

#60-f

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS
ALOJADA EN UNA PRESA TIPO GRAVEDAD
EJEMPLO DE APLICACIÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA

ROBERTO CARVAJAL RODRÍGUEZ

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

PREFACIO

El desarrollo y aprovechamiento de los recursos hidráulicos exige la planeación, concepción, diseño, construcción y operación de las obras hidráulicas para almacenar, derivar, controlar, regular, conducir, distribuir, utilizar y eliminar el agua.

Cada proyecto se enfrenta a condiciones físicas únicas a las cuales debe adaptarse, por ello los diseños estandarizados o tipificados, que lleven a soluciones simples de manual o instructivo, rara vez pueden ser utilizados; consecuentemente las condiciones especiales de cada proyecto deben tomarse en cuenta y los problemas particulares derivados de las mismas deberán resolverse mediante la aplicación integrada del conocimiento fundamental de la ingeniería civil y otras disciplinas.

La obra de excedencias en una presa constituye una parte importante para la regulación y el control de la descarga de las avenidas, siendo esencial un diseño de alta calidad que garantice la seguridad no tan sólo de la presa sino también de su entorno social y económico.

La asignatura Obras Hidráulicas, curricular del noveno semestre de la carrera de Ingeniero Civil, integra los conocimientos académicos antecedentes e incluye entre otros temas no menos importantes el de Obras de Excedencia, con el objetivo de que los alumnos aprendan a diseñarlas considerando las condiciones del sitio, el tipo de presa, las alternativas de solución, los procedimientos constructivos y su factibilidad técnica, económica y social. Este objetivo se alcanza desarrollando el proyecto de un aprovechamiento hidráulico en grupos de 5 a 6 alumnos trabajando en equipo.

Con este ejemplo de aplicación se pretende apoyar el proceso enseñanza-aprendizaje, particularmente en el diseño hidráulico de una obra de excedencias no controlada alojada en una presa de almacenamiento tipo gravedad.

Deseo expresar agradecimiento especial al M. en I. Gilberto Sotelo Avila, a otros académicos del Departamento de Ingeniería Hidráulica de la Facultad de Ingeniería y a los académicos externos, por su revisión, excelentes comentarios y sugerencias que sin duda enriquecen esta primera edición. Mi agradecimiento también para todas aquellas personas que hicieron posible su publicación.

"POR MI RAZA HABLARÁ MI ESPÍRITU"
Roberto Carvajal Rodríguez

CONTENIDO

	Pág.
Planteamiento del problema y datos.	1
Solución.	2
1. Carga total máxima.	3
2. Carga de diseño.	3
3. Profundidad del canal de acceso.	3
4. Coeficiente de descarga para la carga máxima.	4
4.a. Coeficiente de descarga para talud vertical del paramento.	4
4.b. Corrección del coeficiente de descarga por talud inclinado del paramento.	4
4.c. Corrección del coeficiente de descarga por efectos aguas abajo del cimacio.	5
5. Gasto unitario máximo.	7
6. Longitud efectiva de cresta para la carga de máxima.	7
7. Longitud neta de cresta.	7
7.1. Estribos.	8
7.2. Pilas.	8
8. Ancho del canal de descarga.	9
9. Curva Cargas contra Gastos de descarga de la Obra de Excedencias.	10
10. Geometría del cimacio.	12
10.a. Perfil del cimacio aguas abajo de la cresta.	12
10.b. Perfil del cimacio aguas arriba de la cresta.	14
11. Selección del tipo de estructura terminal disipadora de energía.	14
12. Tanque amortiguador.	16
12.a. Selección del tipo de tanque amortiguador.	16
12.b. Elevación del Tanque amortiguador USBR tipo III.	18
12.c. Dimensiones del Tanque amortiguador USBR tipo III.	19
12.d. Bordo libre.	20
13. Cubeta disipadora de energía.	21
13.a. Selección del radio mínimo de la Cubeta dentada tipo USBR.	21
13.b. Dimensiones de la Cubeta dentada tipo USBR.	23
Referencias.	25
Anexos: 14 ayudas de diseño.	26



**Diseño Hidráulico de la Obra de Excedencias alojada en una presa tipo gravedad.
Ejemplo de aplicación.**

Para un almacenamiento se requiere el diseño hidráulico de la Obra de Excedencias alojada en la presa gravedad de concreto, con la estructura de control formada por un cimacio normal libre, con pilas y estructura terminal disipadora de energía, para un gasto máximo de 56 m³/s.

Considerar la información siguiente:

Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME):	307.41 msnm
Nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO):	304.80 msnm
Elevación del lecho del río:	295.66 msnm
Elevación del desplante de la presa (roca):	294.41 msnm
Espesor del material de acarreo del río:	0.25 m
Niveles del agua y Tirantes en el río vs. Gastos, en la zona de descarga de la Obra de Excedencias:	Tabla 1

Tabla 1

NAZD (msnm)	Tirante (m)	Gasto (m ³ /s)
295.66	0.00	0.00
297.16	1.50	7.00
297.83	2.17	14.00
298.81	3.15	28.00
299.56	3.90	42.00
300.17	4.51	56.00

G- 612562

Talud del paramento de aguas arriba del cimacio:	Vertical, igual al de la presa.
Talud del canal de descarga de la Obra de Excedencias:	0.7 : 1, igual al de la presa.

Considerese que arriba del cimacio se construirá un puente apoyado sobre pilas de concreto de 0.71 m de ancho con nariz de forma ojival; los claros libres entre las pilas del puente no deberán exceder de 3.20 m.

Criterios de diseño: U.S. Army Corps of Engineers (USACE) y United States Bureau of Reclamation (USBR), establecidos en el "Manual de Diseño de Obras Civiles" (Ref. 1).

Solución:

Por tratarse de un cimacio de cresta libre las condiciones de diseño se determinan a partir de las condiciones de descarga máxima conocidas: gasto, carga y niveles del agua en el vaso de almacenamiento de la presa y en la zona de descarga de la Obra de Excedencias, mostrados en la Fig. 1.

Para el diseño hidráulico de la Obra de Excedencias se usarán las "Ayudas de diseño" referidas a las figuras del "Manual de Diseño de Obras Civiles" (Ref. 1), anexas al final del ejemplo, que recomienda criterios de diseño del U.S.Army Engineers Waterways Experiment Station (WES), del U.S.Army Corps of Engineers (Ref. 2), para la estructura de control y del U.S. Bureau of Reclamation (USRB) (Ref. 3) para la estructura terminal.

El gasto de descarga para un cimacio de cresta libre está dado por la ecuación general de vertedores:

$$Q = C L H^{3/2} \tag{1}$$

donde:

- Q gasto de descarga, en m³/s.
- C coeficiente de descarga, en m^{1/2}/s.
- L longitud efectiva de cresta del cimacio, en m.
- H carga total sobre la cresta del cimacio, en m.

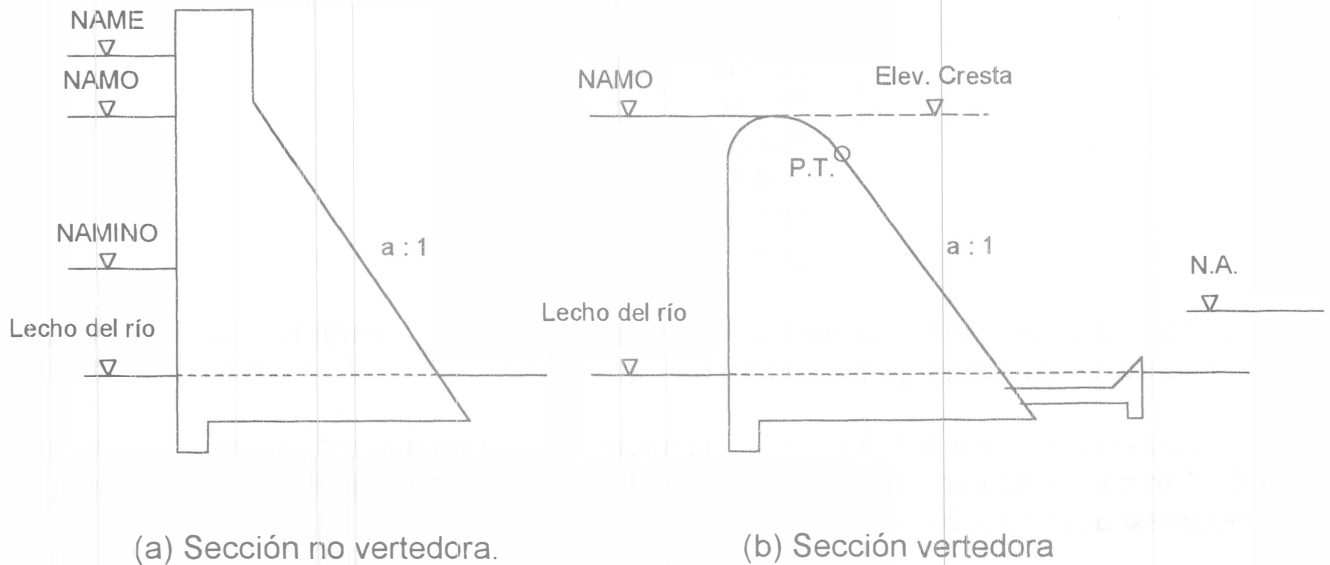


Fig.1 Esquemas de la sección transversal de la presa.

1. Carga total máxima.

En un cimacio libre la elevación de la cresta del cimacio corresponde al nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO), como es el caso, por lo tanto:

$$\text{Elevación de la cresta del cimacio} = \text{NAMO} = 304.80 \text{ msnm}$$

En general la carga total es:

$$H = h + h_a \quad (2)$$

donde:

h desnivel entre el nivel del agua en el vaso (NAV) y la cresta del cimacio, en m
 h_a carga de velocidad de llegada ($h_a = V_a^2 / 2g$), en m.

Para las condiciones de descarga máxima el nivel del agua en el vaso corresponde al NAME, 307.41 msnm, así:

$$h_{\text{máx}} = 307.41 - 304.80$$
$$h_{\text{máx}} = 2.61 \text{ m}$$

Suponiendo la carga de velocidad de llegada nula ($h_a = 0$), y sustituyendo valores en la Ec. (2) se obtiene la carga total máxima:

$$H_{\text{máx}} = h_{\text{máx}} = 2.61 \text{ m}$$
$$H_{\text{máx}} = 2.61 \text{ m}$$

2. Carga de diseño.

En los perfiles desarrollados por el WES, la carga de diseño (H_d) se refiere al desnivel entre el nivel del agua en el vaso y la cresta del cimacio (no incluye la carga de velocidad de llega).

Por tratarse de un cimacio normal, la carga de diseño (H_d) es igual a la carga total máxima ($H_{\text{máx}}$):

$$H_d = H_{\text{máx}}$$
$$H_d = H_{\text{máx}} = 2.61 \text{ m}$$

3. Profundidad del canal de acceso.

Como en este caso por condición de diseño la Obra de Excedencias debe alojarse en la sección vertedora de la presa para almacenamiento, la profundidad del canal de acceso (P), respecto a la cresta del cimacio, se determina considerando el desnivel al lecho del río, así:

$$\begin{aligned} P &= \text{Elevación de la cresta del cimacio} - \text{Elevación del lecho río} \\ P &= 304.80 - 295.66 \\ P &= 9.14 \text{ m} \end{aligned}$$

por lo tanto: $P/H_d = 3.5$

Como $P/H_d > 1$, se verifica lo antes supuesto, es decir, la carga de velocidad de llegada es despreciable ($h_a = 0$) y por lo tanto los valores antes calculados son los correctos; a saber:

$$H_d = H_{m\acute{a}x} = 2.61 \text{ m}$$

$$P/H_d = 3.5$$

4. Coeficiente de descarga para la carga máxima.

El coeficiente de descarga depende principalmente de la forma del perfil del cimacio, de las relaciones H/H_d , P/H_d , de la inclinación del paramento de aguas arriba del cimacio, de la posición del piso aguas abajo del conducto de descarga ("delantal") y del grado de ahogamiento por efecto del nivel del agua en el río en la zona de descarga de la Obra de Excedencias; a continuación se determina el coeficiente de descarga para las condiciones máximas.

4.a. Coeficiente de descarga para talud vertical del paramento de aguas arriba del cimacio.

Considerando en la Fig. I.35, anexo 6, las condiciones máximas: $H/H_d = H_{m\acute{a}x}/H_d = 1$, talud vertical y $P/H_d \geq 1.33$, se obtiene el coeficiente de descarga para talud vertical (K_v) en $\text{ft}^{0.5}/\text{s}$:

$$K_v = 4.02 \text{ ft}^{0.5}/\text{s}$$

Por lo tanto: $C_v = K_v / (3.28)^{0.5} = 4.02 / (3.28)^{0.5}$, en $\text{m}^{0.5}/\text{s}$
 $C_v = 2.22 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$

4.b. Corrección del coeficiente de descarga por talud inclinado del paramento de aguas arriba del cimacio.

El coeficiente de descarga debe corregirse cuando el paramento de aguas arriba del cimacio es inclinado.

En la gráfica inferior de la Fig. I.35, anexo 6, se obtiene la relación entre los coeficientes de descarga para talud inclinado y vertical (C_i / C_v), en función de $P/H_0 = P/H_d$ y del talud del paramento de aguas arriba del cimacio; el coeficiente de descarga para talud inclinado se determina con la ecuación siguiente:

$$C_i = (C_i / C_v) C_v \tag{3}$$

En este caso, como el talud es vertical no se requiere corregir el coeficiente de descarga:

$$C_i = C_v = 2.22 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$$

4.c. Corrección del coeficiente de descarga por efectos aguas abajo del cimacio.

La Fig. I.36, anexo 7, permite determinar el porcentaje de reducción del coeficiente de descarga por efectos del grado de ahogamiento (h_d/H), y de la posición del delantal de aguas abajo del cimacio $[(h_d+d)/H]$, donde:

d tirante en la zona de descarga de la Obra de Excedencias, para un gasto dado.

H carga total sobre la cresta del cimacio, correspondiente al gasto dado.

h_d diferencia entre el nivel del gradiente de energía antes del cimacio (NE), y el nivel del agua en la zona de descarga de la Obra de Excedencias (NAZD).

El nivel de energía y el nivel del agua en la zona de descarga son, respectivamente:

$$NE = \text{Elev. cresta del cimacio} + H \quad (4)$$

$$NAZD = \text{Elev. lecho del río zona de descarga} + d \quad (5)$$

Por lo tanto:

$$h_d = NE - NAZD \quad (6)$$

$$h_d + d = NE - NAZD + d \quad (7)$$

Cuando no se conoce el gasto de descarga para un valor propuesto de H, la Fig. I.36, anexo 7, permite determinar el porcentaje de reducción del coeficiente de descarga en función de $(h_d+d)/H$ y del tipo de flujo.

Cuando el flujo de descarga se efectúa a régimen supercrítico, el decremento del coeficiente de descarga se debe principalmente al efecto de la posición del delantal de aguas abajo del cimacio $[(h_d + d)/H]$ y prácticamente independiente del grado de ahogamiento por efecto del nivel del agua en el río en la zona de descarga (h_d/H). En la Fig. I.36, anexo 7, se observa que el decremento del coeficiente de descarga es nulo para valores de $h_d/H \geq 0.77$ o de $(h_d+d)/H \geq 1.7$.

