

de metal (de hierro fundido o de acero). Las guías en que se apoyan se pueden colocar verticales o inclinadas ligeramente hacia aguas abajo. Las compuertas se suben o se bajan mediante un mecanismo de operación que está colocado arriba. El agua sale por el orificio que se forma abajo al subir las compuertas. En las compuertas deslizantes los miembros verticales laterales de la armazón que constituye la compuerta se apoyan directamente en las guías; el cierre se efectúa por contacto a presión. El tamaño de este tipo de instalación está limitado por la capacidad elevadora relativamente grande que es necesaria para operar la compuerta debido al rozamiento que debe vencer.

Cuando son necesarias compuertas de gran tamaño, se pueden montar ruedas a cada lado de las compuertas rectangulares levadizas para transmitir la carga a una vía vertical del lado de aguas abajo de las guías. Con el uso de ruedas se disminuye muchísimo la fricción, lo que permite usar un mecanismo elevador menor. Se usan tiras de hule o pedazos de banda a lo largo de los costados para cerrar las aberturas entre la placa levadiza y los costados de las pilas.

(d) *Compuertas radiales*. Generalmente, las compuertas radiales se construyen de acero o de una combinación de acero y madera. Constan de un segmento cilíndrico que está unido a los cojinetes de los apoyos por medio de brazos radiales. La superficie cilíndrica se hace concéntrica con los ejes de los apoyos, de manera que todo el

empuje producido por el agua pasa por ellos; en esta forma sólo se necesita una pequeña cantidad de movimiento para elevar o bajar la compuerta. Las cargas que es necesario mover consisten en el peso de la compuerta, los rozamientos entre los cierres laterales y las pilas, y los rozamientos en los ejes. Con frecuencia se instalan contrapesos en las compuertas para equilibrar parcialmente su peso, lo que reduce todavía más la capacidad del mecanismo elevador.

La pequeña fuerza necesaria para operar las compuertas radiales hace que su operación a mano resulte práctica en las instalaciones pequeñas, que de otra manera necesitarían fuerza motriz. Las pequeñas fuerzas que se usan hacen también a las compuertas radiales más adaptables para operarlas con aparatos de control automático relativamente sencillos. Cuando se usan numerosas compuertas en un vertedor, pueden construirse de manera que abran automáticamente conforme aumenten los niveles en el vaso, o solamente una o dos pueden estar equipadas con controles automáticos, mientras que el resto se operaría a mano o por medio de mecanismos elevadores movidos por fuerza motriz.

Se encuentran en el comercio compuertas radiales pequeñas que se pueden operar automáticamente o con los mecanismos elevadores que también se encuentran en el comercio. Estas compuertas se fabrican con miembros de acero estructural y la superficie del segmento cilíndrico puede ser de metal corrugado o liso.

C. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTROL

188. *Sección transversal de las crestas de cima sin controles*. Como se discutió en la Sec. 186(c), las secciones de las crestas cuya forma se aproxima a la de la superficie inferior de la lámina que sale por un vertedor en pared delgada, constituye la forma ideal para obtener óptimas descargas. La forma de esta sección depende de la carga, de la inclinación del paramento de aguas arriba de la sección vertedora sobre el piso de canal de llegada (que influye en la velocidad de llegada a la cresta). Se han estudiado en forma extensa las secciones de las crestas en los laboratorios hidráulicos del Bureau of Reclamation, y se han publicado datos sobre la forma en que se pueden determinar las secciones para las crestas vertedoras [7]. Para la mayor parte de las condiciones los datos se pueden resumir de acuerdo con la forma mostrada

en la Fig. 187(A), relacionada a los ejes que pasan por la cima de la cresta. La porción que queda aguas arriba del origen se define como una curva simple y una tangente o como una curva circular compuesta. La porción de aguas abajo está definida por la ecuación:

$$\frac{y}{H_o} = -K \left(\frac{x}{H_o} \right)^n \quad (2)$$

en la que K y n son constantes, cuyos valores dependen de la inclinación de aguas arriba y de la velocidad de llegada. La Fig. 187 da valores de estas constantes para diferentes condiciones.

La forma aproximada de la sección para una cresta con paramento de aguas arriba vertical y velocidad de llegada despreciable, se muestra en la Fig. 188. La sección está construida como una curva circular compuesta con los radios

expresados en función de la carga de proyecto, H_o . Esta definición es más sencilla que la mostrada en la Fig. 187, porque elimina la necesidad de resolver una ecuación exponencial; además, se representa en una forma que puede ser usada por personas impreparadas en la construcción de los moldes o plantillas. Para las condiciones ordinarias de proyecto de los vertedores de demasías pequeños, y cuando la altura de llegada, P , es igual a o mayor que la mitad de la carga máxima sobre la cresta, esta sección es suficientemente precisa para evitar presiones muy reducidas en la cresta y no altera en forma importante la eficiencia hidráulica de la cresta. Cuando la altura de llegada es menor que la mitad de la carga máxima sobre la cresta, la sección debe determinarse conforme la Fig. 187.

189. Descarga sobre una cresta de cimacio sin controles. (a) *Generalidades.* La descarga sobre una cresta de cimacio se obtiene por medio de la fórmula:

$$Q = CLH_o^{3/2} \quad (3)$$

en la que:

Q = descarga,

C = un coeficiente de descarga variable,

L = longitud efectiva de la cresta, y

H_o = carga total sobre la cresta, incluyendo la carga correspondiente a la velocidad de llegada, h_a .

En el coeficiente de descarga, influyen numerosos factores como: (1) la profundidad de llegada, (2) la relación de la forma real de la cresta a la de la lámina ideal, (3) pendiente del paramento de aguas arriba, (4) interferencia del lavadero de aguas abajo y (5) el tirante de la corriente de aguas abajo. En la Sec. 190 se discuten estos diferentes factores.

En la carga total sobre la cresta, H_o , no se toman en cuenta las pérdidas por rozamientos en el canal de llegada ni otras debidas a la curvatura del canal de aguas arriba, las pérdidas al pasar por la sección de la entrada, ni las pérdidas en la entrada o en la transición. Cuando en el proyecto del canal de llegada se producen pérdidas importantes, deben añadirse a H_o para determinar las elevaciones correspondientes a las descargas dadas por la ecuación anterior.

(b) *Efecto que producen las pilas y los estribos.* Cuando las pilas y estribos de la cresta tienen una forma que produce contracciones laterales sobre la descarga, la longitud efectiva, L , será menor que la longitud neta de la cresta. El efecto de las contracciones en los extremos puede tomarse en cuenta reduciendo la longitud neta de la cresta como sigue:

$$L = L' - 2(NK_p + K_a)H_o \quad (4)$$

en la que:

L = longitud efectiva de la cresta,

L' = longitud neta de la cresta,

N = número de pilas,

K_p = coeficiente de contracción de las pilas,

K_a = coeficiente de contracción de los estribos y

H_o = carga total sobre la cresta.

Al coeficiente de contracción de las pilas, K_p , lo afectan la forma y ubicación del tajamar de las pilas, el espesor de las mismas, y la carga hidráulica en relación a la de proyecto, y la velocidad de llegada. Para la carga de proyecto, H_o , se pueden suponer los coeficientes de contracción medios de las pilas, como sigue:

	K_p
Para pilas de tajamar cuadrado con esquinas redondeadas con un radio igual a aproximadamente 0.1 del espesor de la pila.	0.02
Para pilas de tajamar redondo	0.01
Para pilas de tajamar triangular	0

Al coeficiente de contracción del estribo lo afecta la forma de éste, el ángulo entre el muro de llegada de aguas arriba y el eje de la corriente, la carga con relación a la de proyecto y la velocidad de llegada. En las condiciones de la carga de proyecto, H_o , se puede suponer que el promedio de los coeficientes son los siguientes:

	K_a
Para estribos cuadrados con los muros de cabeza a 90° con la dirección de la corriente.	0.20
Para estribos redondeados con muros de cabeza a 90° con la dirección de la corriente, cuando $0.5H_o \leq r \leq 0.15H_o$.	0.10
Para estribos redondeados en los que $r > 0.5H_o$ y el muro de cabeza está colocado a no más de 45° con la dirección de la corriente.	0

en las que r = radio con que se redondean los estribos.

190. Coeficiente de descarga para crestas de cimacio sin control. (a) *Efecto de la profundidad de la llegada.* En los vertedores de cresta altos, colocados en pared delgada, colocados en un canal, la velocidad de llegada es pequeña y la superficie inferior de la lámina que vierte sobre el vertedor alcanza su máxima contracción vertical. Al disminuir la profundidad de llegada, la velocidad de llegada aumenta y la contracción vertical disminuye. En las crestas en pared del-

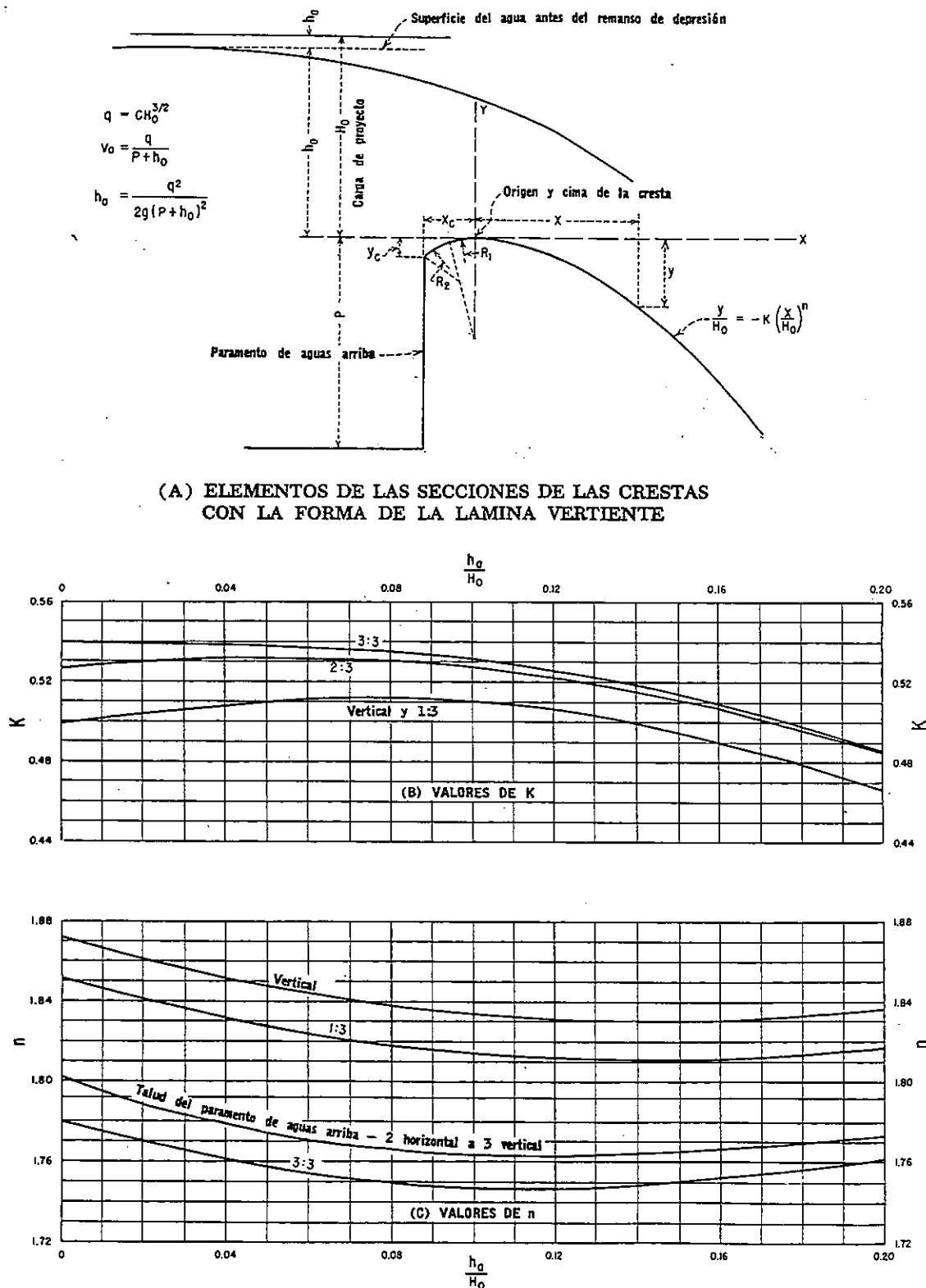


FIG. 187. Factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina vertedora (Hoja 1 de 2)

gada cuyas alturas no sean menores de, aproximadamente, un quinto de las cargas que producen la corriente sobre ellas, el coeficiente de descarga permanece más o menos constante, con un valor de 3.3, aunque la contracción disminuya. Para alturas de los vertedores menores de,

aproximadamente, un quinto de la carga, la contracción disminuye cada vez más y el coeficiente de la cresta disminuye. Cuando la altura del vertedor es cero, la contracción se suprime por completo y el vertedor se convierte en un canal o en un vertedor de cresta ancha, para los cua-

