

**LINEAMIENTOS  
PARA EL DISEÑO  
DE TOMAS DE  
CAPTACIÓN**

# LINEAMIENTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE TOMAS DE CAPTACIÓN

Por: Ing. MSc. Hugo Amado Rojas Rubio  
Profesor Asociado del DAICS-UNS

## INDICE

1.0	GENERALIDADES	7
2.0	PARTES DE UNA BOCATOMA	8
3.0	CONDICIONES DE DISEÑO	9
4.0	LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS	10
5.0	CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DEL RIO	10
6.0	CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DEL CANAL PRINCIPAL	12
7.0	DISEÑO DEL BARRAJE	14
7.1	Definición	14
7.2	Tipos de Barraje	14
7.3	Tipos de Cimentación	14
7.4	Longitud de Barraje	14
7.5	Altura de Barraje	15
7.6	Carga sobre la Cresta del Barraje	15
7.7	Velocidad de llegada	16
7.8	Forma del perfil de la Cresta del Barraje Vertedero	17
7.9	Dimensionamiento de la Base del Barraje	18
7.10	Curva de Transición entre el Escape y el Solado de la Poza	20
7.11	Diseño de la Lámina Vertiente Superior e inferior Sobre el Vertedero	20
8.0	SOLADO O COLCHON DISIPADOR	20
8.1	Cálculo de Y1 (Tirante al pie del Barraje Vertedero)	22
8.2	Cálculo del Tirante Conjugado Y2	23
8.3	Dimensionamiento de la Poza	24
9.0	LONGITUD DE CIMENTACION Y CONTROL DE FILTRACION	25
9.1	Análisis de Subpresión	26
9.2	Espesor del solado o colchón disipador	27
9.3	Sifonamiento	28

10.0	CANAL DE LIMPIA	. ..	28
10.1	Velocidad requerida para el canal de limpia		29
10.2	Pendiente en el canal de limpia		29
10.3	Profundidad de Socavación		30
10.4	Enrocado de protección o Escollera		31
11.0	ESTRUCTURAL PRINCIPALES DE LA TOMA		34
11.1	Ventana de captación		34
11.2	Efecto del Remanso en el Río por la Construcción del Barraje		40
11.3	Muros de Protección y Encauzamiento		41
11.4	Aliviadero de Demasías		43

**LISTA DE CUADROS**

- Cuadro No. 1 Taludes recomendados para las márgenes de un río según el material del terreno
- Cuadro No. 2 Características del río para el cálculo del coeficiente de rugosidad "n".
- Cuadro No. 3 Coordenadas de la napa de agua vertiente sobre el vertedero.
- Cuadro No. 4 Valores del coeficiente "C" en función del material de fondo del río.
- Cuadro No. 5 Coeficiente de contracción "U"
- Cuadro No. 6 Valores de! coeficiente B
- Cuadro No. 7 Valores de X para suelos no cohesivos
- Cuadro No. 8 Pérdidas en Rejillas
- Cuadro No. 9 vertederos en pared delgada sin contracción lateral - Formula Bazin.

**LISTA DE FIGURAS**

Figura No. 1	Representación esquemática de una Bifurcación
Figura No. 2	Derivación libre con una captación
Figura No. 3	Toma empleando materia! rústico {Caballos de madera)
Figura No. 4	Partes que conforman una estructura de captación
Figura No. 4a	Corte A - A
Figura No. 4b	Corte 8 - B
Figura No. 5	Altura del Barraje
Figura No. 6	Carga sobre la cresta del vertedero
Figura No. 7	Perfil de ja cresta del vertedero talud : vertical
Figura No. 8	Perfil de la cresta del vertedero talud : 3 : 1
Figura No. 9	Perfil de la cresta de! vertedero talud : 3 : 2
Figura No. 10	Perfil de ja cresta del vertedero talud : 3 : 3
Figura No. 11	Perfil triangular esquemático de! barraje y del empuje para obtener el valor de la base "b".
Figura No. 12	Curva de transición entre el vertedero y la poza de disipadora
Figura No. 13	Diseño del flujo de agua sobre el vertedero
Figura No. 14	Salto hidráulico producido en el colchón disipador (aguas abajo). Niveles de energía.
Figura No. 15	Comportamiento hidráulico de las aguas filtrantes y vertientes a través de la estructura (Barraje - Poza disipadora).
Figura No. 16	Diagrama de subpresión para aguas máximas.
Figura No. 17	Diagrama de subpresión para aguas mínimas
Figura No. 18	Variación de los coeficientes de velocidad, contracción y gasto, con e! número de Reynolds.
Figura No. 19	Rejillas. Coeficientes "K" en función del material y de la sección transversal de la barra.

Figura No. 20	Representación de una transición
Figura No. 21	Vista de planta y corte de un desrripiador
Figura No. 22	Componentes de la energía en canales prismáticos
Figura No. 23	Sección típica de un dique en encauzamiento
Figura No. 24a	Variación lineal de la carga sobre el vertedero de demasías
Figura No. 24b	Valores del coeficiente "c" en función de " k"

## LINEAMIENTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DETOMAS DE CAPTACION

### 1.0. GENERALIDADES

Definimos Bocatoma al conjunto de Obras Hidráulicas construidas en una fuente de agua , ya sea río , canal o laguna , con la finalidad de captar y derivar de dicha fuente un determinado volumen de agua para utilizarlo con fines energéticos, de irrigación, de abastecimiento público u otros, constituye generalmente la obra básica para un aprovechamiento hídrico.

Con los Estudios Básicos: Hidrología, Geología- Geotecnia, Topografía de la zona es posible definir el diseño más conveniente debiéndose considerar los siguientes aspectos:

- a) Zona más adecuada para la ubicación de la toma.
- b) Alternativas de disposición y tipo de obra.
- c) Selección de las alternativas más conveniente con diseño hidráulico y estructural.

La definición de la obra tanto en disposición como en el tipo y características de todos sus elementos se resume en los siguientes criterios: Costo, Seguridad Hidráulica y Estructural, y Tiempo de ejecución de obras.

Rocha(1) , clasifica las tomas en base a varios criterios de la siguiente manera:

#### Según el Nivel de Toma con Respecto al Río :

- Toma con Nivel libre.
- Toma con captación profunda.

#### Según el Emplazamiento de la Toma con Respecto ai Río:

- Toma con captación desde una margen (lateral).
- Toma con captación en el Río (frontal).
- Toma con captación desde ambas márgenes (bilateral).

#### Según el Criterio de Funcionamiento:

- Toma por Gravedad.
- Toma por Bombeo.

Según el Tiempo de Vida:

- Toma permanente.
- Toma provisional.
- Toma rústica.

Según la Manera de Combatir el Ingreso de los Sólidos (Tomas Libres)

:

- Toma sin ningún dispositivo especial (derivación libre).
- Toma con barraje (con captación a ángulo recto ó inclinado).
- Toma con efectos especiales (espigones , etc.)

## 2.0. PARTES DE UNA BOCATOMA

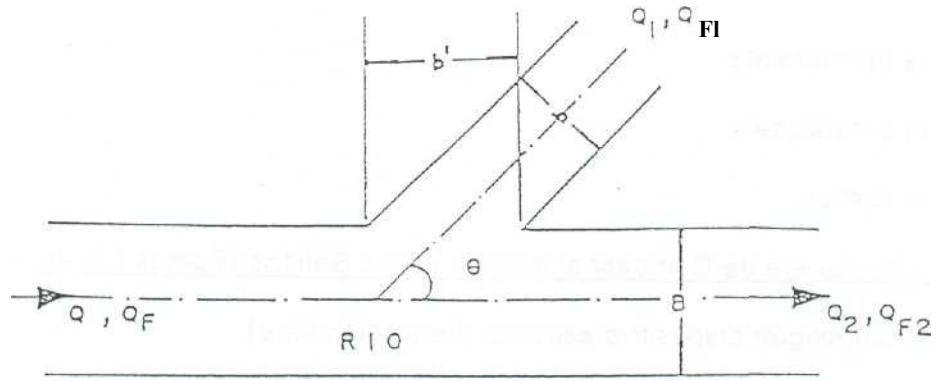
Las partes que conforman una estructura de captación son las siguientes :

1. Ventanas de captación con compuertas para regular el gasto de entrada.
2. Canal de Limpia para evacuar sedimentos.
3. Barraje que puede ser fijo , móvil o mixto.
4. Trampas para material de fondo y rejillas para material flotante.
5. Disipadores de Energía en los cambios de régimen.
6. Aliviaderos de Demasías para evacuar los excedentes en la captación.
7. Muros de encauzamiento o muros de protección de la estructura.
8. Desrripador y canal de purga.
9. Enrocado para evitar la erosión aguas abajo.
10. Compuertas para operación de purga y captación.

Las partes mencionadas se incluyen generalmente en una estructura de captación, pero teniendo en cuenta factores Topográficos , material de arrastre , etc ., se puede prescindir de algunas de ellas.

La representación esquemática de una bifurcación, así como la derivación libre en una captación, tomas empleando material rústico y las partes que generalmente conforman una bocatoma convencional las podemos apreciar en las Figuras N° 1 , 2 , 3 , y 4.





$$Q \times O, + Q$$

$$Q_f = Q_{f1} + Q_{f2}$$

Q<sub>f</sub>: Caudal de Sólidos

FIGURA N° 1. Representación Esquemática de una Bifurcación

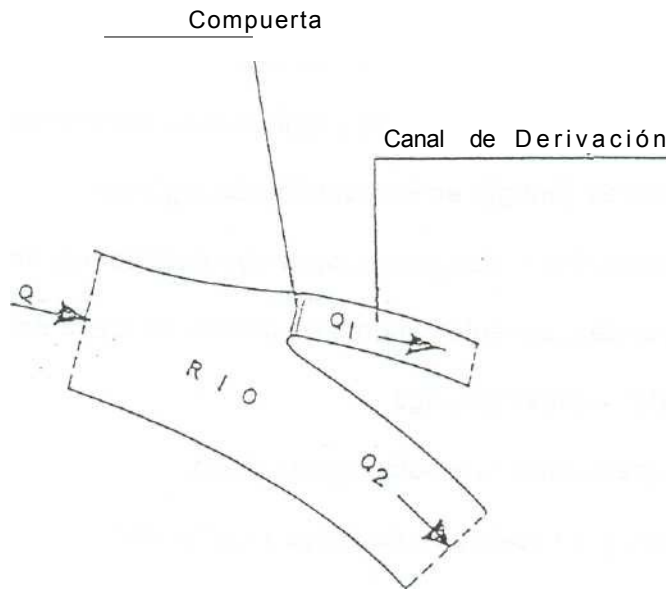
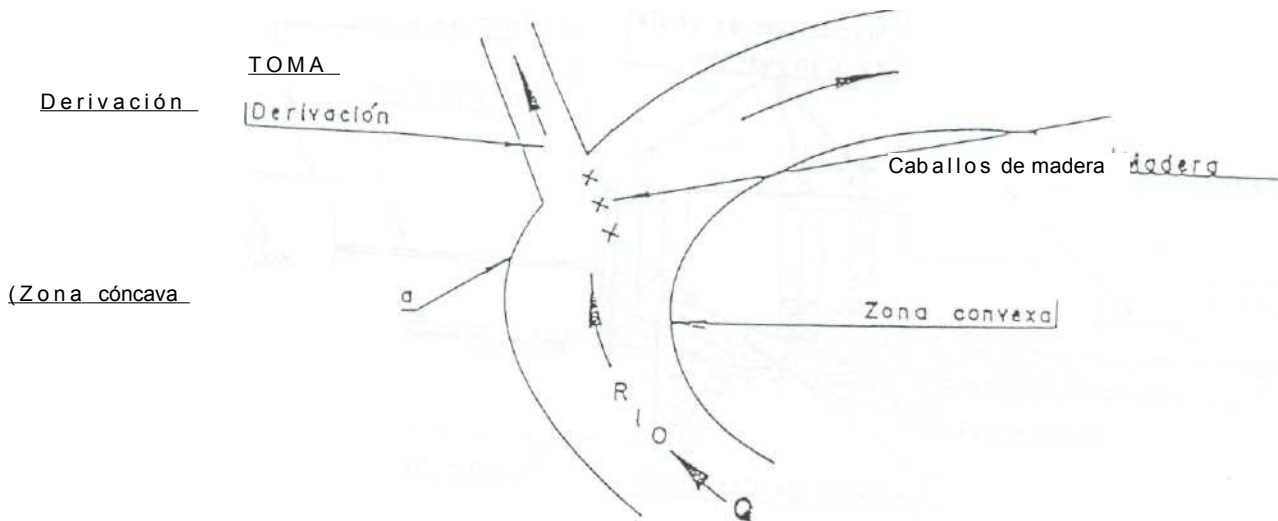


FIGURA N° 2 Derivación Libre con una Captación



FIGURA

3. Toma empleando material rustico (Caballos de Madera)

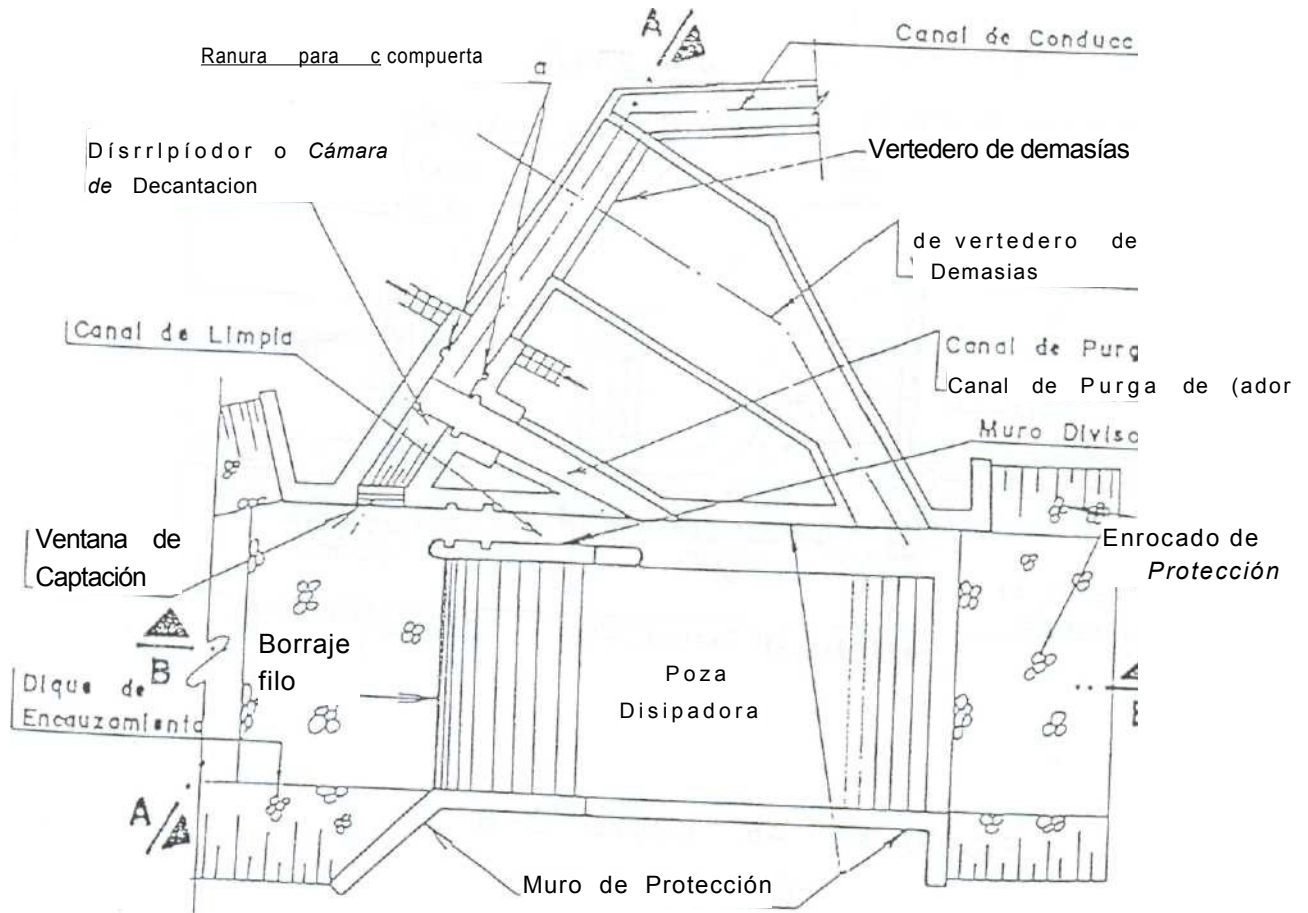


FIGURA N.-

4. Partes que conforman una Estructura de Captación

### 3.0. CONDICIONES DE DISEÑO

Entre las principales condiciones tenemos :

#### Con Respecto a su Funcionamiento.

- Tener derivación permanente del caudal de diseño.
- Proveer un sistema para dejar pasar las avenidas , que acarrean material sólido y flotante.
- Captar el mínimo de sólidos y disponer de medios apropiados para su evacuación.
- Estar ubicado en un lugar que presente condiciones favorables desde el punto de vista constructivo.
- Conservar aguas abajo suficiente capacidad de transporte para evitar sedimentaciones.

#### Con Respecto al Material Sólido :

- Evitar su ingreso.
- Decantación y eliminación luego de su ingreso.

Para un mejor conocimiento de los fenómenos sedimentológicos , analizaremos lo que ocurre en una bifurcación :

#### Bifurcaciones

Según Rocha<sup>[1]</sup>, consideremos la Figura N° 1 donde B es el ancho del Río del cual se deriva un canal lateral con un ancho b ,  $\theta$  es el ángulo de derivación formado por el eje del Río y el eje del canal lateral.

En el cauce del Río escurre un caudal Q del cual se deriva  $Q_1$  quedando  $Q_2$  , que a su vez transporta un caudal de sólidos QF distribuyéndose en  $Q_{f1}$  y  $Q_{f2}$ . Por lo tanto por la ecuación de continuidad:

En un intervalo corto de tiempo , se producirá erosión y sedimentación y sólo habrá equilibrio después de igualar las cantidades de sólidos que entran y salen por los extremos de dicho tramo. Si el volumen de sólidos que ingresa es menor que el volumen de sólidos que sale , hay erosión. En caso contrario hay sedimentación.