El factor de corrección del coeficiente de descarga por efectos del grado de ahogamiento y de la posición del delantal de aguas abajo del cimacio es:

$$F_s = 1 - (\% \text{ Reducción del coeficiente de descarga}/100) \quad (8)$$

Finalmente, el coeficiente de descarga (C) corregido por todos los efectos, es:

$$C = F_s (C_i) \quad (9)$$

Así, para las condiciones de descarga máxima del cimacio normal libre se tiene:

$$\begin{aligned}
 Q &= Q_d = Q_{\text{máx}} = 56.00 \text{ m}^3/\text{s} \\
 H &= H_d = H_{\text{máx}} = 2.61 \text{ m} \\
 P &= 9.14 \text{ m} \\
 P/H_d &= 11.75 \\
 \text{Elev. de la cresta del cimacio} &= 304.80 \text{ msnm} \\
 \text{Nivel de energía antes del cimacio: NE} &= 307.41 \text{ msnm} \\
 h_d &= 7.24 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Con los datos de la Tabla 1 se traza la Curva Niveles del agua y Tirantes vs. Gastos en la zona de descarga de la Obra de Excedencias, como se muestra en la Fig.2.

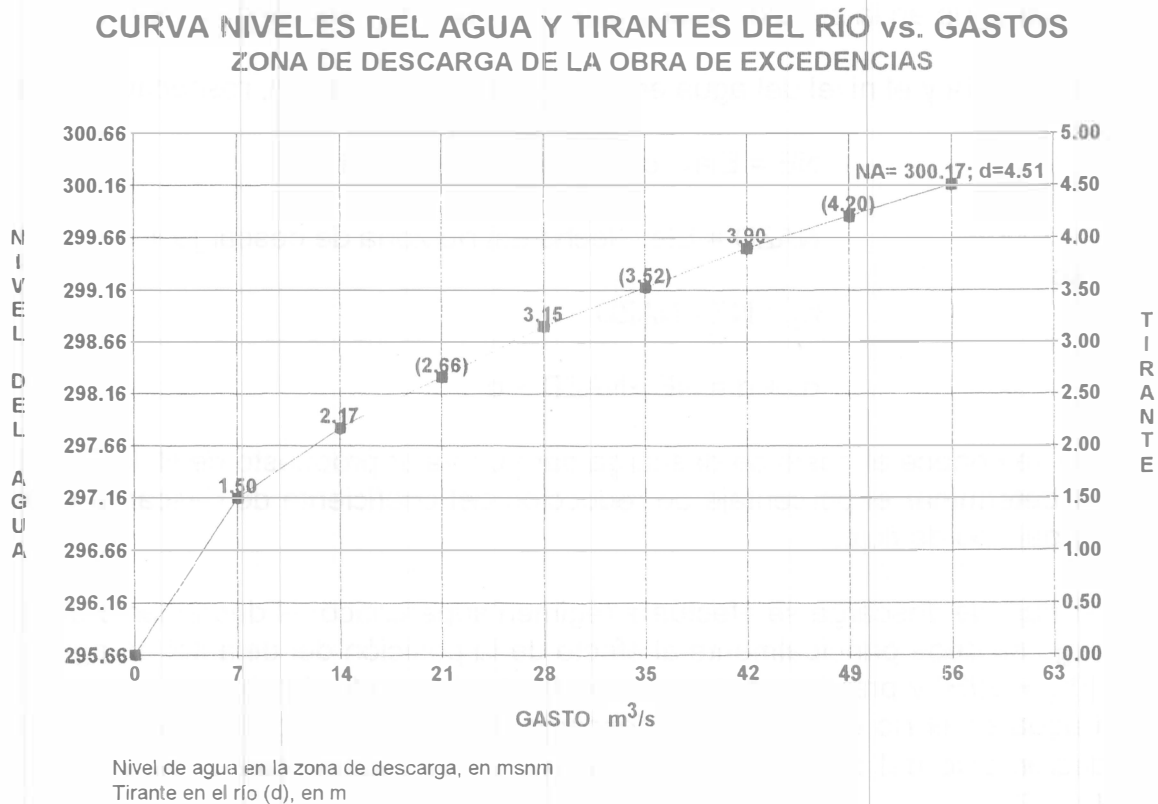


Figura 2 Niveles del agua y tirantes del río en la zona de descarga de la Obra de Excedencias.

Considerando el gasto máximo en la Fig. 2, se obtiene:

$$\begin{aligned}
 \text{Nivel del agua en la zona de descarga (NAZD)} &= 300.17 \text{ msnm} \\
 d &= 4.51 \text{ m}
 \end{aligned}$$

por lo tanto:

$$\begin{aligned}
 h_d / H &= 2.77 \\
 (h_d + d) / H &= 4.50
 \end{aligned}$$

Obra de Excedencias

con estos valores, en la Fig. I.36, anexo 7, se obtiene:

por lo tanto:

$$\begin{aligned} \% \text{ Reducción} &= 0 \\ F_s &= 1 \\ C &= C_i \end{aligned}$$

es decir, para las condiciones máximas el coeficiente de descarga ($C_{\text{máx}}$) es:

$$\begin{aligned} C_{\text{máx}} &= C_i = 2.22 \text{ m}^{0.5}/\text{s} \\ C_{\text{máx}} &= 2.22 \text{ m}^{0.5}/\text{s} \end{aligned}$$

5. Gasto unitario máximo.

Este se determina con la siguiente ecuación:

$$q_{\text{máx}} = C_{\text{máx}} (H_{\text{máx}})^{3/2} \quad (10)$$

para $H_{\text{máx}} = 2.61\text{m}$ y $C_{\text{máx}} = 2.22 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$:

$$\begin{aligned} q_{\text{máx}} &= 2.22 (2.61)^{3/2} \\ q_{\text{máx}} &= 9.36 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \end{aligned}$$

6. Longitud efectiva de cresta para la carga máxima.

La longitud efectiva de cresta para la carga máxima es:

$$L_{\text{máx}} = Q_{\text{máx}} / q_{\text{máx}} \quad (11)$$

sustituyendo $Q_{\text{máx}} = 56.00 \text{ m}^3/\text{s}$ y $q_{\text{máx}} = 9.36 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, en la ecuación anterior:

$$L_{\text{máx}} = 5.98 \text{ m}$$

7. Longitud neta de cresta.

La longitud neta de cresta está dada por la siguiente ecuación:

$$L_n = L_{\text{máx}} + 2 (N_p K_p + K_a) H_{\text{máx}} \quad (12)$$

donde:

- L_n longitud neta de cresta, en m.
- $L_{\text{máx}}$ longitud efectiva de cresta para la carga máxima, en m.
- $H_{\text{máx}}$ carga total máxima, en m.
- N_p número de pilas.
- K_p coeficiente de contracción por pila, para la carga máxima.
- K_a coeficiente de contracción por estribo, para la carga máxima.

Para secciones adyacentes de concreto a la sección gravedad vertedora, K_a se obtiene en la Fig. I.21, anexo 1, en función de H/R , donde R es el radio del estribo y H la carga total; para secciones adyacentes de enrocamiento, K_a se obtiene en la Fig. I.22, anexo 2, en función de H/H_d , donde H es la carga total y H_d la carga de diseño.

En la Fig. I.23, anexo 3, se obtiene K_p en función de H/H_d y del tipo de pila, donde H es la carga total y H_d la carga de diseño.

7.1 Estribos.

En este caso se tienen secciones adyacentes de concreto a la sección gravedad vertedora, por lo que es necesario proponer el radio de los estribos (R) teniendo en cuenta la geometría del perfil del cimacio y de la sección no vertedora de la presa.

Proponiendo: $R = x_c$, donde x_c es la coordenada del punto de intersección del perfil del cimacio con el paramento de aguas arriba.

Para un cimacio WES con velocidad de llegada despreciable ($P/H_d > 1$) y talud vertical del paramento de aguas arriba del cimacio, como es el caso, se recomienda (Ref.2):

$$x_c = 0.282 H_d$$

Por lo tanto el radio propuesto es:

$$R = x_c = 0.282 H_d$$

sustituyendo $H_d = 2.61$ m:

$$R = 0.282 (2.61)$$
$$R = 0.74 \text{ m}$$

así:

$$H/R = H_{\text{máx}}/R = 2.61/0.74$$
$$H/R = 3.55$$

En la Fig. I.21, anexo 1, para $H/R = H_{\text{máx}}/R = 3.55$, se obtiene el coeficiente de contracción por estribo:

$$K_a = 0$$

7.2. Pilas.

Por requisitos de diseño estructural los claros libres del puente (cl) sobre el cimacio no deben de exceder de 3.20 m y siendo necesaria una longitud efectiva de cresta para la carga máxima ($L_{\text{máx}}$) de 5.98 m, el número de pilas mínimo es:

$$N_p = L_d / \text{cl} = 5.98/3.20 = 1.9$$

por lo tanto el número de pilas es:

$$N_p = 2$$

Como por requisito de diseño las pilas deben tener nariz en forma de ojiva, se selecciona la pila Tipo 3 en la Fig. I.23, anexo 3, obteniéndose para $H/H_d = H_{m\acute{a}x}/H_d = 1$ el valor del coeficiente de contracción por pila:

$$K_p = 0$$

Así, sustituyendo valores en la ecuación (12), para las condiciones máximas:

$$\begin{aligned} L_n &= L_{m\acute{a}x} + 2 (N_p K_p + K_a) H_{m\acute{a}x} \\ L_n &= 5.98 + 2 [2 (0) + 0] 2.61 \\ L_n &= 5.98 \text{ m} \end{aligned}$$

Como los coeficientes de contracción por pila y estribos son nulos para las condiciones de descarga máxima, la longitud neta de cresta es igual a la longitud efectiva de cresta para la carga máxima, es decir:

$$L_n = L_{m\acute{a}x} = 5.98 \text{ m}$$

8. Ancho del canal de descarga.

El ancho del canal de descarga es igual a la separación entre los estribos, esto es:

$$B = L_n + N_p (a_p) \tag{13}$$

donde:

- B ancho del canal de descarga, en m.
- a_p ancho de pila, en m.
- L_n longitud neta de cresta del cimacio, en m.
- N_p número de pilas.

Por requisito de diseño estructural las pilas deben tener un ancho (a_p) de 0.71 m, sustituyendo valores en la ecuación (13) se obtiene:

$$\begin{aligned} B &= L_n + N_p (a_p) \\ B &= 5.98 + 2 (0.71) \\ B &= 7.40 \text{ m} \end{aligned}$$

La Fig. 3 muestra el esquema en planta de la estructura de control tipo cimacio.

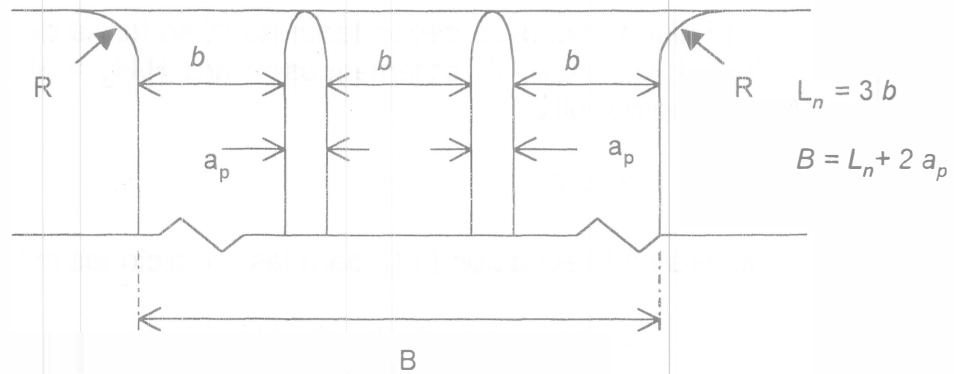


Fig.3 Esquema en planta de la estructura de control.

9. Curva Cargas contra Gastos de descarga de la Obra de Excedencias.

Esta curva se determina proponiendo una serie de valores para H/H_d en el rango de operación y siguiendo un procedimiento similar al antes descrito para las condiciones de máximas ($H/H_d = H_{m\acute{a}x}/H_d$).

A continuación el Cuadro 1 resume el procedimiento para determinar la Curva H vs Q de descarga de la Obra de Excedencias, considerando:

Cimacio normal libre con 2 pilas, tipo 3, de ancho $a_p = 0.71$ m

Gasto de diseño: $Q_d = Q_{m\acute{a}x} = 56$ m³/s

Carga de diseño: $H_d = H_{m\acute{a}x} = 2.61$ m

Coefficiente de descarga para la carga de diseño $C_d = C_{m\acute{a}x} = 2.22$ m^{0.5}/s

Profundidad del lecho del río, respecto a la cresta del cimacio: $P = 9.14$ m

Relación $P / H_d = 3.50$

Carga de velocidad de llegada: $h_a = 0$

Talud del paramento de aguas arriba de la cresta: vertical

Radio de los estribos: $R = 0.70$ m

Longitud neta de cresta: $L_n = L_{m\acute{a}x} = 5.98$ m

Ancho del conducto de descarga: $B = 7.40$ m

Elevación de la cresta del cimacio = 304.80 msnm.

CUADRO 1. Cálculo de la Curva H vs. Q de la Obra de Excedencias.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
H/Hd	H	Kv	C = Cv	q	H/R =	ka	kp	L	Q
	(m)	(ft ^{0.5} /s)	(m ^{0.5} /s)	(m ³ /s/m)	H/0.74			(m)	(m ³ /s)
0.1	0.26	3.21	1.77	0.24	0.35	0	0.100	5.88	1.39
0.2	0.52	3.31	1.83	0.69	0.71	0	0.080	5.82	4.01
0.3	0.78	3.43	1.89	1.31	1.06	0	0.065	5.78	7.58
0.4	1.04	3.53	1.95	2.08	1.42	0	0.045	5.80	12.05
0.5	1.31	3.63	2.00	2.99	1.77	0	0.035	5.80	17.33
0.6	1.57	3.73	2.06	4.04	2.13	0	0.025	5.83	23.52
0.7	1.83	3.81	2.10	5.20	2.48	0	0.016	5.87	30.48
0.8	2.09	3.89	2.15	6.48	2.84	0	0.010	5.90	38.23
0.9	2.35	3.96	2.19	7.87	3.19	0	0.005	5.94	46.73
1.0	2.61	4.02	2.22	9.36	3.55	0	0.000	5.98	56.00

Notas referidas al número de la columna del cuadro:

- (3) De la Fig. I.35, anexo 6.
- (4) $Cv = Kv / (3.28^{0.5})$ en $m^{0.5}/s$
- (5) Gasto unitario: $q = C H^{1.5}$
- (7) De la Fig. I.21, anexo 1, con los valores de (H/R) de la columna (6).
- (8) De la Fig. I.23, anexo 3, con los valores de (H/Hd) y pila tipo 3.
- (9) $L = 5.98 - 2 [(2 Kp) + Ka] H$
- (10) $Q = C L H^{1.5} = q L$

Resumiendo:

CUADRO 2. Cargas vs. Gastos de la Obra de Excedencias.

H (m)	Q (m ³ /s)
0.00	0.00
0.26	1.39
0.52	4.01
0.78	7.58
1.04	12.05
1.31	17.33
1.57	23.52
1.83	30.48
2.09	38.23
2.35	46.73
2.61	56.00

Con los valores del Cuadro 2 se traza la Curva H vs. Q de la Obra de Excedencias, como se muestra a continuación en la Fig. 4.

