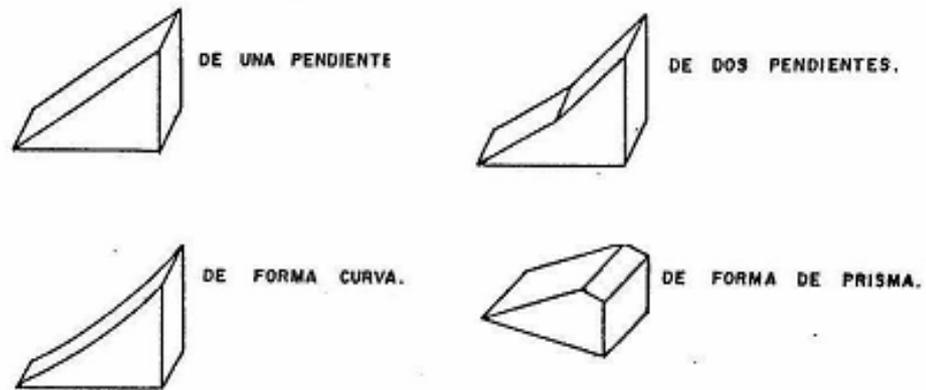
### **Dispositivo que pueden ser usados en los trampolines**

En los trampolines es muy frecuente el uso de dientes deflectores con el objetivo de fragmentar el chorro y a su vez airearlo. En relación con esto último, la literatura consultada refiere que con el uso de los dientes deflectores, es posible lograr un incremento en la disipación de la energía, estimado entre un 20% y un 30%.

Existen distintos tipos de dientes deflectores que pueden ser clasificados como:

- De una pendiente
- De dos pendientes
- De forma curva
- En forma de prisma.

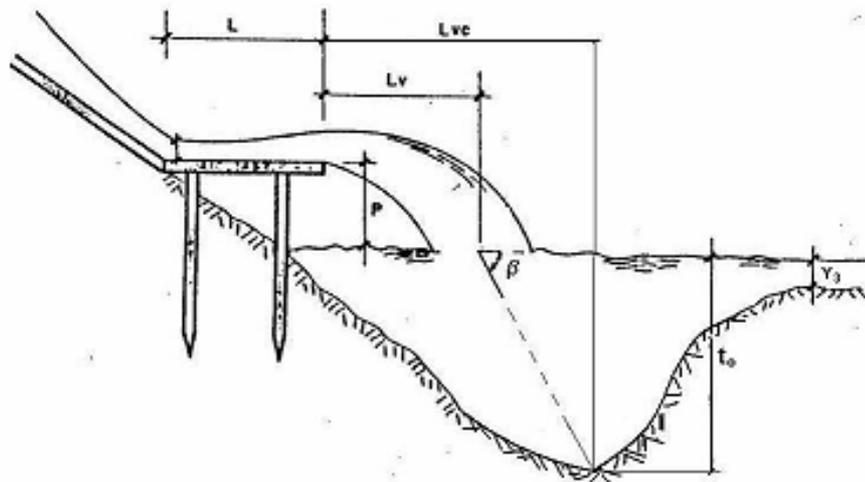
En la figura 6.11 se ilustra esquemáticamente cada una de las clasificaciones antes mencionadas.



**Figura 6.11**

**Propósito que se persigue con el cálculo de un trampolín.**

Con el cálculo de un trampolín se persigue como objetivo principal, buscar una solución capaz de lograr que la disipación de la energía se produzca lo más alejada posible de la estructura, para con ello obtener como resultado la formación de un cono de socavación donde el talud aguas arriba no afecte la losa de fondo de la rápida, pues de esto suceder se produciría el fallo de dicha estructura. En la figura 6.12 se ilustra un esquema de un trampolín.



**Figura 6.12**

**Ubicación del trampolín.**

En la ubicación del trampolín deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

1.- Se deberá ubicar el mismo siempre por encima del nivel de agua del canal de evacuación para que la descarga del flujo se realice libremente. En caso contrario ocurrirá la formación de un salto hidráulico en el trampolín lo cual significaría el funcionamiento de dicha estructura en condiciones no previstas que podrían propiciar la destrucción del mismo.

2.- La posición final del trampolín deberá garantizar una velocidad en el chorro tal, que permita que el mismo sea lanzado lo más lejos posible de la obra. Se debe tener presente además, que el chorro al caer sobre el agua lo haga con una inclinación  $\beta = 30^\circ - 35^\circ$ .

3.- Hay que tener en cuenta los gastos pequeños y su efecto sobre el terreno.

### **Cimentación de los trampolines.**

Los trampolines pueden estar sustentados por pilotes o dentellones.

En el caso de los pilotes se toma con frecuencia como factor de seguridad, que la longitud no deberá ser nunca menor que la profundidad 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. Si se quiere mayor exactitud se puede utilizar el método de los pasos normales para conocer la curva superficial que tiene lugar en dicha estructura.

### **6.5.3.- Metodología para el diseño de un trampolín**

La metodología que a continuación se presenta para el diseño de un trampolín, parte de conocer:

P - Distancia vertical medida desde el fondo del trampolín hasta la superficie libre del agua, aguas abajo.

Q - Gasto

b - ancho de la rápida

$h_1$  - Tirante al final de la rápida.

La misma permite el diseño de un trampolín prismático, de fondo horizontal y con dientes deflectores.

### Pasos a seguir:

1- Cálculo de la velocidad y el número de Froude a la entrada del trampolín.

$$V_1 = \frac{Q}{bh_1} \quad (6.53)$$

$$F_{r1} = \frac{V_1^2}{gh_1} \quad (6.54)$$

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 modelar la misma en el laboratorio.

3ro- Cálculo del ( $F_{r1 \max}$ ) para conocer si se producirá o no cavitación en los deflectores.

$$F_{r1 \max} = \frac{4,32(h_1 + H_{atm} - H_v)}{h_1}; (H_{atm} - H_v) \approx 10m \quad (6.55)$$

- 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.

a) Longitud del trampolín

$$L_{\min} = 4 h_1 \quad (6.56)$$

b) Altura del deflector ( $Y_1$ )

$$Y_1 = (0,3 \sim 0,4) h_1 \quad (6.57)$$

c) Longitud del deflector ( $X_1$ )

$$X_1 = 2 Y_1 \quad (6.58)$$

d) Ancho del deflector ( $Z_1$ )

$$Z_1 = X_1 \quad (6.59)$$

e) Número de deflectores (n)

$$n = 0,5 b / Z_1 \quad (6.60)$$

A la hora de seleccionar el valor definitivo de  $n$ , se deberá escoger un número impar de deflectores, para con ello garantizar la colocación de uno de ellos en el eje del trampolín.

f.- Ubicación de los deflectores (a, c y d)

$$a = 0,25 Z_1 \quad (6.61)$$

$$c = Z_1 \quad (6.62)$$

$$d = \frac{b - (2,5 + n)Z_1}{n - 3} \quad (6.63)$$

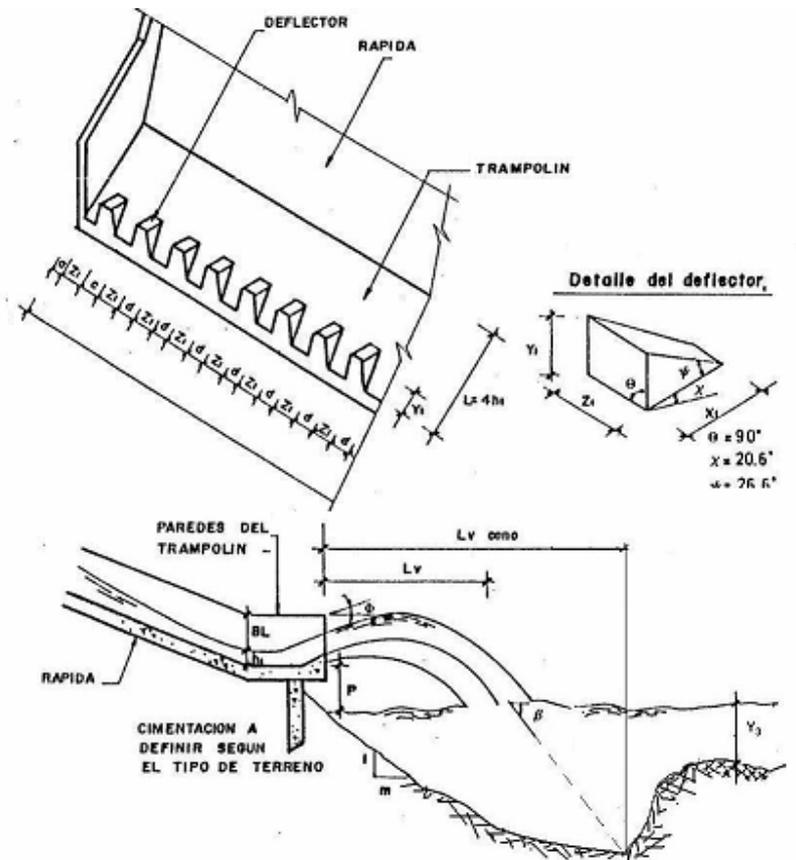
g.- Altura de las paredes (h)

$$h = h_1 + BL \quad (6.64)$$

Donde:

BL = bordo libre ( $BL = 0,6 h_1$ )

h.- Dibujar el esquema definitivo del trampolín tal y como se ilustra en la figura 6.13.