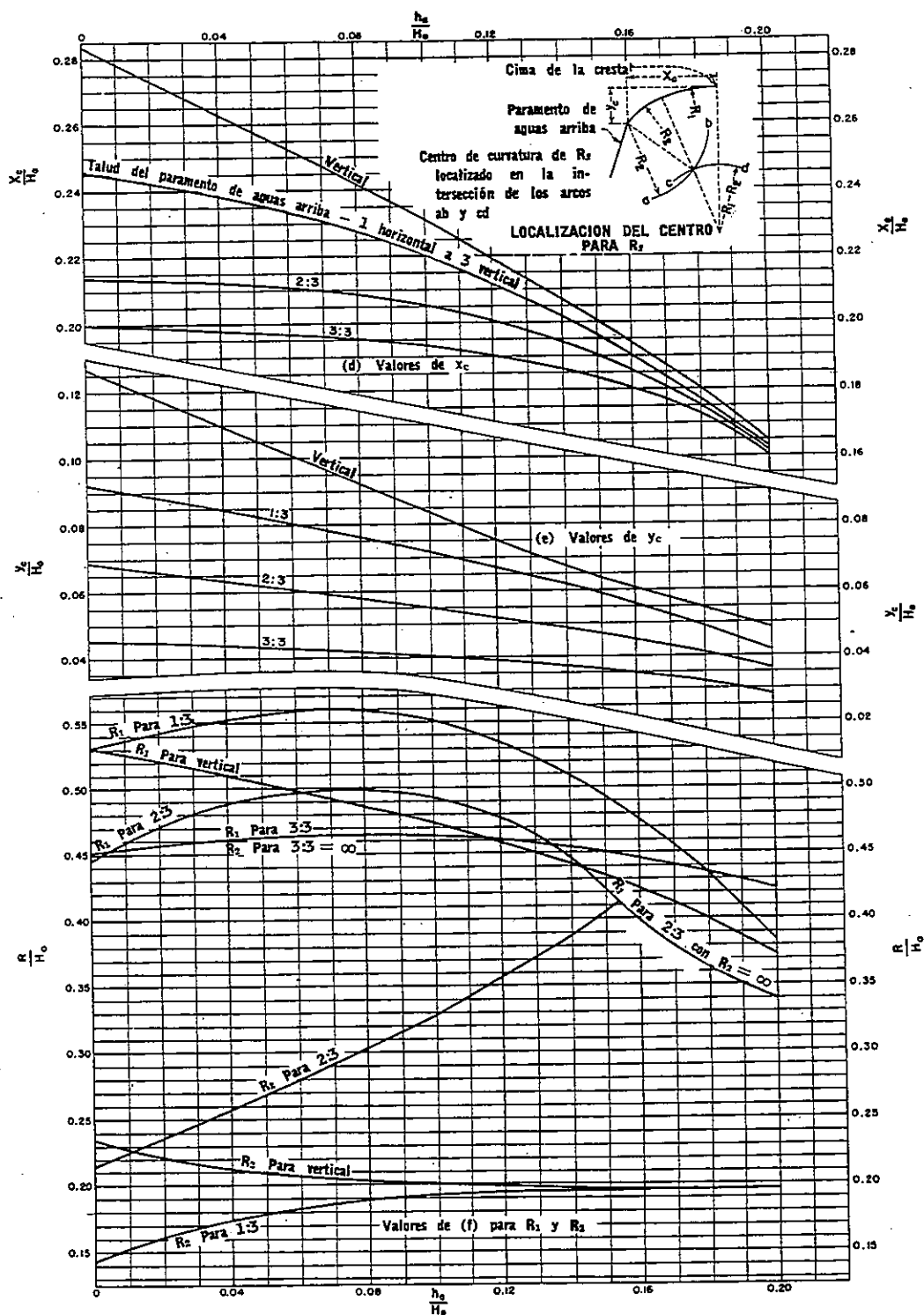
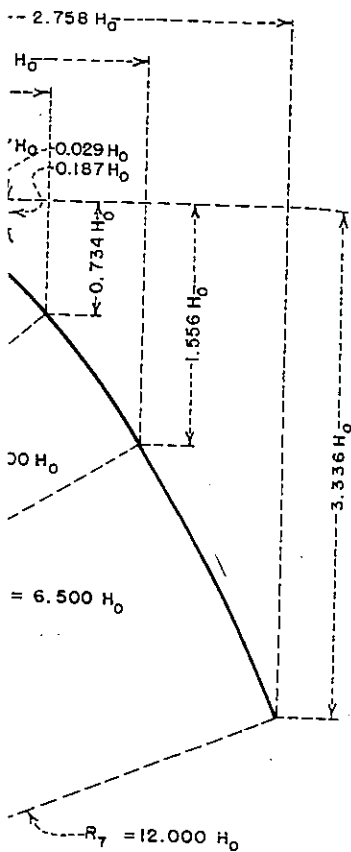


FIG. 187. Factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina vertedora. (Hoja 2 de 2)

a 1 de 2)
ga, la co-
coeficiente
altura del
prime por
un canal
a los cues

les, el coeficiente de descarga es 3.087. Si los coeficientes para los vertedores en pared delgada se relacionan a las cargas medidas en el punto de máxima contracción en vez de la carga arriba de la cresta en pared delgada, se pueden establecer coeficientes que son aplicables a los vertedores de cimacio bajo las láminas vertientes para las diferentes velocidades de llegada. En la Fig.

189 se dan las relaciones del coeficiente para las crestas de cimacio, C_0 , a los diferentes valores de $\frac{P}{H_0}$. Estos coeficientes son válidos solamente cuando la sección de la cresta de cimacio sigue la forma ideal de la lámina vertiente, es decir, cuando $\frac{H_e}{H_0} = 1$.



n curvas compuestas

lo H_e es la carga real que se está

nte de descarga aproximado para e forma irregular cuya sección no ruido ajustándose a la forma de la erior de la lámina vertiente, puede buscando una forma ideal que más a ella. La carga de proyecto, H_0 , te a la forma parecida se puede se para determinar las coeficientes antes para las cargas parciales so para determinar las relaciones de

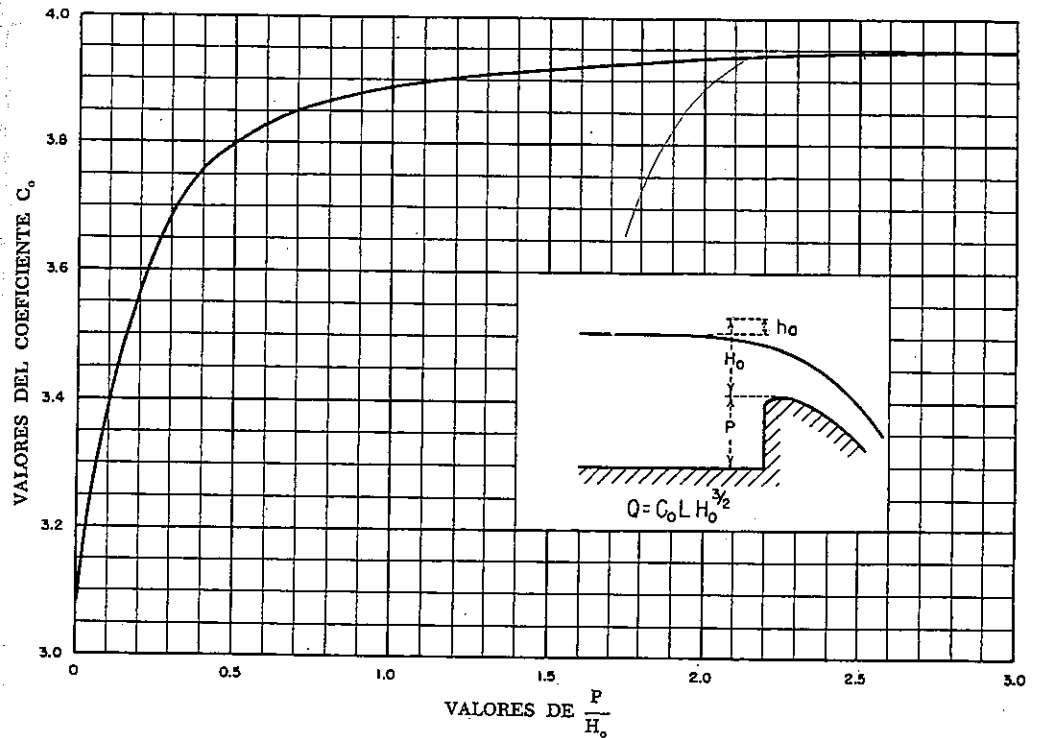


FIG. 189. Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical

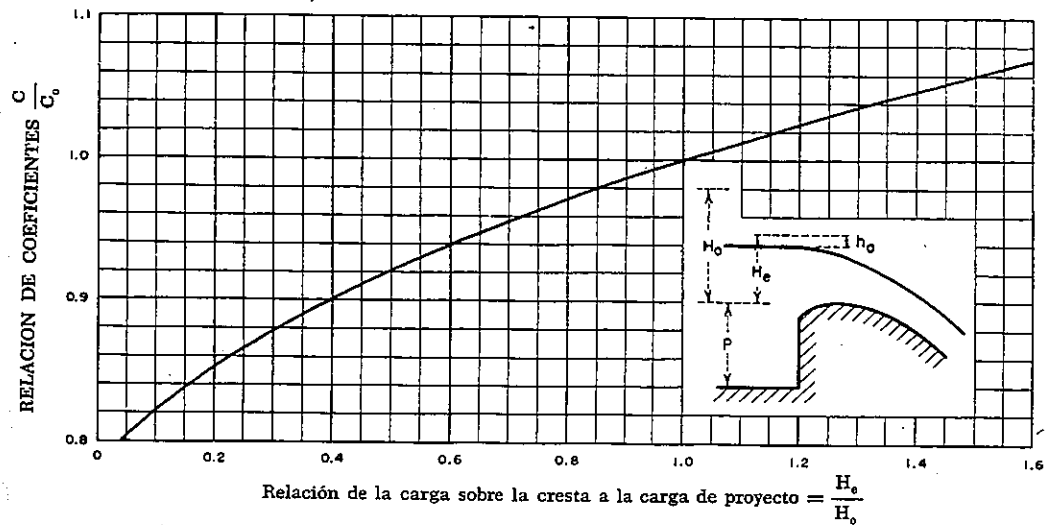


FIG. 190. Coeficientes de descarga para cargas diferentes de la de proyecto

carga-descarga, se pueden determinar de la Fig. 190.

(c) Efecto del talud del paramento de aguas arriba. Para pequeñas relaciones de la profundidad de llegada a la carga sobre la cresta, la

inclinación del paramento de aguas arriba antes de la cresta produce un aumento en el coeficiente de descarga. En las relaciones grandes el efecto es disminuir el coeficiente. Dentro de la variación considerada en este texto, el coefi-

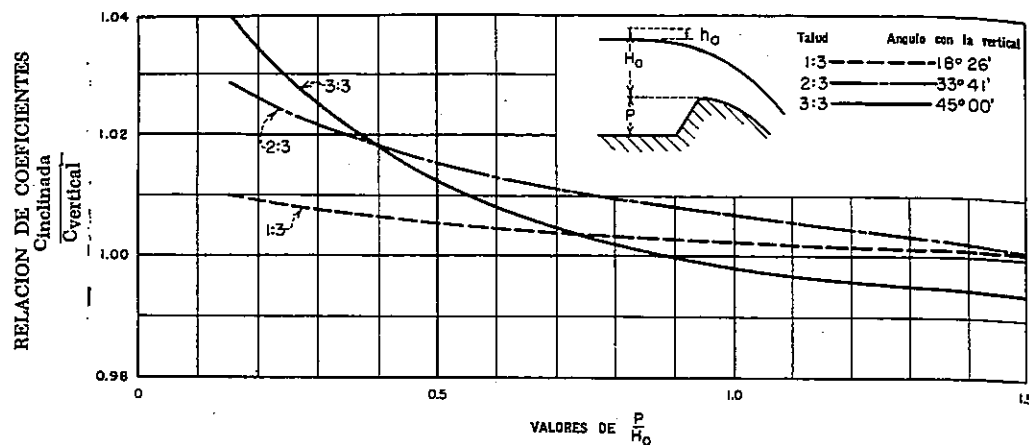


FIG. 191. Coeficiente de descarga para una cresta de cimacio con paramento de aguas arriba inclinado

ciente de descarga se reduce con las relaciones grandes de $\frac{P}{H_o}$ solamente con los taludes relativamente pequeños. La Fig. 191 muestra la relación del coeficiente para un vertedor de cimacio con un paramento inclinado, al coeficiente de la cresta con paramento vertical del lado de aguas arriba como el que se obtuvo de la Fig. 189 (y ajustado con la Fig. 190 si es lo que procede), relacionada a los valores de $\frac{P}{H_o}$.

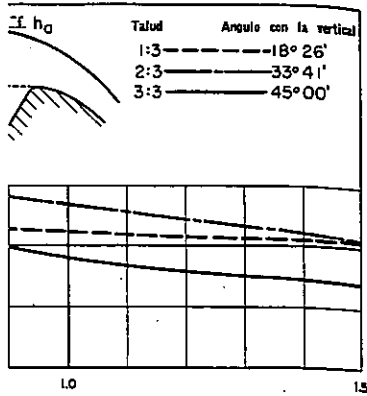
(d) *Efecto de la interferencia del lavadero de aguas abajo y de la sumergencia.* Cuando el nivel del agua abajo de un vertedor es lo suficientemente elevado para afectar la descarga, se dice que el vertedor es ahogado. La distancia vertical de la cresta del vertedor al lavadero de aguas abajo y el tirante de la corriente en el canal de aguas abajo, como están relacionados a la carga del vaso, son factores que alteran el coeficiente de descarga.

El flujo por un vertedor puede tomar cinco aspectos diferentes, según las posiciones relativas del lavadero y del nivel del agua de aguas abajo: (1) Continuar con régimen supercrítico; (2) puede ocurrir un resalto hidráulico parcial o incompleto inmediatamente aguas abajo de la cresta; (3) puede ocurrir un verdadero resalto hidráulico; (4) puede ocurrir un resalto ahogado en el que el chorro de alta velocidad siga la forma de la lámina vertiente y luego continúe siguiendo una trayectoria errática y fluctuante debajo y a través del agua que se mueve más despacio; y (5) no se forma resalto — la lámina se separa del paramento del vertedor cabalgando a lo largo de la superficie una corta distancia y luego erráticamente se mezcla con el agua que se mueve lentamente debajo. La Fig.

192 muestra la relación entre las posiciones del piso y las sumergencias de aguas abajo que producen estos regímenes especiales.

Cuando el régimen aguas abajo es supercrítico o cuando ocurre el resalto hidráulico, la reducción del coeficiente de descarga se debe principalmente a la contrapresión del lavadero de aguas abajo y es independiente de cualquier efecto de sumergencia debido al agua de la descarga. La Fig. 193 muestra el efecto del lavadero de aguas abajo sobre el coeficiente de descarga. Se notará que en esta curva se hace la gráfica de los mismos datos representados por las líneas verticales de rayas de la Fig. 192, en una forma ligeramente diferente. Al aproximarse el nivel del lavadero de aguas abajo a la cresta del vertedor ($\frac{h_d + d}{H_e}$ se aproxima a 1.0), el coeficiente de descarga es de, aproximadamente, 77% del que hubiera si la descarga fuera libre. Tomando como base que el coeficiente fuera de 4.0 para la descarga libre sobre un vertedor elevado, éste sería de, aproximadamente, 3.08 cuando el vertedor está sumergido, que prácticamente es el coeficiente para un vertedor de cresta ancha.

Se puede ver en la Fig. 192, que cuando los valores de $\frac{h_d + d}{H_e}$ exceden de aproximadamente 1.7, la posición del piso de aguas abajo tiene poco efecto en el coeficiente, pero hay una disminución del coeficiente producida por la sumergencia en el agua de descarga. La Fig. 194 muestra la relación del coeficiente de descarga cuando está afectado por las condiciones del agua de descarga, al coeficiente cuando la descarga es libre. En esta curva se representan los datos que en la Fig. 192 son los de las líneas de rayas horizon-



paramento de aguas arriba inclinado

a la relación entre las posiciones del sumergencias de aguas abajo que producen regímenes especiales.

al régimen aguas abajo es supercrítico, ocurre el resalto hidráulico, la reducción del coeficiente de descarga se debe principalmente a la contrapresión del lavadero de aguas abajo y es independiente de cualquier sumergencia debido al agua de la descarga. Fig. 193 muestra el efecto del lavadero de aguas abajo sobre el coeficiente de descarga. En esta curva se hacen los mismos datos representados por las verticales de rayas de la Fig. 192, en ligeramente diferente. Al aproximarse el lavadero de aguas abajo a la cresta

de la cresta ($\frac{h_d + d}{H_c}$ se aproxima a 1.0), el coeficiente de descarga es de, aproximadamente, 77% si la descarga fuera libre. Tomando como base que el coeficiente fuera de descarga libre sobre un vertedor elevado, de, aproximadamente, 3.08 cuando está sumergido, que prácticamente es suficiente para un vertedor de cresta an-

ver en la Fig. 192, que cuando los $\frac{h_d + d}{H_c}$ exceden de aproximadamente 1.0, la disminución del coeficiente de descarga es de poco. El coeficiente, pero hay una disminución producida por la sumergencia de agua de descarga. La Fig. 194 muestra el coeficiente de descarga cuando están las condiciones del agua de descarga cuando la descarga es libre. En la Fig. 194 se representan los datos que en la Fig. 192 se representan por las líneas de rayas horizontales.