También  $Q_F$  puede descomponerse en transporte de sólidos de fondo  $Q_G$  y transporte de sólidos en suspensión  $Q_s$  :  $Q_G + Q_s$

Experimentalmente se determinó que cuando derivamos por un canal lateral el 50% del caudal total , la captación de sólidos fue del 90% y el redondeo de las esquinas no altera su ingreso.

Las capas superiores se dirigen casi en su totalidad al canal lateral. Como las capas inferiores contienen mayor sedimento se obtienen altos porcentajes de entrada al canal.

Las capas inferiores presentan velocidades bajas y estas originan un cambio en la dirección. Las capas superiores tienen mayor velocidad y siguen de frente

#### 4,0.LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS

A. abajo : 100a 500 m. Levantamiento Topográfico del río (planta y perfil longitudinal) , de 1 Km.aguas arriba y de 500m. aguas abajo del eje de captación , para conocer con mayor aproximación la pendiente geométrica del cauce. Las escalas varían según la envergadura del Proyecto.

- . Levantamiento de la Zona de diseño. Se recomienda que el levantamiento abarque el área de ubicación de las estructuras planteadas como mínimo.
- . Secciones transversales del cauce del río c/20 m. , de 1 Km. aguas arriba y 500 m. aguas abajo del eje de captación

#### 5.0 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DEL RIO

Para determinar las características hidráulicas del río , se debe definir y uniformizar el cauce en la zona de captación , siendo importante los siguientes parámetros :

- \* Caudal de Avenidas  $Q_{ma}(m^3/s)$
- \* Talud de las márgenes del río (2)

Este talud es función del material que conforman las márgenes del río. En el cuadro N° 1 se presentan taludes recomendados según el material del terreno.

Sin embargo los diseños de acuerdo a la zona suele considerarse muros verticales para efectuar el encauzamiento. Por tal motivo puede considerarse un talud  $Z = 0$  , en la zona de captación.

- \* Coeficiente de Rugosidad (n).

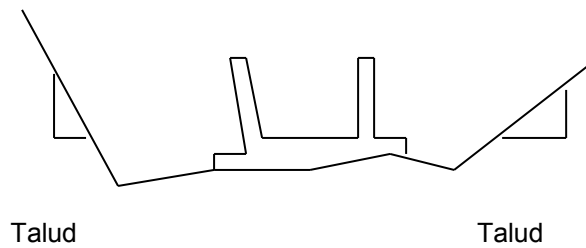
Este valor es característico de cada cauce, dependiendo de la mayor o menor resistencia que oponga el escurrimiento del fluido , siendo función de lo siguiente ;

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) (n_5) \dots \dots \dots : \dots \dots \dots 1$$

CUADRO No 1 Taludes recomendados para las márgenes de un río según el material del terreno.

CORTES	TALUD H : V
Conglomerado Suelos	1:1 1:1
Arcillosos Suelos	1.5:1 2 :
Arenos Suelos	1 3 : 1
Suelos Arenosos Suelos	0.5:1
Roca Alterada Suelta	0.25:1
Roca Sana	
RELLENO	TALUD H : V
Tierra Vegetal	1.5:1
Suelos Arenosos	3:1

Corte directo para conocer C y  $\phi$



Suelos norrenicos

Según Woody L. Cowan, se presenta el Cuadro N° 2 , para valores de  $n_0$  a  $n_5$

\* Ancho de Cauce B (m).

Habiendo elegido un tipo de bocatoma con barraje debe considerarse un ancho mínimo.

\* Pendiente del Río  $S_0(\%)$

Lo determina el perfil longitudinal del río.

\* Tirante Normal  $Y_n(m)$ .

\* Perímetro Mojado  $P(m)$ .

\* Área Hidráulica  $A (m^2)$

\* Radio Hidráulico  $R (m)$ .

\* Espejo de Agua  $T (m)$ .

\* Velocidad  $V (m/s)$ .

\* Número de Froude. N.F.

Sí N.F.  $< 1$  -> Flujo Subcrítico Si N.F.  $> 1$

-> Flujo Supercrítico

\* Energía Específica. E.E. (m).

## 6.0 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DEL CANAL PRINCIPAL

Los parámetros de diseño serán los que fueron mencionados para determinar las características hidráulicas del río. El nivel mínimo de la cresta del barraje , debe ser igual al nivel energético que presenta el Canal de derivación , conduciendo el caudal requerido , más un margen de seguridad debido a la pérdida de carga que sufriera el agua al derivarse del río al canal.

La cota de rasante en el inicio del canal será tomada en cuenta para el diseño de la Toma.

**CUADRO N°2: CARACTERÍSTICAS DEL RIO PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD "n"**

CONDICIÓN DEL CANAL		VALORES	
	Tierra		0.020
MATERIAL	Roca Cortada		0.025
CONSIDERADO	Grava Fina	n <sub>0</sub>	0.024
	Grava Gruesa		0.028
GRADO DE IRREGULARIDAD	Liso	n <sub>1</sub>	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
VARIACIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CANAL	Gradual	n <sub>2</sub>	0.000
	Ocasionalmente		
	Alternante		0.005
	Frecuentemente		0.010-0.015
EFFECTIVO RELATIVO DE OBSTRUCCIONES	Alternante	n <sub>3</sub>	
	Despreciable		0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020 - 0.030
VEGETACIÓN	Severo	n <sub>4</sub>	0.040-0.060
	Baja		0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025 -0.050
CANTIDAD DE MEANDROS	Muy Alta		0.050-0.100
	Menor		1.000
	Apreciabile	n <sub>5</sub>	1.150
	Severa		1.300



## 7.0 DISEÑO DEL BARRAJE

### 7.1 Definición

El barrage es una estructura levantada en el cauce del río con la finalidad de retener el agua, produciendo la elevación de su nivel hasta una altura que nos asegure una captación permanente.

La forma varía según su tipo : geometría , disposición dentro del cauce , material de construcción y economía del proyecto.

### 7.2. Tipos de Barraje

- a) Barraje Fijo : Es una estructura sólida emplazada a todo lo ancho del cauce por lo tal motivo la curva de remanso que se produce aguas arriba del barrage no puede ser alterada originando una colmatación de sólidos que puede traer la inutilización de la toma o el ingreso de abundante material sólido a través de la ventana de captación.
- b) Barraje Móvil : Consiste en un sistema de compuertas situadas a todo lo ancho del cauce del río y que a su vez regulan el flujo de aguas. Desde el punto de vista hidráulico se recomienda cuando el río presenta un periodo de crecidas con caudales muy altos.
- c). Barraje Mixto : Constituye la combinación de los dos anteriores formado en parte por una estructura fija y el resto por un sistema de compuertas que se aprovechan para usarlo como un canal de limpia del material sólido acumulado

### 7.3. Tipos de Cimentación

Flotantes: Apoyadas sobre material del lecho del río (arena y grava). Fijo;

Apoyados sobre rocas.

La selección de cualquiera de ellos se rige por condiciones de seguridad contra la erosión , control de flujo subterráneo y razones de costo durante el proceso constructivo , siendo este último el decisivo para elegir el tipo de estructura.

### 7.4. Longitud de Barraje (L)

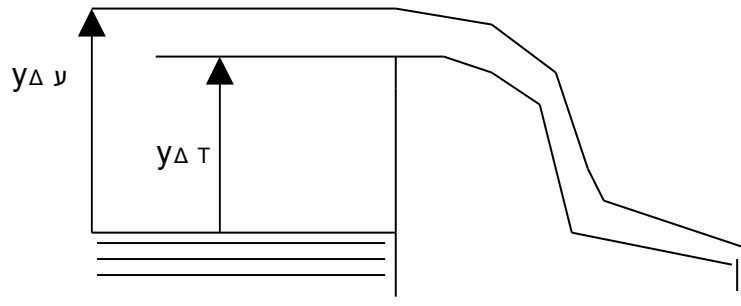
La longitud del Barraje está ligada al ancho del cauce y a la carga del agua que se presentan sobre él. Para este efecto en caso de tenerse un cauce muy angosto puede hacerse obras que permita- el ensanchamiento del río y así poder obtener mejores condiciones de captación.

### 7.5. Altura de Barraje (P)

Mediante esta altura se consigue elevar o mantener un nivel de agua en el río, para que así se derive el caudal hacia el canal principal permitiendo el paso de la excedencia por encima de ella.

Según la Figura No 5, Mansen y Rosell<sup>(213)</sup>, determinan la altura del barraje con la siguiente fórmula;

$$C_c = C_o + P + = C_o + (h_o + h + 0.20) \dots\dots\dots 2$$



Altura de perdida perdidas renaso del borraje

Donde:

$C_c$  : Cota de la cresta del barraje, (m.s.n.m)

$C_o$  : Cota del lecho del río. (m.s.n.m)

$h_o$  : Altura para evitar arrastre de sedimentos hacia la toma. (m).  
Considerar  $h_o > 0.50$  m.

$h$  : Altura de la ventana de captación, (m)

0.20 : Segundad por efecto de oleaje y coeficiente de carga. Puede variar.

La altura del barraje se calcula en función de la ventana de toma, considerando que debe estar por encima de la rasante del río.

7.6. Carga sobre la Cresta del Vertedero ( $H_e$ )

Esta carga viene a constituir la altura del nivel de agua , aguas del-vertedero , y es calculado mediante la ecuación general de los vertederos que se presenta a continuación :

$$Q_{max} = C_d \times L \times (H_e)^{3/2} \dots\dots\dots 3$$

Despejando  $H_e$  tenemos;

$$H_e = H_e = ( Q_{max} / C d )^{2/3}$$

$$H_{max} = 1.65 H_d \longrightarrow C = 0.81$$

Donde :

$H_e$  : Carga total sobre la cresta , incluyendo la altura de velocidad.

Está dado en mts. Ver Figura N° 6.

$Q_{m\acute{a}x}$  : Caudal de máxima avenida (m<sup>3</sup>/seg.)

$L$  : Longitud efectiva del vertedero, (mts.)

$C_d$  : Coeficiente de descarga del vertedero.

Investigadores como P. Novak <sup>(4)</sup>, han desarrollado fórmulas de cálculo para  $C_d$ , así tenemos:

$$C_d = \frac{2}{3} (2g)^{1/2} C$$

$$C_d \frac{2}{3} (2g)^{1/2} (c) \dots\dots\dots 4$$

Teniendo en consideración lo siguiente:

$$H_d = H_{max}$$

Donde C puede tomar los siguientes valores :

$$Si H_d > H_{max} \dots 0.573 < C < 0.75$$

(La presión es mayor que la atmosférica)

$$Si H_d = H_{m3}, \rightarrow C = 0.75$$

(La presión es atmosférica)

$H_d$  = Altura de diseño sobre el barraje.

(Se producen presiones negativas originando cavitación para  $H = 2H_d$ )

En general ei primer caso no se presenta ; en el segundo caso no se considera la velocidad de llegada y el tercer caso se considera el más adecuado por que siempre habrá una velocidad de llegada.

Por seguridad no exceder e<sub>j</sub> vaioir de :

$$H_{max} = 1.65 ( H_d ) \longrightarrow C = 0.81$$

7.7. Velocidad de Llegada (V)

Es aquella con la cual las aguas se van acercando al barraje y se presenta hasta antes de formarse el perfil depresivo. Así en la Figura N° 6 tenemos:

$$P + H_c = Y + H_r \dots\dots\dots 5$$

Además :

$$V = Q/A = Q / (B)(Y) ; \quad H y = V^2/2g = Q^2 / 2g(B^2)Y^2$$

Reemplazando datos en la ecuación 5 y tanteando valores hallamos el valor de Y. (Ver Capitulo III)

Y la carga Neta de aguas sobre la cresta será:

$$H_d = H_e - H_v \dots\dots\dots 6$$

Donde :

Q<sub>máx</sub> : Caudal máximo. (m<sup>3</sup>/s)

B : Ancho del Cauce, (m)

P : Altura del Barraje Vertedero, (m)

H<sub>e</sub> : Altura de Carga Total, (m)

Y : Tirante Aguas Arriba del Barraje, (m)

H<sub>v</sub> : Altura de Velocidad, (m)

g : Aceleración de la Gravedad, (m/s<sup>2</sup>)

A : Área de la sección del río en la zona de captación, (m<sup>2</sup>)

Y : Velocidad de llegada, (m/s)

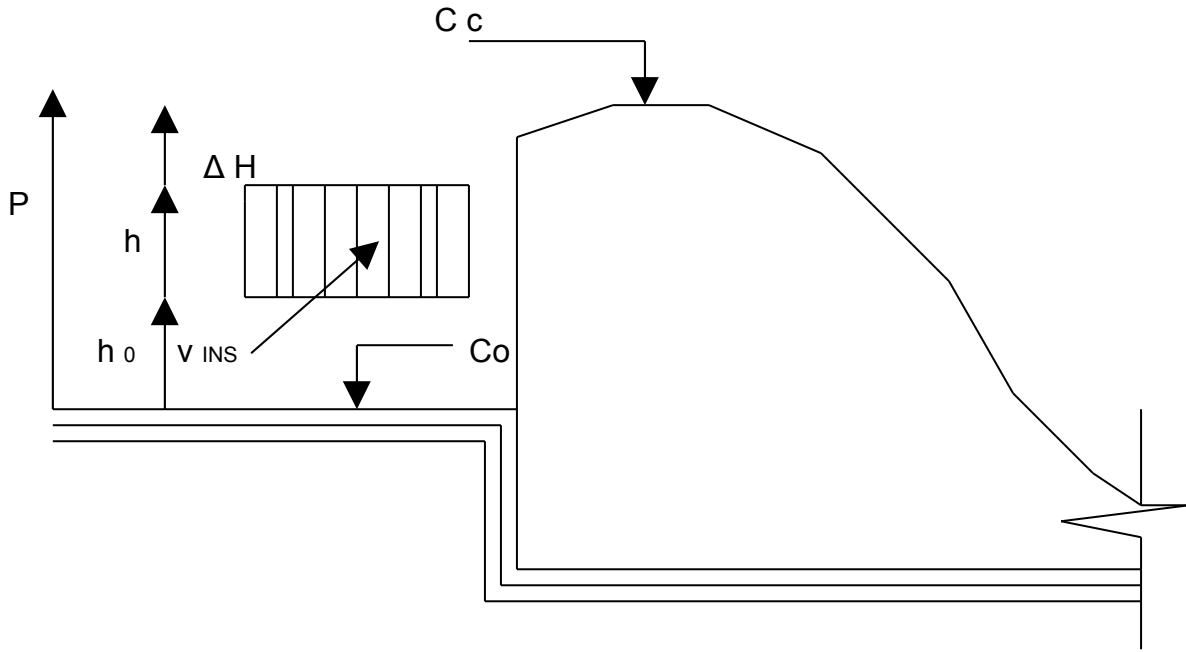
H<sub>d</sub> : Carga neta sobre la cresta, (m)

#### 7.S. Forma del Perfil de la Cresta del Barraje Vertedero

Se recomienda dar formas a la cresta de modo tal que eviten la presencia de presiones negativas que podrían generar cavitación que causan daños al concreto.

Asimismo deben ofrecer máxima eficiencia hidráulica, practicabilidad , estabilidad y economía.

Sobre la base de los datos del U.S Bureau of Reclamación , el U.S. Army Corps of Engineers ", ha desarrollado varias formas standar de vertederos (Figuras No 7 a 10). De allí que el perfil que se le da tiene la forma que seguirá la cara inferior de un filete de agua al verter sobre un vertedero, el cual se puede representar por la ecuación siguiente:



V : ingreso : 1.00 2.00 m/s

FIGURA N° 5 ALTURA DEL BARRAJE

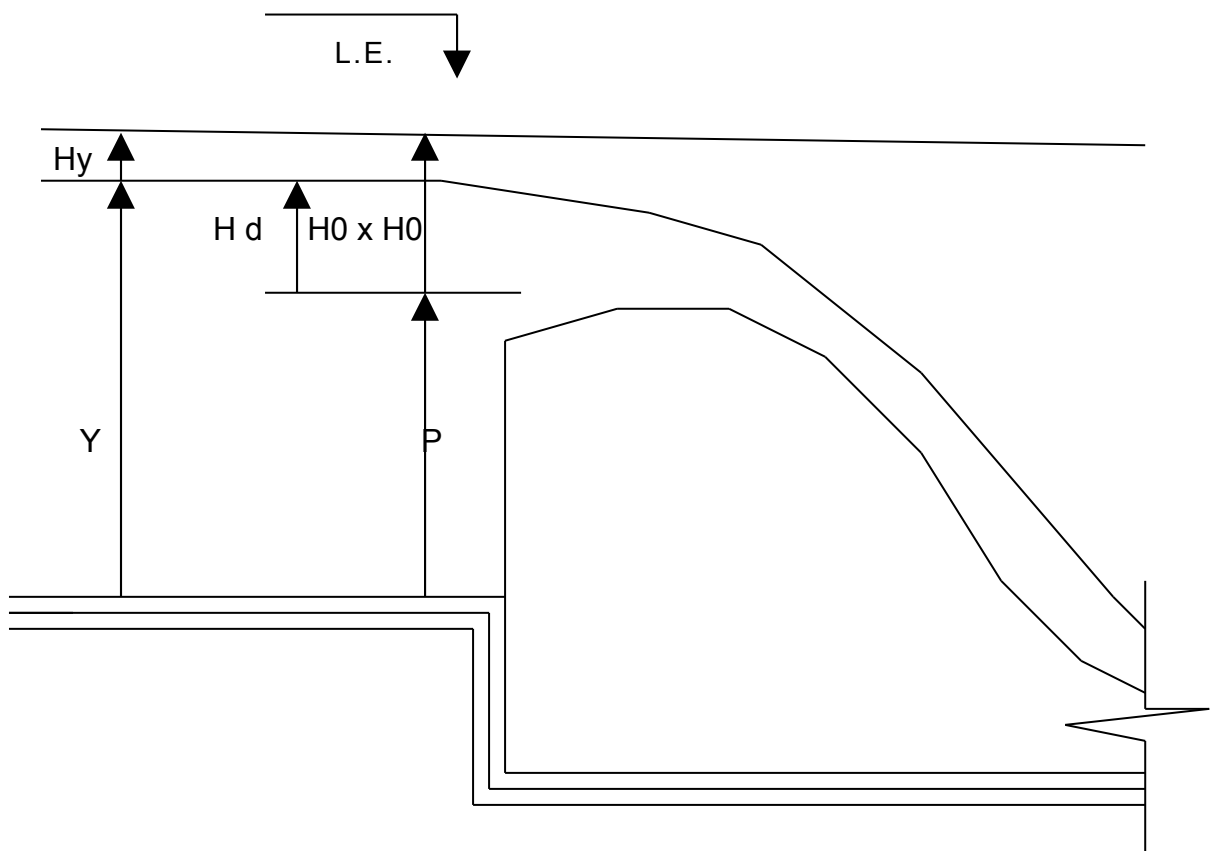


FIGURA N° 6 carga sobre la cresta del vertedero

$$X_n = K(Hd)^{n-1}$$

Donde:

X,Y: Coordenadas del perfil de la cresta con el origen en el punto más alto de la cresta.