**Figura 6.13**

## 5 Cálculo de la geometría del chorro

a.- Longitud de vuelo del chorro ( $L_v$ )

$$L_v = \left[ \frac{V_1^2 \sin \phi \cos \phi}{g} + V_1 \cos \phi \sqrt{\frac{V_1^2 \sin^2 \phi}{g^2} + \frac{2(P + h_1)}{g}} \right] K \quad (6.65)$$

Donde:

$$V_1 = Q / (b h_1) \quad (6.66)$$

$K = 0,9$  (Según recomendaciones del USBR)

$g$  = Aceleración de la gravedad

$$\phi = \frac{\psi'' + \psi_i''}{2} \quad (\text{ángulo medio de salida del chorro}) \quad (6.67)$$

Donde  $\psi''$  y  $\psi_i''$  se obtienen de la tabla 6.1:

**TABLA 6.1**

$Y_1 / h_1$	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 ( $\beta$ )

$$\beta = \arctan \left( \sqrt{\tan^2 \phi + \frac{2g(P + h_1)}{V_1^2 \cos^2 \phi}} \right) \quad (6.68)$$

c.- Longitud de vuelo por el cono ( $L_{vc}$ )

$$L_{vc} = L_v + \frac{t_0}{\tan \beta} \quad (6.69)$$

Si  $\beta < 30^\circ$  no se puede hallar por el método existente

El cálculo de la profundidad del cono ( $t_0$ ) se realizará en el caso de trampolín con deflectores por medio de las siguientes expresiones:

- Para suelos sueltos (gravas, arena, etc)

a) SEGUN AMIROV

$$t_0 = K_0 Z_0^{0,25} h_{cr}^{0,75} \quad (6.70)$$

Donde:

$$K_0 = K_d K_\beta K_a K_e K_{def} \quad (6.71)$$

$K_d$  - Coeficiente que tiene en cuenta el material del lecho aguas abajo y se calcula como:

$$K_d = \frac{4,10}{\left[1 + \frac{d_{90}}{d_0}\right]^{0,3}} \quad (6.72)$$

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.

$$K_\beta = 4,43 (\beta / 90^\circ)^{0,20} \quad \text{Si } \beta < 30^\circ \quad (6.73)$$

$$K_\beta = 4,29 (Z_0 / h_{cr})^{0,05} \quad \text{Si } \beta > 30^\circ \quad (6.74)$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (6.75)$$

$K_a$  .- Coeficiente de aireación del chorro

$$K_a = 0,903 (h_{cr} / Z_0)^{0,15} \quad (6.76)$$

$$Z_0 = P + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (6.77)$$

$$K_e K_{def} = 0,70 \text{ Coeficiente de estructura con deflector} \quad (6.78)$$

B) SEGUN STUDIENNICHNIKOV

$$t_0 = K_d K_\beta K_a K_e K_{def} Z_0^{0,25} h_{cr}^{0,75} \quad (6.79)$$

Donde:

$K_d$  y  $K_\beta$  se calculan similar al caso anterior

$$K_a \cdot K_e \cdot K_{def} = 0,70 \quad (6.80)$$

c) SEGUN MIRTSJULAVA

$$t_0 = \left( \frac{3\eta U_{en} b_o}{W} - 7,5b_o \right) \frac{\text{sen}\beta}{1 - 0,175 \cot \beta} + 0,25t \quad (6.81)$$

$\eta = 1,5$  (para laboratorio);  $= 2,0$  (para la naturaleza) - coeficiente de turbulencia

$$U_{en} = \sqrt{V_1^2 + 2g(P + h_1)} \text{ - velocidad de entrada en el bief inferior} \quad (6.82)$$

$$b_o = 0,8 q / U_{en} \text{ - ancho del chorro al entrar al bief} \quad (6.83)$$

$$W = \sqrt{\frac{2g(\gamma_p - \gamma_o)d_c}{1,75\gamma_o}} \text{ - velocidad de arrastre de las partículas sueltas} \quad (6.84)$$

$\gamma_p$  : peso específico del suelo.

$\gamma_o$  : peso específico del agua aerada =  $0,5 \text{ ton} / \text{m}^3$

$d_c = d_{90}$

- Para cualquier tipo de suelo.

d) SEGUN VIZGO

$$t_0 = A K q^{0,5} Z_0^{0,25} \quad (6.85)$$

Donde:

$$A = 0,55 + 0,3 ( q / Z_0 ) \text{ - coeficiente de aereación.} \quad (6.86)$$

K: coeficiente que toma en cuenta el tipo de suelo y  $\beta$ , según:

Suelo/ $\beta$	$0^\circ$	$12^\circ$	$25^\circ$	$40^\circ$	$60^\circ$	$90^\circ$
<b>muy débil</b>	1,4	1,8	2,4	2,8	3,3	4,5
<b>otros</b>	1,4	1,7	2,0	2,4	2,7	3,3

e) SEGUN LOPARDO

$$t_0 = 2,5 \phi Z_0 Z_*^{0,5} \quad (6.87)$$

$\phi = 1,3$  - factor de seguridad

$$Z_* = \frac{q}{\sqrt{gZ_0^3}} - \text{número de caída} \quad (6.88)$$

- Para suelos cohesivos o arcillosos

f) SEGUN MIRTSJULAVA

$$t_0 = \left( \frac{8,3U_{en}b_o}{V_\Delta} - 7,5b_o \right) \frac{\text{sen}\beta}{1 - 0,175\text{cot}\beta} + 0,25t \quad (6.89)$$

Donde:

$$V_\Delta = 1,25 \sqrt{\frac{2gm}{0,3\gamma_o\eta} \left[ (\gamma_p - \gamma_o)d + 1,25(C_f^c K + P_d + P_h) \right]} \quad (6.90)$$

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

$$C_f^c = 0,035 C \quad (6.91)$$

C - Cohesión del terreno

K = 0,5

$$P_d = \frac{1,88\gamma_o\alpha V_\Delta^2 \text{sen}\beta}{g} - \text{presión dinámica sobre los agregados} \quad (6.92)$$

$$P_h = \alpha \gamma_o t_0 \quad (6.93)$$

siendo  $\alpha = 0,01$

Como se puede observar de 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 recomienda una serie de pasos para la ejecución de dicha iteración así como un formato de tabla para ir recogiendo los resultados que se obtienen en cada paso:

$V_{\Delta}$	$t_0$ inicial	$P_d$	$P_h$	$t_0$ final	$ t_{0i} - t_{0f} $

procedimiento a seguir:

### 1) Iteración

1 - Hacer  $P_h = P_d = 0$

2 - Determinar  $V_{\Delta}$

3 - Cálculo de  $t_0$  inicial

4 - Cálculo de  $P_d$  y  $P_h$  a través de sus respectivas expresiones

5 - Cálculo de  $t_0$  final con los valores de  $P_d$  y  $P_h$  obtenidas 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

### 2) Iteración

1 - Hacer  $t_{0i} = t_{0f}$  obtenido en la iteración anterior

2 - Cálculo de  $P_h$  y  $P_d$

3 - Cálculo de  $V_{\Delta}$

4 - Cálculo de  $t_{0f}$  con los valores obtenidos anteriormente

5 - Comprobar que  $|t_{0i} - t_{0f}| \leq 1 \text{ m}$

Si se cumple: entonces  $t_0 = t_{0f}$

Si no se cumple, se continuarían 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 igual a 0,70 para aquellos casos en los que sí estén presentes estos elementos.