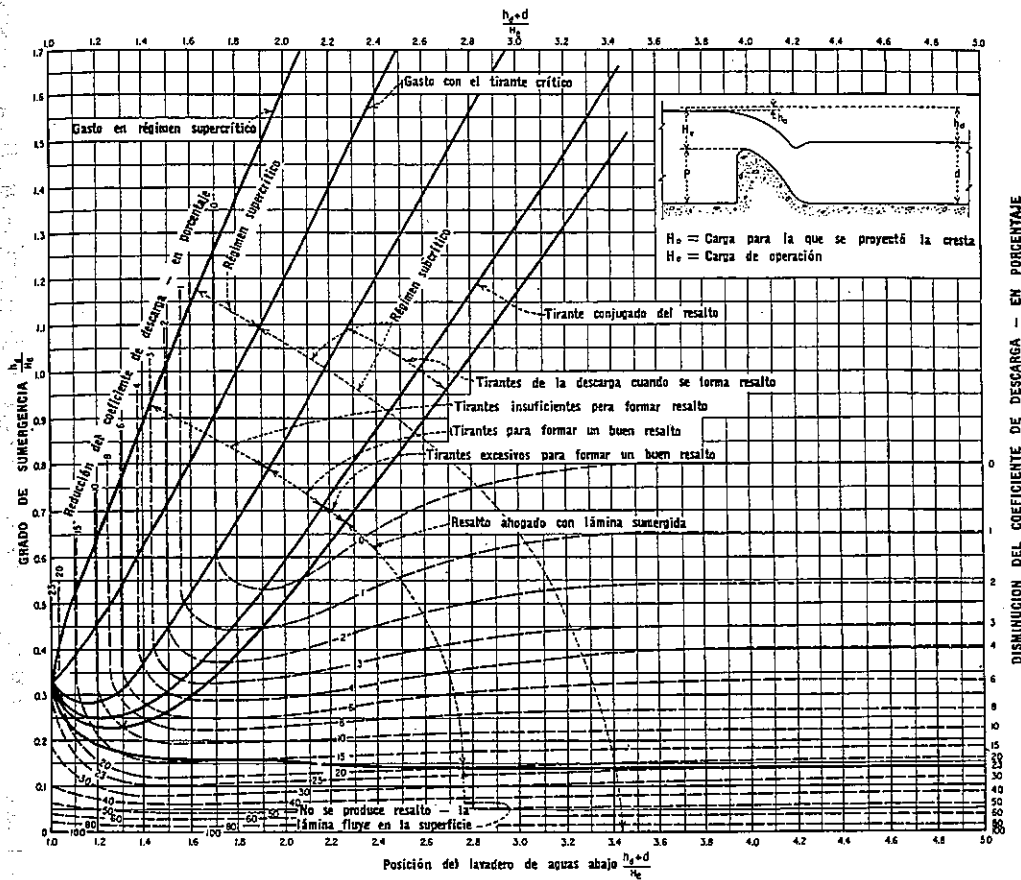


FIG. 192. Efectos de los factores de aguas abajo en la capacidad de los vertedores

tales, en forma ligeramente diferente. Cuando las líneas de rayas son curvas en la Fig. 192, la disminución del coeficiente es el resultado de una combinación de los efectos del agua de descarga y de la posición del lavadero aguas abajo.

191. Ejemplos de proyecto de vertedores de cimacio sin controles. Los dos ejemplos siguientes ilustran los métodos para proyectar los vertedores de cimacio sin controles, incluyendo el cálculo de las pérdidas de llegada y de la carga de velocidad, la de la longitud de la cresta y las correcciones del coeficiente de descarga por las diferentes causas.

(a) **Ejemplo 1.** Proyectar un vertedor con canal de descarga sin control de gasto, para descargar 2 000 pies³/seg con una carga de 5 pies, y determinar la curva de carga-gasto. El paramento de aguas arriba del vertedor tiene un talud de 1:1, y el canal de entrada tiene una longitud de 100 pies. Arriba de la cresta del vertedor se va a construir un puente con pilas de

una anchura de 18 plg con tajamares redondos. Los claros del puente no deberán exceder de 20 pies. Los aleros de los estribos se redondearán con radios de 5 pies, y las paredes de llegada se van a colocar formando un ángulo de 30° con la línea central de la entrada del vertedor.

Para resolver el problema, se eligen o la profundidad de aproximación con respecto a la cresta y se determina el coeficiente apropiado, o se elige un coeficiente arbitrario y se determinan las dimensiones apropiadas. Se da una solución de cada procedimiento.

Procedimiento 1: Primero, supóngase la posición de los niveles de llegada y del lavadero de aguas abajo con respecto al nivel de la cresta, digamos 2 pies abajo del nivel de la cresta. Entonces $H_c + P$ es aproximadamente 7 pies.

Para determinar las pérdidas en el canal de llegada, supóngase un valor de C para obtener una velocidad de llegada aproximada, digamos

$C = 3.7$. Luego, la descarga por unidad de longitud de la cresta, q , es igual a $CH_e^{3/2} = 3.7 \times 5^{3/2} = 41$ pies³/seg. La velocidad de llegada, v_a , es entonces igual a $\frac{q}{H_e + P} = \frac{41}{7} = 5.9$ pies/seg, y la carga de velocidad de llegada, h_a , es igual a $\frac{v_a^2}{2g} = \frac{5.9^2}{64.4} = 0.5$ pies

Suponiendo un valor de 0.0225 para el coeficiente de fricción, n , en la fórmula de Manning y suponiendo el radio hidráulico, r , igual a la profundidad de llegada la pendiente de rozamiento, s , es igual a

$$\left(\frac{v_a n}{1.486 r^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{5.7 \times 0.0225}{1.486 \times 7^{2/3}} \right)^2 = 0.0006.$$

Luego, la pérdida total por fricción en el canal de llegada, h_f , es igual a $100 \times 0.0006 = 0.06$ pies. Suponiendo una pérdida a la entrada del canal de llegada igual a $0.1 h_a$, la pérdida total de carga a la llegada es aproximadamente $0.06 + 0.1 \times 0.5 = 0.11$ pies

La carga efectiva, H_e , es igual a $5.0 - 0.11 = 4.89$ pies y $\frac{P}{H_e}$ es igual a $\frac{2}{4.89} = 0.41$. De la Fig. 189, el valor de C_o para un $\frac{P}{H_e}$ de 0.41 es 3.77.

La Fig. 191 se usa para corregir el coeficiente de descarga cuando la pared de aguas arriba es inclinada. Para un talud de 1:1 y un valor de

0.41 de $\frac{P}{H_e}$, la relación de $\frac{C_{inclinado}}{C_{vertical}}$ es 1.018. Entonces, $C_i = 1.018 \times 3.77 = 3.84$.

Luego, las relaciones de $\frac{h_d + d}{H_e}$ y $\frac{h_d}{H_e}$ se determinan para calcular los efectos de aguas abajo. El valor de $\frac{h_d + d}{H_e}$ es aproximadamente de $\frac{6.89}{4.89} = 1.41$. De la Fig. 192 para un $\frac{h_d + d}{H_e}$

de 1.41, el valor de $\frac{h_d}{H_e}$ en régimen supercrítico es 0.91. Si prevalece el régimen supercrítico, h_d debe ser igual a $0.91 H_e = 0.91 \times 4.89 = 4.44$, y d debe ser igual a $6.89 - 4.44 = 2.45$ pies. Con la descarga unitaria indicada de aproximadamente 41 pies³/seg, la velocidad aguas abajo será aproximadamente $\frac{41}{2.45} = 16.7$ pies/seg, y la

carga de velocidad, h_v , será igual a $\frac{16.7^2}{64.4} = 4.4$

pies. Lo aproximado de los valores de h_d y h_v comprueba que el régimen es supercrítico. En la Fig. 192 se puede ver que el efecto de aguas abajo se debe a las influencias del lavadero solamente, y que se aplican las correcciones mostradas en la Fig. 193. La relación del C_o modificado al coeficiente C_o para una posición del lavadero de agua abajo, determinada por la relación $\frac{h_d + d}{H_e}$ de

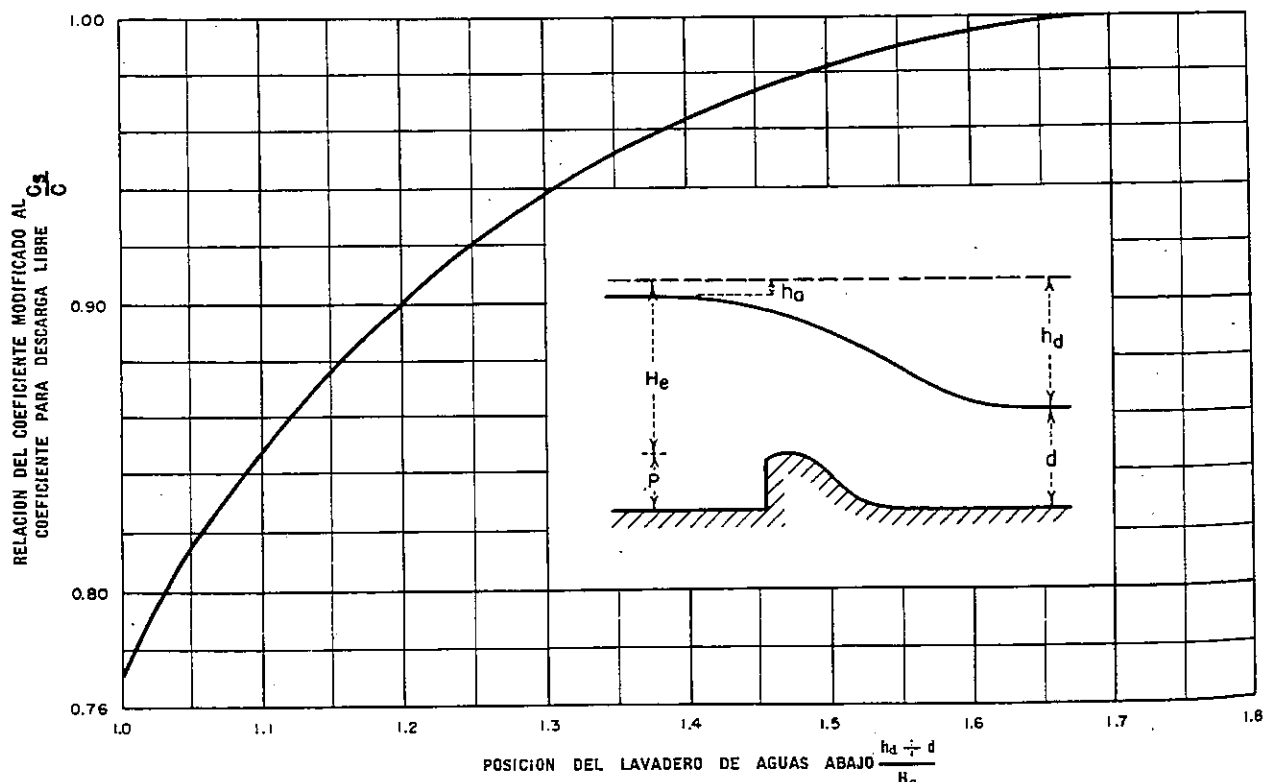


Fig. 193. Relación de los coeficientes de descarga debida al efecto del lavadero

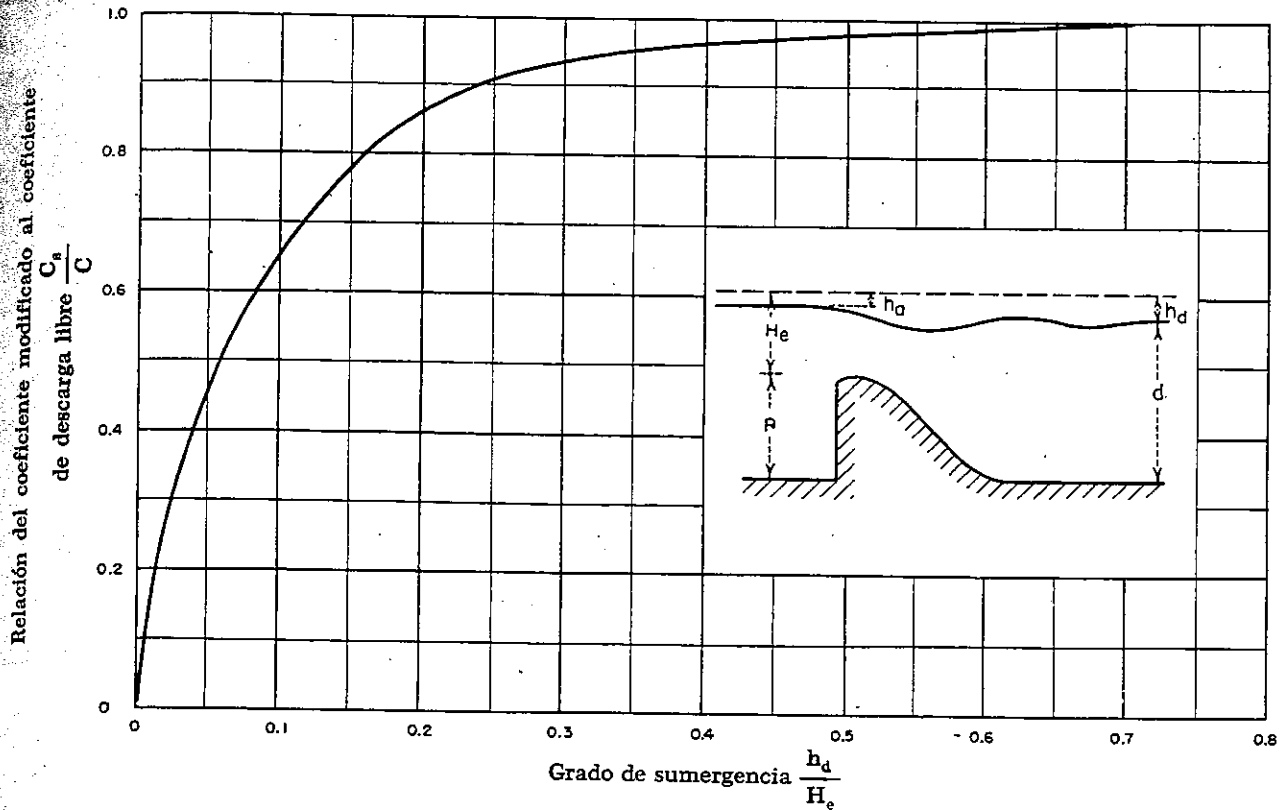


FIG. 194. Relación de coeficientes de descarga debido al efecto del agua de la descarga

1.41 es 96.6%. Por lo tanto, el coeficiente corregido es $3.84 \times 0.966 = 3.71$. Este coeficiente se ha corregido ahora por todos los factores que influyen en él.