Hd: Altura de diseño excluyendo la altura de velocidad del flujo aproximante, (mts.)

$K_{1n}$ : Son parámetros dependiendo de la pendiente de la cara aguas arriba. Los valores de K y n se dan como siguen en el cuadro adjunto:

Pendiente de la cara aguas arriba	k	n
Vertical (0) 3	-	2.000
a 1 (0.33) 3		1.850
a 2 (0.66) 3		1.836
a 3 (1.00) 3		1.810
		1.776

Para pendientes intermedias, valores aproximados de "K" y "n" se pueden obtener dibujando los valores superiores contra las pendientes correspondientes e interpolando del dibujo los valores requeridos para cada pendiente dada dentro del rango dibujado.

Es conveniente utilizar esta fórmula para el dimensionamiento preliminar, pero, es recomendable de dar un poco de robustez debido a que por lo general las fórmulas dan secciones muy esbeltas y fáciles de ser dañadas por la erosión del río.

Tabular los valores de las coordenadas X e Y, trazar el perfil teórico del barraje, y luego determinar el punto donde la recta tangente a dicha curva tenga una cierta inclinación de acuerdo al talud elegido por el diseñador tomando en consideración la robustez que se le pretende dar para su mayor estabilidad. Finalmente la cresta del barraje se empalma al paramento de aguas arriba mediante el sistema de curvas indicado en las Figuras N° 7 a 10.

## 7.9 Dimensionamiento de la Base del Barraje

Para lograr una buena estabilidad del barraje, resistido por su propio peso, se sugiere la metodología que presentan Gómez y Navarro<sup>15</sup>.

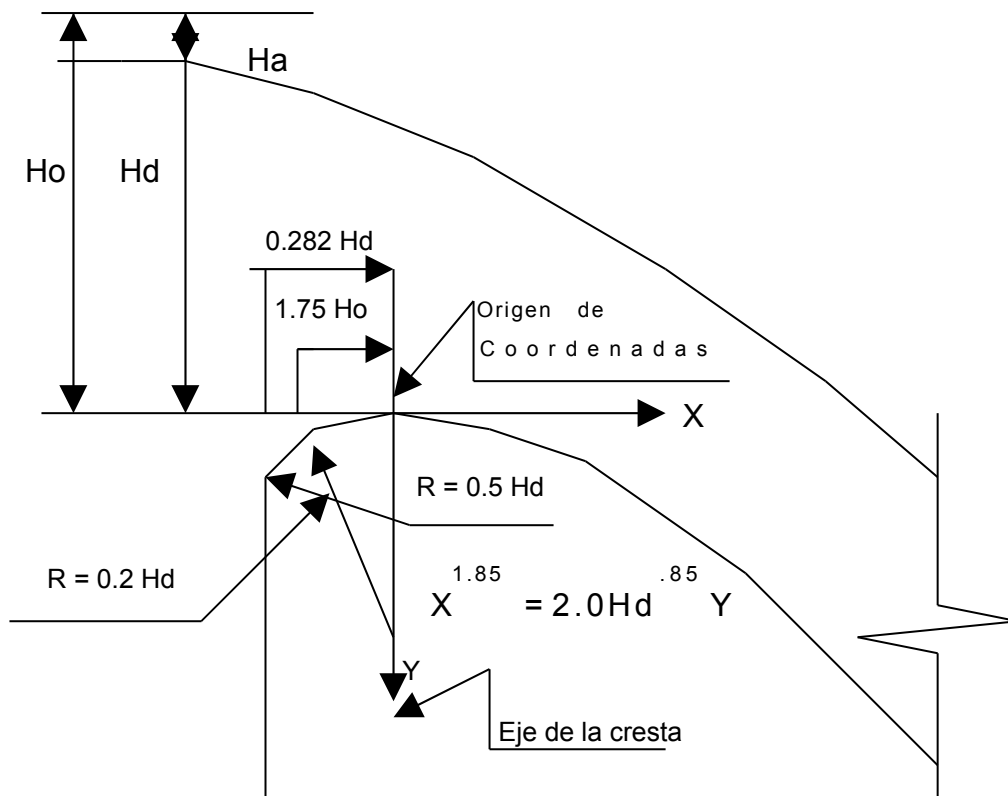


FIGURA N- 7. Perfil de la Cresta del Vertedero Talud ; Vertical

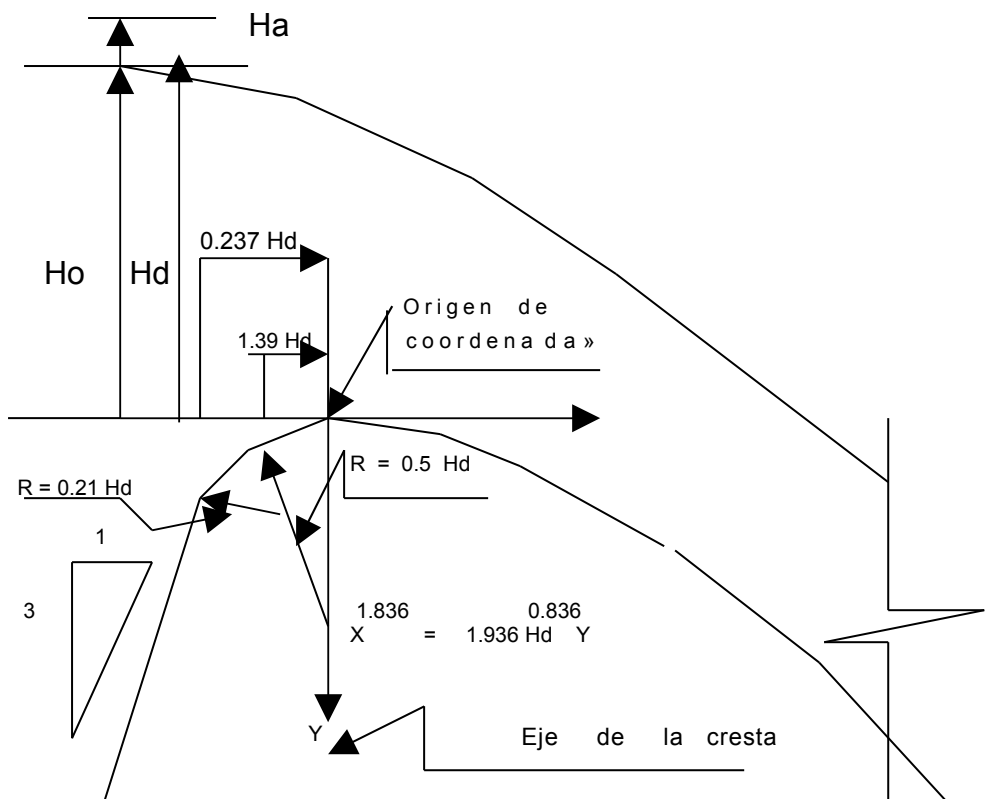


FIGURA N° 8. Perfil de la Cresta del Vertedero Talud: 3:1

La Figura N° 11 representa el perfil triangular esquemático del barraje y del empuje.

Donde;

$W$  = Peso del barraje en Kg. o T<sub>n</sub>.

$F$  = Fuerza de Empuje Hidrostático en Kg. o T<sub>n</sub>.

$S_D$  = Subpresión ejercida en todo lo ancho de la base  $b$  con una carga constante igual a HT.

$H_T$  = Altura de carga total (m).

$P$  = Altura del barraje (m).

$b$  = Ancho del barraje (m).

$r$  = Profundidad de la poza disipadora (m).

De la Figura N° 11 tomando momentos con respecto a j centro de presión , suponiendo que éste se encuentra en el extremo aguas abajo del núcleo central tenemos:

$$W = ( b/3 ) - F ( Hf/3 ) - Sp ( b/6 ) = 0$$

Donde :

$$Sp = b(H_i)(\delta_{H20})$$

$$F = \frac{1}{2} ( Ht)^2 (\delta_{H20})$$

$$W = \frac{1}{2} b (Ht) (\delta_c)$$

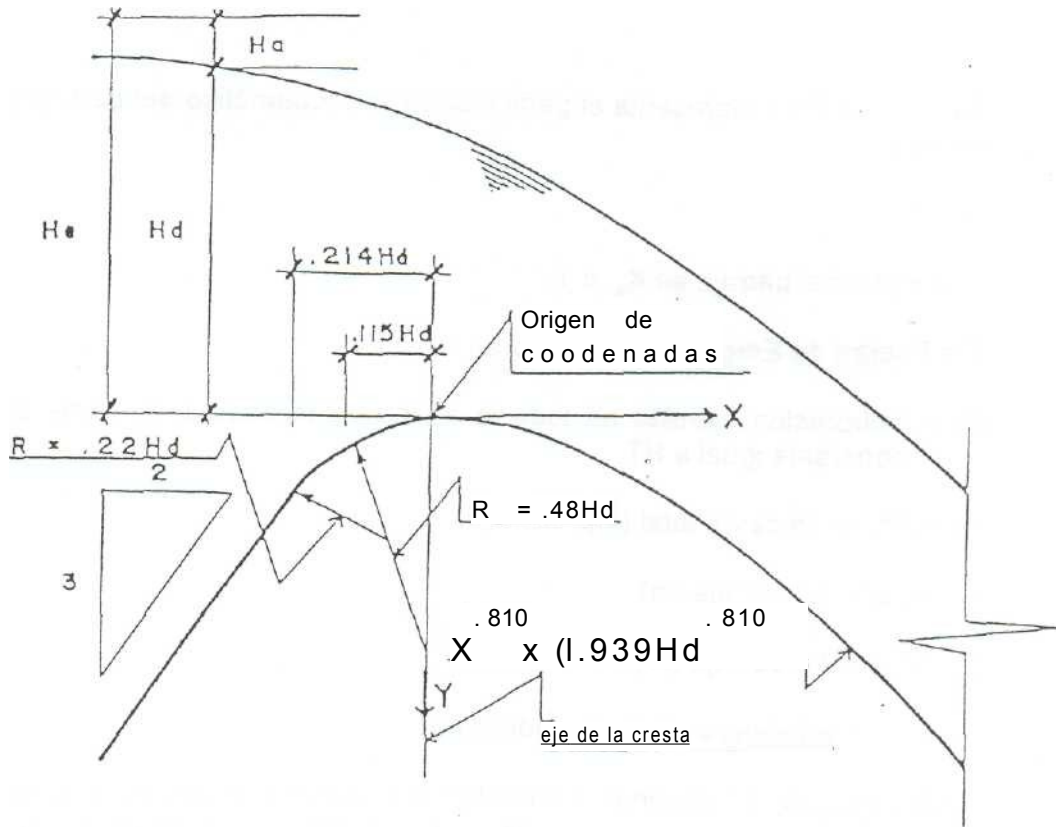
$\delta_{H20}$  = Peso específico del agua

$\delta_c$  = Peso específico del concreto

Reemplazando y efectuando operaciones tenemos:

$$b = \frac{Ht}{8} (\delta_c - 1 )^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots$$





FIGURA

9. Perfil de la Cresta del Vertedero Talud : 3:2

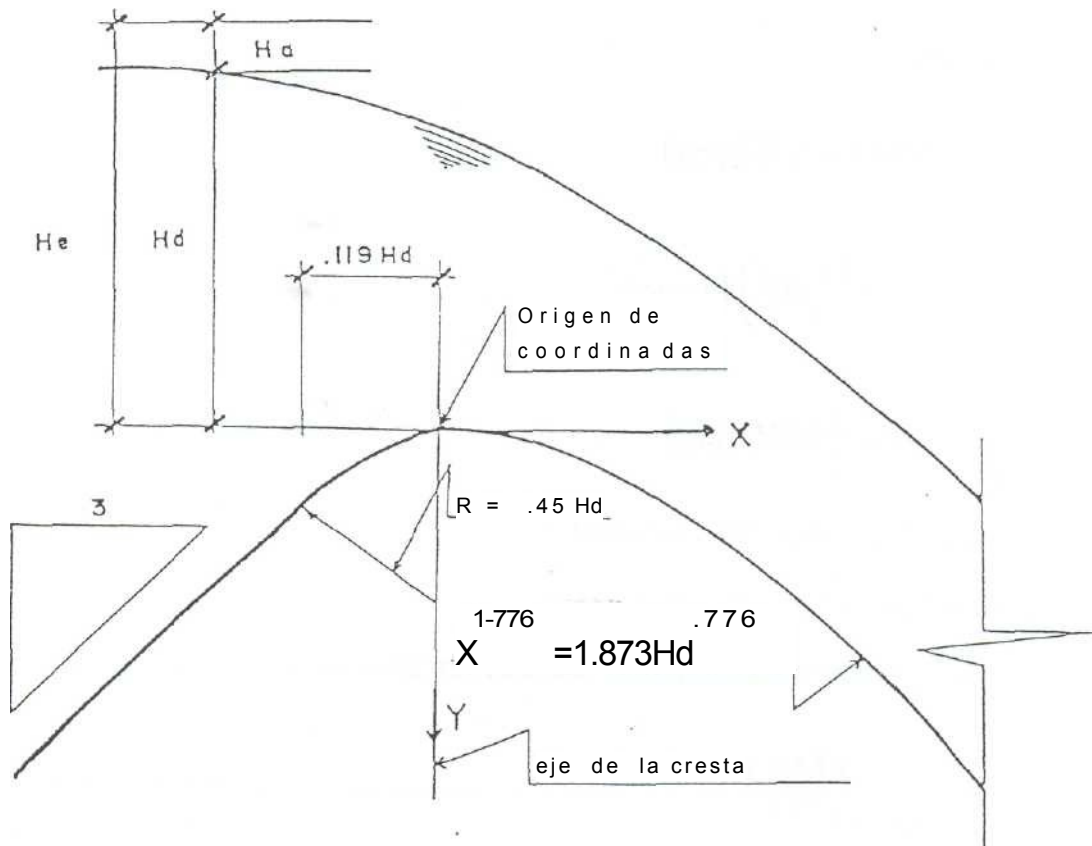


FIGURA N°- 10. Perfil de la Cresta de! Vertedero Talud : 3:3

7.10. Curva de Transición entre el Escarpe y el Solado de la Poza

Con la finalidad de que el cambio de dirección que originan las aguas al pasar el vertedero a la poza de disipación de energía no sea brusco , usaremos como elemento de transición una curva circular , tal como se muestra en la Figura N° 12. Así tenemos :

$$B = A \operatorname{rectag} \frac{1}{Z} \dots\dots\dots 9$$

Por tratarse de una curva circular:

$$T = R \operatorname{Tang} \frac{1}{2} \dots\dots\dots 10$$

Algunos ingenieros (Mansen <sup>(2)</sup>) recomiendan un  $R = 0.5 (H_d)$  o  $2 (H_d)$  en función de la carga de diseño , con la cual queda definida el perfil externo de la estructura barraje - poza de disipación.

7.11. Diseño de la Lámina Vertiente Superior e Inferior sobre el Vertedero

El perfil de la lámina de agua se diseñará con los ensayos realizados

por el U.S. ARMY Engineers Waterways Experimental Station ("),  
mostrados en la Figura N° 13 y en el Cuadro N° 3.