CURVA CARGAS vs. GASTOS
OBRA DE EXCEDENCIAS
 $Q = C L H^{3/2}$

Condiciones de diseño:

Cimacio normal: $H_d = H_{m\acute{a}x} = 2.61$ m; $C_d = 2.22$ m^{1/2} /s; $L_d = 5.98$ m

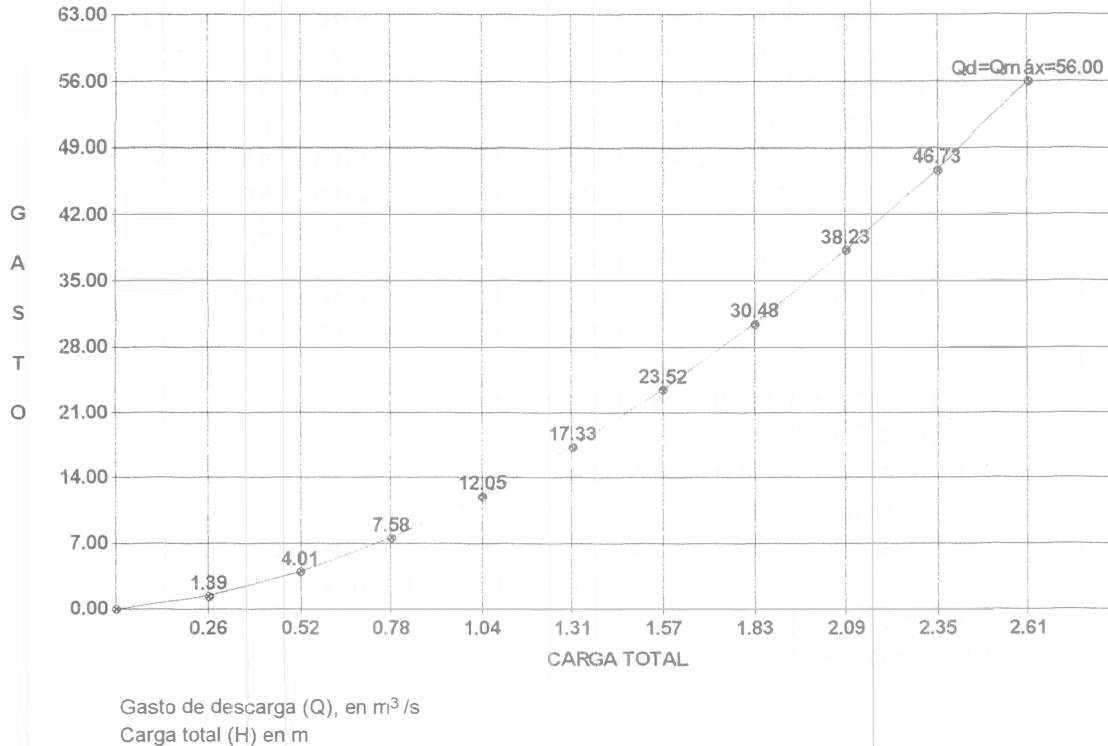


Fig. 4 Curva Cargas contra Gastos de descarga de la Obra de Excedencias.

10. Geometría del cimacio.

10.a. Perfil del cimacio aguas abajo de la cresta.

La ecuación general de este perfil, para cimacios desarrollados por el WES (Ref.2), es:

$$y = x^n / [k H_d^{(n-1)}] \tag{14}$$

donde: H_d es la carga de diseño *excluida* la carga de velocidad de llegada, n y k son función de (P/H_d) y de (β) , ángulo de inclinación del paramento de aguas arriba de la cresta del cimacio respecto a la vertical; x e y , coordenadas de un sistema de ejes cartesianos con origen en la cresta del cimacio y el eje de las ordenadas positivo en dirección hacia abajo.

Considerando $P/H_d > 1$ y Talud vertical ($\beta = 0$) en la Fig. I.30, anexo 5, se obtiene:

$$n = 1.85, \text{ y } k = 2.00$$

sustituyendo los valores de n y k en la ecuación (14):

$$y = x^{1.85} / (2 H_d^{0.85}) \tag{15}$$

La ecuación de este perfil, para $P/H_d > 1$ y Talud vertical, también se puede obtener en la Fig. I.24, anexo 4, con el mismo resultado.

Así, sustituyendo el valor de la carga de diseño ($H_d = 2.61\text{m}$) en la Ec. (15) se obtiene la ecuación del perfil del cimacio de aguas abajo de la cresta:

$$y = x^{1.85} / [2.00 (2.61)^{0.85}]$$

$$y = 0.2212 (x)^{1.85} \tag{16}$$

Las coordenadas del punto de tangencia (PT) del perfil del cimacio de aguas abajo de la cresta con el canal de descarga se obtienen derivando la ecuación (16) e igualando con la pendiente del canal de descarga ($1/a$); considerando el talud del canal de descarga igual al talud del paramento de aguas abajo de la sección no vertedora de la presa ($0.7 : 1$), se tiene:

$$dy/dx = 0.2212 (1.85) (x_t^{0.85}) = 1/0.7$$

$$x_t = (3.491)^{1/0.85}$$

$$x_t = 4.352 \text{ m}$$

sustituyendo el valor de x_t en la ecuación (16):

$$y_t = 0.2212 (4.352)^{1.85}$$

$$y_t = 3.361 \text{ m}$$

Las coordenadas del punto de tangencia del perfil del cimacio de aguas abajo de la cresta con el canal descarga son:

$$x_t = 4.352 \text{ m}; \quad y_t = 3.361 \text{ m}$$

El Cuadro 3 muestra las coordenadas del perfil del cimacio aguas abajo del la cresta, calculadas con la ecuación antes obtenida (Ec. 16).

CUADRO 3. Coordenadas del perfil del cimacio aguas abajo: $y = 0.2212 (x)^{1.85}$, en m:

x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0.000	0.000	0.550	0.073	1.050	0.242	1.900	0.725	2.900	1.586
0.100	0.003	0.600	0.086	1.100	0.264	2.000	0.798	3.000	1.688
0.150	0.007	0.650	0.100	1.150	0.286	2.100	0.873	3.200	1.903
0.200	0.011	0.700	0.114	1.200	0.310	2.200	0.951	3.400	2.128
0.250	0.017	0.750	0.130	1.300	0.359	2.300	1.033	3.600	2.366
0.300	0.024	0.800	0.146	1.400	0.412	2.400	1.117	3.800	2.615
0.350	0.032	0.850	0.164	1.500	0.468	2.500	1.205	4.000	2.875
0.400	0.041	0.900	0.182	1.600	0.528	2.600	1.296	4.200	3.147
0.450	0.050	0.950	0.201	1.700	0.590	2.700	1.389	4.300	3.287
0.500	0.061	1.000	0.221	1.800	0.656	2.800	1.486	4.352	3.361

10.b. Perfil del cimacio aguas arriba de la cresta.

Tratandose de un cimacio WES con velocidad de llegada despreciable ($P/H_d \geq 1$) y talud vertical del paramento de aguas arriba de la cresta, como es el caso, se recomienda para este perfil una curva compuesta por dos curvas circulares consecutivas de radio $R_1 = 0.53H_d$ y $R_2 = 0.235H_d$, trazadas a partir de la cresta hacia aguas arriba (Ref. 2).

De esta manera, las coordenadas del punto de intersección (c) del perfil del cimacio de aguas arriba con el paramento vertical, son:

$$x_c = -0.282 H_d; \quad y_c = 0.1227 H_d$$

Por lo tanto, para $H_d = 2.61$ m, los radios de la curva compuesta y las coordenadas del punto (c) son:

$$\begin{aligned} R_1 &= 1.383 \text{ m}; & R_2 &= 0.613 \text{ m} \\ x_c &= -0.736 \text{ m}; & y_c &= 0.320 \text{ m} \end{aligned}$$

Conviene aclarar que para un cimacio con velocidad de llegada despreciable ($P/H_d \geq 1$) y talud vertical del paramento de aguas arriba de la cresta del cimacio, la Fig. I.25, anexo 4, (Ref. 1) recomienda la ecuación propuesta por McNown y Yhi:

$$y = [(0.724/H_d^{0.85}) (x+0.270 H_d)^{1.85}] + 0.126 H_d - [0.4315 (H_d^{0.375}) (x + 0.270 H_d)^{0.625}] \quad (17)$$

11. Selección del tipo de estructura terminal disipadora de energía.

Siendo necesario disipar la energía del escurrimiento antes de efectuar la descarga al río, deberá seleccionarse el tipo de estructura terminal y su posición respecto a la cresta del cimacio, considerando el efecto del nivel del agua en el río en la zona de descarga de la Obra de Excedencias. Este efecto se puede determinar comparando, en el rango de operación de la Obra de Excedencias, los tirantes del río en la zona de descarga con los tirantes conjugados mayores obtenidos para un salto hidráulico formado en un *Tanque amortiguador hipotético* de sección rectangular de ancho igual al canal de descarga y colocado a la elevación del lecho del río en la zona de descarga.

Como resultado de dicha comparación se pueden tener cuatro casos fundamentales, como se muestra en la Fig. I.73, anexo 8, y de acuerdo al "caso" se selecciona el tipo de estructura terminal más eficiente: un tanque amortiguador y/o una cubeta disipadora de energía (Ref. 1).

A continuación el Cuadro 4 muestra un procedimiento para determinar el conjugado mayor del salto hidráulico formado en el tanque hipotético antes mencionado, su comparación con el tirante en el río y la elevación necesaria del tanque para que se forme un salto hidráulico claro para cada uno de los gastos propuestos en el rango de operación, y la elevación aproximada del tanque (adoptada sin tener en cuenta el tipo de tanque).

CUADRO 4: Selección del Tipo de Estructura Terminal.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Q	H	B	q	NE1	Zona de Descarga			Ht	d2	d - d2	Elev. Tanque		HE1
(m ³ /s)	(m)	(m)	(m ³ /s/m)	($\alpha=0$) (msnm)	NAZD	Lecho	Tirante d	($\alpha=0$) (m)	($\alpha=0$) (m)	(m)	Necesaria (msnm)	Adoptada (msnm)	(m)
7	0.74	7.40	0.95	305.54	297.16	295.66	1.50	8.38	1.60	-0.10	295.56	295.56	9.98
14	1.14	7.40	1.89	305.94	297.83	295.66	2.17	8.11	2.27	-0.10	295.56	295.56	10.38
28	1.74	7.40	3.78	306.54	298.81	295.66	3.15	7.73	3.25	-0.10	295.56	295.56	10.98
42	2.21	7.40	5.67	307.01	299.56	295.66	3.90	7.45	4.00	-0.10	295.56	295.56	11.45
56	2.61	7.40	7.56	307.41	300.17	295.66	4.51	7.24	4.61	-0.10	295.56	295.56	11.85

Notas referidas al número de la columna del cuadro:

- (1) Gastos de descarga propuestos cubriendo el rango de operación de la Obra de Excedencias.
- (2) Carga total, obtenida de la Curva H vs Q de la Obra de Excedencias, Fig. 4.
- (3) Ancho del tanque, igual al ancho del conducto de descarga de la Obra de Excedencias.
- (4) Gasto unitario: $q = Q/B$
- (5) Nivel de energía a la entrada del tanque, supuestas nulas la pérdidas de energía ($\alpha = 0$): NE1 = Elev. cresta cimacio + H
- (6) Nivel del agua en la zona de descarga, correspondiente al Gasto de descarga (Q), obtenido de la Fig. 2.
- (7) Elevación del lecho del río en la zona de descarga.
- (8) Tirante del río en la zona de descarga, correspondiente al Gasto de descarga (Q): $d = \text{NAZD} - \text{Elev. lecho del río}$.
- (9) Supuestas nulas las pérdidas de energía ($\alpha = 0$): $H_t = \text{NE1} - \text{NAZD}$
- (10) Conjugado mayor, obtenido de la Fig. 1.80, anexo 10, considerando: q, Ht, y $\alpha = 0$.
- (11) Diferencia entre el Tirante del río la zona de descarga (d) y el Conjugado mayor (d2).
- (12) Elevación necesaria para un Salto hidráulico claro: $d2 = d$
- (13) Elevación adoptada para el tanque, sin considerar el tipo de éste.
- (14) Energía a la entrada del tanque para $h_f = 0$ ($\alpha = 0$): HE1 = NE1 - Elevación adoptada del tanque

La Fig. 5 muestra gráficamente la comparación de los tirantes conjugados mayores, obtenidos en el Cuadro 4, con los tirantes del río en la zona de descarga.

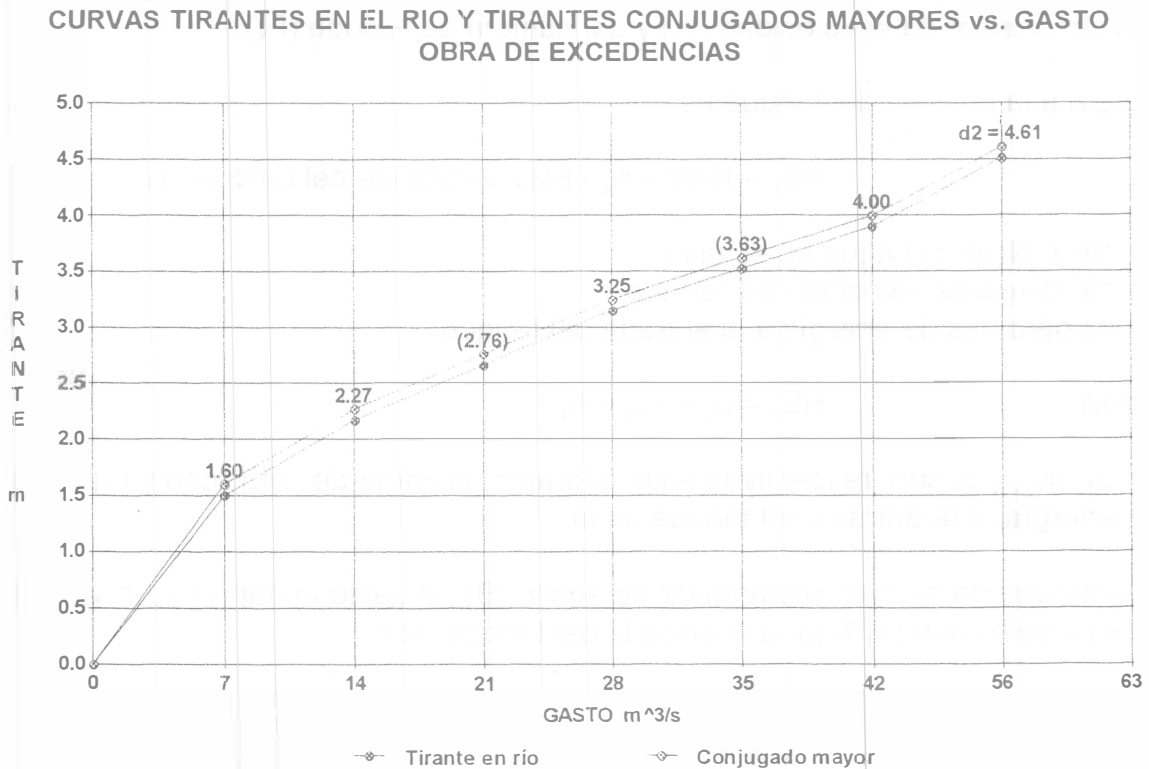


Fig. 5. Comparación del tirante conjugado mayor con el tirante en la zona de descarga.