El siguiente paso es determinar la longitud necesaria de la cresta. Para la carga de proyecto, H_o , de 4.89 pies, la longitud efectiva necesaria de la cresta, L , es igual a $\frac{Q}{CH_o^{3/2}} = \frac{2000}{3.71 \times (4.89)^{3/2}} =$

49.9 pies. Para corregir el efecto de las pilas, la longitud neta de la ecuación (4) es:

$$L' = L + 2(NK_p + K_a)H_o$$

Si los claros del puente no deben exceder de 20 pies, serán necesarias dos pilas para el claro total aproximado de 50 pies, y N será igual a 2. Entonces,

$$L' = 49.9 + 2(2 \times 0.01 + 0)4.89 = 50.1.$$

TABLA 19. PROYECTO DE UN VERTEDOR DE CIMACIO SIN CONTROL — EJEMPLO 1, PROCEDIMIENTO 1

(Datos $l = 50$ pies.¹ $H_o = 4.89$ pies. $P = 2$ pies)

$\frac{H_o}{H_e}$	H_e En pies	(2) $\frac{C_d}{C_o}$	C_d	$h_d + d$	$\frac{h_d + d}{H_e}$	(4) $\frac{C_d}{C_o}$	C_d	$q = C_d H_e^{3/2}$	$H_o + P$	v_o (aprox.)	h_o	s	Pérdidas a la entrada 0.1 h_o	Total de pérdidas de Nagada, en pies	Carga bruta, en pies	Descarga total en pies cúbicos por segundo $Q = C_d L H_o^{3/2}$
0.1	0.49	0.82	3.15	2.49	5.08	1.00	3.15	1.1	2.49	0.44	0.003	0.00001	0	0	0.49	55
.2	.98	.85	3.26	2.98	3.04	1.00	3.26	3.2	2.98	1.07	.02	.00006	0	.01	.99	160
.4	1.96	.90	3.46	3.96	2.02	1.00	3.46	9.5	3.96	2.40	.09	.0002	.01	.03	1.99	475
.6	2.93	.94	3.61	4.93	1.68	1.00	3.61	18.1	4.93	3.67	.21	.0004	.02	.06	2.99	905
.8	3.91	.97	3.73	5.91	1.51	.982	3.66	28.3	5.91	4.79	.36	.0005	.04	.09	4.00	1,415
1.0	4.89	1.0	3.84	6.89	1.41	.966	3.71	40.0	6.89	5.80	.52	.0006	.05	.11	5.00	2,000
1.2	5.87	1.03	3.96	7.87	1.34	.95	3.76	53.5	7.87	6.80	.72	.0007	.07	.14	6.01	2,675

¹ Las longitudes efectivas de las crestas para H_o son 49.9 pies y 50.1 pies, respectivamente. Debido a la pequeña magnitud del efecto de las pilas, se toma como promedio de la longitud de la cresta efectiva para todos los valores de H_o 50 pies. Si el efecto de las pilas es importante, se deben calcular las longitudes efectivas de las crestas para cada valor de H_o .

² De la Fig. 190.

³ Cálculados para H_o .

⁴ De la Fig. 193.

Con el procedimiento anterior se establece un coeficiente de descarga para la carga de proyecto. Para calcular una curva de aforo, se deben obtener los coeficientes para las cargas menores. Como las variaciones de las diferentes correcciones no son constantes, el procedimiento para corregir los coeficientes debe repetirse para cada carga menor. Las variables pueden tabularse en forma semejante a la usada en la Tabla 19.

Procedimiento 2: Primero, supóngase un coeficiente general de descarga, digamos, 3.5. La descarga por unidad de longitud, q , es entonces igual a $3.5 H_e^{3/2} = 39.2$ pies³/seg para $H_e = 5$ pies. Luego, la longitud efectiva necesaria de la cresta, L , es igual a $\frac{Q}{q} = \frac{2000}{39.2} = 51$ pies.

En seguida, el tirante de llegada se determina aproximadamente por medio de la Fig. 189. En esta figura, para $C = 3.5$, el valor de $\frac{P}{H_o}$ es aproximadamente 0.2. Así, el tirante de llegada no puede ser menor de 1 pie. Para tomar en cuenta los demás factores que puedan reducir el coeficiente, puede suponerse razonablemente un tirante de llegada de aproximadamente 2 pies.

Con un tirante de llegada de 2 pies, el cálculo de las pérdidas de llegada será el mismo que en el procedimiento de la primera solución y la carga efectiva, H_o , será de 4.89 pies. Semejantemente, el valor de C_i será 3.84.

Como se tomó para coeficiente general 3.5 para 5 pies de carga bruta, el coeficiente correspondiente para la carga efectiva de 4.89 pies será:

$$\frac{C_o}{C_{\text{carga bruta}}} = \frac{H_{\text{carga bruta}}^{3/2}}{H_{\text{carga efectiva}}^{3/2}}$$

$$\text{o } C_o = C_i \left(\frac{H_i}{H_e} \right)^{3/2} = 3.5 \left(\frac{5.0}{4.89} \right)^{3/2} = 1.035 \times 3.5 = 3.62.$$

La relación de sumergencia, $\frac{C_i}{C_o}$, será entonces

$$\frac{3.62}{3.84} = 0.94 \text{ y, de la Fig. 193, } \frac{h_d + d}{H_e} \text{ será 1.3.}$$

Por lo tanto, $h_d + d$ será $1.3 \times 4.89 = 6.4$ pies. Por lo tanto, el lavadero de aguas abajo se colocará 1.4 pies abajo del nivel de la cresta.

Como se demostró antes que los efectos de contracción de las pilas son pequeños, pueden despreciarse en este ejemplo, y la longitud neta de la cresta es, por lo tanto, 51 pies. Esta longitud de la cresta y la posición del lavadero de aguas abajo pueden variarse alterando las suposiciones del coeficiente general y del tirante de llegada.

La curva de aforo se puede obtener por un proceso semejante al usado en el procedimiento 1.

(b) **Ejemplo 2.** Proyectar un vertedor con control para una presa de derivación para un paso a 2 000 pies³/seg con un tirante aguas arriba de la presa que no pase de 5 pies sobre la cresta. El vertedor tiene una altura de 8 pies. El punto de cabeza del estribo está a 90° con la dirección de la corriente y el extremo adyacente a la cresta está redondeado con un radio de 12 plg. Para un gasto de 2 000 pies³/seg, el agua de la descarga subirá a 3.5 pies arriba de la cresta.

Para una carga aproximada, H_e , de 5 pies, la cresta de una altura de 8 pies y una sumergencia de la cresta de 3.5 pies, $\frac{h_d + d}{H_e} = \frac{13}{5} = 2.6$, $\frac{h_d}{H_e} = \frac{1.5}{5} = 0.3$. En la Fig. 192 se puede ver, que para estas relaciones, el fenómeno de aguas abajo será el de un resalto ahogado y que el coeficiente se reducirá en una aproximación de 6%.

Aproximadamente, $\frac{P}{H} = \frac{8}{5} = 1.6$ y el coeficiente para descarga libre de la Fig. 189 es 3.9. Reduciéndolo en 6% debido a la sumergencia resulta un coeficiente aproximado de 3.7.

La descarga aproximada por pie de cresta, q , es igual a $CH_o^{3/2} = 3.7 \times 5^{3/2} = 41.5$ pies³/seg. Luego, la velocidad de llegada, v_o , es $\frac{41.5}{13} = 3.2$ pies/seg, y la carga de velocidad de llegada, h_o , es 0.16 pies. H_o es $5.0 + 0.16 = 5.16$ pies.

El valor revisado de $\frac{P}{H}$ no altera apreciablemente el coeficiente obtenido de la Fig. 189. El valor revisado de $\frac{h_d + d}{H_o}$ será $\frac{13.16}{5.16} = 2.55$, y

el valor revisado de $\frac{h_d}{H_o}$ será $\frac{1.66}{5.16} = 0.32$. El coeficiente de reducción debido a los efectos de la sumergencia tomado de la Fig. 192 es 5%. El coeficiente revisado es 95% de $3.93 = 3.73$.

La longitud efectiva de la cresta, L , es igual a $\frac{Q}{CH_o^{3/2}} = \frac{2000}{3.73 \times (5.16)^{3/2}} = 45.7$ pies.

La longitud neta de la cresta se determina usando la ecuación (4). La longitud neta de la cresta L' , es igual a $L + 2K_a H_o$. Para los muros del estribo de 90° redondeados con un radio mayor de $0.15 H_o$, $K_a = 0.10$. Entonces la longitud neta de la cresta, L' , es igual a $45.7 + 2 \times 0.10 \times 5.16 = 46.7$ pies.

192. Vertedores de cimacio sin control proyectados para cargas menores que la máxima. La economía en el proyecto de una cresta de cimacio se puede obtener algunas veces usando una car-

ga de proyecto menor que la máxima prevista. Como se discutió anteriormente, usando una carga de proyecto menor, se obtienen descargas mayores para la variación completa de cargas. El aumento de capacidad permite obtener economías, ya sea por la reducción de la longitud de la cresta o en la carga máxima de sobrecarga.

Las pruebas han demostrado que las presiones menores que la atmosférica sobre una cresta que tiene la forma que toma libremente la lámina vertiente, no excede de, aproximadamente, la mitad de la carga de proyecto, cuando ésta no es menor de, más o menos, el 75% de la carga máxima. En la mayor parte de las condiciones de proyecto de los vertedores pequeños, estas presiones negativas serán pequeñas, y se pueden tolerar porque no alcanzan valores absolutos que puedan producir cavitación. Sin embargo, debe tenerse cuidado, al darle la forma a la cresta, cuando se vayan a producir estas presiones negativas, porque las irregularidades producidas por salientes bruscos, depresiones o proyecciones, amplificarán las presiones negativas a una magnitud en las que se produzcan cavitaciones.

La presión negativa sobre la cresta se puede descomponer en un sistema de fuerzas que obran hacia arriba y hacia abajo de la corriente. Estas

fuerzas deben tomarse en cuenta al analizar la estabilidad estructural de la presa.

En la Fig. 195 se muestra un diagrama aproximado de las fuerzas de las presiones subatmosféricas, cuando la carga de proyecto usada para determinar la forma de la cresta es de 75% de la carga máxima. Estos datos se obtuvieron del promedio del resultado de pruebas efectuadas en vertedores de forma ideal con velocidades de llegada despreciables. Se puede suponer, para relaciones de presiones de cargas intermedias, que varían en forma lineal, considerando que no se producen presiones subatmosféricas cuando $\frac{H_o}{H_e}$ es igual a 1.

193. Crestas de cimacio controladas por compuertas. Cuando las compuertas de los vertedores están abiertas parcialmente funcionarán como orificios. Con toda la carga sobre la compuerta, y ésta sólo un poco abierta, la trayectoria de la lámina de descarga libre será igual a la de un chorro al salir de un orificio. Para un orificio vertical, la curva del chorro se puede representar por la ecuación de la parábola:

$$-y = \frac{x^2}{4H} \quad (5)$$

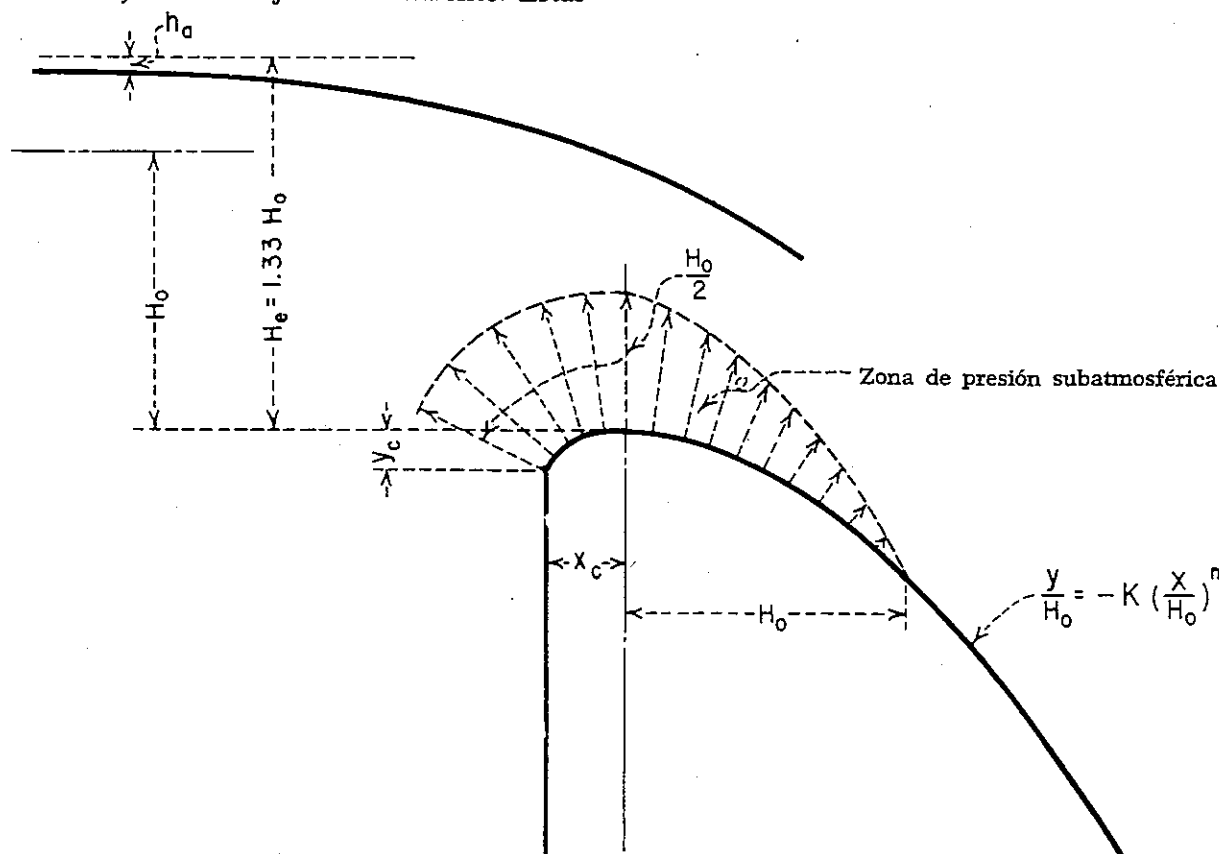


FIG. 195. Presiones subatmosféricas en la cresta para $\frac{H_o}{H_e} = 0.75$

en la que H es la carga sobre el centro de la abertura. Para un orificio inclinado un ángulo de θ a partir de la vertical, la ecuación será:

$$-y = x \tan \theta + \frac{x^2}{4H \cos^2 \theta} \quad (6)$$

Si se quieren evitar las presiones subatmosféricas a lo largo del contacto con la cresta, la sección del cimacio aguas abajo de la compuerta debe coincidir con el perfil de la trayectoria.