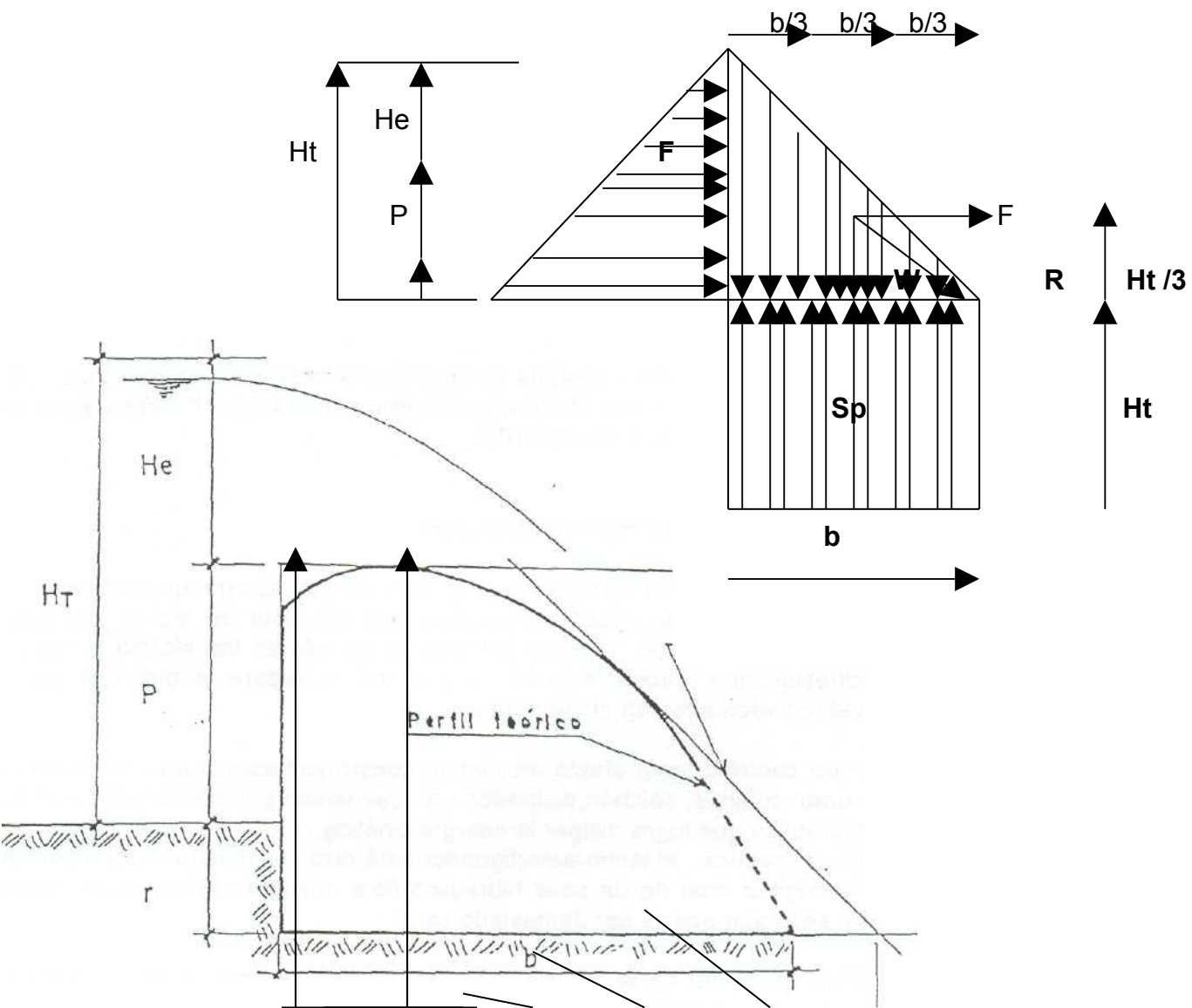
### 8.0 SOLADO O COLCHÓN DISIPADOR

La colocación del barraje en el cauce del río genera un incremento de energía potencial debido a la elevación del nivel de las aguas que, al momento de verter el agua por encima de ella se transforma en energía cinética que causa erosión al pie del vertedero originando por las velocidades altas en dicho punto.

Para controlar este efecto erosivo se construyen estructuras de disipación, como: solados, colchón disipador, etc. que tienen por objeto formar un salto hidráulico que logra disipar la energía cinética.. En la práctica , el lecho amortiguador está rara vez diseñado para controlar la longitud total de un salto hidráulico libre el lecho pavimentado , porque tal situación podría ser demasiado caro.

Sí la altura del agua, aguas abajo del barraje, es muy alta y el resalto se sumerge , el chorro que baja del azud puede continuar hacia aguas abajo como una fuerte corriente de fondo lo que ser peligroso para el cauce.

A continuación presentamos el cálculo de la disipación de energía basado en la longitud del colchón disipador y de los tirantes conjugados ( $Y_1$  ,  $Y_2$ ) necesarios para la formación del salto hidráulico.



Y

b  
( Practic  
o )

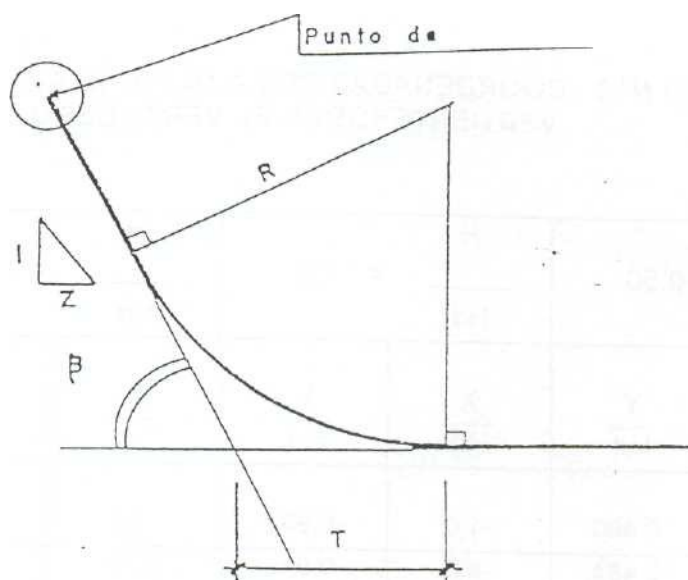
**X**

Lt (Perfil  
practico)

FIGURA N.- 11. Perfil triangular esquemático del barraje y del empuje para obtener el valor de la base "b" .

**CUADRO N° 3 : COORDENADAS DE LA NAPA DE AGUA VERTIENTESOBRE ELVERTEDERO**

H	= 0.50	H	= 1.00	H	= 1.33
Hd		Hd		Hd	
X	Y	X	Y	X	Y
Hd	Hd	Hd	Hd	Hd	Hd
-1,0	-0.490	-1,0	-0.933	-1.0	-1.210
-0.8	-0.484	-0.8	-0.915	-0.8	-1.185
-0.6	-0.475	-0.6	-0.893	-0.6	-1.151
-0.4	-0.460	-0.4	-0.865	-0.4	-1.110
-0.2	-0.425	-0.2	-0.821	-0.2	-1.060
0,0	-0.371	0.0	-0.755	0.0	-1.000
0.2	-0.300	0.2	-0.681	0.2	-0.019
0.4	-0.200	0.4	-0.755	0.4	-0.821
0,6	-0.075	0.6	-0.465	0.5	-0.705
0.8	0.075	0.8	-0.320	0.8	-0.569
1.0	0.258	1.0	-0,145	1.0	-0.411
1.2	0.470	1.2	0.055	1.2	-0.22
1.4	0.705	1.4	0.294	1.4	-0.002
1.6	0.972	1.6	0.563	1.5	0.243
1.8	1.269	1.8	0.857	1.8	0.531



FIGURA

va Curva de Transición entre el Vertedero y la Poza disipadora

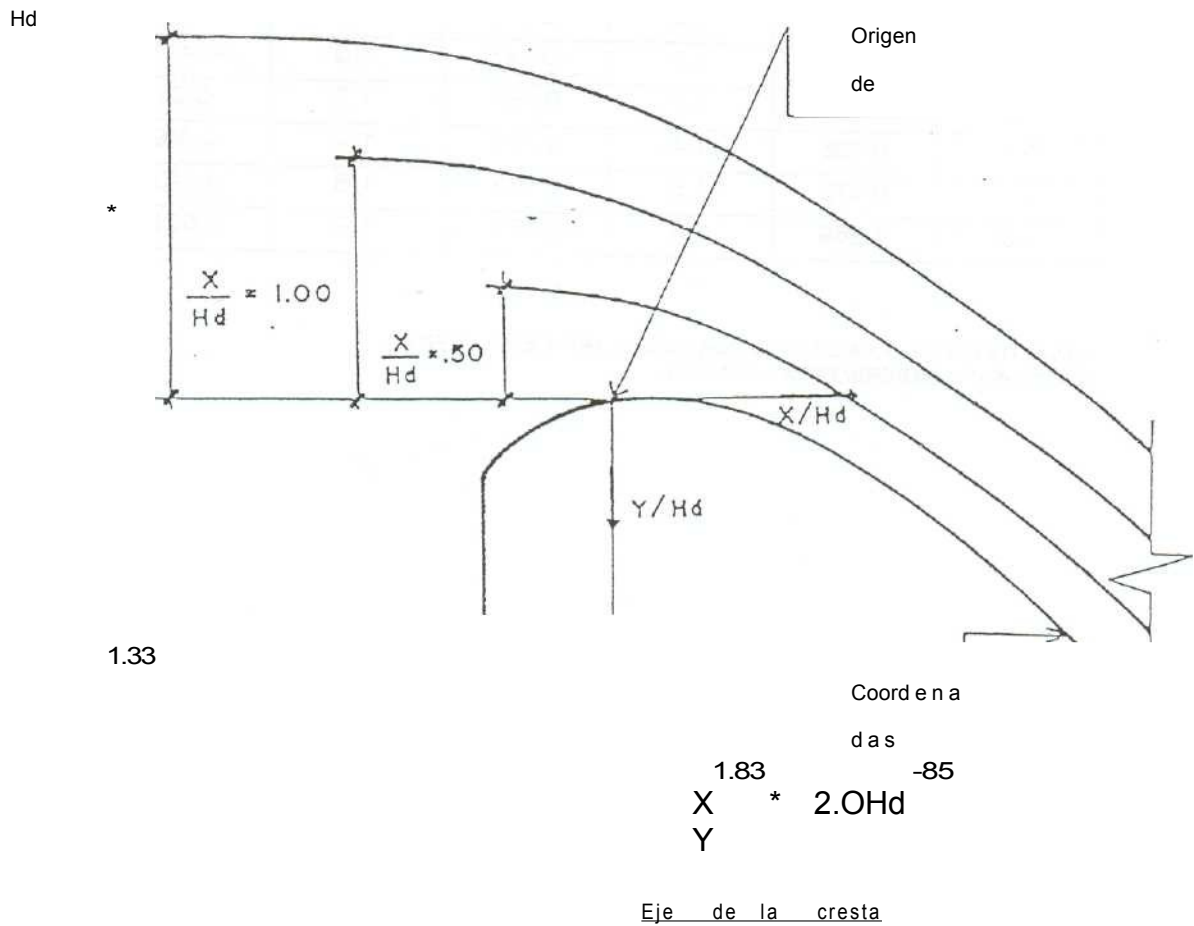


FIGURA N°- 13. Diseño del flujo de agua Sobre el Vertedero

8.1 Cálculo de  $Y^1$  (Tirante al pie del barraje vertedero).

De acuerdo a la Figura N° 14 y a la metodología descrita por Mansen <sup>(2)</sup>, se tiene :

$$E_0 = C_0 + P + H_d + \frac{(V_h)^2}{2g} \dots\dots\dots 11$$

Por Bernoulli tenemos:

$$E_1 = C_1 + Y_1 + \frac{(V_1)^2}{2g} \dots\dots\dots 12$$

$$E_0 = E_1 + H_{f0-1} \dots\dots\dots 13$$

Reemplazando y despejando V, en la ecuación 13 :

$$V_1 = \left( \frac{2g (C_0 - C_1 + P + H_d - Y_1 + \frac{(V_h)^2}{2g} - H_{f0-1})}{2g} \right)^{1/2} \dots\dots\dots 14$$

Donde :

C<sub>0</sub> : Cota del terreno en "0" (m.s.n.m.)

C<sub>1</sub> : Cota del colchón disipador, (m.s.n.m.)

P : Altura del barrage, (m)

H<sub>d</sub> : Altura de la lamina vertiente, (m)

Y<sub>1</sub> : Tirante del río al pie del azud, (m)

H<sub>f0-1</sub> : Pérdida por fricción entre "0" y "1". (m) : Velocidad en la cresta del barrage, (m/s) : Velocidad ai pie del talud, (m/s)

V<sub>1</sub>

**.14**

r : Profundidad del colchón disipador, (m)

g : Aceleración de la gravedad, (m/seg<sup>2</sup>)

Para resolver la ecuación anterior es necesario asumir ciertos valores, tales como :

$$r = C_0 - C_1 \dots\dots\dots 15$$

$$H_{f0-1} = 0.1 (V_H)^2 / 2g \dots\dots\dots 16$$

$$Y_1 \geq 0.1 \dots\dots\dots 17$$

Reemplazando en la Ecuación N° 14 tenemos

$$V_1 = \left[ \frac{2g \left( r + P + H_d - Y_1 + 0.9 \frac{(V_h)^2}{2g} \right)}{2g} \right]^{1/2}$$

Este valor calculado por la ecuación 18 necesita una comprobación , ya que :

19

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_1} = \frac{Q_1}{(Y_1)(b_1)} = \frac{q_1}{Y_1}$$

Donde :

20

$$q_1 = \frac{Q_1}{b_1}$$

Q<sub>máx</sub> : Descarga de avenidas. (m<sup>3</sup>/s).

q<sub>1</sub> : Descarga unitaria. (m<sup>2</sup>/s).

b : Ancho de la poza disipadora, (m).

Si Y<sub>1</sub> obtenido en la fórmula 19 es muy cercano al Y<sub>1</sub> supuesto en la expresión 17 se prosigue al siguiente paso , o sea el cálculo de Y<sub>2</sub>, en caso contrario se volverá a tantear con otro Y<sub>1</sub>.

### 8.2. Cálculo del Tirante Conjugado Y<sub>2</sub>

En la conservación de la fuerza específica entre la sección "1" y "2" de la Figura N° 14 se tiene la fórmula presentada por Mansen <sup>(2)</sup>:

$$Y_2 = -\frac{Y_1}{2} + \left[ \frac{(Y_1)^2}{4} + \frac{2(V_1)^2(Y_1)}{g} \right]^{1/2} \dots\dots\dots 21$$

La Fórmula de la energía liberada en el salto es:

22

$$H_J = \frac{(Y_1 - Y_2)^3}{4(Y_1)(Y_2)} \dots$$



Cuando  $Y_2 < Y_n$  la longitud para el salto se reduce , llegándose a producir ahogamiento del mismo.

Cuando  $Y_2 > Y_n$  (la más frecuente) origina los mayores problemas a la estructura , por lo cual se busca la forma de contrarrestar bajando el nivel del solado, hasta un punto tal que la cota energética después del salto sea igual a la que presenta inmediatamente aguas abajo.

Para la condición óptima de entrega del nivel de agua del tirante conjugando mayor ( $Y_2$ ) y tirante normal del cauce ( $Y_n$ ) debe cumplirse lo siguiente:

$$Y_2 = Y_0 + r \dots\dots\dots 23$$

La condición anterior pocas veces se presenta, por lo que González y Mansen<sup>(6,2)</sup> recomiendan hacer la corrección por la fórmula siguiente :

$$Y_n + r = 1.15 (Y_2) \dots\dots\dots 24$$

### 8.3. Dimensionamiento de la Poza

Para dimensionar la poza habrá que determinar su profundidad , longitud , espesor y características del elemento que sirva de enlace entre ésta y el barraje.

Profundidad: Es el calculo por:  $r = C_o - C$ ,

Longitud del colchón disipador: Existen varias fórmulas empíricas y experimentales que se dan a continuación , que por lo general dan valores un poco conservadores pero que orientan para tomar decisiones en el diseño final :

$$L = 5 (Y_2 - Y_1) \text{ Schoklitsch } \dots\dots\dots 25$$

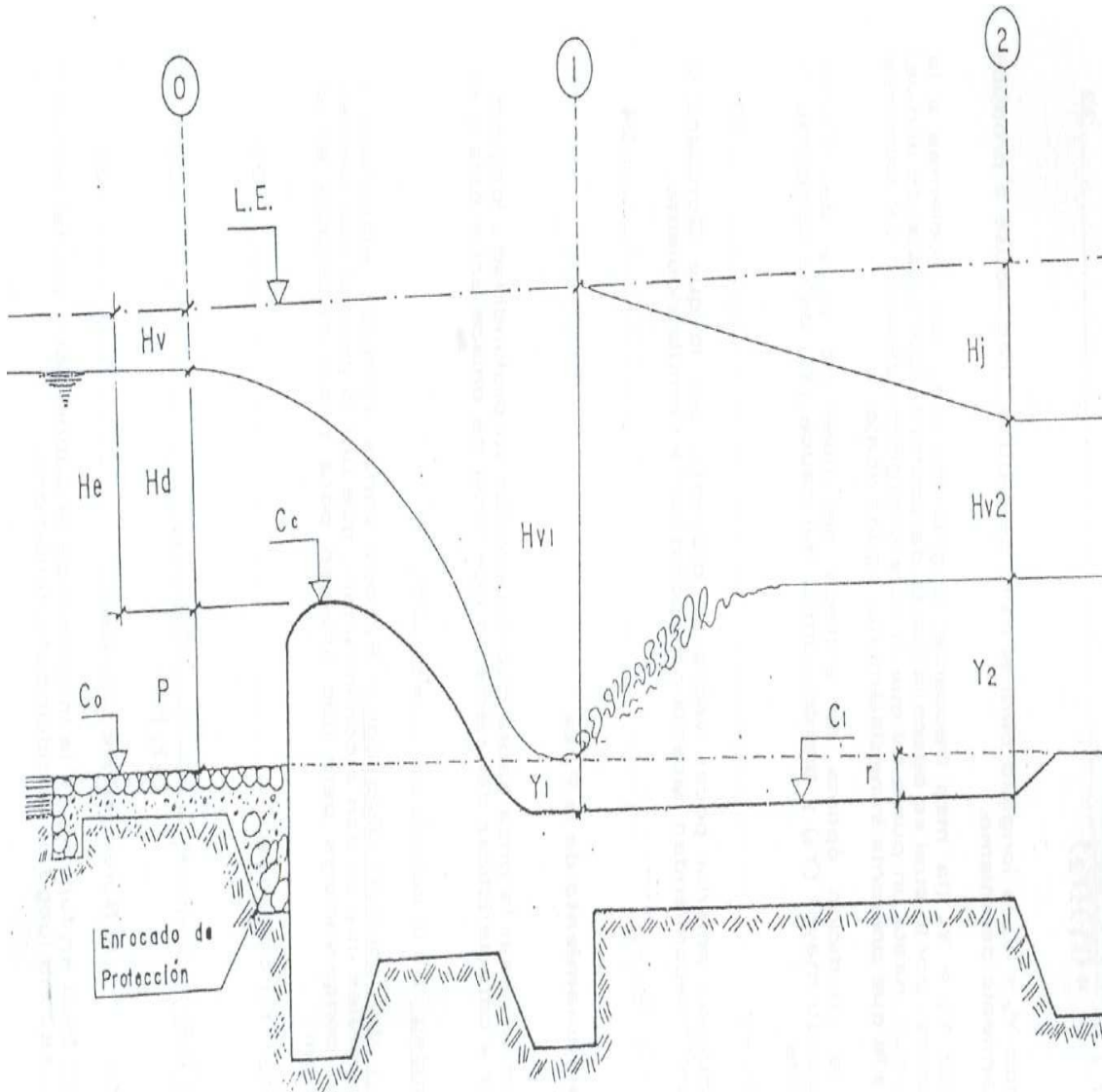
$$L = 6 (Y_1) (F_1), \text{ siendo } F_1 = \frac{V_1}{(gY_1)^{1/2}} \text{ Safranez}$$

$$L = 4 (Y_2) \text{ u.s. Bureau of Reclamation} \dots\dots\dots 27$$

-Espesor : Está en función de la magnitud de la subpresión , por tal motivo el cálculo se hará luego de estudiar dicho fenómeno.