#### 6.5.4 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 m y el tirante al final de la misma  $h_1$  es 1,2 m. Para el cálculo de la geometría del chorro se conoce que la altura de caída del chorro P es 3 m, el tirante del agua en el canal de salida t es 2 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 el  $F_{r1}$  cumple con la siguiente restricción

$$7 < F_{r1} < 39, \text{ lo cual es válido en este caso.}$$

3 Cálculo del  $F_{r1\text{ max}}$  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 podrá usar deflectores, pues no existe peligro de que ocurra cavitación en ellos.

4 Dimensionamiento del trampolín y los deflectores

a) - Longitud del trampolín

$$L_{\text{min}} = 4 h_1 = 4 * 1,2 = 4,8\text{ m}$$

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 6.1 que:

$\psi'' = 13,5$  y  $\psi_i'' = 10^\circ$  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 ( $\beta$ )

$$\beta = \arctan\left(\sqrt{\tan^2 \phi + \frac{2g(P + h_1)}{V_1^2 \cos^2 \phi}}\right) = 30,44^\circ$$

c) Longitud de vuelo por el cono ( $L_{vc}$ )

$$L_{vc} = L_v + t_0 / \tan\beta$$

Como aguas abajo del trampolín se cuenta con un suelo suelto (grava) se utilizará para el cálculo de  $t_0$  la expresión de Amirov.

$$t_0 = K_0 Z_0^{0,25} h_{cr}^{0,75}$$

Donde:

$$K_d = 0,78$$

$$h_{cr} = 3,44 \text{ m}$$

$$Z_0 = 18,4 \text{ m}$$

$$K_\beta = 4,66$$

$$K_a = 0,70$$

$$K_c K_{def} = 0,70$$

$$K_0 = 1,78$$

y por tanto

$$t_0 = 9,31 \text{ m}$$

$$\text{y } L_{vc} = 36,34 \text{ m}$$

Un resumen de la aplicación de los otros métodos explicados se presenta a continuación:

<b>METODO</b>	<b>t<sub>0</sub></b>	<b>L<sub>vc</sub></b>
Amirov	9,31	36,34
Mirtsjulava	28,30	68,61
Vizgo	12,56	41,85
Lopardo	17,00	49,40

Resultados que si bien difieren entre sí, tienen la característica de que todos salen al mismo punto de la superficie del terreno los taludes del cono de socavación, lo que hace que cuando solo preocupe la estabilidad del propio aliviadero, la aplicación de uno de los métodos es suficiente. No ocurre lo mismo cuando hay otra obra cercana que pudiera estar en peligro.

## **CAPITULO VII**

### **ALIVIADEROS LATERALES**

#### **7.1 - CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS ALIVIADEROS LATERALES.**

##### **7.1.1 - Uso de un aliviadero lateral.**

Los aliviaderos laterales suelen ser muy útiles cuando su ubicación se ha de realizar en la ladera de una loma, pues en esas condiciones la colocación de un aliviadero frontal implicaría grandes volúmenes de excavación, no ocurriendo así con el lateral, el cual realiza su vertimiento lateralmente. (Figura 7.1)

##### **7.1.2 - Partes componentes de un aliviadero lateral.**

Entre las partes que componen un aliviadero lateral se pueden mencionar las siguientes:

1. Canal de acceso.
2. Sección vertedora:
  - Con vertimiento por un lado.
  - Con vertimiento por ambos lados.
3. Cubeta o canal lateral.
4. Conducto de descarga.
5. Disipador de energía.
6. Canal de salida.

##### **7.1.3 - 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 ser mayor, lo que hace que se

incremente la energía y como consecuencia se pueden presentar problemas con la estabilidad de la cubeta y fuertes impactos del chorro contra la losa de fondo que demandarían un mayor reforzamiento de dicha losa estructuralmente.

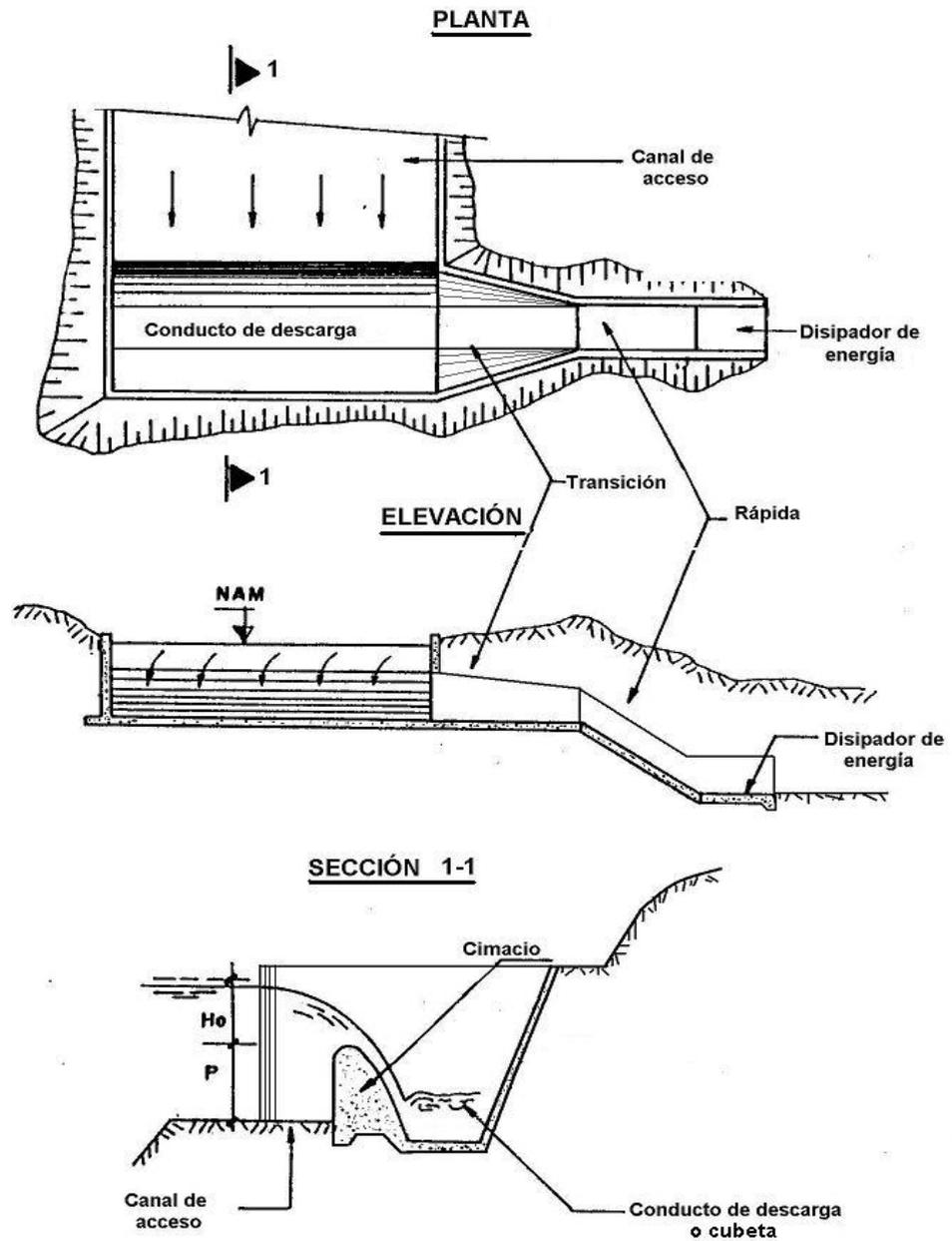


Figura 7.1

Si el régimen es subcrítico la masa 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.

#### **7.1.4 - Forma de la sección transversal de la cubeta. Sus 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 siguientes casos:

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.

b) Cubetas con relaciones pequeñas entre el ancho de fondo y el tirante.

Cuando esto sucede, a diferencia del caso anterior, se logran tirantes de circulación en la cubeta bastante uniformes, lo que haría de estos tipos de cubeta, los más recomendables.

#### **7.2 - Algunas recomendaciones para el diseño de un aliviadero lateral.**

1) El perfil vertedor de un aliviadero lateral se recomienda que sea del tipo perfil práctico sin vacío y se calcula como se hizo cuando se abordó este perfil en capítulos anteriores.

2) No es aconsejable usar un cimacio con un perfil práctico con vacío, pues como en estos aliviaderos se recomienda al inicio del mismo un cierto ahogo, esta situación haría caer muy bruscamente la eficiencia de este tipo de perfil, además de que existirán zonas en el vertedor que estarían fluctuando del ahogo, al vertimiento sin él y eso puede provocar daños en la estructura del cimacio.