Los experimentos han demostrado, que cuando las compuertas se operan con aberturas pequeñas con cargas elevadas, se producen presiones negativas a lo largo de la cresta en la región que queda inmediatamente abajo de la compuerta, si la sección del cimacio es más delgada que la que tendría si se ajustara a la de la trayectoria libre. Las pruebas demostraron que las presiones subatmosféricas serían iguales a, aproximadamente, la décima parte de la carga de proyecto si el cimacio tiene la forma del perfil ideal de la lámina vertiente para la carga máxima y si la compuerta se opera con aberturas pequeñas. El diagrama de las fuerzas para esta condición se muestra en la Fig. 196.

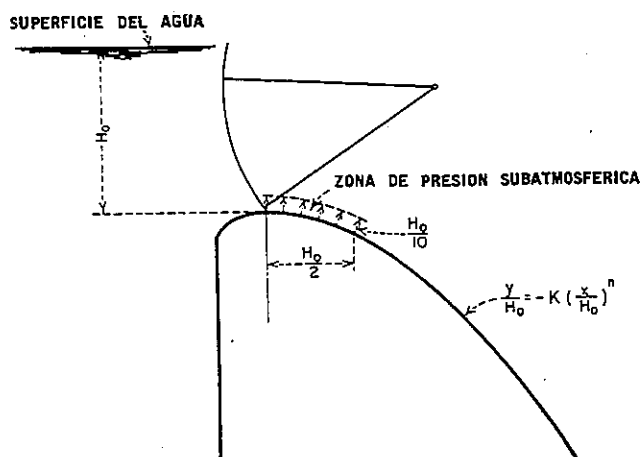


FIG. 196. Presiones subatmosféricas que se producen en las descargas debajo de las compuertas

La adopción del perfil de la trayectoria de un chorro en vez del de la lámina vertiente aguas abajo del umbral de la compuerta, da por resultado un cimacio más ancho y una disminución en la eficiencia de la descarga cuando la compuerta está completamente abierta. Cuando la eficiencia de la descarga no tiene importancia y, cuando por necesidades de estabilidad estructural, es necesario construir un cimacio más ancho, se puede adoptar el perfil de la trayectoria del chorro para evitar presiones subatmosféricas en zonas a lo largo de la cresta. Cuando al cimacio se le da la forma ideal de la lámina vertiente para la carga máxima, el área de presión subatmos-

férica se puede disminuir colocando el umbral de la compuerta aguas abajo de la cresta del cimacio. En esta forma, queda un orificio inclinado aguas abajo, con lo que el chorro tendrá una trayectoria más inclinada que se ajusta más a la forma de la lámina vertiente.

194. Descarga por vertedores de cimacio controlados por compuertas. La descarga por un vertedor con compuertas, cuando las compuertas están abiertas parcialmente, será semejante a la de un orificio con poca carga y se puede calcular con la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (7)$$

en la que H_1 y H_2 son las cargas totales (incluyendo la carga de velocidad de llegada) en el fondo y en la parte superior del orificio, respectivamente. El coeficiente, C , diferirá con las distintas combinaciones de compuertas y cresta; en las que influyen las condiciones de llegada y de aguas abajo por afectar la contracción del chorro. Así, la contracción en la parte superior de la abertura en una compuerta deslizante vertical será diferente de la de una compuerta curva, inclinada radial; el perfil del piso de aguas arriba afectará la contracción del fondo del chorro que sale; y el perfil de aguas abajo afectará la contrapresión y en consecuencia la carga efectiva. La Fig. 197 muestra los coeficientes de descarga para varias relaciones de aberturas de la compuerta a la carga total. La curva representa promedios determinados para diferentes condiciones de llegada y de aguas abajo descritas y es suficientemente segura para determinar las descargas de los vertedores pequeños.

195. Vertedores laterales. (a) *Generalidades.* La teoría del funcionamiento de los vertedores laterales [8] se basa principalmente en la ley de la conservación de la energía, suponiendo que las únicas fuerzas que producen movimiento en el canal provienen de la caída de la superficie del agua en la dirección del eje. En esta premisa se supone que toda la energía del agua que pasa por la cresta se disipa al mezclarse con el agua del canal y, por lo tanto, no interviene para mover el agua a lo largo del canal. La velocidad axial se produce solamente después de que las partículas del agua que llega se unen a la corriente del canal.

En cualquier tramo corto del canal lateral, la cantidad de movimiento al principio del tramo, más cualquier aumento debido a las fuerzas externas, debe ser igual a la cantidad de movimiento al final del tramo. Si se considera un tramo corto de longitud Δx , y la velocidad y la descarga

COEFICIENTE DE DESCARGA, C, PARA LA CIRCULACION DEL AGUA POR ORIFICIOS

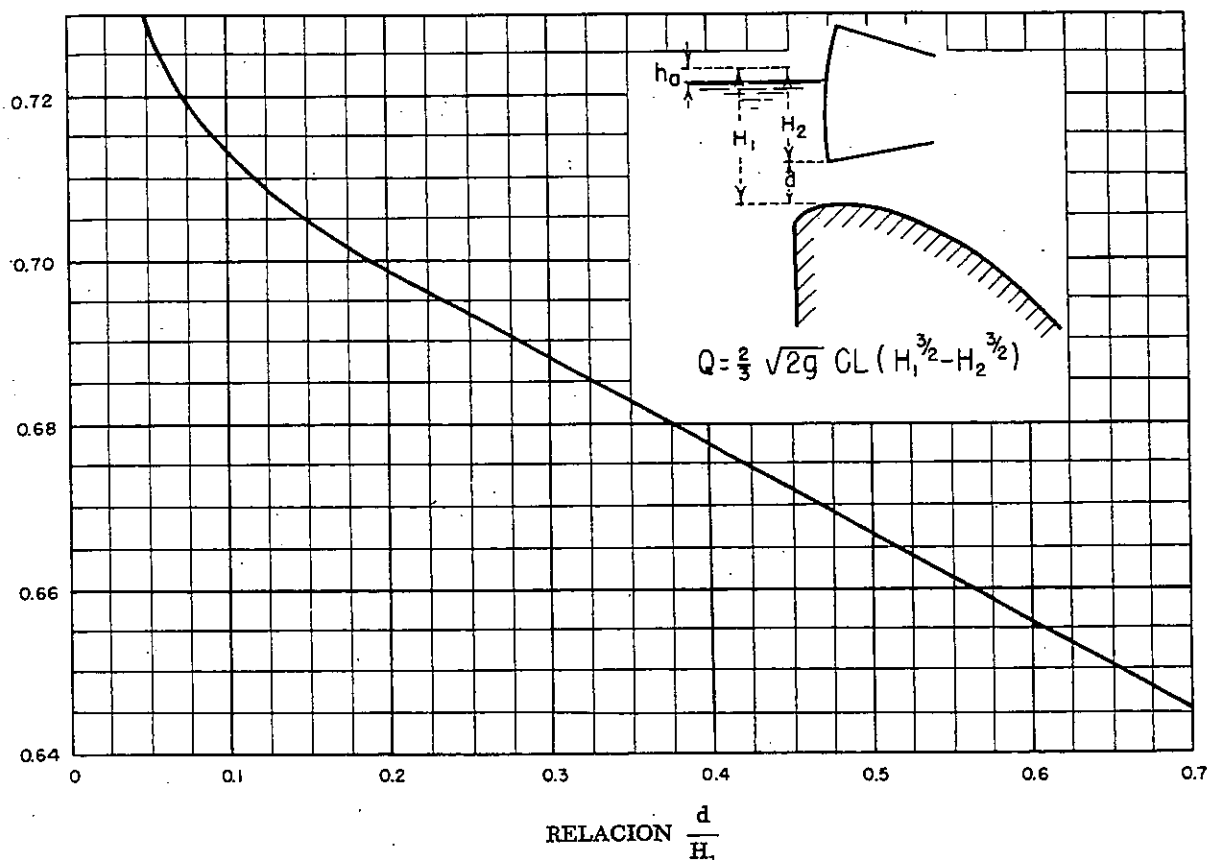


FIG. 197. Coeficiente de descarga para la circulación del agua bajo las compuertas

en la sección de aguas arriba son v y Q , respectivamente, en la sección de aguas abajo, la velocidad y la descarga serán $v + \Delta v$ y $q(\Delta x)$, en la que q es el gasto por pie de longitud de cresta del vertedor. Las cantidades de movimiento³ en las dos secciones, por lo tanto, será:

$$\text{Aguas arriba, } M_u = \frac{Qv}{g} \quad (8)$$

$$\text{Aguas abajo, } M_d = \frac{[Q + q(\Delta x)]}{g} [v + \Delta v] \quad (9)$$

Restando la ecuación (8) de la (9):

$$\Delta M = \frac{Q(\Delta v)}{g} + \frac{q(\Delta x)}{g} [v + \Delta v] \quad (10)$$

Dividiendo por Δx :

$$\frac{\Delta M}{\Delta x} = \frac{Q(\Delta v)}{g(\Delta x)} + \frac{q}{g} [v + \Delta v] \quad (11)$$

La variación de cantidad de movimiento con relación al tiempo, siendo v veces la variación con respecto a x , y considerando que la velocidad media sea $[v + \frac{1}{2}(\Delta v)]$, la Ec. (11) se puede escribir:

³ Se toma como unidad de fuerza el peso de un pie cúbico de agua para eliminar la necesidad de multiplicar todas las fuerzas y cantidades de movimiento por 62.5 para convertirlas en libras.

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{Q(\Delta v)}{g(\Delta x)} \left[v + \frac{1}{2}(\Delta v) \right] + \frac{q}{g} [v + \Delta v] \left[v + \frac{1}{2}(\Delta v) \right] \quad (12)$$

Como $\frac{\Delta M}{\Delta t}$ es la fuerza aceleradora, que es igual a la pendiente de la superficie del agua $\frac{\Delta y}{\Delta x}$ multiplicada por la descarga media, la Ec. (12) se transforma en:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} \left[Q + \frac{1}{2}(\Delta Q) \right] = \frac{Q(\Delta v)}{g(\Delta x)} \left[v + \frac{1}{2}(\Delta v) \right] + \frac{q}{g} [v + \Delta v] \left[v + \frac{1}{2}(\Delta v) \right] \quad (13)$$

de la cual el cambio de elevación de la superficie del agua es:

$$\Delta y = \frac{Q}{g} \left[\frac{v + \frac{1}{2}(\Delta v)}{Q + \frac{1}{2}(\Delta Q)} \right] \left\{ \Delta v + \frac{q(\Delta x)}{Q} [v + \Delta v] \right\} \quad (14)$$

Si Q_1 y v_1 son los valores al principio del tramo y Q_2 y v_2 son los valores al final del tramo, la ecuación se puede escribir:

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g} \frac{(v_1 + v_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(v_2 - v_1) + \frac{v_2(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] \quad (15)$$

De manera semejante, el desarrollo puede hacerse de manera que:

$$\Delta y = \frac{Q_2}{g} \frac{(v_1 + v_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(v_2 - v_1) + \frac{v_1 (Q_2 - Q_1)}{Q_2} \right] \quad (16)$$

Utilizando la Ec. (15) o la (16) se puede determinar el perfil de la superficie del agua en cualquier canal lateral suponiendo tramos cortos de canal una vez que se ha encontrado un punto de partida. La solución de la Ec. (15) o (16) se obtiene por el procedimiento de tanteos. Para un tramo de longitud Δx se conocen Q_1 y Q_2 . Si se ha establecido el tirante en un extremo se puede encontrar por tanteos que satisfaga los valores indicados y los calculados de Δy .

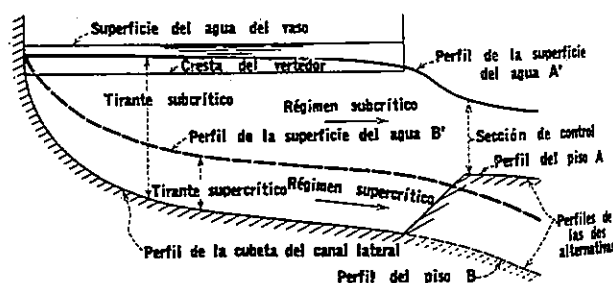
Como en otras determinaciones de los perfiles de la superficie del agua, el tirante y las características hidráulicas del régimen serán afectadas por los remansos que se formen en algún punto de control, o por condiciones críticas a lo largo del tramo de canal que se está considerando. En la siguiente discusión se trata de la selección de un control para comenzar el cálculo del perfil de la superficie del agua.

Cuando el fondo de la cubeta del canal lateral se elige de manera que su profundidad abajo de la pendiente hidráulica sea mayor que el que tenga la energía específica mínima, la circulación será con régimen subcrítico o supercrítico, según las relaciones del perfil del fondo a la pendiente crítica o según la influencia de la sección de control de aguas abajo. Si la pendiente del fondo es mayor que la crítica y no se ha establecido una sección de control abajo de la cubeta del canal lateral, predominará el régimen supercrítico en toda la longitud del canal. En este régimen, las velocidades serán elevadas y los tirantes pequeños, lo que produce una caída relativamente grande del nivel del agua en el vaso al nivel del agua en el canal. Este régimen se ilustra en el perfil B' de la Fig. 198. Inversamente, si se establece una sección de control aguas abajo del canal lateral para aumentar los tirantes de aguas arriba, se puede lograr que el canal funcione con régimen subcrítico. Las velocidades serán menores que las críticas y las mayores profundidades producirán una caída más pequeña, del nivel de la superficie del agua en el vaso, al perfil de la superficie del agua en el canal lateral. En el perfil A' de la Fig. 198 se ilustra el funcionamiento con régimen subcrítico de la superficie del agua.

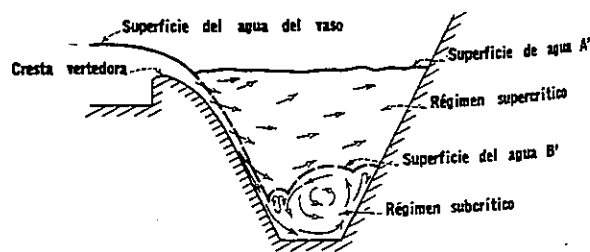
En la Fig. 198(B) se muestra el efecto de la distancia de la caída del vaso a la superficie del agua del canal para cada tipo de régimen. Puede verse, que en el régimen subcrítico no se desarrollan grandes velocidades transversales en el

agua que llega debido a lo pequeño de la caída antes de que encuentre la corriente del canal, mezclándose así muy bien con el volumen de agua contenido en el canal. Como tanto las velocidades de llegada y las del canal son relativamente lentas, se hará una mezcla bastante completa del agua, produciéndose, por lo tanto, una circulación comparativamente uniforme en el canal lateral. Cuando el canal funciona con régimen supercrítico, las velocidades son elevadas, y la mezcla de la corriente transversal con la del canal será agitada y turbulenta. Las corrientes transversales tienden a desviar la corriente del canal al lado más alejado del canal, produciendo un oleaje violento con las correspondientes vibraciones. Es, por lo tanto, evidente que para el mejor funcionamiento hidráulico los regímenes tienen que ser subcríticos. Lo que se puede lograr estableciendo una sección de control aguas abajo del canal lateral.