Conclusión:

El resultado de comparar los tirantes en el río (d) con los tirantes conjugados mayores (d_2), como lo muestra la columna 11 del Cuadro 4 y la Fig. 5, y de acuerdo con la Fig. 1.73, anexo 8, permite afirmar que se trata de un "Caso b"; por lo tanto, se recomienda (Ref.1) que:

1. El gasto de diseño de la estructura terminal sea igual al máximo de descarga de la Obra de Excedencias, en este caso: $Q_d = 56.00 \text{ m}^3/\text{s}$;
2. La estructura terminal disipadora de energía se seleccione entre:
 - a). Tanque amortiguador, y/o
 - b). Cubeta disipadora de energía (solución más adecuada cuando es posible).

A continuación se presenta el procedimiento de diseño hidráulico para las dos alternativas de solución antes mencionadas; cabe señalar que la selección final de la estructura terminal debe considerar aspectos constructivos y económicos.

12. Tanque Amortiguador.

12.a. Selección del tipo de tanque amortiguador.

El tipo de tanque amortiguador se selecciona en función de las condiciones del flujo a la entrada del mismo: de la velocidad (v_1) y del número de Froude (F_1).

La energía a la entrada del tanque es:

$$HE_1 = NAV + h_a - \text{Elev. adoptada del tanque} - h_f \quad (19)$$

donde:

NAV: Nivel del agua en el vaso

h_a : carga de velocidad de llegada

h_f : pérdidas de energía a la entrada del tanque

o también:
$$HE_1 = d_1 + hv_1 + h_f \quad (20)$$

donde: d_1 , hv_1 , y h_f son, respectivamente, el tirante, la carga de velocidad y las pérdidas de energía, a la entrada del tanque en m.

Para un tanque de sección rectangular de ancho (B), el gasto unitario (q), la velocidad (v_1) y la carga de velocidad ($v_1^2/2g$), a la entrada del tanque, son:

$$q = Q/B \quad (21)$$

$$v_1 = q/d_1 \quad (22)$$

$$hv_1 = v_1^2/2g = q^2/2g d_1^2 \quad (23)$$

sustituyendo esta última expresión en la Ec. 20, supuestas nulas las pérdidas de energía a la entrada del tanque $h_f = 0$ ($\alpha = 0$), se tiene:

$$HE_1 = d_1 + (q^2/2gd_1^2) \quad (\text{para } h_f = 0) \quad (24)$$

multiplicando por d_1 , y ordenando:

$$d_1^3 - HE_1 (d_1^2) + (q^2/2g) = 0 \quad (\text{para } h_f = 0) \quad (25)$$

El tirante conjugado mayor (d_2) se calcula en función del conjugado menor (d_1) y del número de Froude (F_1), a la entrada del tanque, con las siguientes ecuaciones:

$$F_1 = v_1 / (g d_1)^{1/2} \quad (26)$$

$$d_2 = d_1/2 [(1 + 8F_1^2)^{1/2} - 1] \quad (27)$$

En este caso, se propone un tanque amortiguador de sección rectangular de ancho igual al canal de descarga; para las condiciones de diseño se tiene:

Gasto de diseño: $Q_d = 56.00 \text{ m}^3/\text{s}$
 Nivel del agua en el vaso (NAV): $NAME = 307.41 \text{ msnm}$
 Carga de velocidad de llegada: $h_a = 0$
 Ancho del tanque: $B = 7.40 \text{ m}$
 Elevación adoptada del tanque: 295.56 msnm (Cuadro 4)

Sustituyendo valores en la Ec. (19), despreciando las pérdidas de energía ($h_f = 0$):

$$\begin{aligned} HE_1 &= NAV + h_a - \text{Elev. adoptada del tanque} - h_f \\ HE_1 &= 307.41 + 0 - 295.56 - 0 \\ HE_1 &= 11.85 \text{ m, para } h_f = 0 \quad (\alpha = 0) \end{aligned}$$

sustituyendo valores en la Ec. (21):

$$\begin{aligned} q_d &= Q_d / B \\ q_d &= 56.00 / 7.40 \\ q_d &= 7.56 \text{ m}^3/\text{s/m} \end{aligned}$$

sustituyendo valores en la ecuación (25):

$$\begin{aligned} d_1^3 - HE_1 (d_1^2) + (q^2/2g) &= 0 \\ d_1^3 - 11.85 d_1^2 + [(7.56^2)/19.62] &= 0 \\ d_1^3 - 11.85 (d_1^2) + 2.92 &= 0 \end{aligned}$$

resolviendo la ecuación anterior:

$$d_1 = 0.51 \text{ m} \quad (\text{para } h_f = 0)$$

Obra de Excedencias

sustituyendo valores en la ecuación (22):

$$\begin{aligned}v_1 &= q/d_1 \\v_1 &= 7.56/0.51 \\v_1 &= 14.92 \text{ m/s}\end{aligned}$$

el número de Froude a la entrada del tanque se obtiene sustituyendo valores en la Ec (26):

$$\begin{aligned}F_1 &= v_1 / (g d_1)^{1/2} \\F_1 &= 14.92 / [9.81(0.51)]^{1/2} \\F_1 &= 6.69\end{aligned}$$

sustituyendo valores en la Ec. (27), se tiene:

$$\begin{aligned}d_2 &= d_1/2 [(1 + 8F_1^2)^{1/2} - 1] \\d_2 &= (0.51/2) \{ [1 + 8(6.69^2)]^{1/2} - 1 \} \\d_2 &= 4.55 \text{ m}\end{aligned}$$

Como a la entrada del tanque el número de Froude (F_1) es mayor a 4.5, y la velocidad (v_1) es aproximadamente igual a 15 m/s, se elige:

Tanque Amortiguador USBR tipo III

De acuerdo con lo establecido en la Fig.I.88, anexo 14, para este tipo de tanque, debe cumplirse:

$$TW = 1.05 (d_2)$$

donde:

- TW tirante en el tanque en la zona de descarga, en m (desnivel entre el nivel del agua en la zona de descarga y la plantilla del tanque amortiguador).
- d_2 tirante conjugado mayor, en m

sustituyendo valores:

$$\begin{aligned}TW &= 1.05 (4.55) = 4.78 \text{ m} \\TW &= 4.78 \text{ m}\end{aligned}$$

12. b. Elevación del Tanque amortiguador USBR tipo III.

Para que se cumpla la condición anterior el Tanque amortiguador USBR tipo III debe colocarse de tal forma que se obtenga un ahogamiento del 5% del tirante conjugado mayor teórico ($0.05 d_2$), con la finalidad de que el salto hidráulico se mantenga dentro del tanque, esto es:

Elevación del Tanque amortiguador USBR tipo III = NAZD - TW

Elevación del Tanque amortiguador USBR tipo III = 300.17 - 4.78

Elevación del Tanque amortiguador USBR tipo III = 295.39 msnm

Así, el tanque estará cimentado en roca con la plantilla colocada a 0.02 m por abajo del material de acarreo del río y a 0.98m por arriba del nivel de desplante de la presa.

12.c. Dimensiones del Tanque amortiguador USBR tipo III.

Sección rectangular de ancho igual al conducto de descarga: $B = 7.40$ m

Las dimensiones del tanque se obtienen en la Fig. I.88, anexo 14, en función de d_1 , d_2 , y F_1 :

Longitud del tanque (L_{III}):

$$\begin{aligned}L_{III} &= 4.1 (d_2) \\L_{III} &= 4.1(4.55) \\L_{III} &= 18.66 \text{ m}\end{aligned}$$

Dimensiones de los dientes de la rápida: El ancho y separación recomendados para estos dientes pueden modificarse un poco para eliminar dientes fraccionarios. La separación recomendada de la pared debe respetarse para reducir la difusión y mantener presiones aceptables (Ref. 1).

De la Fig. I.88, anexo 14, se obtiene:

$$\begin{aligned}\text{ancho } (a_1) \text{ y separación } (s_1): & a_1 = s_1 = d_1 = 0.51 \text{ m} \\ \text{altura } (h_1): & h_1 = d_1 = 0.51 \text{ m;} \\ \text{separación a la pared } (s): & s = d_1 / 2 = 0.255 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Número de dientes} = (B - 2s)/(2s_1) = [(7.40 - 0.51)/2(0.51)] = (6.89/1.02) = 6.8 = 7 \text{ (aprox.)}$$

Por lo tanto para la rápida se propone:

$$\begin{aligned}\text{Número de dientes:} & 7, \\ \text{de ancho y separación:} & a_1 = s_1 = 6.89 / 13 = 0.53 \text{ m,} \\ \text{altura:} & h_1 = 0.51 \text{ m,} \\ \text{y separación a la pared:} & s = 0.255 \text{ m}\end{aligned}$$

Dimensiones de los dientes del umbral terminal: El ancho y separación para estos dientes pueden reducirse, en caso de tanques angostos que implican pocos dientes, suponiendo que esta reducción se haga proporcionalmente (Ref. 1).

De la Fig. I.88, anexo 14 se obtiene:

$$\begin{aligned}\text{ancho } (a_2) \text{ y separación } (s_2): & a_2 = s_2 = 0.15 (d_2) = 0.683 \text{ m} \\ \text{altura } (h_2): & h_2 = 0.20(d_2) = 0.91 \text{ m;} \\ \text{dimensión } & 0.02(d_2) = 0.091 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Número de dientes} = (B / 2s_2) = [7.40 / 2(0.683)] = (7.40 / 1.37) = 5.4 = 6 \text{ (aprox.)}$$

Por lo tanto para el umbral terminal se propone:

Número de dientes:	6,
de ancho y separación:	$a_2 = s_2 = 7.40 / 11 = 0.673 \text{ m}$,
altura:	$h_2 = 0.91 \text{ m}$,
y dimensión $0.02(d_2)$:	0.091 m

12.d. Bordo libre.

El Bordo libre (bl) en los tanques amortiguadores tipo USBR, se determina con la expresión siguiente:

$$\text{Bordo libre: } bl = 0.1 (v_1 + d_2) \quad (30)$$

sustituyendo valores:

$$bl = 0.1 (15 + 4.55)$$

$$\text{Bordo libre: } bl = 1.96 \text{ m} = 2.00 \text{ m (aproximadamente)}$$

La Fig. 6 muestra el esquema del Tanque amortiguador tipo III USBR.

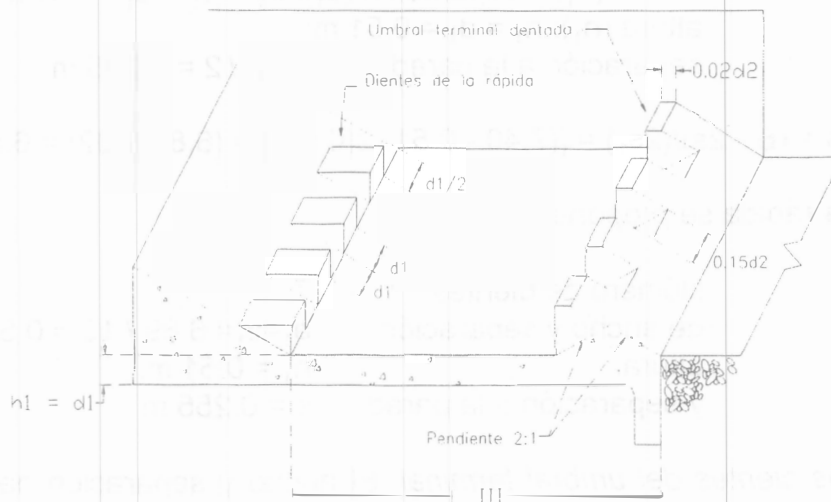


Fig. 6. Esquema del Tanque amortiguador tipo III USBR

13. Cubeta disipadora de energía.

Para esta alternativa se elige una Cubeta dentada tipo USBR; el procedimiento de diseño hidráulico referido a las gráficas y dibujos de la Fig. I.83, anexo 11, se describe a continuación:

El criterio de diseño está encaminado a seleccionar el radio mínimo de la cubeta de tal forma que se cumplan, para todo el rango de operación, con las siguientes condiciones:

$$t_{\min} < t < t_{\max}, \text{ y } t > t_s$$

donde: t_{\min} , t_{\max} y t_s son los tirantes teóricos mínimo, máximo y de barrido permisibles en la zona de descarga para un gasto dado, de acuerdo con las gráficas de la Fig. I.83, anexo 11, y t el tirante que se forma en la cubeta para el mismo gasto.

Los tirantes t_{\min} , t_{\max} y t_s se determinan en función del número de Froude (F_1) y de la relación del radio de curvatura de la cubeta a la energía específica [$R/(D_1 + hv_1)$], determinados en el canal de descarga en la sección 1 definida por el nivel del agua en la zona de descarga para un gasto dado comprendido en el rango de operación, como se muestra en la Fig. I.83, anexo 11.

Se recomienda que la elevación del labio (nariz) respecto al fondo de la cubeta sea $0.2R$, y el ángulo de salida de 16 grados.

13.a. Selección del radio mínimo de la Cubeta dentada tipo USBR.

A continuación, el Cuadro 5 muestra el procedimiento para seleccionar el radio mínimo de la Cubeta dentada tipo USBR, de sección rectangular y ancho igual al canal de descarga ($B = 7.40\text{m}$).

CUADRO 5: Selección del Radio Mínimo de la Cubeta Dentada Tipo USBR

(1)	(2)	(3)	(4) Zona de Descarga			(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
Q	q	NE (ha=0)	NAZD	Lecho	d	Ht ($\alpha=0$)	hv1=Ht ($\alpha=0$)	v1	D1=q/v1	(D1+Hv1)	F1	R/(D1+Hv1) Fig. 1.83	R (necesario)	Rmin. (elegido)
(m ³ /s)	(m ³ /s/m)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m)			(m)	(m)
56	7.56	307.41	300.17	295.66	4.51	7.24	7.24	11.92	0.63	7.87	4.78	0.33	2.60	3.00
42	5.67	307.01	299.56	295.66	3.90	7.45	7.45	12.09	0.47	7.92	5.63	0.28	2.22	3.00
28	3.78	306.54	298.81	295.66	3.15	7.73	7.73	12.32	0.31	8.04	7.10	0.20	1.61	3.00

(1)	(12)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)
Q	F1	Rmin. (elegido)	R/(D1+Hv1) (calculado)	tmin/D1 Fig. 1.83	tmax/D1 Fig. 1.83	ts/D1 Fig. 1.83	tmin	tmax	ts	tmedio	ELEVACION DEL FONDO CUBETA		t
(m ³ /s)		(m)					(m)	(m)	(m)	(m)	Necesaria	Elegida	(m)
56	4.78	3.00	0.38	7.2	11.5	6.8	4.57	7.30	4.32	5.93	294.24	294.24	5.93
42	5.63	3.00	0.38	8.6	17.5	7.6	4.04	8.21	3.57	6.12	293.44	294.24	5.32
28	7.10	3.00	0.37	11.5	35.0	10.2	3.53	10.75	3.13	7.14	291.67	294.24	4.57

Notas referidas al número de la columna del cuadro:

- (1) Gastos de descarga propuestos cubriendo el rango de operación de la Obra de Excedencias.
- (2) Gasto unitario: $q = Q/B$; donde B: ancho de la cubeta, igual al ancho del conducto de descarga de la Obra de Excedencias.
- (3) Nivel de energía aguas arriba del cimacio: NE = Nivel del agua + ha = Elev. cresta cimacio + H
- (4) Nivel del agua en la zona de descarga (NAZD), correspondiente al gasto de descarga (Q). De la Curva NAZD Vs Q, (Fig. 2).
- (5) Elevación del lecho del río en la zona de descarga.
- (6) Tirante del río en la zona de descarga, correspondiente al gasto (Q): $d = NAZD - Elev. lecho del río$.
- (7) $Ht = NE - NAZD$, considerando $hf = 0$, ($\alpha = 0$)
- (8) Carga de velocidad en la sección 1: $hv_1 = H_1$, para $hf = 0$, ($\alpha = 0$); la sección 1 de la rápida localizada a la misma elevación que el nivel del agua en la zona de descarga para un gasto dado Q.
- (9) Velocidad en la sección 1: $v_1 = [2g(hv_1)]^{0.5}$
- (10) Número de Froude en la sección 1: $F_1 = v_1 / (g D_1)^{0.5}$
- (11) Relación del radio de la cubeta a la energía específica en la sección 1: se obtiene en la gráfica (a) de la Fig. 1.83, anexo 11, en función de F1.
- (12) Radio necesario de la cubeta para un gasto dado: $R = [R / (D_1 + hv_1)] (D_1 + hv_1)$
- (13) Para elegir el Radio mínimo de la cubeta se recomienda que éste sea mayor que el calculado por lo aproximado de los cálculos.
- (14) Relación calculada con el Radio mínimo elegido y el valor correspondiente de $(D_1 + hv_1)$ indicado en la columna (11).
- (15) (17) y (19) De las Gráficas (b), (c), y (d), de la Fig. 1.83, anexo 11, respectivamente.
- (16) (20) (21) y (22) Multiplicando por el tirante D_1 los valores correspondientes de las columnas (17), (18) y (19), respectivamente.
- (23) Tirante medio: $t_{medio} = (t_{min} + t_{max}) / 2$
- (24) Elevación necesaria del fondo de la cubeta = NAZD - t_{medio}
- (26) Tirante en la cubeta: $t = NAZD - Elevación elegida del fondo de la cubeta$.