3) La pendiente de fondo de la cubeta se elige a consideración del proyectista en dependencia del terreno donde ésta será ubicada. Deberá ser una pendiente suave para evitar el régimen supercrítico en la cubeta.

4) El talud de la cubeta será elegido en dependencia del tipo de material del terreno. Este talud siempre deberá ser recubierto debido a los impactos que se producen en él.

5) A la hora de diseñar, se debe tener en cuenta que el ancho del fondo de la cubeta no debe ser menor que 3,00 m para con ello garantizar el trabajo de un bulldozer durante la construcción de dicha estructura.

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 admitir 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 y sí con ello se 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 siguiente forma:

$$h_d = H_0 - \frac{2}{3} H_0$$

### 7.3 - Metodología para el diseño de un aliviadero lateral.

Conocidos  $Q$ ,  $P$ ,  $H_0$  los pasos a seguir son:

- 1) Seleccionar el ancho del fondo de la cubeta. Para comodidad constructiva se suele escoger igual al ancho de la rápida  $b$ .
- 2) Trabajando en la sección transversal del cimacio, se define el talud  $z_1$  aguas abajo del mismo, que 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.
- 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  $S \leq 0,01$ .
- 6) Determinar la longitud de la cubeta  $L_c$ . Si el vertimiento es por un solo lado de la cubeta, la longitud de ésta es igual a la longitud vertedora,  $L_c = L$ .
- 7) Calcular la posición del denominado punto singular ( $X_0$ ;  $Y_0$ ) en el cual se produciría el cambio de régimen subcrítico a supercrítico en la cubeta, según:

$$X_0 = \frac{2Y_0(1 + \eta_0)}{[S(1 + 2\eta_0)]} \quad (7.1)$$

Donde:

$$Y_0 = \frac{\eta_0 b}{k} \quad (7.2)$$

$\eta_0$  se obtiene a partir de:

$$\eta_0(1 + \eta_0)(1 + 2\eta_0) = M \quad (7.3)$$

$$M = \frac{4q^2k}{(gS^2b^3)} \quad (7.4)$$

$$k = \frac{(z_1 + z_2)}{2} \quad (7.5)$$

$$q = \frac{Q}{L_c} \quad (7.6)$$

Si  $L_c \leq X_0$ , el punto singular está fuera de la cubeta y por lo que en toda ésta ocurre un régimen subcrítico y se pueden continuar los cálculos. Si  $L_c > X_0$  entonces deben efectuarse cambios en el dimensionamiento de la cubeta para evitar que tenga lugar el cambio de régimen dentro de la misma.

8) Cálculo del tirante crítico, velocidad crítica y carga a velocidad crítica en la sección de control al final de la transición.

Donde:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q_r^2}{g}} \quad (7.7)$$

$Y_c$ : tirante crítico que tiene lugar en la sección de control.

$$q_r = \frac{Q}{b} \quad (7.8)$$

Q: gasto total que circula por el aliviadero.

b: ancho de plato en la sección de control.

$$V_c = \frac{q_r}{Y_c} \quad (7.9)$$

$$h_{vc} = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{Y_c}{2} \quad (7.10)$$

9) Calcular el tirante  $Y_f$  y la velocidad  $V_f$  al final de la cubeta (inicio de la transición). Aplicando Bernoulli entre ambas secciones (inicial y final de la transición) se obtiene que:

$$Y_f + h_{vf} = Y_c + h_{vc} + K_t (h_{vc} - h_{vt}) \quad (7.11)$$

Donde:

$Y_f$ : tirante desconocido al inicio de la transición o final del canal lateral.

$h_{vt}$ : 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 y se obtiene de la siguiente tabla:

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:

$$A_f V_f = A_c V_c \quad (7.12)$$

Resolviendo las ecuaciones (7.11) y (7.12) se obtienen  $Y_f$  y  $V_f$ .

10) Cálculo del tirante de circulación en las distintas secciones de la cubeta, mediante el uso de la siguiente ecuación:

$$\Delta Y = \frac{Q_1}{g} \frac{V_1 + V_2}{Q_1 + Q_2} \left[ (V_2 - V_1) + V_2 \frac{Q_2 - Q_1}{Q_1} \right] \quad (7.13)$$

Para el cálculo del tirante de circulación en las distintas secciones del canal lateral o cubeta se recomienda el uso de la siguiente tabla:

### Tabla 7.2

	<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>
$\Delta X$	$\Delta Y_{sup}$	$Y_1$	$Q_2$	$A_2$	$V_2$	$A_1$	$Q_1$	$V_1$	$Q_1+Q_2$	$V_2+V_1$	$Q_2-Q_1$

<b>12</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>15</b>	<b>16</b>	<b>17</b>
$V_2-V_1$	$Q_1/g(10/9)$ )	$V_2/Q_1$	(12+14)	$\Delta Y'_{cal} = 13*15$	Error %

El método de cálculo que se propone para la obtención del tirante en las distintas secciones del canal lateral, consiste en que una vez conocida la información en una sección, que a los efectos de dicho cálculo, se le identificará como la sección final del tramo que se analiza y los términos responden al subíndice 2 ( $Y_2, Q_2, A_2, V_2$ ), se procede a calcular, el tirante al inicio de dicho tramo identificándose a los nuevos parámetros a calcular con el subíndice 1 ( $Y_1, Q_1, A_1, V_1$ ). Para ello, el método consiste en ir suponiendo valores de  $\Delta Y_{sup}^1$  y calcular sus correspondientes valores de  $\Delta Y_{calc}^1$ , hasta encontrar un valor que satisfaga que el error sea menor del 5%, resulta aconsejable en este proceso iterativo, que al suponer un nuevo valor de  $\Delta Y_{sup}^1$ , se adopte el valor de  $\Delta Y_{calc}^1$  del paso anterior.

Una vez finalizado el cálculo de un tramo y se inicie el cálculo de un nuevo tramo, se deberá tener presente que los resultados obtenidos al inicio del tramo anterior, ahora se convierten en los conocidos en la sección final del nuevo tramo y adoptan automáticamente el subíndice 2.

Aclaración del cálculo a realizar en algunas columnas de la tabla anterior:

**col. 1.** Se supone un valor de  $\Delta Y_{sup}^1$ .

**col. 2.** Se calcula el tirante en la sección inicial del tramo  $Y_1$  como:

$$Y_1 = Y_2 + \Delta Y_{sup}^1 - S_0 \Delta X \quad (7.14)$$

Donde:

$Y_2$  : tirante de la sección conocida, final del tramo que se analiza.

$S_0$  : pendiente de fondo de la cubeta o canal lateral.

$\Delta X$  : distancia entre las dos secciones (inicial y final) del tramo que se analiza.

**col. 6.**  $A_1$  : área en la sección inicial del tramo.

$$A_1 = bY_1 + kY_1^2 \quad (7.15)$$

b : ancho de la sección inicial del tramo que se analiza.

k : talud promedio de la cubeta (expresión 7.5)

**col. 7.**  $Q_1$  : gasto en la sección inicial del tramo que se calcula como:

$$Q_1 = Q_{total} / L_{total} * X$$

Donde:

$Q_{total}$  : gasto total que circula por el aliviadero.

$L_{total}$  : longitud total vertedora del cimacio.

X : Distancia que hay desde el inicio del vertedor hasta la sección que se analiza.

**col. 8.**  $V_1$ : Velocidad en la sección inicial del tramo que se analiza.

$$\text{col.17. Error relativo} = |\Delta Y_{sup}^1 - \Delta Y_{calc}^1| / \Delta Y_{calc}^1 < 5\% \quad (7.17)$$

11 Una vez calculado el perfil de la superficie del agua en la cubeta o canal lateral, se procede a colocar el fondo de dicha cubeta.

La ubicación del fondo de la cubeta se realiza toda vez que se hace coincidir la superficie del agua en la sección inicial del aliviadero con la cota correspondiente al  $(2/3)H_0$ . Cuando a la cota anterior se le reste el tirante en esa sección inicial, se obtendrá la cota de fondo en dicha sección, las restantes se obtienen por medio de la pendiente de fondo de la cubeta.

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 en general en los aliviaderos no deben admitirse partes de la estructura sobre material de relleno y aún menos 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 y ello implicaría mayor costo de la obra.

En cualquiera de los casos anteriores deberán realizarse modificaciones del ancho de la cubeta, pendiente del fondo, etc. que lleven a un resultado aceptable.