La sección transversal del canal lateral dependerá de la cresta vertedora por un lado y de las condiciones de las márgenes del lado opuesto. Debido a las turbulencias y vibraciones inherentes al funcionamiento de los canales laterales, su proyecto en general no se considera, excepto cuando existe una buena cimentación como la roca. Los taludes del canal, por lo tanto, generalmente están revestidos de concreto colocados en una ladera y anclados directamente en la roca. La sección transversal trapezoidal es la que se emplea más a menudo en el canal lateral. Vamos a discutir la anchura de este canal en relación



(A) PERFIL DEL CANAL LATERAL



(B) SECCION TRANSVERSAL DEL CANAL LATERAL

FIG. 198. Características de funcionamiento del canal lateral

VERTED

Superf
agua

FIG. 1

con si
a la p
será
secció
dente
gasto
transv
la mí
dráuli
sal de
sería
hidrán
requie
evitar
reduc
be ta
tructu
zada
Por l
comp
mo e

Se
del c
vande
gimen
trol s
máxi
plant
ra qu
tirani
El ré
del c
nal d

(b
to pa
proye
de un
proye
latera
0 + (C
máxi
dor e

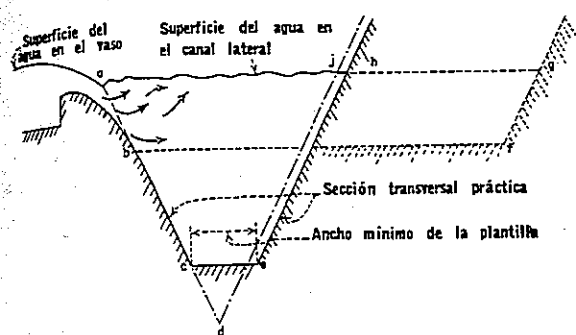


FIG. 199. Comparación de las secciones transversales del canal lateral

con su profundidad. Si la relación de la anchura a la profundidad es grande, el tirante en el canal será pequeño, semejante al que aparece en la sección transversal *abfg* en la Fig. 199. Es evidente que en estas condiciones se mezcla mal el gasto del vertedor y el del canal. Las secciones transversales, cuya relación anchura-tirante es la mínima, tendrán el mejor funcionamiento hidráulico, lo que indica que una sección transversal de figura parecida a la de *adj* en la figura, sería la elección ideal tanto desde el punto de vista hidráulico como del económico. Sin embargo, se requieren anchuras mínimas en el fondo, para evitar dificultades de construcción debidas a lo reducido del espacio para trabajar. Además, debe también considerarse la estabilidad de la estructura y de la ladera, que puede estar amenazada por un corte extremadamente profundo. Por lo tanto, se debe elegir la plantilla mínima compatible tanto para los aspectos prácticos como estructurales del problema.

Se obtiene una sección de control aguas abajo del canal lateral estrangulando los taludes o elevando la plantilla para obtener un punto de régimen crítico. El régimen aguas arriba del control será subcrítico, con lo que el tirante será máximo en el canal lateral. Luego se eligen la plantilla y las dimensiones del control, de manera que el canal frente a la cresta tenga el mayor tirante posible sin ahogar la lámina vertiente. El régimen en el canal de descarga, aguas abajo del control, será el mismo que en el de un canal de descarga de un vertedor.

(b) *Ejemplo de proyecto.* Se da un proyecto para ilustrar los procedimientos para hacer el proyecto hidráulico de la estructura de control de un vertedor lateral. El problema consiste en proyectar un vertedor de demasias con canal lateral de 100 pies de longitud (de la estación 0 + 00 a la estación 1 + 00) para una descarga máxima de 2 000 pies³/seg. La cresta del vertedor está a la elevación 1 000.0. La descarga por

pie de longitud, q , es igual a $\frac{2\,000}{100} = 20$ pies³.

seg. Suponiendo el coeficiente de la cresta, C

$$= 3.6, H_o = \left(\frac{q}{C}\right)^{2/3} = 3.1 \text{ pies.}$$

Para el canal lateral, supóngase una sección trapezoidal con taludes laterales $\frac{1}{2}:1$ y una anchura de la plantilla de 10 pies, el fondo del canal sube un pie en los 100 pies de la longitud del canal. (La pendiente longitudinal del canal es arbitraria; no obstante, una pendiente relativamente pequeña producirá tirantes mayores y menores velocidades y, en consecuencia, se mezclarán las corrientes mejor en el extremo de aguas arriba del canal y se evitará la posibilidad de que se produzcan corrientes aceleradas o supercríticas en el canal con descargas pequeñas). Además, supongamos que la sección de control está colocada aguas abajo del canal lateral con su plantilla a la misma elevación que la del canal lateral en el extremo de aguas abajo, y que la transición se hace de los taludes de $\frac{1}{2}:1$ de la sección del canal a la sección rectangular en la sección de control. Arbitrariamente supongamos un plano de comparación para la plantilla de la sección de control con la elevación de 100.0.

Entonces, el tirante crítico, d_c , del escurrimiento en la sección de control es:

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q_1^2}{g}}$$

Para este ejemplo:

$$q_1 = \frac{2,000}{10} = 200 \text{ pies}^3/\text{seg}/\text{pie de ancho}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{200^2}{32.2}} = 10.75 \text{ pies}$$

$$v_c = \frac{q_1}{d_c} = \frac{200}{10.75} = 18.6 \text{ pies/seg}$$

$$h_{v_c} = \frac{v_c^2}{2g} = \frac{18.6^2}{64.4} = 5.37 \text{ pies}$$

Supóngase una pérdida en la transición, del extremo del canal lateral a la sección de control (tomando en cuenta las pérdidas debidas a la contracción, a la difusión de la corriente que no se hubieran efectuado en el mismo canal lateral y a las pérdidas por rozamientos) igual a 0.2 de la diferencia de cargas de velocidad entre los extremos de la transición. Las características del régimen en el extremo de aguas abajo del canal lateral se obtienen del teorema de Bernoulli

TABLA 20. CALCULO DEL VERTEDOR DE DEMASIAS DE CANAL LATERAL

[Q = 2 000 pies³/seg. Anchura de la plantilla = 10 pies. Taludes laterales = 1/2 : 1.
Pendiente del fondo = 1 pie en 100 pies

Estación	Δx	Elevación de la plantilla	Tanteo Δy	Elevación de superficie del agua	d	A	Q	v	$Q_1 + Q_2$	$\frac{Q_1}{Q_1 + Q_2}$	$v_1 + v_2$	$v_2 - v_1$	$Q_2 - Q_1$	$\frac{Q_2 - Q_1}{Q_1}$	$\frac{v_2(Q_2 - Q_1)}{Q_1}$	(13) + (16)	$\frac{\Delta y = (11)}{\times (12) \times (17)}$	Notas
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)
1+00		100.0		116.34	16.34	297	2 000	6.73										
0+75	25	100.25	1.00 .62	117.34 116.96	17.09 16.71	317 307	1 500	4.73 4.89	3,500	0.01332	11.46 11.62	2.00 1.84	500	0.333	2.24	4.24 4.08	0.64 .63	Muy bajo Correcto
0+50	25	100.50	.50 .42	117.46 117.38	16.96 16.88	313 311	1 000	3.19 3.22	2,500	.01244	8.08 8.11	1.70 1.67	500	.50	2.44	4.14 4.11	.42 .41	Muy bajo Correcto
0+25	25	100.75	.30 .24	117.68 117.62	16.93 16.87	313 311	500	1.60 1.61	1,500	.01036	4.82 4.83	1.62 1.61	500	1.00	3.22	4.84 4.83	.24 .24	Muy bajo Correcto
0+10	15	100.90	.10 .07	117.72 117.69	16.82 16.79	310 309	200	.64 .65	700	.00888	2.25 2.26	.97 .96	300	1.50	2.41	3.38 3.37	.07 .07	Muy bajo Correcto

D. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LOS CANALES DE DESCARGA SIN SECCIONES DE CONTROL

196. Generalidades. La descarga, generalmente, pasa con el tirante crítico en la estructura de control del vertedor y entra en el canal de descarga con régimen supercrítico o turbulento. Para evitar la formación de un resalto hidráulico abajo del control, el régimen debe permanecer siendo supercrítico en toda la longitud del canal. El flujo en el canal puede ser uniforme, acelerado o retardado, según las pendientes y dimensiones del canal y de la caída total. Cuando se desea disminuir la pendiente para reducir la excavación en la parte de aguas arriba del canal, el flujo puede ser uniforme o retardado, seguido de un flujo acelerado en la parte más inclinada que conduce al nivel del río. El gasto en cualquier punto a lo largo del canal dependerá de la energía específica, $(d + h_v)$, disponible en ese punto. Esta energía será igual a la caída total desde el nivel del agua del vaso hasta el piso del canal en el punto que se considera, menos la pérdida de carga acumulada en ese punto. Las velocidades y tirantes a lo largo del canal se pueden fijar eligiendo la pendiente y las dimensiones de las secciones transversales del canal.

Las velocidades y tirantes en los canales con superficie libre, sean canales abiertos, entubamientos, o túneles, se ajustan a los principios de la conservación de la energía en la forma expresada por el teorema de Bernoulli, que dice: "La energía absoluta de una corriente en una sección transversal es igual a la energía absoluta en una sección aguas abajo más las pérdidas intermedias". Al aplicar a la Fig. 201 esta ley se puede expresar como sigue:

$$\Delta Z + d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + \Delta h_L \quad (17)$$

Cuando las pendientes del canal no son muy fuertes en la práctica, el tirante normal d_n se puede considerar igual a la profundidad vertical d . El término Δh_L incluye todas las pérdidas que ocurren en el tramo de canal, como el rozamiento, la turbulencia, el impacto y las de las transiciones. Como en la mayor parte de los canales los cambios se hacen graduales, ordinariamente todas las pérdidas excepto las debidas a los rozamientos se pueden despreciar. Las pérdidas por rozamiento se pueden expresar así:

$$\Delta h_L = s \cdot \Delta L \quad (18)$$

en la que s es la pendiente de rozamiento expresada por la fórmula de Chezy o la de Manning. Para el tramo ΔL , la carga perdida se puede expresar así $\Delta h_L = \left(\frac{s_1 + s_2}{2} \right) \Delta L$. De la fórmula

$$\text{de Manning [Ec. (30), Apéndice B], } s = \left(\frac{vn}{1.486r^{2/3}} \right)^2.$$

El coeficiente de rugosidad, n , dependerá de la naturaleza de la superficie del canal. En los proyectos conservadores, las pérdidas por rozamiento deben tomarse al máximo cuando se están determinando los tirantes y al mínimo cuando se esté determinando la energía del agua. Para determinar los tirantes en un canal revestido de concreto, se tomará para n un valor aproximado de 0.018 para tomar en cuenta el arrastre de aire, el efecto del oleaje, etc. Para determinar las energías específicas en las corrientes, necesarias para calcular las estructuras disipadoras de energía, se debe suponer un valor para n de aproximadamente 0.008.

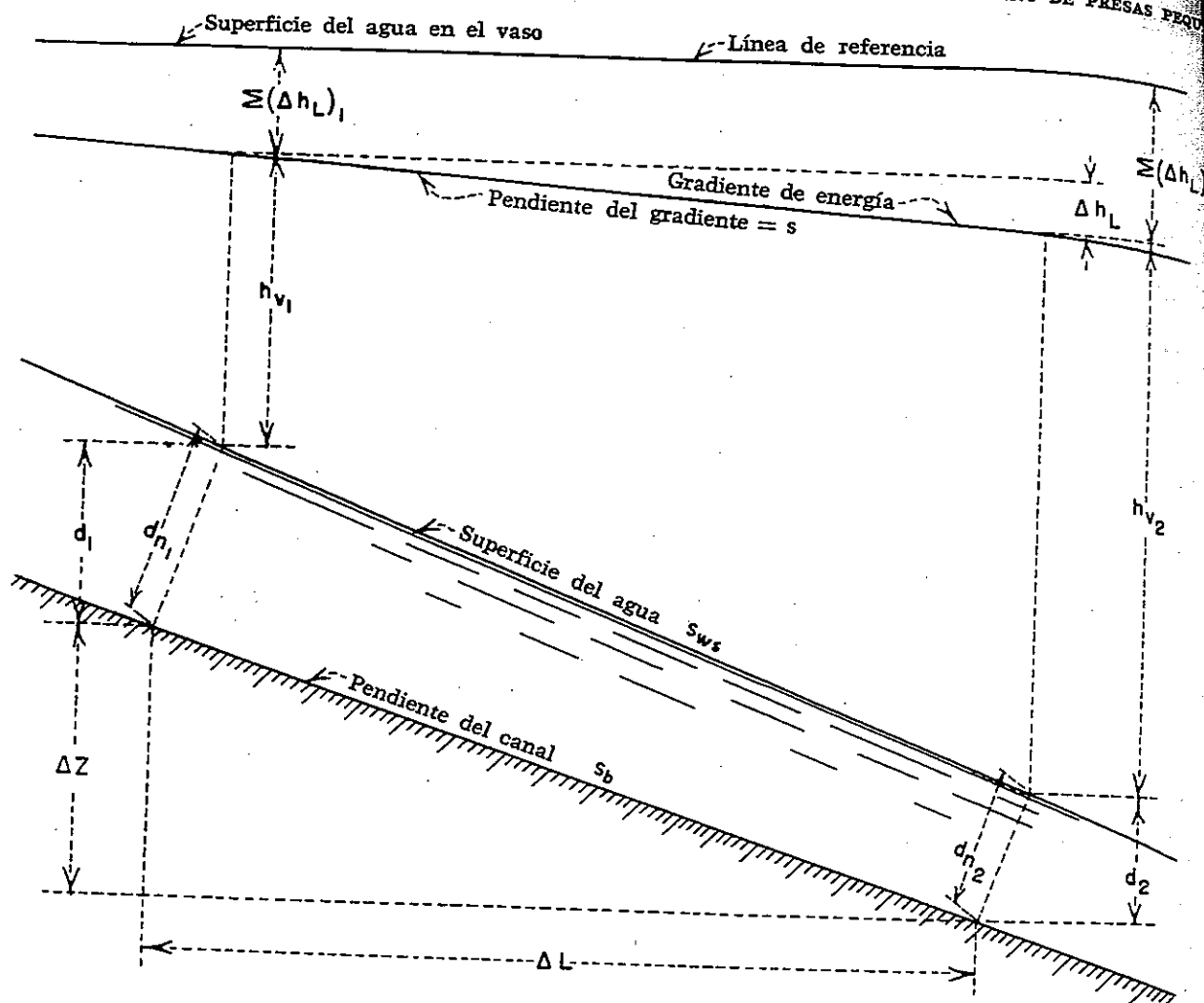


FIG. 201. Circulación del agua en canales abiertos

Cuando solamente se desea determinar aproximadamente los tirantes y velocidades con que circula el agua en un canal de descarga, la pérdida total de carga $\Sigma(\Delta h_L)$ a cualquier punto a lo largo del canal puede expresarse en función de la carga de velocidad. Así, en cualquier sección, se puede establecer la siguiente relación: La elevación de la superficie del agua del vaso menos la elevación de la rasante de la plantilla = $d + h_v + Kh_v$. En los vertedores con caídas pequeñas, K puede suponerse aproximadamente 0.2 para la determinación de los tirantes y 0.1 o menos para determinar la energía de la corriente. Se pueden hacer determinaciones toscamente aproximadas con la Fig. B-5 (Apéndice B).