A continuación, en el Cuadro 6, se verifica el cumplimiento de las condiciones de funcionamiento de la Cubeta dentada tipo USBR con radio R = 3.0 m y fondo a la elevación 294.24 msnm.

CUADRO 6: Verificación de las condiciones de operación de la Cubeta Dentada tipo USBR.

VERIFICACION DE LA CONDICIONES: $t_{min} < t < t_{max}$; $t > = t_s$						
Q (m ³ /s)	d (río) (m)	ts (m)	tmin (m)	t (m)	tmax (m)	RESULTADOS
56	4.51	4.32	4.57	5.93	7.30	$t_{min} < t < t_{max}$; cumple. $t > t_s$; cumple
42	3.90	3.57	4.04	5.32	8.21	$t_{min} < t < t_{max}$; cumple. $t > t_s$; cumple
28	3.15	3.13	3.53	4.57	10.75	$t_{min} < t < t_{max}$; cumple. $t > t_s$; cumple

En la Fig. 7 se verifican gráficamente las condiciones de funcionamiento de la Cubeta dentada tipo USBR.

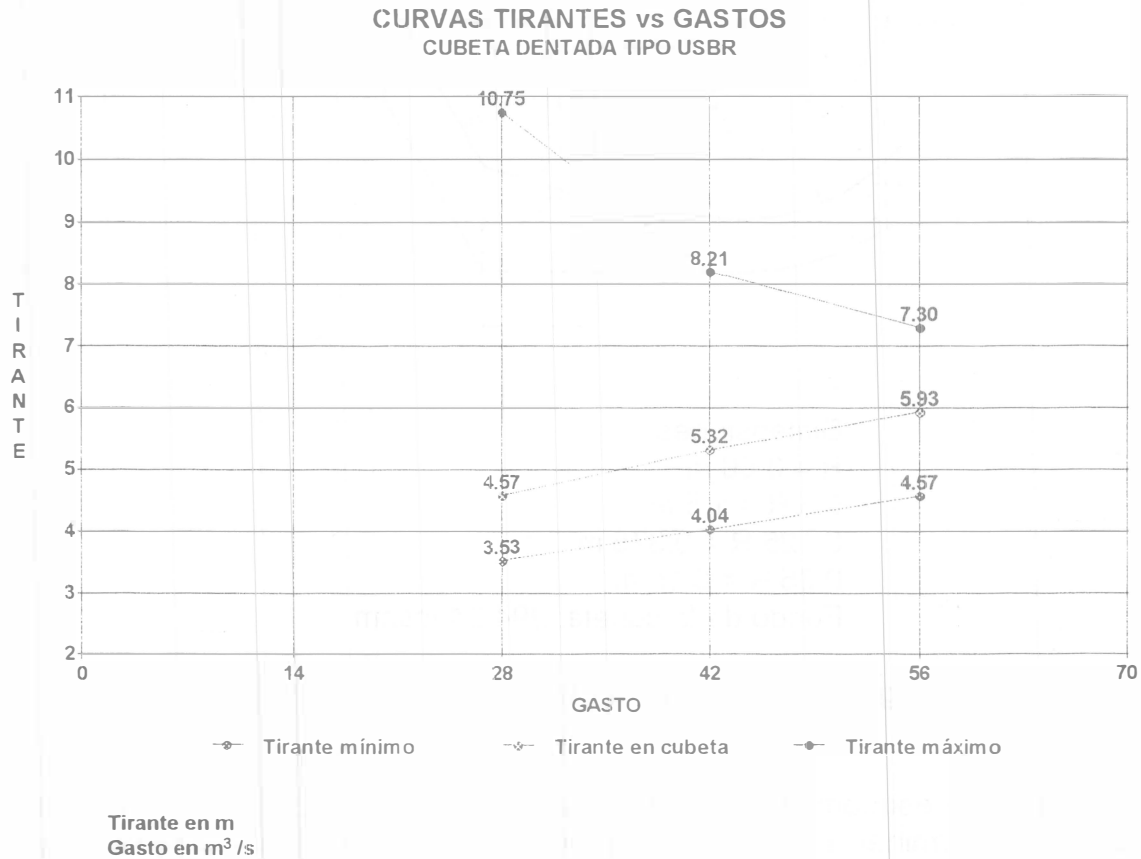


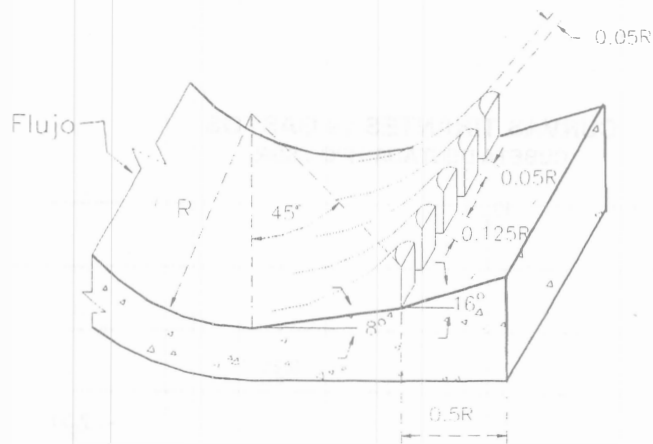
Fig. 7. Comparación de tirantes en la Cubeta dentada tipo USBR.

Conclusión:

De acuerdo con los resultados mostrados en la Fig. 7, como el tirante en la cubeta (t) cae entre los tirantes límites máximos y mínimos permisibles en el rango de operación, se acepta la Cubeta dentada tipo USBR con radio de 3.00 m y fondo colocado a la elevación 294.24 msnm.

13.b. Dimensiones de la Cubeta dentada tipo USBR.

La cubeta se dimensiona de acuerdo con lo establecido en la Fig. I.83, anexo 11; el esquema de la Cubeta dentada tipo USBR se muestra en la Fig. 8.



Dimensiones:

$R = 3.00 \text{ m}$

$0.5 R = 1.5 \text{ m}$

$0.125 R = 0.375 \text{ m}$

$0.05 R = 0.15 \text{ m}$

Fondo de la cubeta: 294.24 msnm

Fig. 8. Esquema de la Cubeta dentada tipo USBR

La Fig. 9 muestra el esquema la Obra de Excedencias con las dos alternativas de solución para la estructura terminal: Tanque amortiguador tipo III USBR y Cubeta dentada tipo USBR.

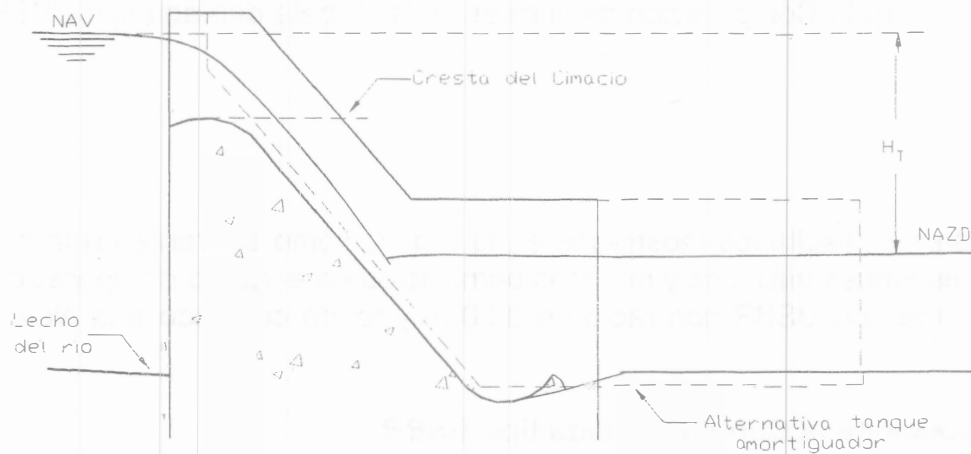


Fig. 9. Alternativas de estructura terminal de la Obra de Excedencias

Obra de Excedencias

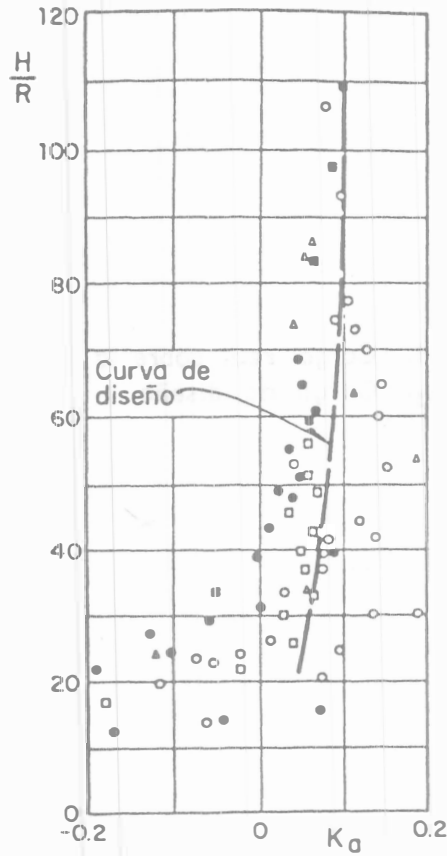
Referencias

- 1 "Manual de Diseño de Obras Civiles", Sección Hidrotécnica A.2.10 Obras de Excedencia, Comisión Federal de Electricidad (1969)
- 2 "Hydraulic Design Criteria", U.S. Army Corps of Engineers (1994)
- 3 "Design of Small Dams", U. S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, Denver, (1963)

ANEXOS*

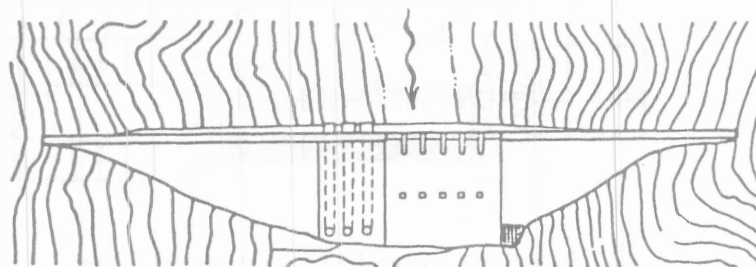
1. Fig. I.21 Coeficientes de contracción por estribos (para sección gravedad vertedora con secciones adyacentes de concreto)
2. Fig. I.22 Coeficientes de contracción por estribos (para sección gravedad vertedora con secciones adyacentes de enrocamiento)
3. Fig. I.23 Coeficiente de contracción por pilas (por tipo de pila)
4. Fig. I.24 Geometría de un cimacio con velocidad de llegada despreciable y talud vertical
Fig. I.25 Ecuación del cuadrante aguas arriba, para el sistema coordenado mostrado
5. Fig. I.30 Talud aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada despreciable (valores de n y k en la ecuación del perfil del cimacio aguas abajo de la cresta)
6. Fig. I.35 Coeficientes de descarga para cimacios de cresta libre
7. Fig. I.36 Disminución del coeficiente C de descarga, en porcentaje por efecto de ahogamiento
8. Fig. I.73 Curvas de gasto del río y de los conjugados mayores
9. Fig. I.77 Pérdidas por fricción en rápidas
10. Fig. I.80 Profundidad del colchón en canales rectangulares
11. Fig. I.83 Cubeta dentada tipo U.S.B.R.
12. Fig. I.86 Tanque amortiguador tipo U.S.B.R. (I) (para F_1 : 2.5 a 4.5)
13. Fig. I.87 Tanque amortiguador tipo U.S.B.R. (II) (para $F_1 > 4.5$ y $v_1 < 15$ m/s)
14. Fig. I.88 Tanque amortiguador tipo U.S.B.R. (III) (para $F_1 \geq 4.5$ y $v_1 \geq 15$ m/s)

* Fuente: Manual de Diseño de Obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad (Ref. 1)



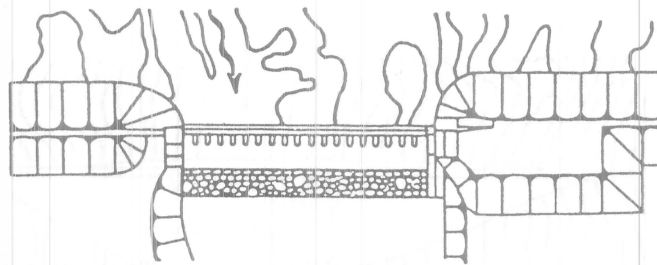
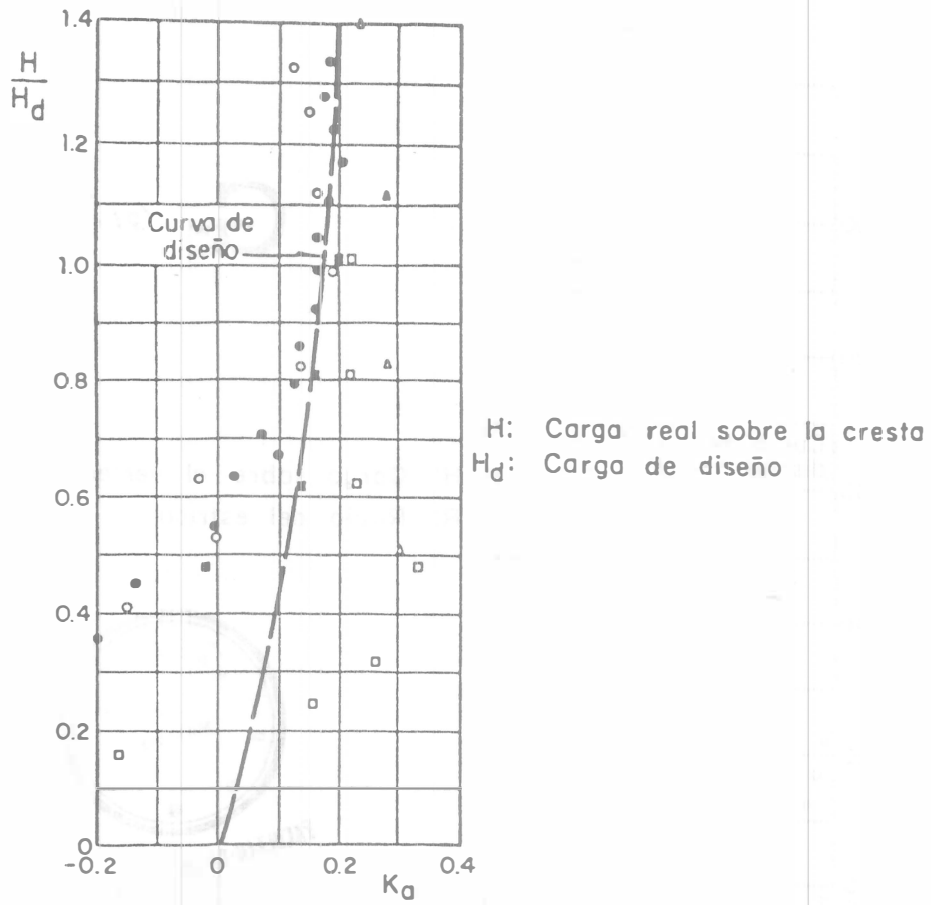
G- 612562