#### 7.4 - Ejemplo de cálculo de un aliviadero lateral.

Se desea proyectar un aliviadero lateral para evacuar una descarga de  $200 \text{ m}^3 / \text{s}$  bajo una carga de 2,00 m. Se conoce de cálculos realizados con anterioridad, que la longitud vertedora que se necesita es de 35 m y que la misma 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 m. Para el canal lateral, supóngase una sección trapecial con un talud  $m = 1,5$  y un ancho de fondo de 12 m, al finalizar la misma se colocará una transición lineal simplificada cuya longitud será de 15,00 m y el ancho final de 10 m.

Al finalizar la transición se colocará una rápida de sección rectangular con una pendiente igual al 20%. La pendiente del canal lateral es del 1%.

Solución:

1 Como se conoce del enunciado del problema que:

- Sección vertedora

$$L_v = 35 \text{ m}$$

$$Q = 200 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$H_0 = 2,00 \text{ m}$$

- Cubeta o canal lateral

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

- Sección trapecial

$$b = 12 \text{ m}$$

$$S_0 = 0,01$$

$$m = 1,5$$

- 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 octavo 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  $i = 20\%$ , entonces la sección de control se localiza justamente al final de la transición en este ejemplo por ende se procede:

8) Cálculo del tirante crítico, velocidad crítica y carga a velocidad crítica en la sección de control.

$$Y_c = (q^2 / g)^{1/3} \quad ; \quad q = Q / b$$

$$Y_c = 3,44 \text{ m} \quad ; \quad q = 20 \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$V_c = q / Y_c \quad ; \quad h_{vc} = V_c^2 / 2g$$

$$V_c = 5,81 \text{ m / s} \quad ; \quad h_{vc} = 1,72 \text{ m}$$

9) 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:

$$Y_1 + h_{v1} = Y_c + h_{vc} + K_t (h_{vc} - h_{v1})$$

Según tabla que presenta en la metodología,  $K_t = 0,20$  pues en este caso se cuenta con una transición lineal simplificada en estrechamiento.

Sustituyendo en la ecuación anterior se tiene que:

$$Y_1 = 5,50 - 1,20 h_{v1}$$

A continuación se presenta una tabla donde se recogen los resultados del proceso iterativo que da solución a la ecuación anterior:

**Tabla 7.3**

$Y_{1\text{ sup}}$ (m)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$V_1$ (m/s)	$h_{v1}$ (m)	$Y_{1\text{ final}}$ (m)	Error
5,40	108,5	1,84	0,17	5,30	1,4%
5,30	105,7	1,89	0,18	5,28	0,3%
5,28	105,2	1,90	0,18	5,28	0,1%

El tirante que se producirá al final del canal lateral o al inicio de la transición es de  $Y_1 = 5,28$  m y como resultado la velocidad y la carga a velocidad correspondientes serán de:

$$Y_1 = 5,28 \text{ m}$$

$$V_1 = Q / A \quad A = bY_1 + mY_1^2$$

$$V_1 = 1,90 \text{ m / s}$$

$$h_{v1} = V_1^2 / 2g$$

$$h_{v1} = 0,18 \text{ m}$$

10) Cálculo del tirante de circulación en las distintas secciones de la cubeta o canal lateral.

**Tabla 7.4**

	1	2	3	4	5	6	7	8
$\Delta X$	$\Delta Y_{\text{sup}}$	$Y_1$	$Q_2$	$A_2$	$V_2$	$A_1$	$Q_1$	$V_1$
10	0,90	<u>6,08</u>	200	105,2	1,90	128,4	142,86	1,11
10	0,05	<u>6,03</u>	142,86	128,4	1,11	126,90	85,71	0,68
10	0,02	<u>5,95</u>	85,71	126,9	0,68	124,50	28,57	0,23

9	10	11	12	13	14	15	16	17
$Q_1+Q_2$	$V_2+V_1$	$Q_2-Q_1$	$V_2-V_1$	$Q_1/g$	$V_2/Q_1$	(12+14)	$\Delta Y'$ cal	Error
342,86	3,01	57,14	0,79	0,13	0,76	1,55	0,20	3,49
228,57	1,79	57,15	0,43	0,07	0,74	1,17	0,08	0,38
114,28	0,91	57,14	0,45	0,02	0,36	1,81	0,04	0,50

11) Cálculo de la cota del fondo de la cubeta en la sección inicial ( $Cf_{SI}$ .)

Como del enunciado del problema se conoce que en la sección inicial existirá un ahogo de  $(2/3)H_0$ , entonces la cota de fondo en dicha sección se determinará de la siguiente forma:

$$Cf_{SI} = \text{Cota de cresta del vertedor} + (2/3)H_0 - \text{Tirante en dicha sección}$$

Donde:

El tirante en la sección inicial se asume igual al tirante obtenido en la sección ubicada a 5 m de dicha sección pues se considera despreciable la variación entre ambos tirante:

$$Cf_{SI} = 15,38 \text{ m.}$$

## CAPITULO VIII

### ALIVIADEROS DE ABANICO O MEXICANOS

#### 8.1 - Características generales de los aliviaderos mexicanos.

##### 8.1.1 - Uso de un aliviadero mexicano.

Cuando las longitudes vertedoras necesarias para evacuar el gasto por el aliviadero son muy grandes, lo cual implicaría grandes volúmenes de excavación, se hace necesario acudir a soluciones curvas en plantas con el propósito de alcanzar igual longitud vertedora, con menor área de excavación.

Una solución con estas características, lo constituyen los llamados ALIVIADEROS MEXICANOS, cuya sección de control vertedora está constituida por tres arcos de circunferencia.

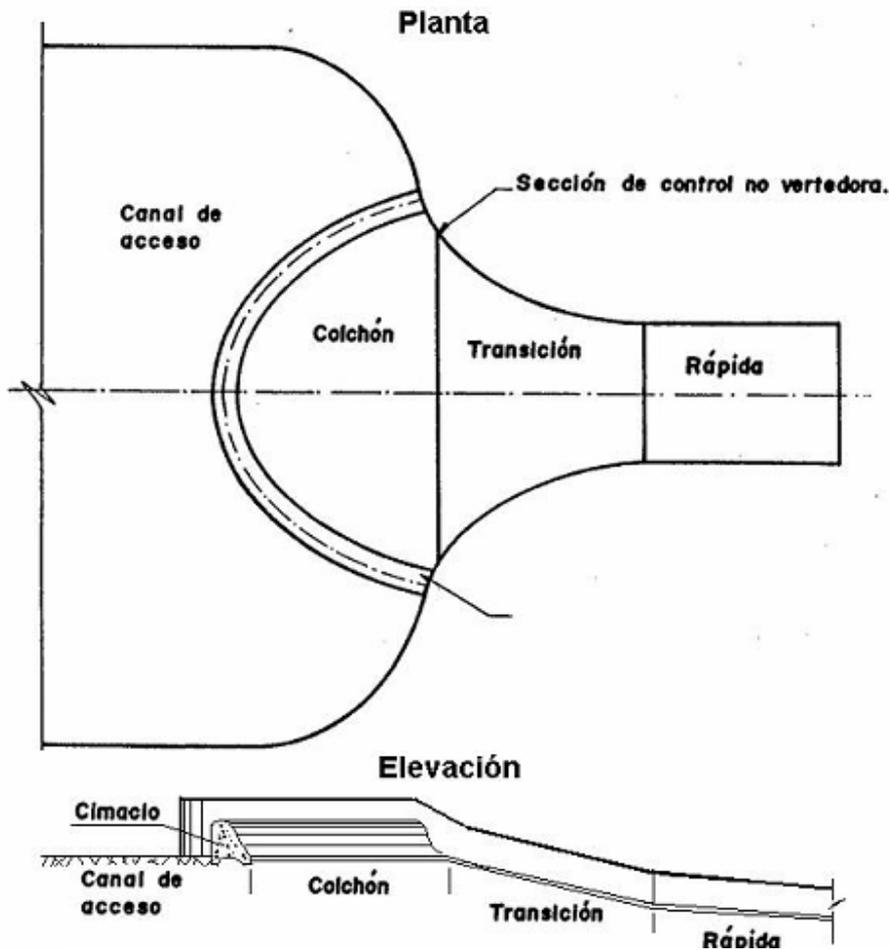
##### 8.1.2 - Partes componentes de un aliviadero mexicano.