FIGURA N° 14: Salto hidráulico producido en el Colchón disipador (Aguas abajo)

Niveles de Energía



La misma longitud necesaria para el conjunto barraje-poza disipadora , será aquella que contrarrestre los efectos de la subpresión y sifonamiento derivados de la infiltración de las aguas , para verificar la seguridad de la obra. La Figura N° 15 muestra el perfil longitudinal del barraje y su comportamiento hidráulico ante las aguas filtrantes.

Las aguas del nivel inferior del cauce detenidos por el barraje , quedan sujetos a presión ejercidas por el agua existente sobre ellas lo cual hace que se infiltre a través del terreno de cimentación , debido a que están dotados de una cierta carga hidráulica "H" definida por la diferencia existente entre el nivel de aguas arriba y aguas abajo del barraje :

$$H = NA.Arr - N.A.Ab \dots\dots\dots 28$$

Esta carga hidráulica hace que dichas partículas inicien su desplazamiento , para lo cual seguirán la trayectoria formada por el perímetro común a la estructura y al lecho del río. En la Figura N° 15 las aguas filtrantes seguirán el trazo interrumpido A-N ; no irán de D a G directamente sino que recorren D-E-F-G siendo en él disponible , habiéndose llegado a determinar que esta pérdida de carga no es directamente proporcional a dicho perímetro sino que difieren las pérdidas de cargas en un recorrido horizontal y en otro de igual magnitud pero vertical esto debido a la diferente resistencia que en dicho sentido ofrece el terreno de cimentación por razones de permeabilidad , estratificación , etc.

El agua que se desliza por debajo de la presa causa arrastre del material fino creando la tubificación. Este problema se agrava cuando el terreno es permeable.

Según Krochin<sup>(7)</sup>, considera la siguiente fórmula :

$$LC = \left(\frac{1}{3}\right) \sum LH + \sum LV > CL \times H \dots\dots\dots 29$$

3

Donde :

Z LH : Suma de longitudes horizontales (hacen un ángulo menor de 45° con la horizontal).

Z LV : Suma de longitudes verticales (hacen un ángulo mayor de 45° con la horizontal).

CL : Coeficiente de Lane que depende del material del fondo del río. Ver Cuadro N°4

Lc : Distancia de ruptura compensada de la sección transversal de la presa.

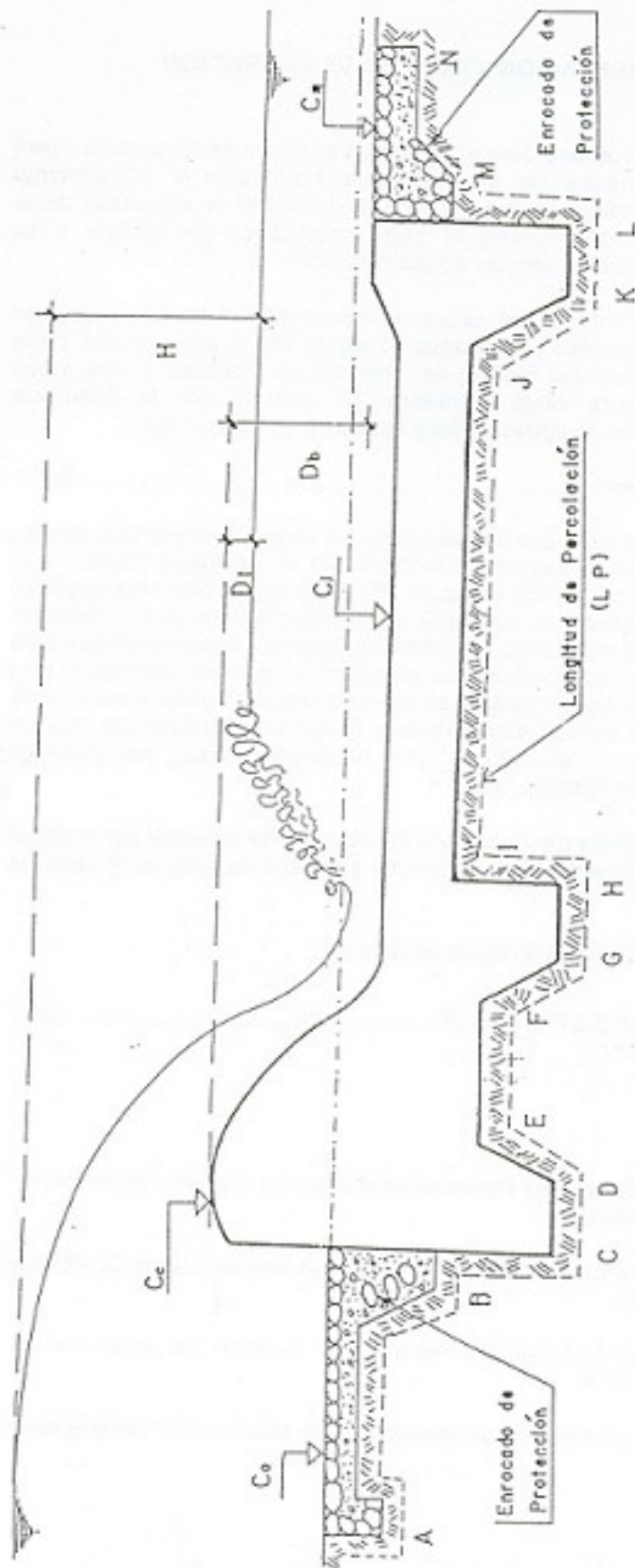


FIGURA N° 15. Comportamiento hidráulico de las aguas filtrantes y vertientes a través de la estructura ( Barraje - Poza disipadora.)

H : Diferencia de carga hidrostática entre la cresta del barraje y e

Terminal de la poza de disipación (aguas mínimas). Diferencia entre el nivel de aguas arriba y aguas abajo del vertedero (aguas máximas).

CUADRO N° 4 : Valores del Coeficiente "C" en función del Material de Fondo del Río.

COEFICIENTE "C"		
LECHO DEL CAUCE	BLIGH	LAÑE
Arena fina y/o limo	18	8.5
Arena fina	15	7.0
Arena tamaño medio	-	6.0
Arena gruesa	12	5.0
Grava fina	—	4.0
Grava media		3.5
Gravas y arenas	9	3.5
Grava gruesa	-	3.0
Bolonería con grava	—	2.5
Bolonería, gravas y arena	4 - 6	2.5
Arcilla plástica	6- 7	3.0
Arcilla de consistencia media	6-7	2.0
Arcilla dura	6-7	1.8
Arcilla muy dura	6-7	1.6

De lo anterior se deduce que la carga hidráulica de aguas filtrantes varía proporcionalmente a la longitud compensada recorrida.

### 9.1. Análisis de Subpresión

La Subpresión es el empuje que actúa sobre la base de la estructura, Esta es

ejercida por el agua sumergida y motivado por la carga hidráulica , la cual disminuye el peso de la presa y facilita la falla por deslizamiento o volteo.

Se recomienda que la carga de presión sea proporcional a la longitud compensada , considerándose que inicialmente la presión existente es igual al tirante hidráulico aguas arriba del barraje y que al final también su valor será igual al tirante respectivo.

Para fines prácticos se considera que no toda el área de cimentación está inundada , sino que siempre existirá una cierta fracción sólida ,

conservadoramente se considerará que la subpresión actúa sobre los 2/3 del área total de cimentación.

Para evaluar la subpresión que se presenta, primero determinamos el valor de la longitud compensada LC y efectuamos el análisis para aguas máximas y mínimas tomando casos desfavorables. Ver Figura N° 15.

a). Aguas Máximas

Considerando la descarga de diseño , y de acuerdo a la ecuación 28 , tenemos la carga hidráulica "H" y el tirante del río es "Y<sub>n</sub>" , entonces queda definido el diagrama de subpresión tal como se muestra en la Figura N° 16.

A continuación se hace el cálculo de la subpresión para diferentes secciones críticas mostradas en la Figura N° 15 (C , E , F , H , I , J , L).

b). Aguas Mínimas

Para este caso la carga hidráulica "H" es el desnivel existente entre la cresta del barraje (C<sub>c</sub>) y el nivel del lecho del río aguas abajo (C<sub>n</sub>).

Bajo estas condiciones, el diagrama de subpresiones será el mostrado en la Figura N° 17 y el cálculo de la subpresión para las diferentes secciones críticas se hará por semejanzas de triángulo.

## 9.2. Espesor del Solado o Colchón Disipador

El espesor del colchón disipador se calcula en sus diferentes secciones críticas, para que por acción de su peso resista a la subpresión , los que a su vez serán confrontados para determinar que los valores supuestos como espesores de la estructura satisfaga las exigencias de subpresión. Se recomienda un coeficiente de seguridad de 1/3 , de acuerdo a la cual tendríamos :

$$W > S_p$$

$$5c \times A \times t = d_{H_2O} \times A \times S_p$$

$$\Rightarrow d_c \times t = \frac{4}{3} S_p \times d \times h_2o \dots\dots\dots 30$$

3

Donde :

$d_c$  : Peso específico del concreto (Tn/m<sup>3</sup>).

t : Espesor del zampeado (m).

$S_p$  : Valor de supresión (m).

$h_2o$  : Peso específico del agua (Tn/m<sup>3</sup>).

A : Área de la base de la estructura (m<sup>2</sup>)

W : Peso de la estructura (T<sub>n</sub>).

$S_p$  : Valor de la subpresión (Tn/m<sup>2</sup>).

### 9.3. Sifonamiento

Para contrarrestar el sifonamiento debemos obtener una carga compensada (C) superior al valor que da el Cuadro N° 4 para el correspondiente material de Cimentación. En caso contrario se produce una erosión subterránea causada por aguas fuertantes , dando origen a la formación de un delgado túnel o sifón de descarga debajo de la base de la estructura , hasta que en un instante dado la estructura queda en el aire lo cual origina su colapso.

Aplicando la Fórmula N° 29 tenemos :

$$LC C = \frac{LC}{H} > \text{Al valor de Cuadro No4 para el tipo de material de cimentación.}$$

Si cumple con esta condición el perfil asumido como línea de cimentación satisface las exigencias requeridas para contrarrestar el sifonamiento.

En conclusión diríamos que el perfil presentado en la Figura N° 15 , será correcto desde el punto de vista hidráulico siempre y cuando cumpla con todas las condiciones desarrolladas , quedando únicamente a verificar su comportamiento estructural.

### 10.0. CANAL DE LIMPIA

- Se puede considerar 1/10 del ancho entre los muros

En las estructuras de derivación se tiene siempre el problema de

acumulación de sedimentos y estos traen problemas de funcionamiento de la obra , bajo aprovechamiento , aumento de costos de operación y conservación y suspensión temporal del servicio de riego.

Este canal de limpia ubicado entre la ventana de captación y el barraje fijo da lugar al denominado barraje móvil , cuyo fin es evitar la acumulación de materia! sólido frente a la ventana de captación.

En épocas de avenidas sirve para desaguar parte del cauda! de agua. El ingreso de las aguas es controlado por un sistema de compuertas.

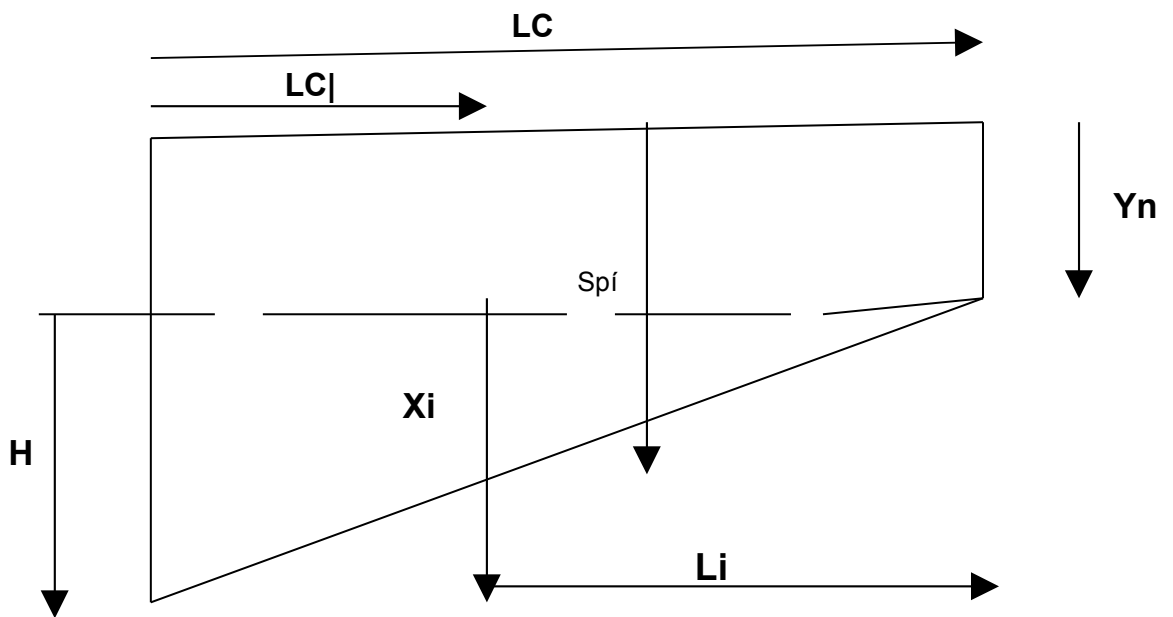


FIGURA No 16. Diagrama de Subpresion para. aguas máximas .



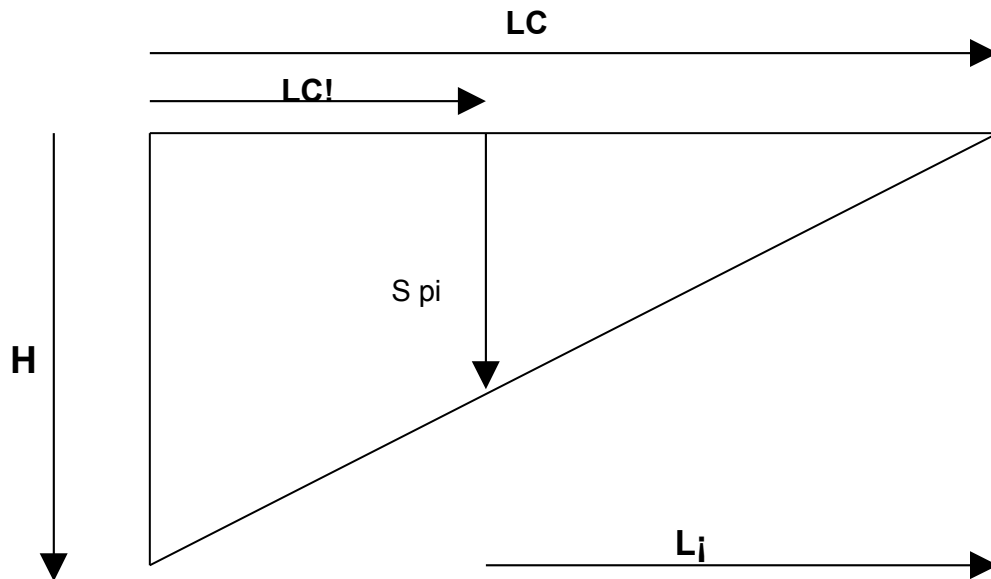


FIGURA No 17. Diagrama de Subpresio'n para aguas mínimas.

10.1 Velocidad Requerida para el Canal de Limpia

Su ubicación recomendada es perpendicular al eje del barraje vertedero y su flujo paralelo al rio y formando un ángulo entre 45° y 60° con el eje de captación (puede variar de acuerdo al criterio del diseño), a menos que se realice un modelo hidráulico que determine otras condiciones.

El flujo existente en el cana! debe tener una velocidad  $V_c$  capaz de arrastrar ios sedimentos depositados. Mansen<sup>(2)</sup> , presenta la fórmula siguiente :

$$V_c = (1.5)(C)(D^{1/2}) \dots\dots\dots 31$$

Donde :

$V_c$  ; Velocidad para iniciar el arrastre, (m/s).

C : Coeficiente en función del tipo de material,

$d = D$  : Diámetro del grano mayor.

Tipo de Material	C
------------------	---

Arena y Grava redondeada	3.2 3.9 3.5
Grava cuadrada (rectangular)	a 4.5
Mezcla de arena y grava	

## 10.2. Pendiente en el Canal de Limpia

Se recomienda que tenga una pendiente que genere la velocidad de limpia. Mansen<sup>(2)</sup>, también recomienda la siguiente fórmula :

32

$$S_c = \frac{(n^2)(g^{10/9})}{q^{2/9}}$$

Donde :

- $S_c$  : Pendiente crítica. (%)
- $g$  : Aceleración de la gravedad, (m/s<sup>2</sup>)
- $n$  : Coeficiente de rugosidad de Manning.
- $q$  : Descarga por unidad de ancho. (m<sup>3</sup>/s/m)

$$q = (V_c)^2 / g \quad .33$$

El fondo del canal de limpia cerca a la ventana de captación debe estar por debajo del umbral de ésta .

Asimismo el extremo aguas abajo debe coincidir o estar muy cerca de la cota del colchón disipador.