H: Carga sobre el vertedor
 R: Radio del estribo



Sección gravedad vertedora, con secciones adyacentes de concreto

FIG. I.21 Coeficientes de contracción por estribo



Sección gravedad vertedora, con secciones adyacentes de enrocamiento

FIG. I.22 Coeficientes de contracción por estribo

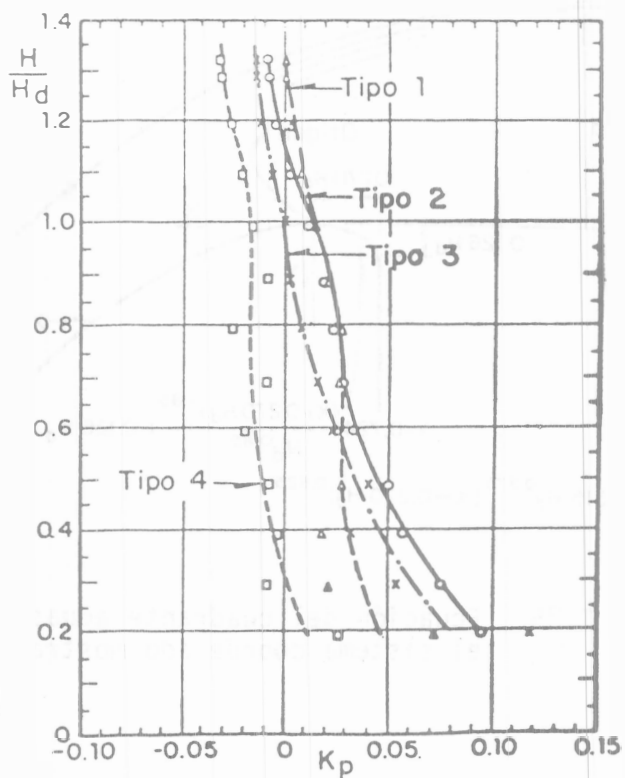
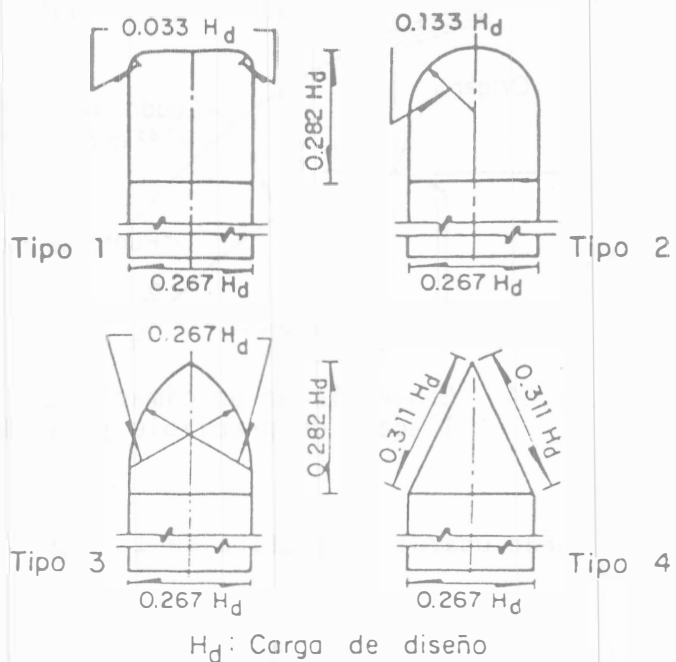


FIG. I.23 Coeficiente de contracción por pilas

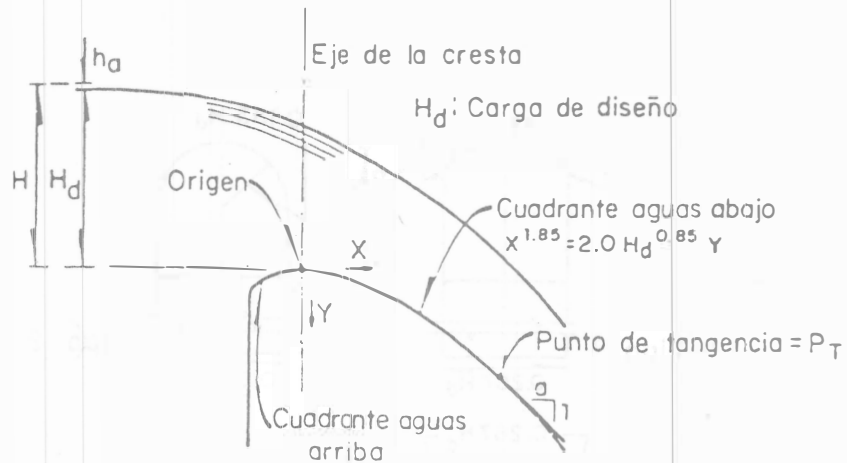


FIG. I.24 Geometría de un cimacio con velocidad de llegada despreciable y talud vertical

la fig I.24 puede usarse la gráfica de la fig I.26.

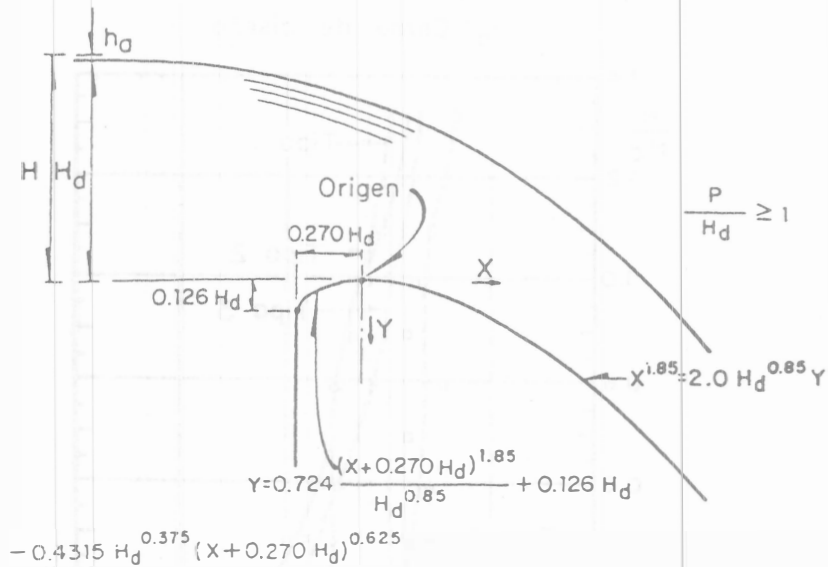


FIG. I.25 Ecuación del cuadrante aguas arriba, para el sistema coordenado mostrado

Para relaciones de la profundidad del canal de acceso P a la carga de diseño mayores que uno, se consideran despreciables los efectos de la velocidad de llegada.

A.I

están indicados los valores de K y n para usarse en la ecuación anterior. El cuadrante aguas arriba puede obtenerse por interpolación de los otros perfiles.

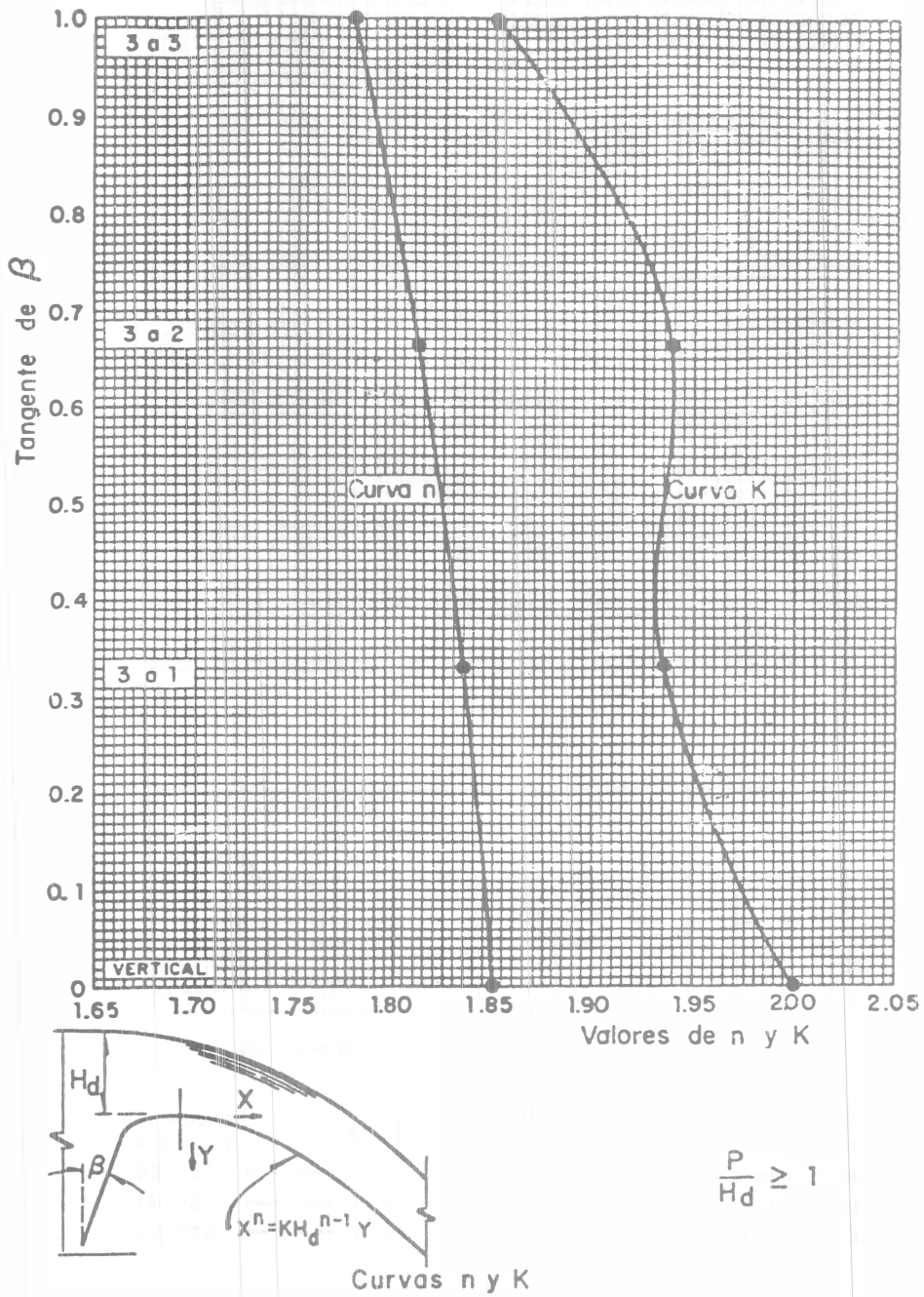
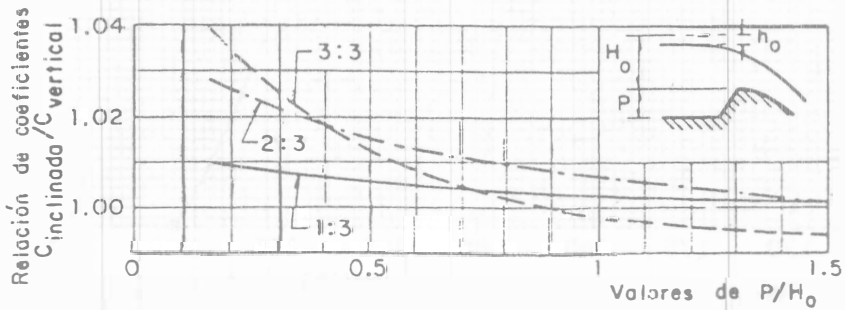
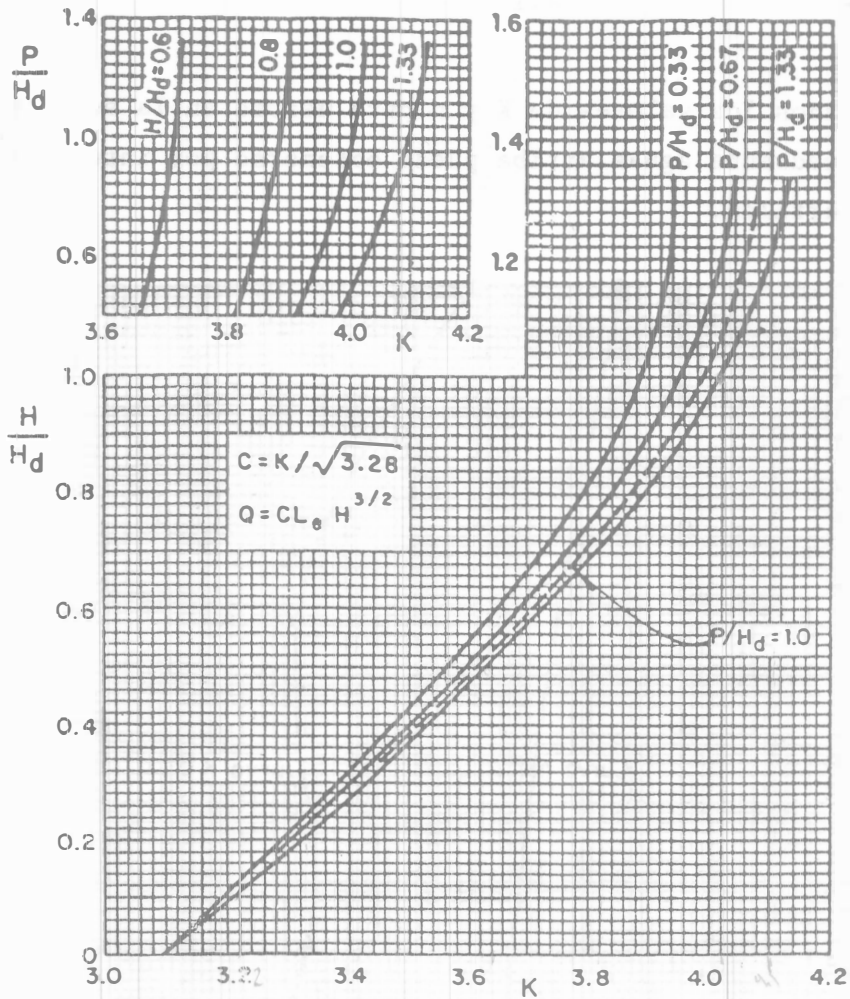