Los aliviaderos mexicanos están compuestos por las siguientes partes:

1. Canal de acceso: Es aquel cuya conformación permite o garantiza que el flujo entre perpendicularmente en todos sus puntos al cimacio vertedor, para lograr de esa manera una distribución uniforme del gasto que vierte sobre el cimacio.
2. Cimacio: En estos aliviaderos, el cimacio empleado es un perfil práctico sin vacío, donde su conformación en planta está determinado por tres arcos circulares, uno central y dos laterales, colocados simétricamente.
3. Colchón: Se encuentra ubicado en un plano horizontal al pie del cimacio. En el mismo deberá disiparse la mayor cantidad de energía y para ello es necesario que siempre ocurra la formación de un salto hidráulico al pie del cimacio vertedor.
4. Sección de control no vertedora: Esta sección no es más que la línea que limita el colchón de la transición. En la misma se forma teóricamente el tirante crítico y se produce el cambio de régimen en el aliviadero.
5. Transición: Es la zona comprendida entre la sección de control y la rápida. Su pendiente siempre es superior a la crítica y los resultados que hasta el momento se tienen, son válidos para PENDIENTE DE LA TRANSICION de un 6%.
6. Rápida: Esta se coloca a continuación de la transición. Su pendiente no necesariamente tiene que ser igual a la de la transición pudiendo adoptar valores menores que un 6%

siempre y cuando se garantice un régimen supercrítico de circulación, para lo cual se sugiere que dicha pendiente sea superior a 5 - 6%.

En la Figura 8.1 se presenta un esquema donde se muestran las distintas partes que componen un aliviadero mexicano.



**Figura 8.1**

### **8.1.3 - Métodos de cálculo existentes para el diseño de un aliviadero mexicano.**

Existen tres métodos de cálculo de los aliviaderos mexicanos en la actualidad:

1. Método de las tablas mexicanas de Salvador Ulloa.
2. Método del factor de escala.
3. Método de Evio Alegret.

De los métodos antes mencionados, en Cuba se emplea el METODO DE EVIO ALEGRET, por ser el más completo ya que elimina las deficiencias de los otros.

### 1. Método de las tablas mexicanas de Salvador Ulloa.

Consisten en unas tablas que permiten, para un determinado gasto ( $Q_o$ ), determinar las dimensiones de cada elemento que conforma el aliviadero.

### 2. Método del factor de escala.

Este método consiste en aplicar a los resultados que aparecen en las tablas anteriores de Salvador Ulloa, las leyes de semejanzas hidrodinámicas.

$$Q_p / Q_m = (\lambda_L)^{5/2} \quad (8.1)$$

$$\text{Por tanto } \lambda_L = (Q_p / Q_m)^{2/5} = (Q_p / Q_m)^{0,4}$$

Donde:

$Q_p$ : Gasto de diseño del aliviadero que se desea calcular.

$Q_m$ : Gasto seleccionado de las tablas de mejicanas de Salvador Ulloa.

Una vez identificados estos gastos se obtiene el factor de escala  $\lambda_L$ , a partir del cual se calculan los restantes dimensiones del aliviadero, multiplicando las dimensiones del modelo patrón de las tablas por el factor de escala  $\lambda_L$  obtenido.

$$L_p = L_m \cdot \lambda_L \quad (8.2)$$

Tanto el método de las tablas mexicanas como el del factor de escala, tienen la limitante fundamental en que las tablas propuestas para el dimensionamiento en planta, fueron obtenidos a partir de un modelo hidráulico único, al cual se le varió la escala para obtener las dimensiones geométricas partiendo de un par de valores de gasto  $Q$  y carga  $H_0$  prefijados.

En la práctica de diseño de aliviaderos, en muy pocas ocasiones, se lograba obtener como producto del cálculo de la transformación de la avenida; el par de valores  $Q$  y  $H_0$  que aparecen en las tablas, lo cual hacía muy poco confiable el diseño de los aliviaderos mexicanos con estas características.

Precisamente esta dificultad se resuelve con el método de Evio Alegret.

### 3. Método propuesto por Evio Alegret Breña.

Para la obtención de este método, Evio Alegret llevó a cabo una serie de investigaciones sistemáticas en varios modelos a escala reducida de plantas, similares a las mexicanas, donde estudió las variaciones de las coordenadas del chorro y del coeficiente de gasto con la variación de las alturas superior e inferior del paramento, la carga hidráulica total y la curvatura en planta del cimacio, obteniendo coordenadas del perfil más esbeltas que

redundan en la obtención de coeficientes de gasto mayores (entre 0,45 - 0,49) superiores a los obtenidos por los mexicanos ( $m = 0,436$  como valor constante), lo que implica menores volúmenes de hormigón en la construcción del cimacio vertedor.

### Basamento del método de Evio Alegret

Este método se basa en que una vez obtenido el coeficiente de gasto ( $m$ ) a partir de la relación  $P/H_0$ ; se debe posteriormente obtener el valor de la altura inferior del paramento ( $P_1$ ) que garantice que las condiciones del funcionamiento hidráulico aguas abajo del cimacio (en el colchón) no afecte el valor del coeficiente de gasto obtenido anteriormente.

## **8.2 - Metodología para el diseño de un aliviadero mexicano.**

Para el uso de esta metodología se parte de que se conoce como datos:

Q: gasto

$H_0$ : carga de diseño

NOTA: se deberá chequear que Q y  $H_0$  cumplan que  $65 \leq Q / (H_0)^{2,5} \leq 340$

### Pasos

1 Suponer un valor de P (altura superior del paramento) acorde con las condiciones topográficas del terreno y que cumpla con las siguientes restricciones:

$$0,35 \leq P / H_0 \leq 2,00 \quad (8.3)$$

Imponer valores de  $P / H_0 < 0,35$  provoca velocidades de aproximación muy grandes mientras que valores de  $P / H_0 > 2,00$  no introducen incrementos en el valor del coeficiente de gasto  $m_0$ , de ahí la recomendación anterior como rango de la relación  $P / H_0$  aceptable.

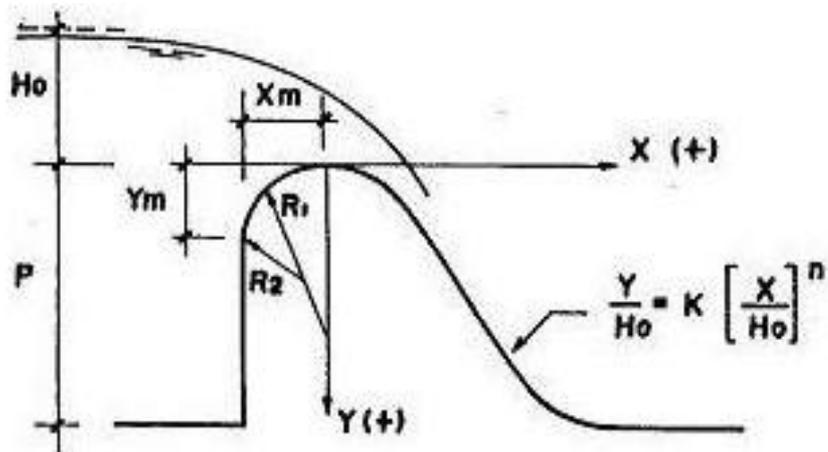
2 Calcular el valor de  $m_0$ .

$$m_0 = 0,385 + 0,09085 ( P / H_0 )^{0,2434} \quad (8.4)$$

3 Cálculo de los parámetros que definen el trazado del perfil vertedor. (Figura 8.2)

$$X_m / H_0 = 0,283 [ 1 - (1 + P/H_0)^{-2,2} ]^{0,7} \quad (8.5)$$

$$Y_m / H_0 = 0,105 [ 1 - (1 + P/H_0)^{-2,2} ] \quad (8.6)$$



**Figura 8.2**

$P/H_0$	$R'_1/H_0$	$R'_2/H_0$	N	K	$X_m/H_0$	$Y_m/H_0$
0.35	0.38	0.130	1.720	0.480	0.170	0.0510
0.41	0.40	0.132	1.720	0.510	0.178	0.0533
0.59	0.48	0.140	1.730	0.520	0.207	0.0680
1.02	0.54	0.152	1.730	0.550	0.238	0.0820
1.34	0.55	0.167	1.720	0.552	0.250	0.0880
1.80	0.56	0.200	1.720	0.570	0.260	0.0940
2.57	0.58	0.230	1.660	0.580	0.270	0.0986
3.31	0.60	0.240	1.613	0.565	0.278	0.1010

Trantrando en la tabla anterior, con la relación  $P / H_0$  se obtiene:

$R'_1$ ;  $R'_2$ , N; K;  $X_m$  y  $Y_m$

Con estos valores se puede efectuar el trazado del perfil según indica la figura 8.2.