197. Canales abiertos. (a) *Perfil.* El perfil de un canal abierto, por lo general, se elige de forma que se ajuste a las condiciones topográficas y geológicas del lugar. Generalmente, se define por tramos rectos unidos por curvas verticales. Deben evitarse las curvas verticales bruscas tanto cóncavas como convexas para evitar un funcionamiento hidráulico defectuoso del canal. Las curvas convexas deben ser lo suficientemen-

te grandes para disminuir las fuerzas dinámicas en el piso producidas por la fuerza centrífuga que proviene del cambio de dirección de la corriente.

Para evitar la tendencia del agua a separarse del piso, reduciendo por lo tanto la presión de contacto en la superficie, la forma del piso en la curvatura convexa debe ser mucho más suave que la trayectoria de un chorro que descargue libremente bajo una carga igual a la energía específica de circulación al entrar a la curva. La curva debe aproximarse a la definida por la ecuación:

$$-y = x \tan \theta + \frac{x^2}{K[4(d+h_v) \cos^2 \theta]} \quad (19)$$

en la que θ es el ángulo de la pendiente del piso aguas arriba de la curva. Excepto por el factor K , la ecuación es la de una trayectoria de descarga libre saliendo de un orificio inclinado. Para asegurar la existencia de una presión positiva a lo largo de toda la superficie de contacto de la curva, K debe ser igual o mayor que 1.5.

En la curvatura cóncava, la presión ejercida sobre la superficie del piso por la fuerza centrí-

ga de la co
nergía de la
curvatura.
forma aproxi

las que:

R = radio
pies,
 q = la des
por p
 v = veloci
 d = tirant
 p = presió
el pis

Suponiend
se obtiene u
ningún caso
Para la cur
dimacio, se
menores qu

(b) *Con*
funcionamie
carga se obt
tan son pa
través del c
bargo, la ec
canal más
que la est
iciones co
linar los
convergenc
gradual pa
por las par
gasto a tra
la diverge
mitarse, p
extiende p
uniformem
cionamiento

E. 1

198. Tr
vertedores
necesidad
par o arr
chorro se
de un def
estas estr

fuga de la corriente variará directamente con la energía de la misma e inversamente con el radio de curvatura. Estas condiciones se expresan en forma aproximada en las siguientes ecuaciones:

$$R = \frac{2qv}{p} \text{ o } R = \frac{2dv^2}{p} \quad (20)$$

en las que:

R = radio de curvatura mínimo medido en pies,

q = la descarga en pies cúbicos por segundo por pie de ancho,

v = velocidad en pies por segundo,

d = tirante en pies y

p = presión dinámica normal ejercida sobre el piso, en libras por pie cuadrado.

Suponiendo un valor de $p = 100$ normalmente se obtiene un radio aceptable; sin embargo, en ningún caso debe ser el radio menor que $10d$. Para la curva inversa del extremo inferior del cimacio, se han encontrado aceptables radios no menores que $5d$.

(b) *Convergencia y divergencia.* El mejor funcionamiento hidráulico en un canal de descarga se obtiene cuando las paredes que lo limitan son paralelas y la distribución del gasto a través del canal se mantiene uniforme. Sin embargo, la economía puede exigir una sección del canal más angosta o más ancha que la cresta o que la estructura terminal, requiriendo así transiciones convergentes o divergentes para combinar los diferentes componentes entre sí. La convergencia de las paredes laterales debe ser gradual para evitar ondas, la subida del agua por las paredes, y una distribución irregular del gasto a través del canal. De la misma manera, la divergencia de las paredes laterales debe limitarse, pues de otra manera, el gasto no se extiende para ocupar toda la anchura del canal uniformemente, con lo que se produce un funcionamiento defectuoso en la estructura terminal.

Las fuerzas de inercia y gravitacionales del flujo cinético laminar en un canal se pueden expresar por el parámetro del número de Froude,

$\frac{v}{\sqrt{gd}}$. Las variaciones del flujo laminar debidas a interferencias exteriores que producen un aumento de la sección o una contracción, también se pueden relacionar a este parámetro. Los experimentos han demostrado que las variaciones angulares de las superficies que confinan el flujo que no excedan de las obtenidas con la ecuación siguiente:

$$\tan \alpha = \frac{1}{3F} \quad (21)$$

proporcionan transiciones aceptables al aumentar o disminuir la anchura de los canales. En

esta ecuación, $F = \frac{v}{\sqrt{gd}}$ y α la variación angular de las paredes laterales con respecto a la línea central del canal; v y d son los promedios de las velocidades y de los tirantes al principio y al fin de la transición. La Fig. 202 es un nomograma con el cual se puede obtener el ángulo en grados o la tangente del ángulo de las transiciones conociendo los valores de los tirantes y de las velocidades.

(c) *Bordo libre del canal.* En un canal que funciona con régimen supercrítico, la rugosidad de la superficie, el oleaje, el arrastre de aire, las salpicaduras y rociaduras están relacionadas a la velocidad y a la energía contenida en la corriente. La energía por pie de anchura qh_v , expresada en función de v y d es $\frac{v^3 d}{2g}$, por lo tanto, la relación de la velocidad y del tirante a la energía de la corriente, se puede expresar también en función de v y de $\sqrt[3]{d}$. Una expresión empírica basada en estas relaciones que da una indicación razonable de los valores convenientes del bordo libre es como sigue:

$$\text{Bordo libre (en pies)} = 2.0 + 0.025v^3 \sqrt[3]{d} \quad (22)$$

$$0.025 \sqrt[3]{d}$$

E. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LAS ESTRUCTURAS TERMINALES

198. *Trampolines.* Cuando la descarga de los vertedores puede hacerse directamente al río sin necesidad de construir una estructura para dissipar o amortiguar la energía, con frecuencia el chorro se proyecta lejos de la estructura por medio de un deflector terminal o trampolín. El agua en estas estructuras sale como un chorro libre y cae

en el cauce a alguna distancia del extremo del vertedor. La trayectoria del chorro depende de la energía del flujo en el extremo y del ángulo con el que el chorro sale del trampolín.

Tomando como origen de las coordenadas a la salida, la trayectoria del chorro se obtiene por medio de la ecuación:

$$y = x \tan \theta - \frac{x^2}{K[4(d+h_v) \cos^2 \theta]} \quad (23)$$

en la que:

θ = el ángulo de la salida con la horizontal, y

K = un factor, igual a 1 para el chorro teórico.

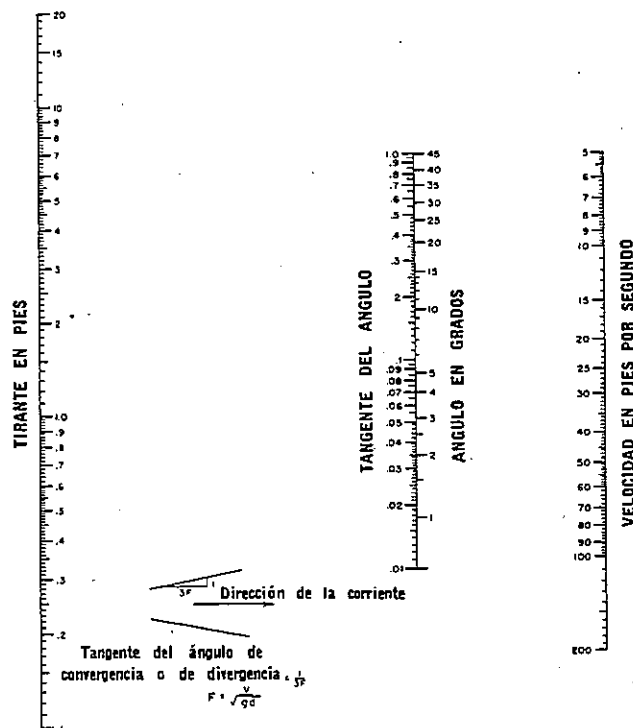
Para compensar por la pérdida de energía y por la reducción de velocidad debida a la resistencia del aire, a las turbulencias internas y a la desintegración del chorro, debe suponerse un valor de K de aproximadamente 0.9.

El alcance horizontal del chorro al nivel de la salida se obtiene haciendo a y igual a cero en la Ec. (23). Entonces:

$$x = 4K(d+h_v) \tan \theta \cos^2 \theta \\ = 2K(d+h_v) \sin 2\theta$$

El valor máximo de x será igual a $2K(d+h_v)$ cuando θ es 45° . Sin embargo, influyen en el ángulo de la salida el radio del trampolín y la altura de la salida con relación al fondo del trampolín; ordinariamente el ángulo de la salida está limitado a no más de 30° .

El radio del trampolín debe ser lo suficientemente largo para mantener una corriente concéntrica al moverse el agua alrededor de la curva. La curvatura debe tener las mismas limitaciones que las curvas verticales del canal de



SEGUN C. FREEMAN

FIG. 202. Ángulo que deben tener los canales convergentes o divergentes

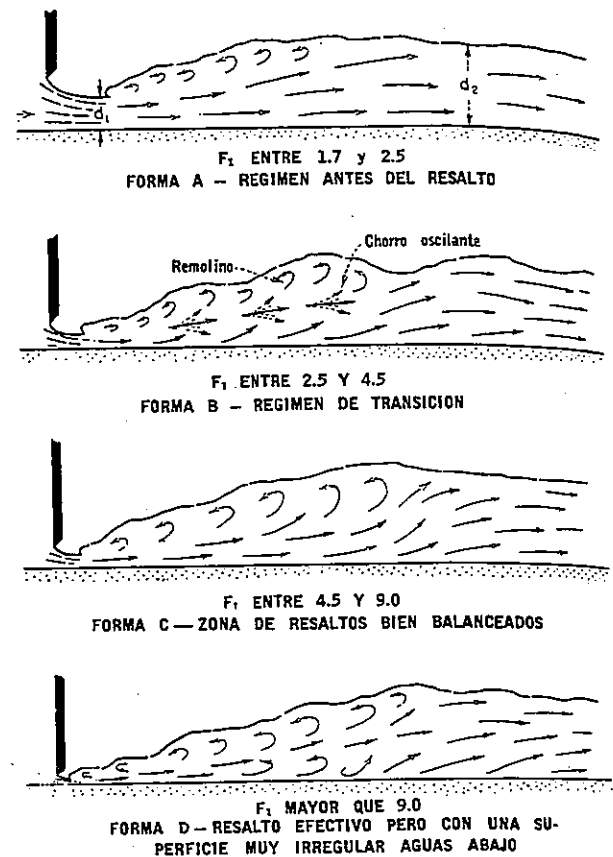


FIG. 203. Formas características del resalto hidráulico en relación con el número de Froude

descarga (Sec. 197), de manera que las presiones en el piso no alteren la distribución laminar de la corriente. El radio de curvatura mínimo se puede determinar con la Ec. (20), excepto que los valores de p que no pasan de 500 lb/pie² dan valores del radio que han resultado satisfactorios en la práctica. Sin embargo, el radio no debe ser menor que cinco veces el tirante del agua. Estructuralmente, el trampolín volado debe tener suficiente resistencia para soportar esta fuerza dinámica normal además de las otras fuerzas aplicadas.

199. Estanques para resalto hidráulico. (a)

Generalidades. Cuando la energía del flujo en un vertedor debe disiparse antes de la descarga al cauce del río aguas abajo, los estanques para la formación de un resalto hidráulico son un medio efectivo para reducir la velocidad de salida a un estado tranquilo. El resalto que se produce en un estanque amortiguador tiene características especiales y toma una forma definida, que depende de la energía de la corriente que debe disiparse en relación al tirante. El Bureau of Reclamation ha efectuado una serie completa de pruebas [9] para determinar las pro-

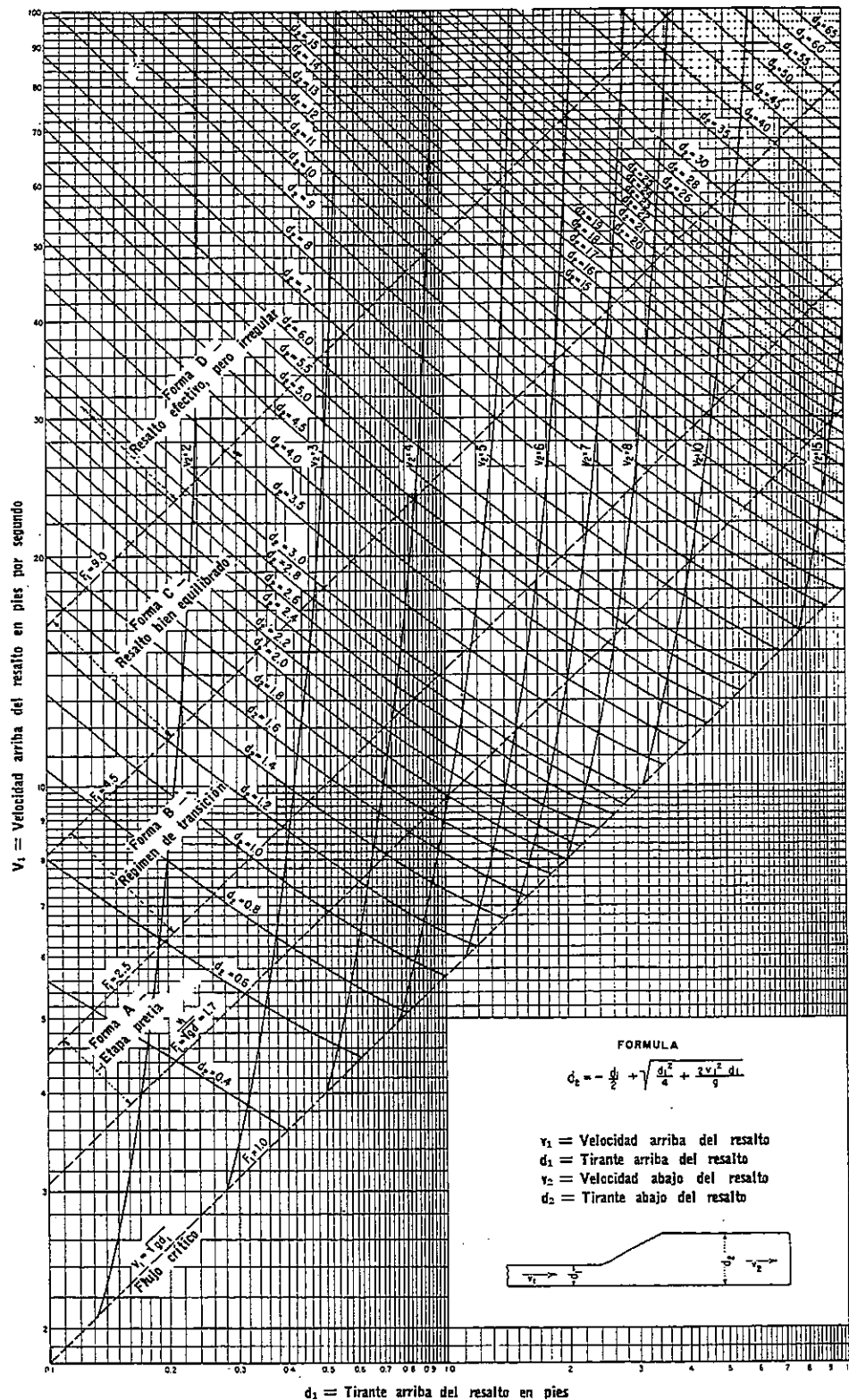


FIG. 204. Relaciones entre variables en el resalto hidráulico para un canal rectangular

propiedades del resalto hidráulico. La forma del resalto y las características de su régimen se pueden relacionar al factor cinético, $\frac{v^2}{gd}$, de la descarga que entra al estanque; al tirante crí-

tico d_c ; o al parámetro del número de Froude, $\frac{v}{\sqrt{gd}}$. En la Fig. 203 se ilustran formas del fenómeno del resalto hidráulico para varias series de valores del número de Froude.