Las recomendaciones de diseño son las siguientes :

- El canal de limpia debe estimarse en por lo menos dos veces el caudal a derivar o igual al caudal medio del río.
- Se puede calcular en forma aproximada el gasto a partir del cual es aconsejable operar el canal de limpia , a fin de obtener un funcionamiento deseable.  
Esto se hace considerando una pendiente para el canal alrededor de 0.01 a 0.02 , u otro valor al que se adapte al perfil del terreno y un ancho de plantilla conveniente. (Velasco<sup>(8)</sup>).

- El ancho en la zona de limpia se recomienda que sea un décimo de la longitud del barrage. No necesariamente debe ser rigurosa su aplicación porque esto determinará el criterio del diseñador.

Por la ecuación de continuidad se tiene :

34

$$Q_c = V_c \times A_c \implies A_c = \frac{Q_c}{V_c}$$

35

Pero :

$$A_c = (b) (Y)$$

b = Ancho del canal de limpia.

Y = Tirante de canal. Se considera igual a la elevación de la cresta del vertedero.

### 10.3. Profundidad de Socavación

La profundidad de socavación que producirá la avenida máxima de diseño para definir la profundidad de cimentación de las estructuras de encauzamiento , captación y derivación se realiza por la expresión propuesta por Lischtvav - Lebediev, basado en determinar la condición de velocidad entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar un material de diámetro y densidad conocidos.

$$P_s = d_s - Y_0 \dots\dots\dots 35$$

36

$$d_s = \left[ \frac{\gamma_0^{1/2}}{0.68 D_n^{0.28} \beta} \right]^{1/(1+\alpha)}$$

$$\alpha = \frac{Q}{\gamma_0^{5/3} B_m}$$

Ps Profundidad de socavación.

- Ds Profundidad después de producirse la socavación.
- Yo Profundidad normal (tirante de agua)
- B Ancho efectivo en la sección.
- U Coeficiente por efecto de contracción de los estrivos ( ver cuadro No 5 )
  
- Dn Diámetro medio de las partículas en mm.
- B que Coeficiente que toma en cuenta el período de retomo con  $X$  presenta el gasto de Exponente que depende de Dm.  
en mm. (Ver Cuadro N° 7).

10.4. Enrocado de Protección o Escollera

Es necesario colocar en la parte final del colchón disipador un enrocado (rip-rap) con el fin de reducir el efecto erosivo y contrarrestar el arrastre del material fino por acción de la filtración. Ver Figura N° 15.

La longitud que recomienda Mansen<sup>(2)</sup>, para enrocado es ;

$$L_e = L_t - L_c$$

37

Donde :

$$L_t = (0.67)C\{D, (q)\}^{1/2}$$

$$L_c = 0.60(C)(D_1)^{1/2}$$

$L_e$  : Longitud del enrocado.

**CUADRO N° 5 : Coeficiente de Contratación**

Valor de U depende

Velocidad Media en la Sección En m/s	Longitud libre entre pilas en m.							
	10	18	25	30	52	63	106	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.98	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00

2.00	0.93	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.94	0.96	0.96	0.98	0.98	0.99	0.99
3.50	0.87	0.93	0.95	0.96	0.98	0.98	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.92	0.94	0.95	0.97	0.98	0.99	0.99

### CUADRO N° 6: Valores del Coeficiente B

Periodo de Retorno en años	Coeficiente
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.9
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

### CUADRO N°7 Valores de X para Suelos no Cohesivos

Dm. En mm.	X	Dm. En mm.	X
0.05	0.43	40.00	0.30
0.15	0.42	60.00	0.29
0.50	0.41	90.00	0.28
1.00	0.40	140.00	0.27

1.50	0.39	190.00	0.26
2.50	0.38	250.00	0.25
4.00	0.37	310.00	0.24
6.00	0.35	370.00	0.23
8.00	0.35	450.00	0.22
10.00	0.34	570.00	0.21
15.00	0.33	750.00	0.20
20.00	0.32	1000.00	0.19
25.00	0.31		

$L_e$  : Longitud total de

escollera  $L_c$  : Longitud  
del colchón.

$D_b$  : Altura comprendida entre la cota del extremo aguas abajo del colchón disipador y la cota de la cresta del barraje vertedero, (m).

$D_1$  : Altura comprendida entre el nivel del agua en el extremo aguas abajo del colchón disipador y la cota de la cresta del barraje vertedero, (m).

$q$  : Avenida de diseño por unidad de longitud del vertedero, (m).

$C$  : Coeficiente de Bligh. Ver Cuadro N° 4

## 11.0 ESTRUCTURAS PRINCIPALES DE LA TOMA

### 11.1 Ventana de Captación

Constituyen la entrada o abertura para el caudal de derivación. Su ubicación con respecto al fondo del cauce esta limitada en el nivel superior por la cresta del barraje , debiendo quedar por lo menos 10 cm por debajo de esta. En cuanto al nivel inferior deberá estar a una altura tal que evite el ingreso del material sólido a través de ella. Ver Figura N° 5.

Donde :

$h_0$  : Altura para evitar ingreso de material de arrastre. Se recomienda 0.50 m. como mínimo.

$h$  : Altura de la ventana de captación.

La ventana de captación funcionará como vertedero de cresta ancha en épocas de estiaje y como orificio en épocas de avenidas.

Las características de flujo son las siguientes :

1 Caso : En épocas de estiaje es preferible determinarlo por la fórmula del vertedero. (Kractz y Mansen <sup>(10.2)</sup> $Q = 1.84 (L) (H )^{3/2}$  (Sin Confracciones)

.....

39

Donde :

Q = Caudal a derivar más el caudal necesario para operación del sistema de purga (m<sup>3</sup>/seg.).

L = Longitud de la ventana (m).

h = Altura de la ventana (m).

C = 1.84 = Coeficiente normalizado del vertedero.

N = Número de Contracciones. El Caso : Para la carga máxima de diseño , el caudal de ingreso se calcula mediante la expresión para orificios sumergidos :

$$Q = C_d (A) (2gH)^{1/2} \dots\dots\dots 40$$

Donde ;

$C_d = (C_v) (C_c)$  = Coeficiente de gasto de un orificio.

$C_v$  = Coeficiente experimental de corrección por pérdida de carga (muy próximo a 1)

$C_c$  = Coeficiente experimental de corrección por contracción de la vena líquida entrante.

Además :

$$V = C_v(2gH)^{1/2}$$

$$A_o = C_c ( A ) , A_o = \text{Sección contraída.}$$

Estos coeficientes se usan en orificios circulares y rectangulares y son función del número de Reynolds.

Así en la Figura N° 18 observamos que cuando el número de Reynolds  $Re > 105$  , los coeficientes  $C_v, C_c, C_d$  adquiere valores constantes de :

$$C_v = 0.99 , C_c = 0.605 , C_d = 0.60$$

En orificios rectangulares de poca altura . los coeficientes toman los mismos valores , y en el número de Reynolds el valor de "D" toma la mínima dimensión de! orificio.

En general si las dimensiones del orificio y las carcas no son muy pequeñas , el coeficiente es casi independiente de ellas vale aproximadamente 0.60 , pero a medida que las cargas y las dimensiones disminuyen , aumenta algo este coeficiente , volviendo a disminuir



nuevamente cuando la carga excede poco las dimensiones del orificio . En rigor el coeficiente de gasto es una función compleja en que influyen la viscosidad , la capilaridad , el módulo , su forma, sus dimensiones absortas y la temperatura. (Domínguez<sup>(11)</sup>).

### Pérdida de Energía en la Entrada

La velocidad del caudal en su paso por las estructuras de retención con alzas móviles no debe ser superior a 1 m/s cada la dificultad de poner y quitar las alzas móviles (compuertas). Pariendo de la velocidad de

ORIFICIOS Y COMPUERTAS

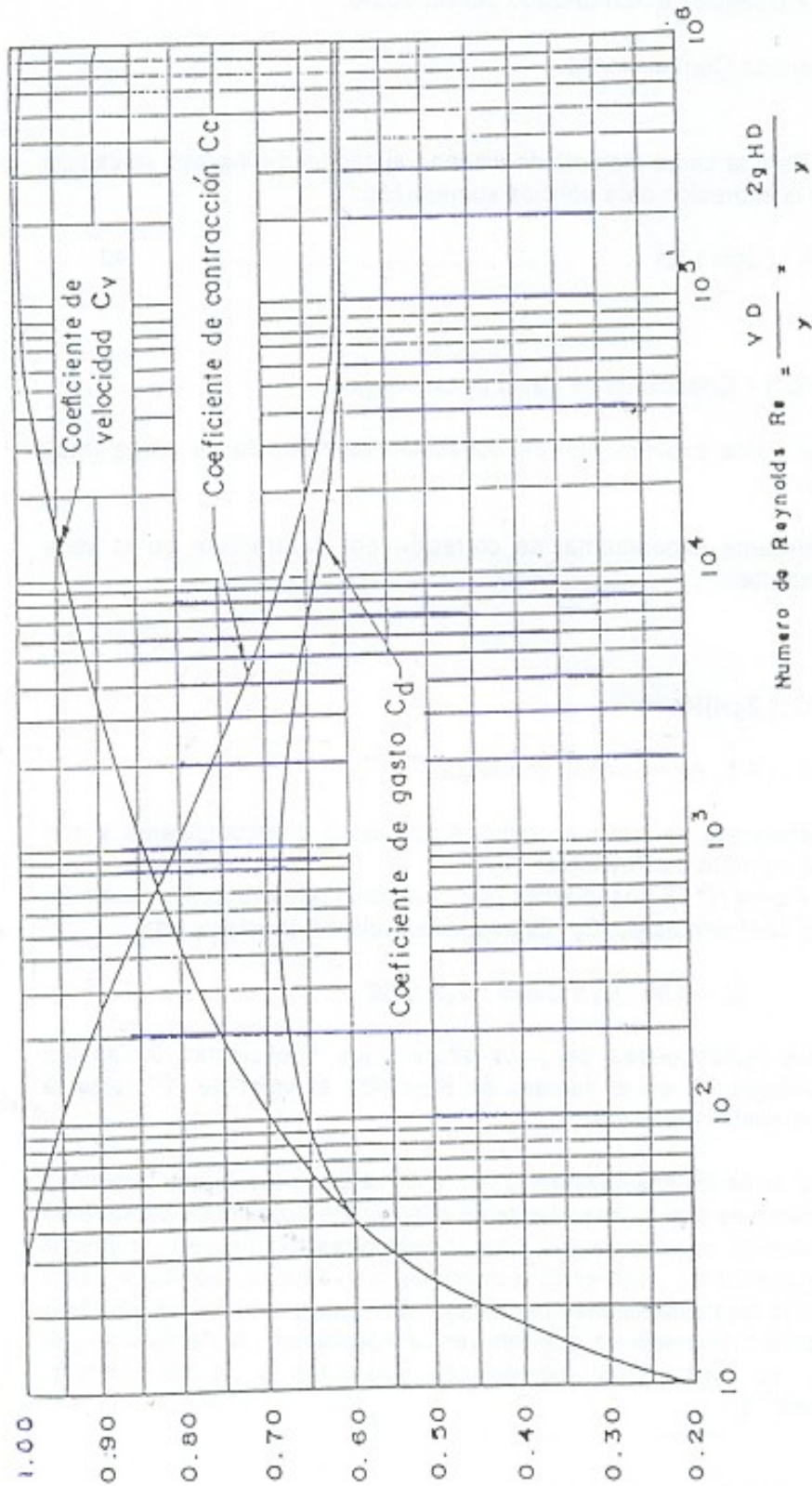


FIGURA N° 18. Variación de los coeficientes de velocidad, contracción y gasto, con el número de Reynolds. (L.S. Andrew<sup>[1]</sup>)

Proyecto elegida, se determina la abertura requerida y la correspondiente pérdida de carga. Kractz <sup>(10)</sup>, estima que la pérdida total de altura en una estructura de retención se obtiene por la siguiente expresión :

$$P_e = (K_e)(h_v) \dots\dots\dots 41$$

Tipos de Entrada	ke
Entrada abocinada	0.04
Aristas redondeadas	0.23
Aristas rectas	0.50

$$P_e = K_e \left[ \frac{(V_{rio} - V_{rel})^2}{2g} \right]$$

Donde :

V<sub>rio</sub> : Velocidad en el rio ((aguas arriba de la ventana), (m/s).

V<sub>rel</sub>: Velocidad de retención (orificio), (m/s).

g : Aceleración de la gravedad, (m/s<sup>2</sup>).

Rejillas

El objetivo de las rejillas es impedir que las panículas sólidas o cualquier tipo de obstáculo ingrese al canal de derivación. Se encuentran formando paneles y su colocación puede ser vertical o con una pequeña inclinación de 75° para facilitar su limpieza. -

Su principal objeción es que originan pérdidas ce carga los cuales deben ser considerados durante el dimensionamiento de ja altura del vertedero.

Pérdida de Energía en Rejillas

$$P_r = K \left( \frac{l}{b} \right) 4/5 x Sen \alpha x h v$$

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

Donde :

K

: Coeficiente en función del material y la sección transversal de la barra de la rejilla. Ver Figura N° 19.

b : Ángulo de inclinación de la rejilla. :

t Espaciamiento neto entre rejillas.

: Espesor de las rejillas. Usar el Cuadro N° 8 para velocidades de 1m/s.

La separación de las varillas varían de 1" a 4" para material fino y de 4" a 8" para material grueso.

CUADRO N° 8 : Pérdida en Rejillas

CASOS	t = 0.1 B (cm)	$\frac{T}{B} = 0.111$ (cm)	t = 0.125 b (cm)	t = 0.15 b (cm)	t = 0.2 b (cm)
(a)	0.6	0.6	0.75	0.9	1.4
(b)	0.4	0.5	0.56	0.7"	1.0
(c)	0.4	0.44	0.6	0.65	0.96
(d)	0.25	0.3	0.3	0.4	0.6
(e)	0.2	0.24	0.3	0.36	0.5
(f)	0.2	0.2	0.25	0.3	0.45

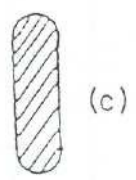
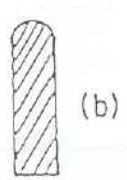
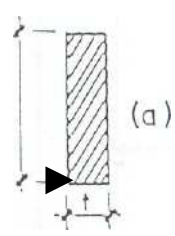
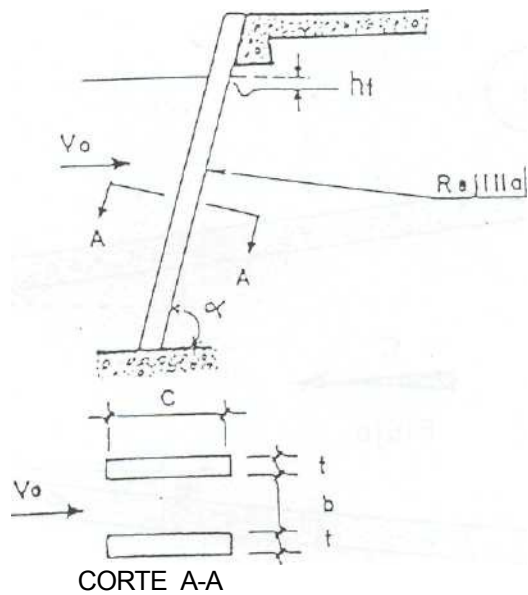
Considerar V = 1 m/seg.

Transiciones

De acuerdo al criterio del diseñador algunas veces se suele unir la zona de las compuertas con el canal mediante una transición que a la vez permite reducir las pérdidas de carga, turbulencias y en general tener un funcionamiento tranquilo y más correcto.

Lo más recomendable es que las paredes de la transición sean alabeadas o redondeadas, pero por razones económicas o de facilidad constructiva, es simplifica esta transición dividiendo a las paredes laterales en dos planos según una línea recta. Ver Figura N° 20.

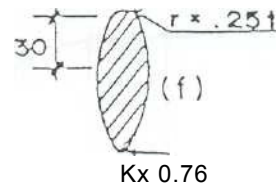
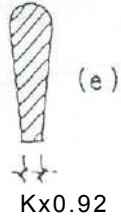
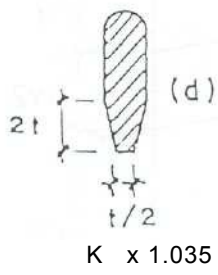
El Bureau of Reclamation, recomienda que el ángulo máximo entre el eje del canal y una línea que une los lados de la transición, a la entrada no exceda de 12.50°. Así tenemos:



Y. '2.4 2

K = 1.83





$Y = K V^2 / 2 g$  pérdidas locales

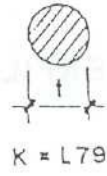




FIGURA N°19. Rejillas .Coeficientes K en función del material y de la sección transversal de la barra .