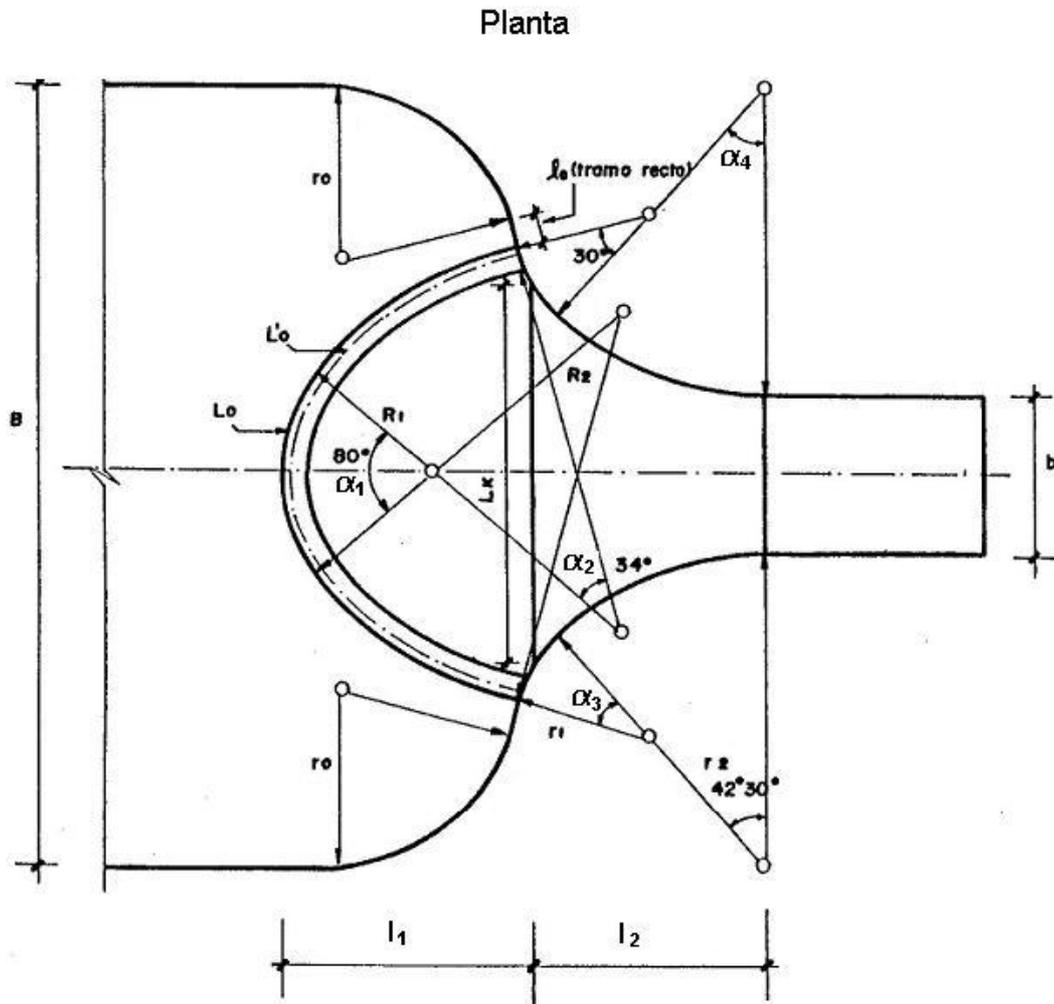
4 Cálculo de la longitud de la CRESTA del vertedor ( $L_0^1$ ).

$$L_0^1 = \frac{Q}{m\sqrt{2g}H_0^{3/2}} \quad (8.7)$$

5 Cálculo de la longitud del cimacio por el paramento superior ( $L_0$ ).

$$L_0 = L_0^1 + 2,583 * X_m \quad (8.8)$$

6 Cálculo de las dimensiones en planta del aliviadero. (Figura 8.3a)



**Figura 8.3a**

a) Canal de acceso

$$B / L_0 \geq 1 ; r_0 / L_0 = 0,0133 ; l_0 / L_0 \geq 0,0076$$

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

$$r_1 / L_0 = 0,2167 ; r_2 / L_0 = 0,4106 ; \alpha_3 = 30^\circ ; \alpha_4 = 42,5^\circ$$

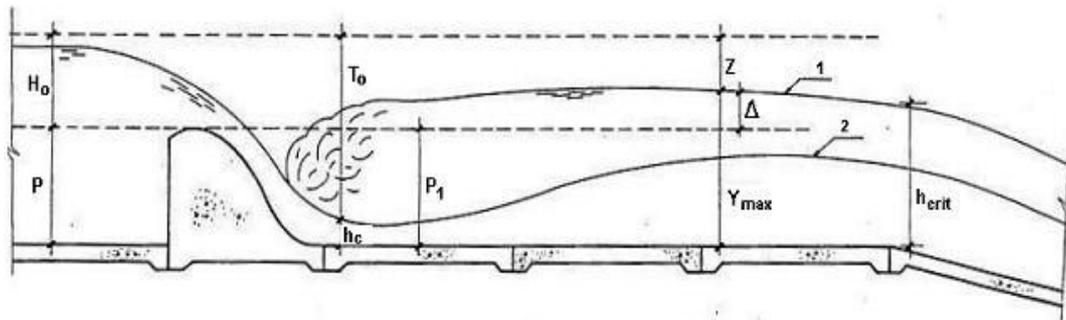
d) Sección de control no vertedora

$$L_k / L_0 = 0,546 ; l_1 / L_0 = 0,3612$$

e) Transición

$$l_2 / L_0 = 0,3209 ; b / L_0 = 0,2281 ; \text{pendiente } 6\%$$

7 Cálculo de la altura del paramento aguas abajo ( $P_1$ ): Proceso iterativo.(Figura 8.3b)



**Figura 8.3b**

Se recomienda recoger los cálculos en la siguiente tabla:

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$N_0$	$P_{1 \text{ sup}}$	$P_1 / H_0$	$K_1$	$\delta$	$\tau$	$\theta$	$h_c$	$h_m$	$\Delta$	$P_{1 \text{ calc}}$	Error
											$E \leq 0,01$

### Pasos

a) Suponer el valor de  $P_1$ .

Para ello se puede hacer uso de la Figura 8.4, con el propósito de determinar el valor de  $P_1$  a emplear en la primera iteración, debiéndose entrar para ello con las relaciones  $P/H_0$  y  $Q / (H_0)^{2,5}$  y del punto de intersección obtener el valor de  $P_1 / H_0$  que le corresponda.

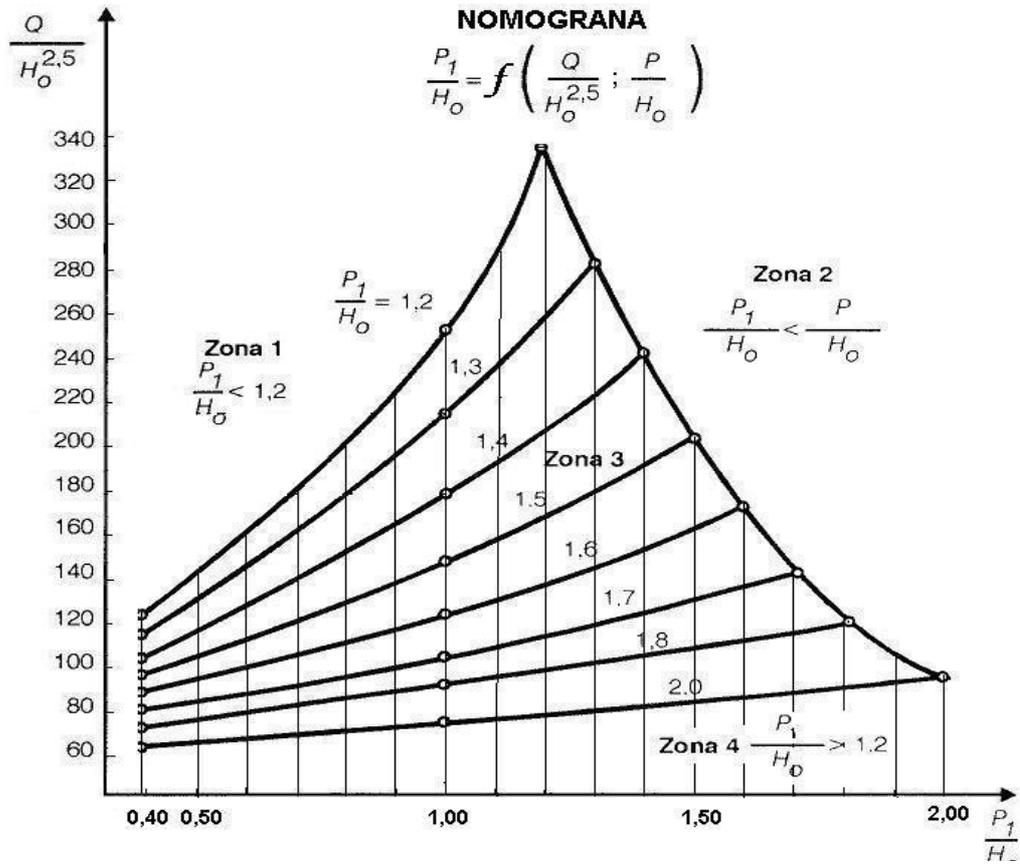
Se deberá tener presente que el valor de  $P_1$  supuesto deberá cumplir con la siguiente relación