FIG. I.30 Talud aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada despreciable

A. I



P = Profundidad del canal de acceso (m)
 H = Carga real (m)
 H_d = Carga de diseño (m)
 C = Coeficiente de descarga
 L_0 = Longitud efectiva (m)

Talud	Angulo de la vertical
1:3	18° 26'
2:3	33° 41'
3:3	45° 00'

FIG. I.35 Coeficientes de descarga para cimacio de cresta libre

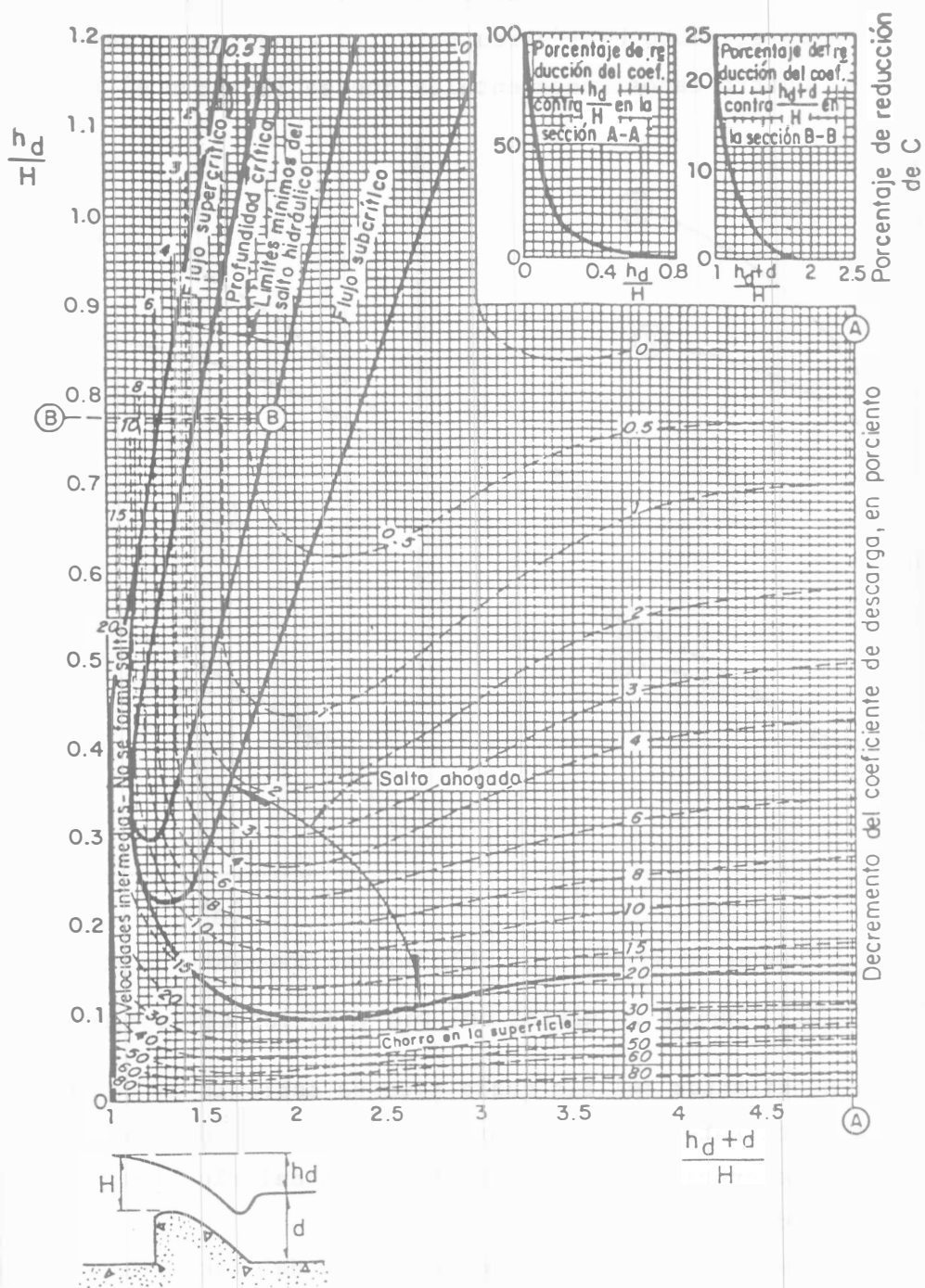


FIG. I.36 Disminución del coeficiente C de descarga, en porcentaje por efecto de ahogamiento

Al comparar la curva de tirantes en el río-gastos en la zona de la descarga de la estructura terminal y la curva de tirantes conjugados mayores-gastos obtenida para el salto hidráulico para las condiciones señaladas antes, se pueden tener cuatro casos fundamentales que se ilustran en la fig I.73.

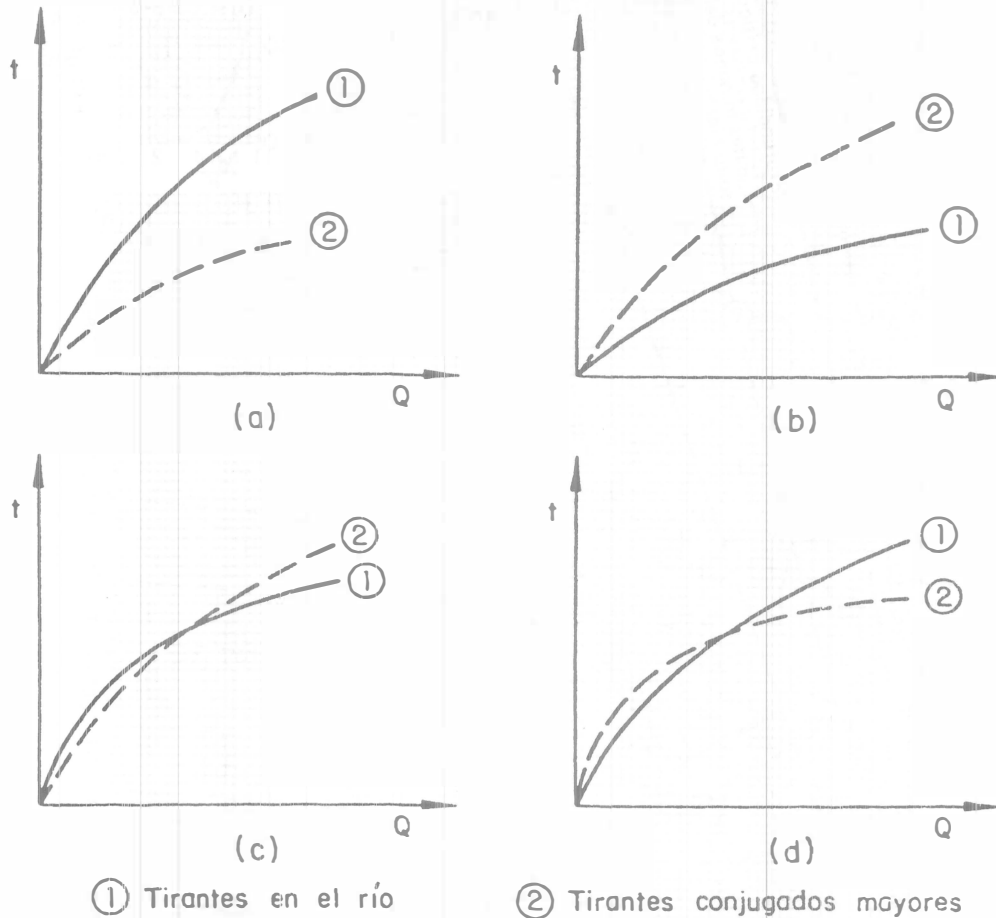


FIG. I.73 Curvas de gastos del río y de los conjugados mayores

- a) La curva de tirantes del río queda siempre sobre la de conjugados.
- b) La curva de tirantes queda siempre bajo la de conjugados.
- c) Las curvas se cruzan y la curva de tirantes del río tiene mayor curvatura que la de conjugados.
- d) Las curvas se cruzan y la curva de tirantes del río tiene menos curvatura que la de conjugados.

Cuando para un gasto dado el nivel del río es superior al nivel del conjugado, el salto hidráulico se ahoga; si los niveles coinciden, se forma un re-

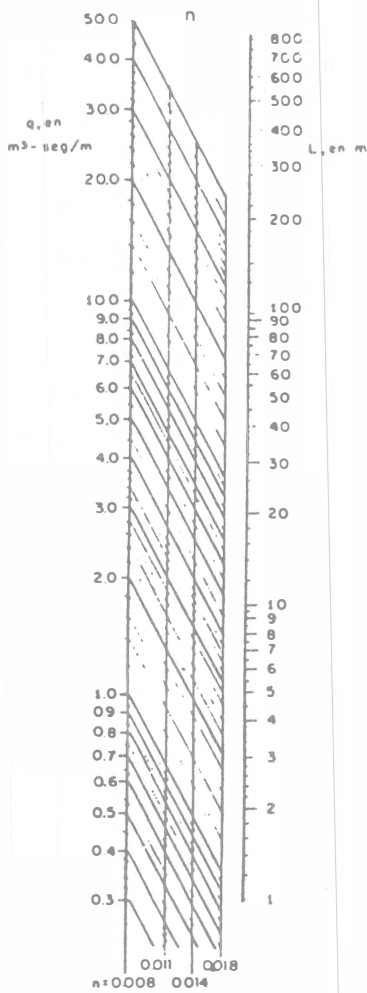
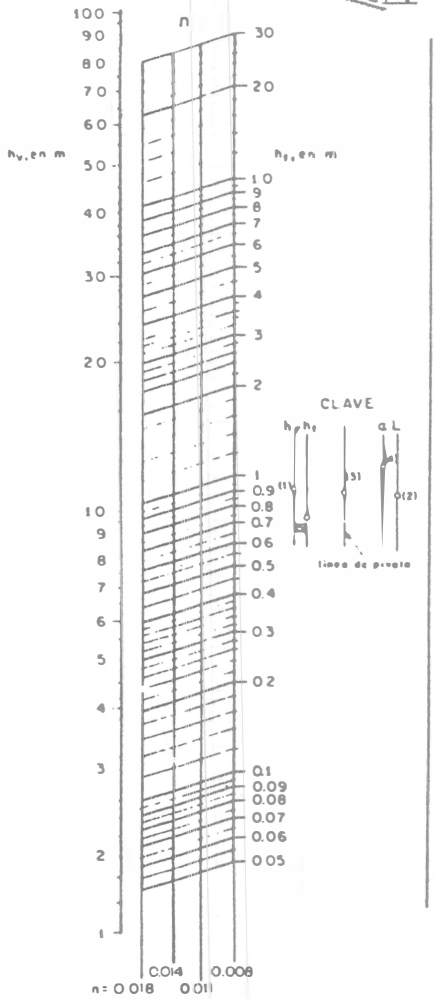
A. I

$$h_f = \int_0^L \frac{v^2 ds}{g \left(\frac{r}{n} \right)^2 \sqrt{s}}$$

donde $v = \sqrt{2g h_1 s}$

Suponiendo radio hidráulico, $r = \frac{a}{2}$ (para los canales anchos de poca profundidad) y

$\frac{h_1}{a} = \text{Constante}$ (para las condiciones donde el perfil de la superficie del agua es aproximadamente una línea recta y la relación $\frac{h_1}{a}$ es relativamente pequeña); $h_f = \frac{31 (2g r_1^2)^{3/2}}{8g^{3/2} \left(\frac{r_1}{n} \right)^2}$



Procedimiento.

Para el primer tanteo suponga $h_f = M_0$, entre el diagrama con el valor supuesto de h_v (punto 1) y L (punto 2); determinese el punto h_n que la recta 1-2 corta al eje auxiliar (punto 3).
 Prolongue una línea que pase por el punto pivote (3) y el valor dado de q sobre la escala de n supuesto (punto 4), hasta el valor de h_f , sobre la correspondiente escala de n (punto 5).
 Reste el valor de h_f , obtenido en el primer tanteo, de M_0 para obtener un nuevo valor de h_v .
 Repita el procedimiento del tanteo.

FIG. I.77 Pérdidas por fricción en rápidas

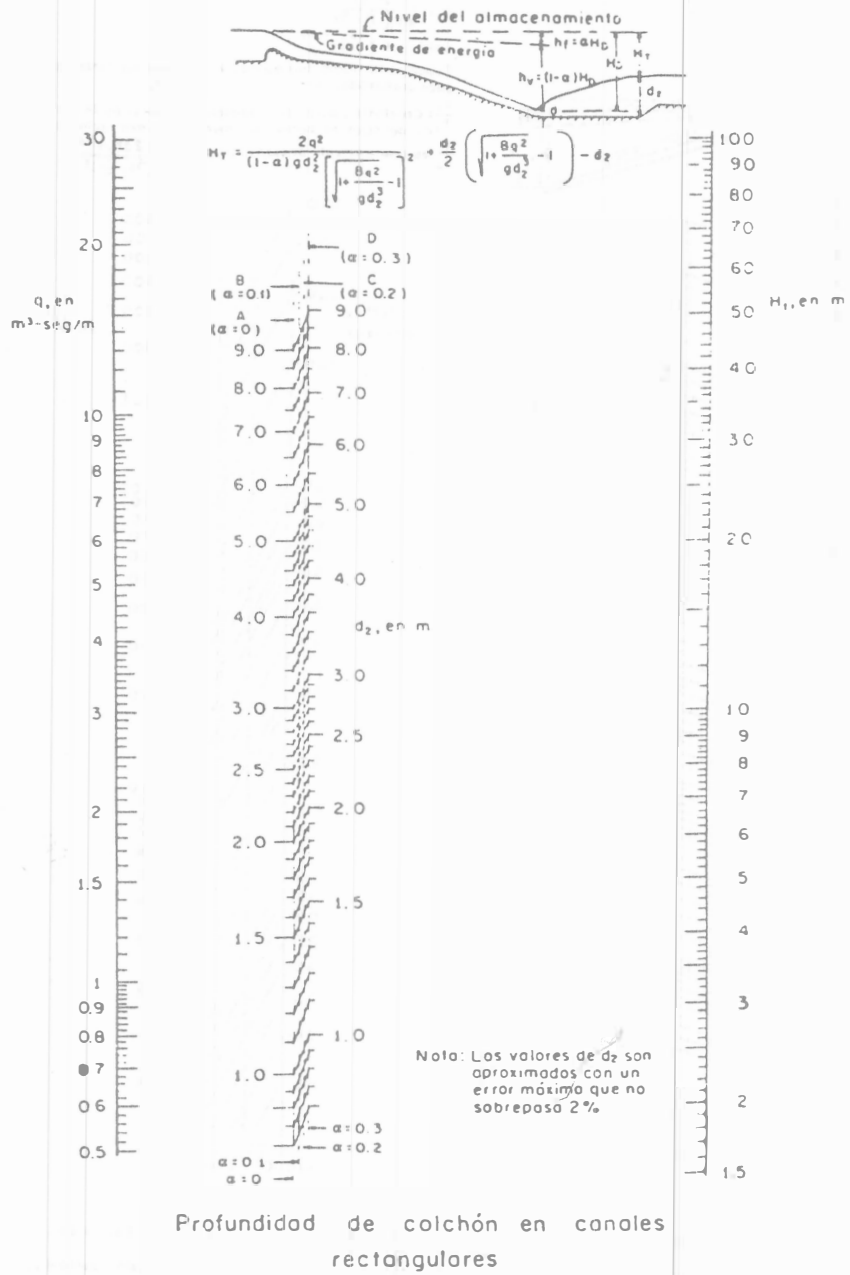
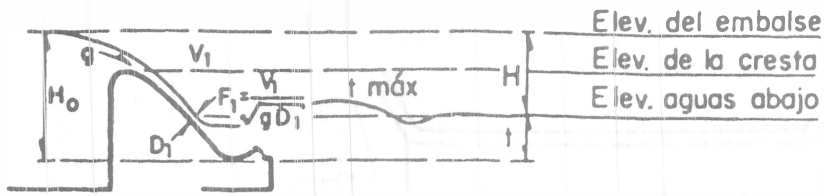
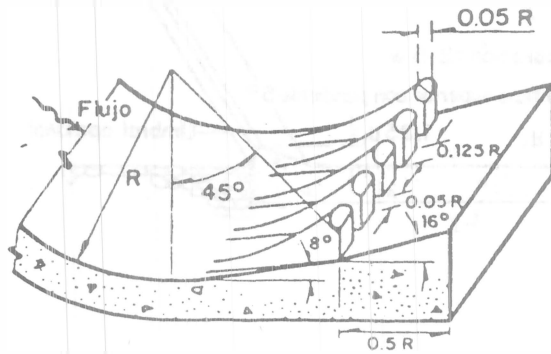