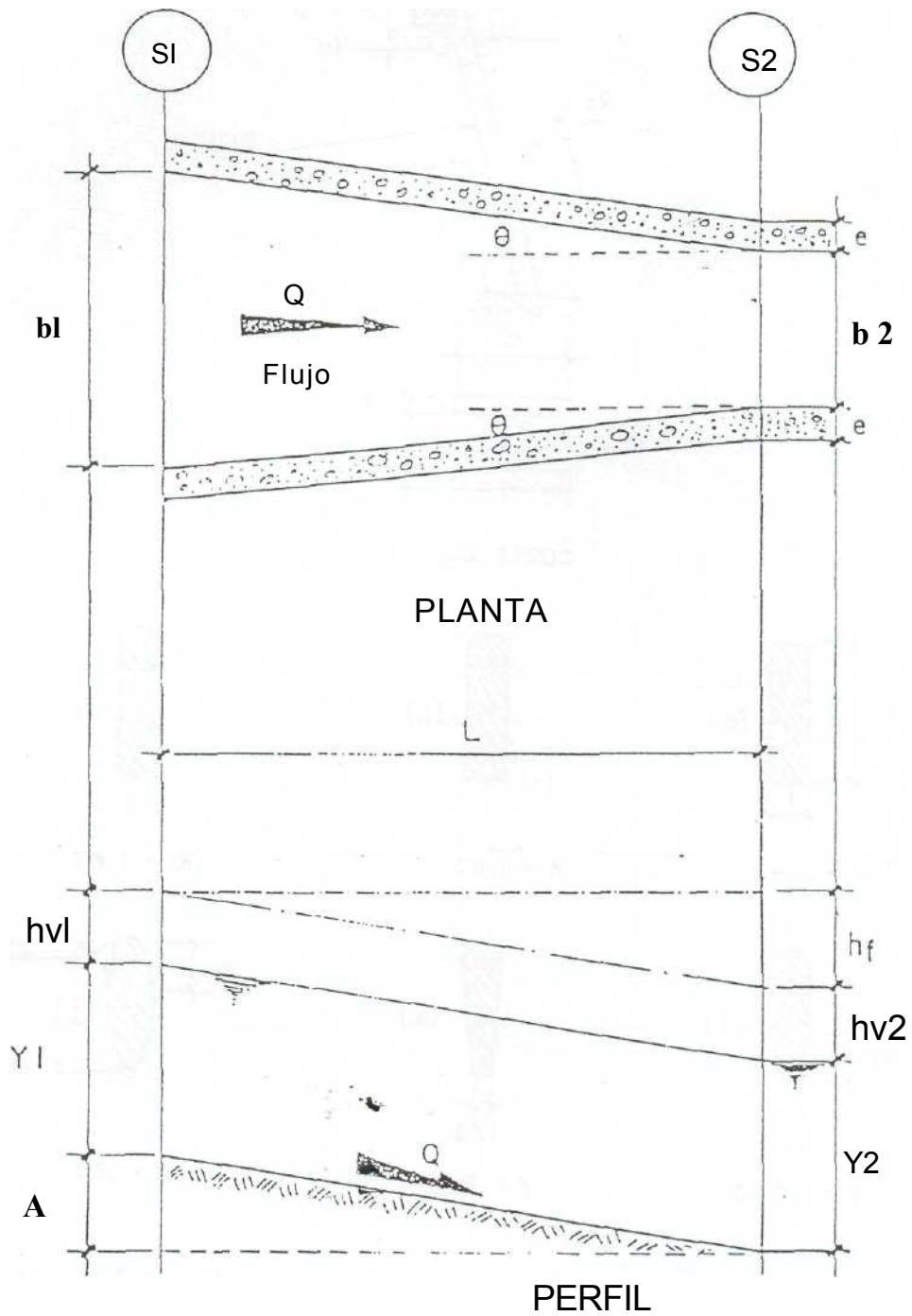


FIGURA N° 20. Representación de una Transición.

$$L = \frac{b1 - b2}{2 \operatorname{Tg}(12.5^\circ)}$$

Donde :

L ; Longitud mínima de transición, (m)

b, : Ancho mayor aguas arriba, (m)

b<sub>2</sub> : Ancho del canal de derivación, (m)

Las pérdidas de energía en la transición se deben a la fricción y al cambio de velocidad. La 1ra. es pequeña y puede ser despreciada en cálculos preliminares , la 2da. es función de la diferencia entre las cargas de velocidades.

Pérdidas en Transiciones (Ptr) Rosell y Velasco<sup>(3.8)</sup>,

recomiendan la siguiente expresión :

Ptr = K<sub>c</sub> ( h<sub>v2</sub> - h<sub>v1</sub> ) .....44

Donde :

K<sub>c</sub> = Coeficiente de contracción. Presenta los siguiente valores :

En contracciones	k = 0.10
En expansiones	k = 0.20
En cambios bruscos	k= 0.50

Pérdidas por Fricción (pf) Se

determina por la siguiente expresión

$$Pf = \left( \frac{V}{R^{2/5}} \right)^2 (L)$$

Donde :

V : Velocidad en la transición. (m)

n : Coeficiente de rugosidad.

R : Radio Hidráulico, (m)

L : Longitud de transición, (m)

La pérdida por fricción es tan pequeña que muchas veces se desprecia.

### Desrripiador o Poza Tranquilizadora

Después de la reja de entrada en la toma se acostumbra dejar una cámara que se llama desrripiador para atrapar o descartar las piedras que pasaron a través de las rejillas y que no deben entrar al canal. Para ello se deja una compuerta que conecta con el canal de desfogue. El canal debe tener una gradiente suficiente para conseguir una velocidad de lavado alta y que sea capaz de arrastrar todas las piedras. Se recomienda una pendiente mayor de 2%.

Algunos autores lo diseñan en función del resalto sumergido producido entre la reja de entrada y el vertedero de la salida considerando para que funcione en forma normal.

También puede establecerse el ancho del desrripiador como igual al de una transición que uniera los anchos de la rejilla y el vertedero.

Lo antes mencionado determina que adoptemos una sección trapezoidal o similar. Debemos eliminar los ángulos rectos y unir las paredes con curvas que converjan hacia la compuerta para que las piedras no se queden en las esquinas. Ver Figura N° 21.

Generalmente diseñamos en función de generar una velocidad que permita el arrastre del material. Se recomienda mayor o igual a 2 m/s.

El ancho libre necesario para el desrripiador se obtiene por la fórmula de Krochin<sup>(7)</sup>

$$Q = (S) (M_0) (b) H^{3/2} \quad .45$$

Que es la fórmula general de los vertederos transformada para cuando esta sumergido.

Donde :

$$M_0 = \left[ 0.407 + \frac{0.045 (H)}{H + \gamma_1} \right] \left[ 1 + 0.285 \left( \frac{H}{H + \gamma_1} \right)^2 \right] (2g)^{1/2} \quad .47$$

= Coeficiente que incluye la velocidad de aproximación y no se considera en la carga H.

= Elevación de la cresta sobre el fondo del desrripiador, aguas arriba.

S = Coeficiente de corrección por sumersión.

$$S = 1.05 \left[ 1 - 0.2 \frac{h_n}{h_2} \right] \left[ \frac{Z}{H} \right]^{1/3}$$

Z - Diferencia de elevación de las superficies de aguas arriba y abajo de la cresta.

Hn = Elevación del agua bajo el vertedero sobre la cresta.

Y<sub>2</sub> = Elevación de la cresta sobre el fondo, aguas abajo.

Condiciones del vertedero sumergido:

1.  $h > y_2$
2.  $Z_0 / y_2 < 0.7$

Si no se cumple la 2da condición, o sea si  $Z_c / Y > 0.7$  ; el vertedero se calcula como no sumergido , pues se produce un resalto hidráulico rechazado al pie.

La gradiente necesaria para el canal es :

.49

$$S = \frac{(V^2)(n^2)}{R^{4/3}}$$

Si la gradiente del río es superior a este valor , quiere decir que esta bien. Si es inferior entonces hay que aumentar el ancho del canal o levantar el fondo del desripíador o ambas cosas.

### 11.2 Efecto del Remanso en el Río por la Construcción del Barraje

un barraje en el cauce de un río , origina la formación del nivel del agua delante del veredtro , que genera renos agrícolas , caminos , puentes obras de arte , etc . , esario determinar la curva de remanso formada para ' los problemas causados.

" el método directo en etapas , quedando a criterio del ; alternativas.

\*

22 , los criterios de cálculo a seguir dados por Ven Te ntes:

.....50

$$E_T = Z + Y + \frac{V^2}{2g}$$

igualando (1) = (2) para X tenemos ;

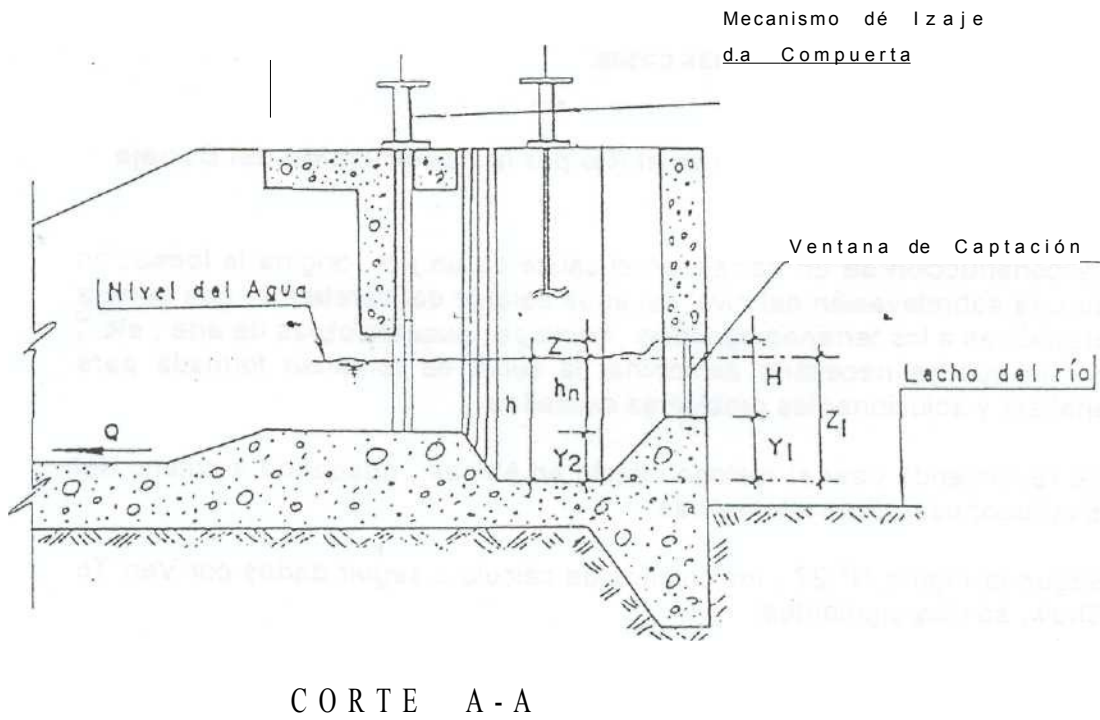
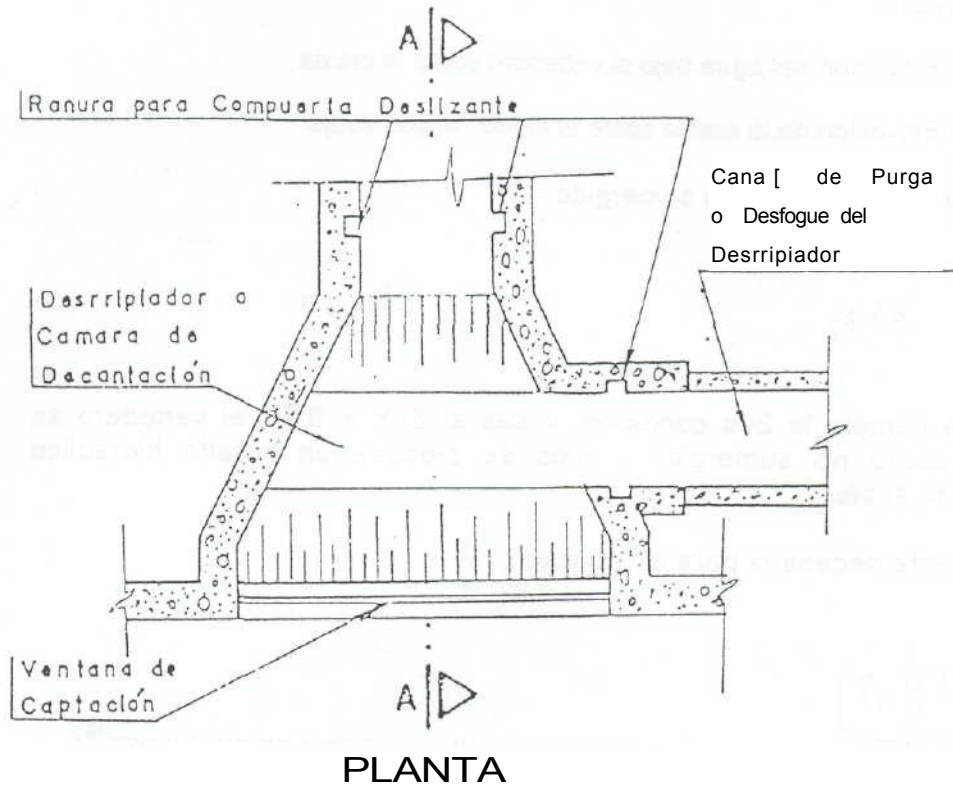


FIGURA N° 21. Vista en Planta y Corle de un Deslizador.

$$X = E_2 - E_1 / ( S_o - S_1 ) \dots\dots\dots 51$$

Energía Específica

$$E = Y + V^2 / 2g$$

Pendiente en el Fondo

$$S_o = Z_1 - Z_2 / X \dots\dots\dots 52$$

Pendiente de Fricción

$$S_1 = ( N^2 ) ( V^2 ) / ( 2.22 R^{1/3} )$$

Pendiente Promedio

$$S_1 = S_{11} + S_{12} / 2 \dots\dots\dots 53$$

### 11.3 Muros de Protección y Encauzamiento

Estas estructuras permiten encauzar el flujo del *rio* entre determinados límites para formar las condiciones de diseño pre-establecidas (ancho , tirante , remanso , etc. ). Se construyen aguas arriba y aguas abajo de la toma.

Pueden ser de concreto simple , concrete armado , diques de enrocamiento según los materiales disponibles en zonas próximas a la toma. Su dimensionamiento es para controlar el posible desborde del máximo nivel del agua y de evitar que la socavación afecte las estructuras de captación.

Se recomienda que la cota de cimentación debe estar por debajo o igual a la posible profundidad de socavación.

Con la altura definida se puede dimensionar los espesores necesarios para

soportar los esfuerzos que transmiten el relleno y la altura del agua (presión) ; es práctica común diseñar al volteo , deslizamiento y asentamiento.

Su dimensionamiento es básicamente estructural ya que hidráulicamente solo requieren tener una altura que esté por encima del nivel máximo del agua, más un borde libre de seguridad (mínimo 0.50 m. ). La determinación de éste nivel de agua se efectúa en el estudio de! remanso hidráulico para la zona aguas arriba del barraje, y aguas abajo lo obtenemos del resalto hidráulico ya analizado.

La Figura N° 23 presenta la sección típica de un dique de encauzamiento, pudiendo variar ésta en cuanto a los taludes recomendados según el criterio de! diseñador.

Donde :

$D_r$  = Diámetro mínimo de la roca.  $H_s$  =

Profundidad de Socavación. Orientación del

Tamaño Mínimo de la Roca

Velasco<sup>(3)</sup> , presenta la siguiente fórmula experimental asumiendo  $d_p = 2.6$  tn/m<sup>3</sup>.

$$V = K \left[ 2g \left( \frac{\delta_p - \delta_{H20}}{\delta_{H20}} \right) D \right]^{1/2}$$

$$D = \frac{(V^2)(\delta_{H20})}{(K^2) 2g (\delta_p - \delta_{H20})}$$

.55a

$$P_r = Vol (\delta_p) = \frac{\pi D^3}{6} \delta_p$$

Donde:

$V$  = Velocidad media para máximas avenidas.

$K$  = Coeficiente para piedras esféricas. Se considera igual a 0.86 y 1.20 para velocidades críticas mínimas de arrastre respectivamente.

$g$  = Aceleración de la gravedad.

$\rho_p$  = Peso volumétrico del agua.

$\rho_{H_2O}$  = Peso volumétrico del agua.

$D$  = Diámetro de la esfera equivalente a la roca.

$P_r$  = Peso de la roca.

#### 11.4 Aliviadero de Demasías

Los vertederos laterales o aliviaderos son estructuras que se hacen en la pared o talud del canal para eliminar excesos del caudal que entra por falla de las compuertas o por una avenida imprevista.

El agua que pasa por el vertedero es recogida por un canal de recolección que se diseña para un gasto variable y éste desagua al río.

Existen numerosas fórmulas diferentes para el cálculo de vertederos laterales, presentándose aquí el método de F.J. Domínguez <sup>11)</sup>.



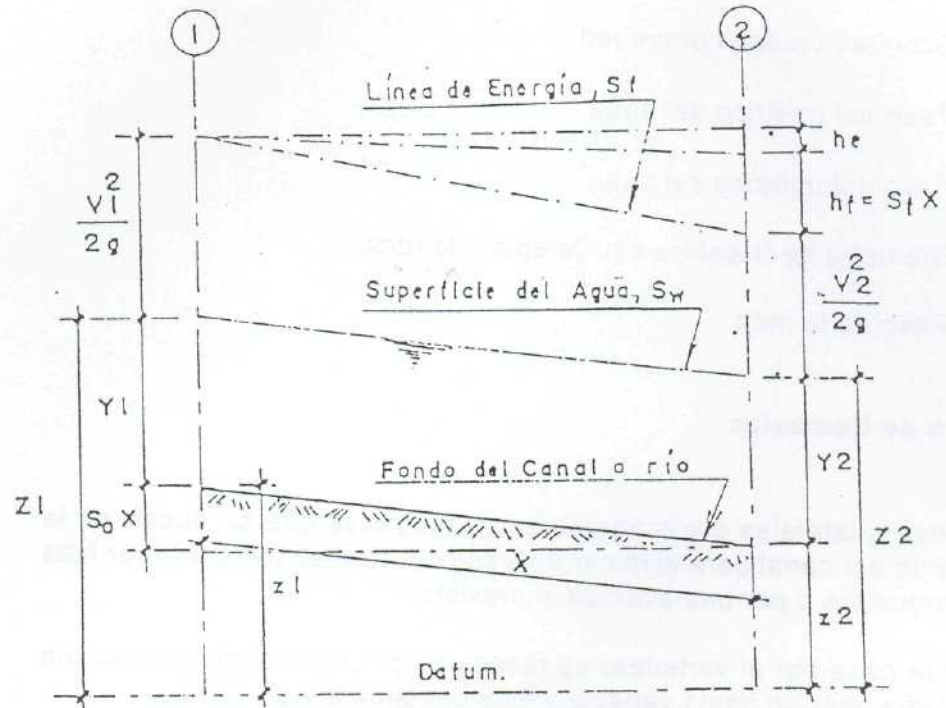


FIGURA No 22. Componentes de la Energía en Canales prismáticos.