$$1,2 \leq P_1 / H_0 \leq 2,00.$$

b) Obtener  $K_1$ ,  $\varphi$ ,  $\tau$ ,  $\theta$ ,  $h_c$ ,  $h_m$ ,  $\Delta$ ,  $P_1$  calc

$$K_1 = L_0^1 / (L_0^1 - 2,583 b) \quad (8.9)$$

$$b_1 = H_0 (P_1 / (H_0 * K))^{1/n} \quad (8.10)$$



**Figura 8.4**

$$\varphi = 0,885(P_1 / H_0)^{-0,258} \quad (8.11)$$

$$\tau = 1 + 0,386 (P_1 / H_0) \quad (8.12)$$

$$\theta = \arccos [1 - 13,5(mK_1 / \varphi)^2 (1 + P_1 / H_0)^{-3}] \quad (8.13)$$

$$h_c = [(P_1 + H_0) / 3] \cdot [1 - 2 \cos (60^\circ + \theta / 3)] \quad (8.14)$$

$$h_m = h_c \frac{\tau}{2} \left[ \sqrt{1 + 16m^2 K_1^2 \left( \frac{H_0}{h_c} \right)^3} - 1 \right] \quad (8.15)$$

$$\Delta = [0,76 (P_1 / H_0)^{-0,678}] H_0 \quad (8.16)$$

$$P_{1 \text{ calc}} = h_m - \Delta \quad (8.17)$$

$$\text{Error relativo} = |P_{1 \text{ sup}} - P_{1 \text{ calc}}| / P_{1 \text{ calc}} \leq 1\% \quad (8.18)$$

Si la diferencia no es menor que ese valor se supone un nuevo valor hasta satisfacer esta condición.

8 Conclusiones del diseño.

Se construyen los planos y figuras con el dimensionamiento definitivo del aliviadero según la figura 8.3 a y b

### 8.3 - Ejemplo de cálculo.

Se desea diseñar un aliviadero tipo mexicano para evacuar un caudal de  $1200 \text{ m}^3 / \text{s}$ , bajo una carga de  $2,45 \text{ m}$ , debiéndose determinar las características geométricas principales del perfil vertedor, así como la altura inferior del paramento ( $P_1$ ).

Se conoce además que para un valor de  $P = 1,5 \text{ m}$  y ancho de canal de acceso igual a  $b_{\text{acc}} = 235 \text{ m}$ , la velocidad del canal de acceso es menor que la permisible por el material del lecho en dicha zona.

Solución:

1) Suponer un valor de  $P$  que cumpla con las siguientes restricciones:

$$0,35 \leq P / H_0 \leq 2,00$$

Como se conoce del enunciado del problema que  $P = 1,5 \text{ m}$ , se procede a comprobar si se cumple con el requisito anterior:

$$P / H_0 = 0,61 \Rightarrow \text{lo cumple.}$$

2) Calcular el valor de  $m_0$

$$m_0 = 0,385 + 0,09085 (P / H_0)^{0,2434} = 0,468$$

3) Cálculo de los parámetros que definen el trazado del perfil vertedor.

De la tabla que se presenta en la metodología, para la relación  $P / H_0 = 0,61$  se obtiene que:

$$R_1' / H_0 = 0,483 \quad R_1' = 1,183 \text{ m}$$

$$R_2' / H_0 = 0,141 \quad R_2' = 0,345 \text{ m}$$

$$X_m / H_0 = 0,209 \quad X_m = 0,512 \text{ m}$$

$$Y_m / H_0 = 0,069 \quad Y_m = 0,169 \text{ m}$$

$$n = 1,73$$

$$K = 0,522$$

Para el cálculo de las coordenadas que permiten el trazado del perfil aguas abajo de la cresta se utiliza la siguiente ecuación:

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

sustituyendo,

$$Y / 2,45 = 0,522 ( X / 2,45 )^{1,73}$$

Resulta aconsejable obtener los valores de X; Y, luego de haber definido el valor de la altura del paramento inferior ( $P_1$ ), para asumir como posibles valores de Y, valores menores o iguales a  $P_1$ .

4) Cálculo de la longitud de la cresta del vertedor ( $L_0^1$ )

$$L_0^1 = \frac{Q}{m\sqrt{2gH_0^{3/2}}} = 151,00 \text{ m}$$

5) Cálculo de la longitud del cimacio por el paramento superior ( $L_0$ ).

$$L_0 = L_0^1 + 2,583 X_m = 152,32 \text{ m}$$

6) Cálculo de las dimensiones en planta del aliviadero.

a) Canal de acceso.

$$B/L_0 \geq 1 \quad B \geq 152,32 \text{ m} \rightarrow \text{se cumple pues } 235 > 152,32 \text{ m.}$$

$$r_0 / L_0 = 0,0133 ; r_0 = 2,03 \text{ m}$$

$$l_0 / L_0 = 0,0076 ; l_0 = 1,16 \text{ m}$$

b) Cimacio.

$$R_1 / L_0 = 0,2213 \quad R_1 = 33,71 \text{ m}$$

$$R_2 / L_0 = 0,5825 \quad R_2 = 88,73 \text{ m}$$

$$\alpha_1 = 80^\circ$$

$$\alpha_2 = 34^\circ$$

c) Arcos del abanico.

$$r_1 / L_0 = 0,2167 \quad ; \quad r_1 = 33,00 \text{ m}$$

$$r_2 / L_0 = 0,4106 \quad ; \quad r_2 = 62,54 \text{ m}$$

$$\alpha_3 = 30^\circ$$

$$\alpha_4 = 42.5^\circ$$

d) Sección de control no vertedora.

$$L_k / L_0 = 0,546 \quad L_k = 83,16 \text{ m}$$

$$l_1 / L_0 = 0,3612 \quad l_1 = 55,01 \text{ m}$$

e) Transición.

$$l_2 / L_0 = 0,3209 \quad l_2 = 48,88 \text{ m}$$

$$b / L_0 = 0,2281 \quad b = 34,74 \text{ m}$$

$$S_0 = 6\%$$

7) Cálculo de la altura inferior del paramento ( $P_1$ ).

Para una primera iteración, se obtiene el valor de  $P_1$  de la figura 8.4 entrando con:

$$P / H_0 = 0,61 \quad \text{y} \quad Q / (H_0)^{2,5} = 12$$

De dicha figura se obtiene que:

$$P_1 / H_0 \approx 1,41 \quad P_1 \approx 3,45 \text{ m}$$

El resultado obtenido de la iteración se recoge en la siguiente tabla:

N <sub>0</sub> .	P <sub>1 sup</sub>	P <sub>1</sub> /H <sub>0</sub>	K <sub>1</sub>	φ	τ	θ	h <sub>c</sub>	h <sub>m</sub>	Δ	P <sub>1 calc</sub>	Error
1	3,45	1,41	1,08	0,81	1,544	51,42	1,09	4,95	1,486	3,46	0,3%

#### 8.4 - Diseño de aliviaderos semi-mexicanos.

Cuando se desea proyectar un aliviadero que se colocará a media ladera y no es conveniente usar un aliviadero lateral porque se trate de un terreno con poca capacidad portante que no admitiría las vibraciones de este tipo de vertedor, una solución puede ser un aliviadero de semi-abanico.

Los aliviaderos semi-mexicanos son exactamente la mitad de uno mexicano y su diseño consiste en calcular en uno completo usando para ello el doble del caudal y luego se construye solo la mitad. Esto es posible porque en la práctica se ha comprobado que el funcionamiento hidráulico de los aliviaderos mexicanos es rigurosamente simétrico respecto al eje longitudinal.