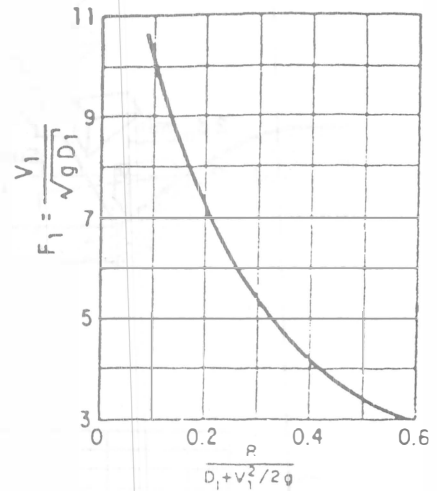
FIG. I.80 Profundidad del colchón en canales rectangulares



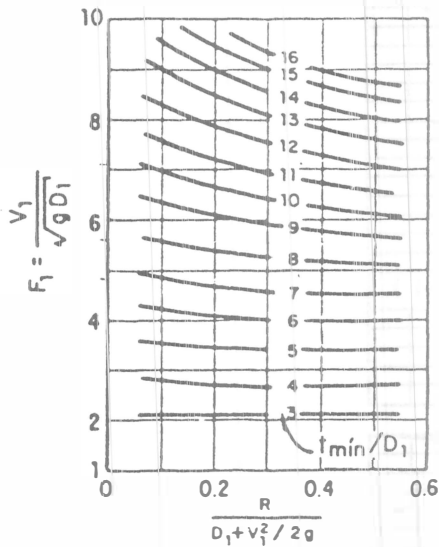
PARA USO EN
VERTEDORES,
CAIDAS, RAPIDAS,
ETC.



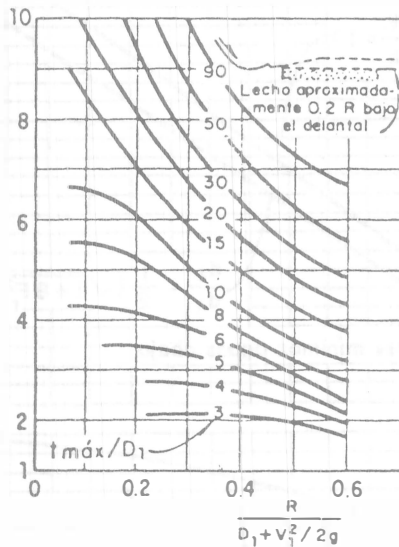
Cubeta tipo Angostura



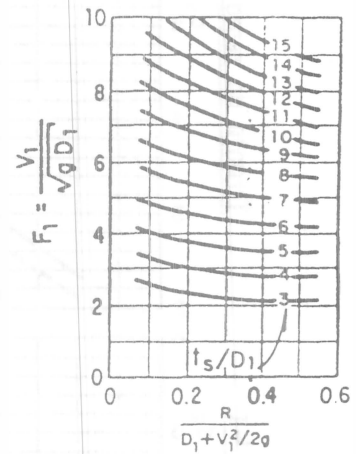
(a)



(b)



(c)



(d)

FIG. I.83 Cubeta dentada tipo U.S.B.R.

A. I

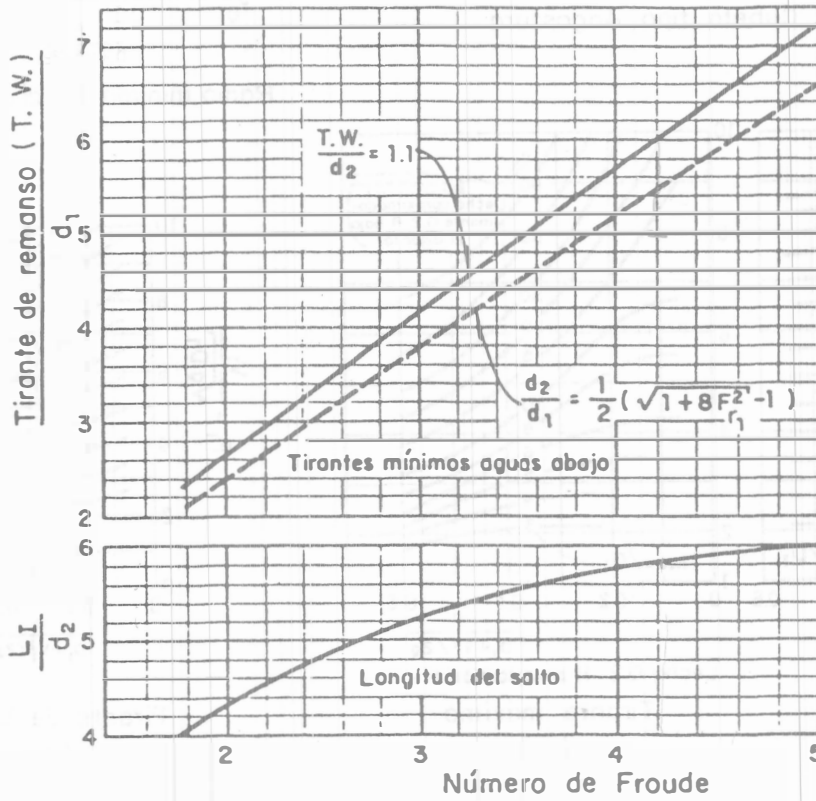
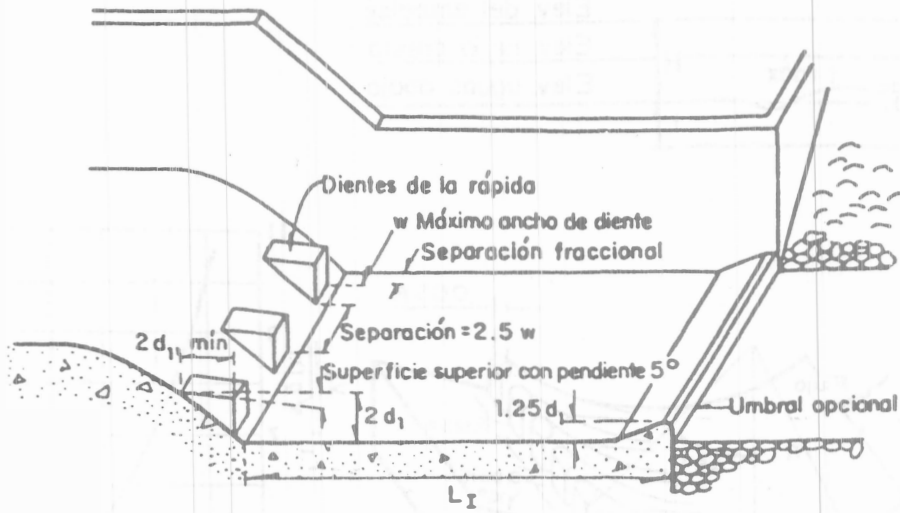
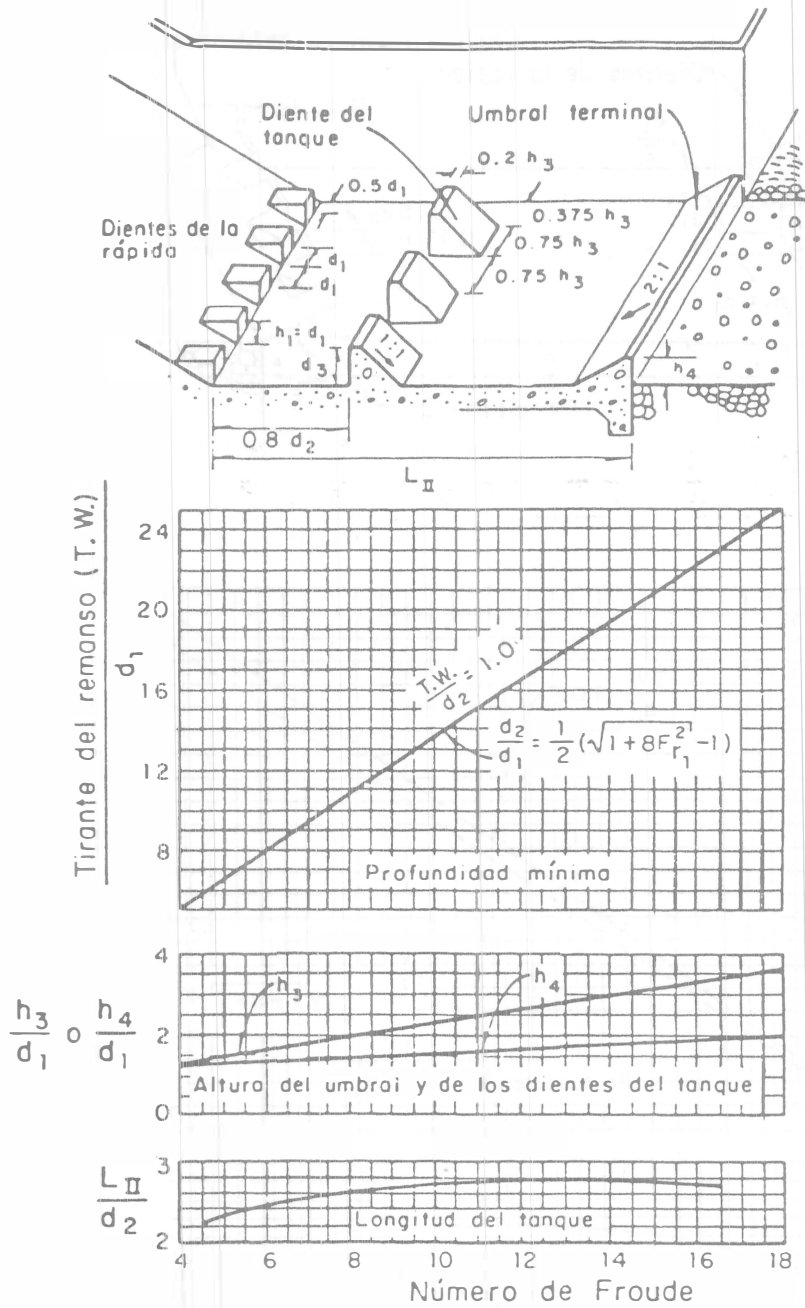


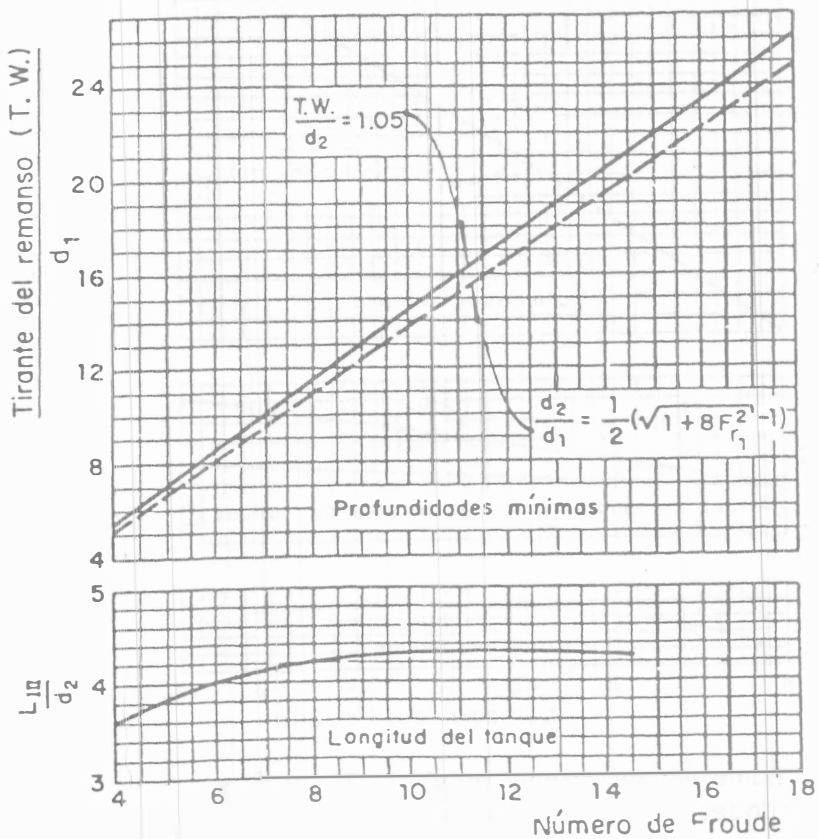
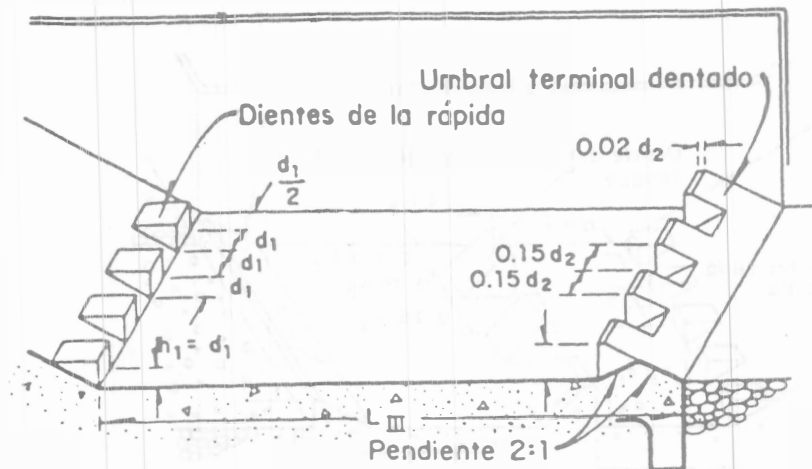
FIG. I.86 Tanque amortiguador tipo U.S.B.R.(I)

A.I



Para números de Froude mayores de 4.5 y velocidades de llegada menores de 15 m/s

FIG. I.87 Tanque amortiguador tipo U.S.B.R. (II)



Para números de Froude mayores de 4.5

FIG. I.88 Tanque amortiguador tipo U.S.B.R. (III)