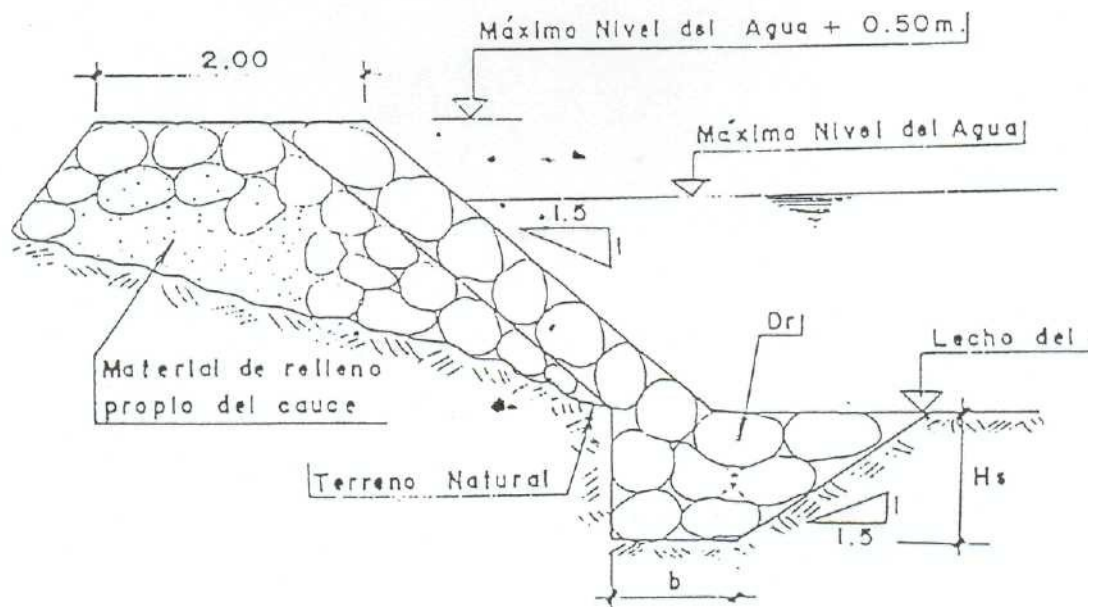


FIGURA23. Sección Típica de un Dique de Encauzamiento.

La superficie del agua es curva, pero como la curvatura es pequeña, podemos asumir que la variación es lineal! , (hipótesis). Aceptada la hipótesis de variación lineal de la carga, en un punto que dista X del comienzo del vertedero, la carga en la Figura N° 24 a vale:

$$h_x = h_0 + \left( \frac{h_1 - h_0}{L} \right) X$$

El gasto en la longitud "dx" será :

$$q dx = m (2g)^{1/2} \left[ h_0 + \left( \frac{h_1 - h_0}{L} \right) X \right]^{3/2} dx$$

El gasto total que escurre sobre el vertedero se obtiene integrando "X" en la expresión entre "O" y "L".

$$Q = (2g)^{1/2} \int_0^L m \left[ h_0 + \left( \frac{h_1 - h_0}{L} \right) X \right]^{3/2} dx$$

El coeficiente "m" depende en paredes delgadas de la carga, altura del vertedero, velocidad inicial y forma de la napa. Suponiendo nula la velocidad inicial, es poco variable entre las cargas  $h_0$  y  $h_1$ . En paredes gruesas no depende de h si la velocidad inicial es nula y es poco variable con cargas extremas.

Asumiendo que la variación de las cargas es insignificante, las integrales serán :

$$Q = m L (2g)^{1/2} \left( \frac{2}{5} \right) \left( \frac{h_1^{5/2} - h_0^{5/2}}{h_1 - h_0} \right)$$

Por comodidad de cálculo se introduce el parámetro :

$$K = \frac{h_0}{h_1}$$

$$Q = \frac{2}{5} \left( \frac{1 - K^{5/2}}{1 - K} \right) m L h_1 (2g h_1)^{1/2}$$

$$Q = C m L h, (2gh, )^{1/2}$$

Es decir que podemos calcular el gasto del vertedero lateral multiplicando por un coeficiente el gasto que daría la carga final en todo el vertedero en el caso de carga

creciente.

Donde :

$$C = \frac{2}{5} \frac{1 - K^{5/2}}{1 - K}$$

Coefficiente que depende de la relación de las cargas al principio y al final del vertedero (vemos que  $K < 1$ ), los valores de C en función de K podemos encontrarlo también según la Figura N° 24b (Krochin<sup>(7)</sup>).

$m$  = Coeficiente de gasto (obtenida de la relación que se detalla más adelante).

$L$  = Longitud del vertedero (m).  $h_1$  = Carga al

final del vertedero (m).  $g$  = Aceleración de la

gravedad (m/s<sup>2</sup>).

Las experiencias confirman el valor del coeficiente "C" especialmente en el caso de un régimen de río frente al vertedero, que es indudablemente el más frecuente. Si ese régimen es torrencial, el eje hidráulico es de curvatura muy variable, y por lo tanto, poco aproximada la hipótesis de variación lineal de la carga.

#### Calculo de la longitud del Aliviadero por puntos escalonados

Si despreciamos las pérdidas por fricción y la caída de fondo debido a la gradiente, por ser valores muy pequeños; tenemos por lo tanto que la energía específica a lo largo de la cresta del vertedero es una cantidad constante:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} = \text{Constante}$$

Recordando que el Bernoulli entre "0" y "1" es de gasto variable, gasto siempre decreciente desde aguas arriba hacia aguas abajo, se tiene:

Diferenciando:

$$dE = dy + \frac{QdQ}{gA^2} - \frac{d^2dA}{gA^3} = 0$$

En esta ecuación "y" es una altura de agua de una sección "A" del canal, donde el gasto del canal es "Q", situados frente al vertedero lateral, y

todas variables es lo largo de el.

Reemplazando,  $dA = bdy$  y despejando ;

$$dy = \frac{QdQ}{gA^2 \left( \frac{Q^2 b}{gA^3} - 1 \right)} = \frac{QdQ}{\frac{Q^2 b}{A} - gA^2}$$

$$\Rightarrow \Delta y = \Delta h = \frac{Q \Delta Q}{\frac{Q^2 b}{A^2} - gA^2}$$

57

En el que "dQ" es el gasto que Rebaza por el vertedero en una longitud "dL" , y lo tanto , siendo la carga variable  $h = H-a$  (Figura No 24a) , vale en una longitud dL:

$$dQ = m (2g)^{1/2} (H - a)^{3/2} dL \Rightarrow \Delta Q = mh (2gh)^{1/2} \Delta L \quad .58$$

58

AL = Por lineal.

A. Paredes Intermedios

- B. Según Domínguez <sup>(11)</sup> , paredes intermedios son aquellas cuyo espesor de umbral es menor de 5hc o de 3h siempre que la napa se adhiera al umbral pues en caso contrario son paredes delgadas. (Ver corte A-A de la Figura N°24a).

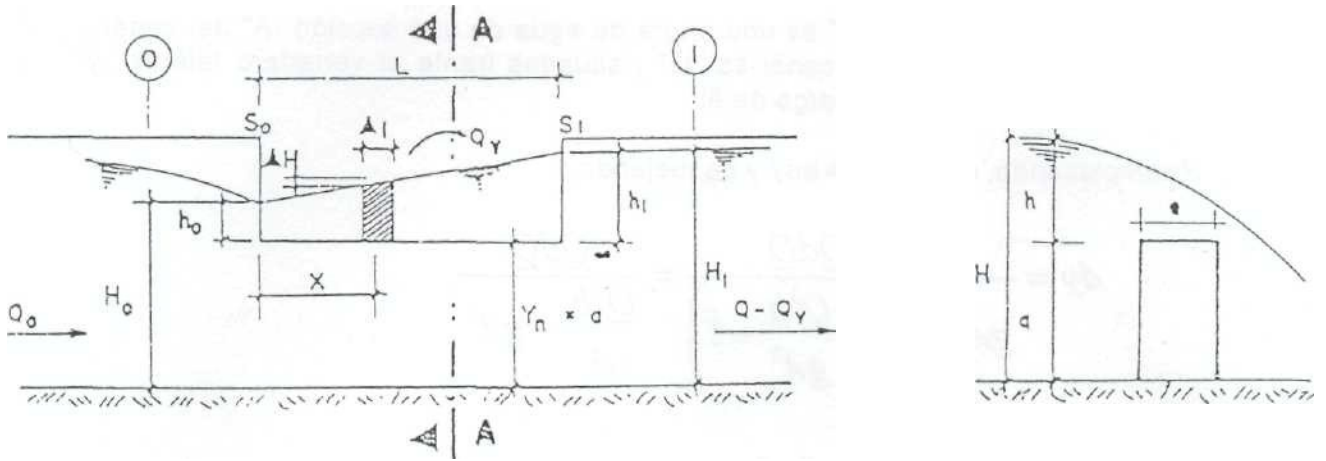
La forma de la napa depende de la razón a/h. No entraremos en detalles que no tienen importancia práctica solamente o presentaremos la expresión del módulo de Bazin para napas libres :

Donde :

.59

$$\frac{m}{m_0} = 0.700 + 0.185 \frac{h}{e} \quad m_0 = \text{Coeficiente de gasto de un vertedero de pared delgada con napa libre de igual altura y carga su valor se obtiene del Cuadro N° 9.}$$

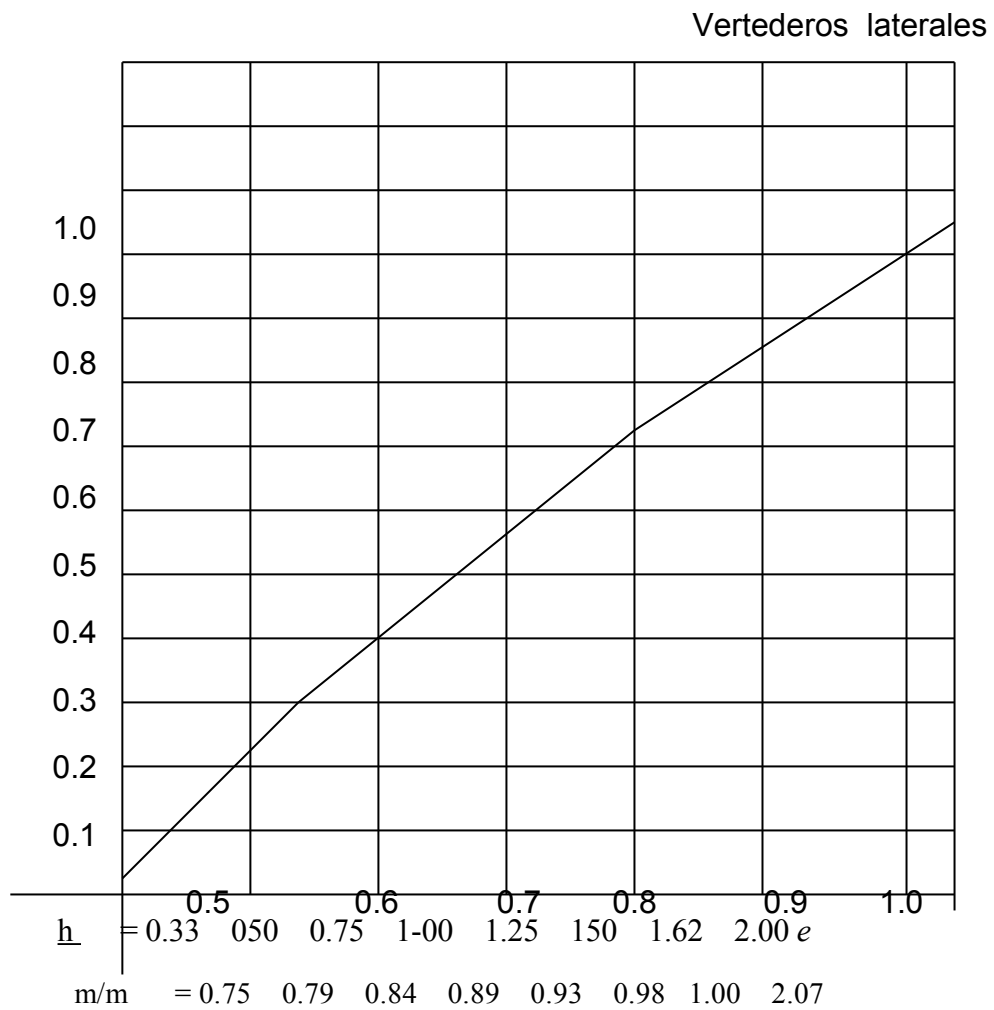
La fórmula N° 59 será aumentada en un valor igual al 12% debido al redondeo de entrada cuyos valores entre sus límites de aplicación son :



CORTE A-A

FIGURA N° 24a. Variación lineal de la carga sobre el Vertedero de demasías.

FIGURA No 24b. Valores del coeficiente c en función de K



Como se ve , cuando  $h/e$  excede de 1.62 ,  $m/mO > 1$  , es decir que en esos casos la pared intermedia con napa libre tiene un coeficiente de gasto mayor que la delgada.

Nota : El espesor de umbral  $e = 5hc$  , Limite de separación que hemos fijado , entre paredes gruesas e intermedias , es en función de la carga :

$$e = 5 (h/1.71) = 2.98h = 3h$$

Y su inversa es:  $h/e = 0.33$  , Bazin (Investigador) dice que la fórmula N° 59 da buenos resultados en valores de  $h/e$  mayor de 1/3 , por lo tanto , su fórmula es efectivamente sólo de paredes intermedias.

## B. Criterios de Diseño

- b.1. Antes del aliviadero, el canal tendrá la conductividad de la creciente y por esto conviene localizar el aliviadero de demasías lo más cerca que sea posible de la bocatoma ; para tener en una corta longitud las dimensiones grandes del canal y efectuar su desfogue a! rio.
- b.2. La cresta del vertedero lateral consiste en el nivel normal del agua en el canal ( $Y_n$ ) más 5 cm. para evitar las pérdidas por acción de las ondas transversales. Es usual considerar un gasto máximo que conduzca al canal , el gasto normal ( $Q_n$ ) aumentado en un 20% a 30% (generalmente se adopta un 25%). Con esta convención se consigue disminuir el gasto de diseño del vertedor.
- b.3. Se presentan dos problemas en el cálculo: Calcular la longitud para evacuar un exceso de gasto dado , o bien , cuanta agua sale por un vertedero lateral de altura y longitud dadas. :
- b.4. El cálculo es sencillo por métodos escalonados. Si el régimen que tratamos es de río se comienza por aguas abajo por el gasto que debe quedar y se hace hasta que la suma de los AQ arroje el exceso que debe evacuarse ; la suma de los AL es ia longitud que ha de dársele al vertedero.

La altura final lo determinan las condiciones de aguas abajo para el que queda y se obtiene la carga final.

Conociendo  $Q_0$  (gasto que llega) se tantea valores dándonos gastos finales que van a dar el gasto del canal de llegada , una vez sumados ai gasto final !os gastos evacuado? IAQ,

El coeficiente "m" del vertedero corresponde a su forma y a la napa de agua, sin influencia de velocidad inicial.

**CUADRO N° 9 : VERTEDEROS EN PARED DELGADA SIN CONTRACCIÓN LATERAL FORMULA BAZIN**

CARGA h (m)	VALOR DE "m <sub>o</sub> " PARA ALTURAS DE VERTEDERO (ALIVIADERO DE DEMASÍAS)							
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	1.0	0.0
0.10	0.459	0.447	0.442	0.439	0.437	0.435	0.434	0.432
0.12	0.462	0.448	0.442	0.433	0.436	0.433	0.432	0.430
0.14	0.466	0.450	0.443	0.438	0.435	0.432	0.430	0.426
0.16	0.471	0.453	0.444	0.438	0.435	0.431	0.429	0.424
0.13	0.475	<b>0.456</b>	0.445	0.439	0.435	0.431	0.428	0.422
0.20	0.480	0.459	0.447	0.440	0.436	0.431	0.428	0.421
0.22	0.484	0.452	0.449	0.442	0.437	0.421	0.428	0.420
0.24	0.488	0.465	0.452	0.444	0.438	0.432	0.428	0.419
0.26	0.492	0.468	0.455	0.446	0.440	0.433	0.429	0.413
0.23	0.496	0.472	0.457	0.448	0.441	0.434	0.429	0.418
0.30	0.500	0.475	0.460	0.450	0.443	0.436	0.430	0.417
0.32	0.504	0.478	0.462	0.452	0.444	0.437	0.430	0.416
0.34	0.507	0.481	0.464	0.454	0.446	0.438	0.431	0.416
0.36	0.510	0.483	0.467	0.456	0.448	0.439	0.432	0.415
0.38	0.513	0.486	0.469	0.458	0.449	0.440	0.432	0.415
0.40	0.516	0.489	0.472	0.459	0.451	0.440	0.433	0.414
0.42	0.519	0.491	0.474	0.461	0.452	0.441	0.434	0.413
0.44	0.522	0.494	0.476	0.463	0.454	0.442	0.435	0.413
0.46	0.525	0.496	0.478	0.465	0.456	0.443	0.435	0.412
0.46	0.528	0.493	0.480	0.467	0.457	0.444	0.436	0.412
0.50	0.530	0.500	0.482	0.468	0.459	0.445	0.437	0.411
0.52	0.532	0.502	0.484	0.470	0.460	0.446	0.438	0.411
0.54	0.534	0.504	0.485	0.472	0.461	0.447	0.439	0.410
0.56		0.506	0.487	0.473	0.463	0.449	0.439	0.410
0.53		0.508	0.489	—0.475	0.464	0.450	0.440	0.409
0.60		0.510	0.491	0.476	0.466	0.451	0.441	0.409
0.70		0.520	0.498	0.484	0.473	0.456	0.443	0.407
0.30		0.527	0.509	0.494	0.482	0.472	0.446	0.407
0.90		0.535	0.516	0.501	0.489	0.480	0.459	0.407
1.00		0.541	0.524	0.509	0.496	0.486	0.464	0.407
1.50		0.563	0.549	0.533	0.521	0.511	0.487	0.406