Cuando el número de Froude de la descarga es igual a 1.0, el régimen es crítico y el resalto no se puede formar. Cuando los números de Froude varían de 1.0 hasta aproximadamente 1.7, la circulación tiene un régimen sólo ligeramente inferior al del tirante crítico, y el cambio de la circulación con un tirante pequeño a uno elevado es gradual y se manifiesta solamente por una ondulación ligera de la superficie del agua. Al aproximarse el número de Froude al valor de 1.7 se comienza a formar en la superficie una serie de pequeñas ondulaciones, que se hacen mayores con los valores más elevados del número. Aparte de las ondulaciones superficiales, prevalece un flujo bastante uniforme hasta que el número de Froude llega aproximadamente a 2.5. El efecto amortiguador para la serie de números de Froude de 1.7 a 2.5 se designa como forma A en la Fig. 203.

Cuando los números de Froude tienen valores comprendidos entre 2.5 y 4.5 se produce un resalto oscilante, el chorro entrante corre alternativamente cerca de la plantilla y luego a lo largo de la superficie del canal de aguas abajo. Este flujo oscilante produce ondas superficiales perjudiciales que llegan mucho más allá del extremo del estanque. Los fenómenos representados dentro de esta variación de flujos se designan como forma B en la Fig. 203.

En la variación de números de Froude comprendida entre 4.5 y 9, ocurre un resalto estable y bien equilibrado. La turbulencia está con final al cuerpo principal del resalto, y la superficie del agua aguas abajo está comparativamente pareja. Al aumentar el número de Froude a más de 9, la turbulencia dentro del resalto y el remolino de la superficie aumenta en actividad, resultando una superficie del agua irregular con ondas superficiales fuertes aguas abajo del resalto. El efecto amortiguador para la variación de los números de Froude entre 4.5 y 9 se designa con el nombre de forma C en la Fig. 203, y las de números mayores de 9 se designan como forma D.

En la Fig. 204 se dan las gráficas que representan las relaciones de los tirantes conjugados y velocidades para el resalto hidráulico en un canal rectangular. También están indicadas en la figura las variaciones de forma del resalto descritas antes.

(b) *Proyecto del estanque en relación con el número de Froude.* Los proyectos de los estanques adecuados para producir un efecto amortiguador en las diferentes formas del resalto, se describen como sigue:

(1) *Estanques para números de Froude menores de 1.7.* Cuando el número de Froude es

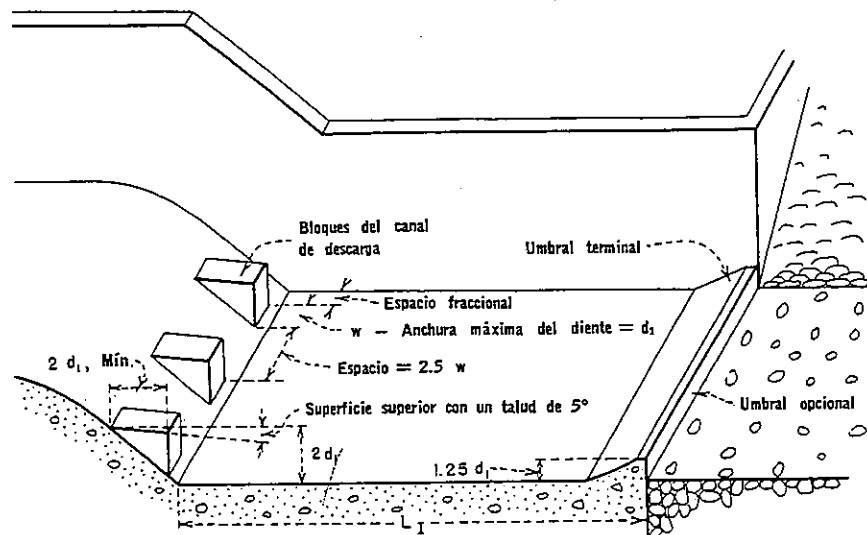
1.7 el tirante conjugado d_2 es aproximadamente el doble del tirante de llegada, o aproximadamente 40% mayor que el tirante crítico. La velocidad de salida v_2 es aproximadamente la mitad de la velocidad de llegada, o 30% menor que la velocidad crítica. No es necesario emplear estanques amortiguadores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

(2) *Estanques para números de Froude entre 1.7 y 2.5.* Los fenómenos de la circulación para estanques en los que los factores que influyen en ella tienen números de Froude que varían entre 1.7 y 2.5 quedarán en la forma designada como etapa previa del resalto, como se ilustra en la Fig. 203. Como estas corrientes no están acompañadas de una turbulencia activa, no son necesarios amortiguadores ni umbrales. El estanque tiene que ser lo suficientemente largo para dar cabida al prisma de la corriente en la que se está produciendo la retardación. Los tirantes conjugados y las longitudes del estanque dadas en la Fig. B-15 (Apéndice B) permiten construir buenos estanques.

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

Cuando se tiene que construir un dispositivo amortiguador para disipar la energía en corrientes que tienen números de Froude comprendidos dentro de esta serie, el estanque de la Fig. 205, que se designa con el nombre de estanque tipo I, ha demostrado ser relativamente efectivo para disipar la mayor parte de la energía de la corriente. Sin embargo, el oleaje propagado por el flujo oscilante no puede amortiguarse completamente. Algunas veces tienen que emplearse amortiguadores auxiliares de las ondas, o supresores para que la circulación aguas abajo sea tranquila.

Debido a la tendencia del resalto a cambiar de lugar, y como un medio para suprimir el oleaje,



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO I
NUMERO DE FROUDE

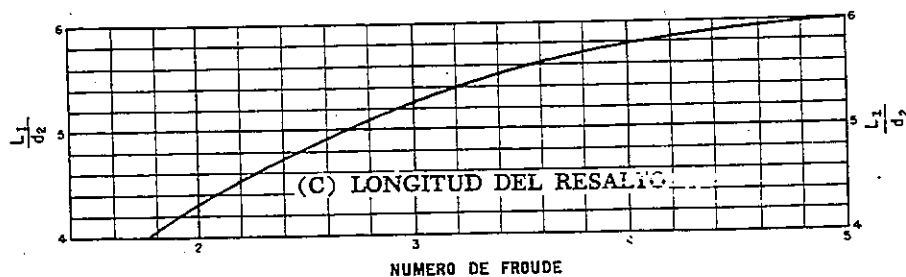
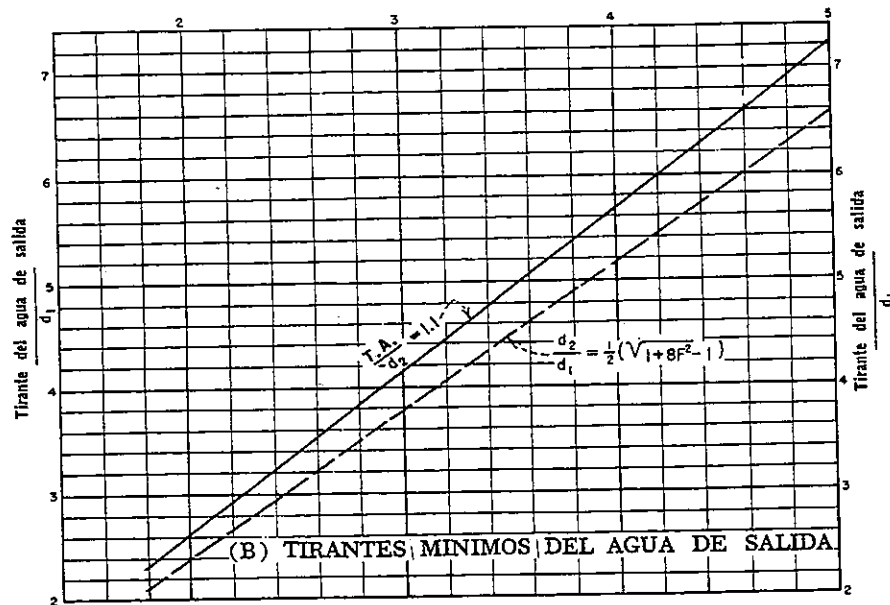
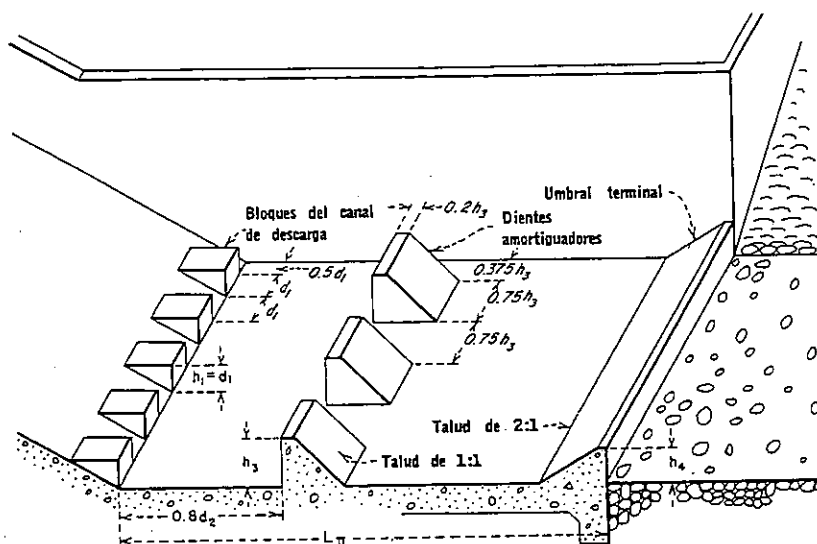


FIG. 205. Características de los estanques amortiguadores para números de Froude entre 2.5 y 4.5

los tirantes del agua en el estanque deben ser aproximadamente 10% mayores que el tirante conjugado calculado.

Con frecuencia la necesidad de utilizar este tipo de estanque se puede evitar eligiendo las dimensiones necesarias para que cambien las condiciones del régimen de la corriente, de manera

que queden fuera de las condiciones de transición. Por ejemplo, con un vertedor de 800 pies³/seg, en el que la energía específica en el extremo de aguas arriba del estanque sea aproximadamente 15 pies y la velocidad dentro del estanque aproximadamente 30 pies/seg, el número de Froude será 3.2 para un estanque de 10 pies de ancho.



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO II

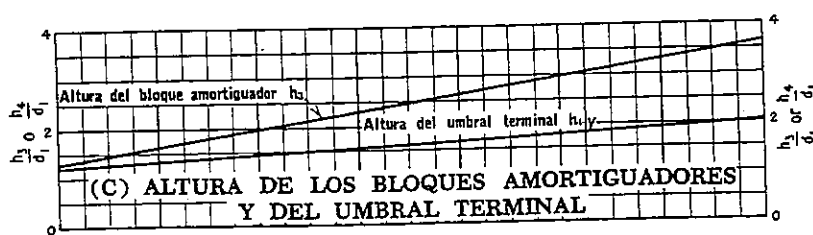
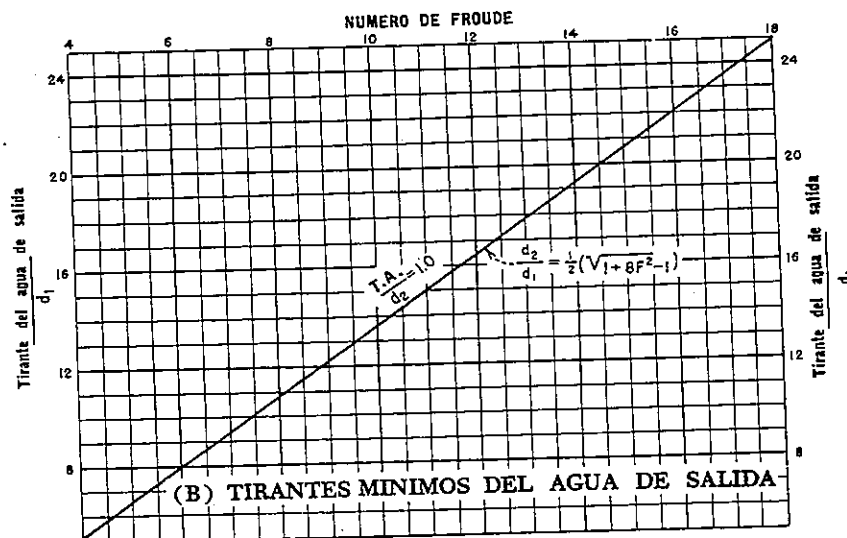


FIG. 206. Características de los estanques amortiguadores para números de Froude mayores de 4.5, cuando las velocidades de llegada no exceden de 50 pies/seg

El número de Froude puede elevarse a 4.6 ampliando el estanque a 20 pies. La selección de la anchura del estanque se convierte entonces en un asunto económico al mismo tiempo que de funcionamiento hidráulico.

(4) Estanques para números de Froude mayores de 4.5. En los estanques en los que el valor del número de Froude del agua que llega es mayor de 4.5, se forma un verdadero resalto hidráulico. Los elementos del resalto varían de acuerdo con

el número de Froude como se muestra en la Fig. B-15 (Apéndice B). La instalación de dispositivos adicionales, como bloques, deflectores y umbrales a lo largo del piso del estanque producen un efecto estabilizador en el resalto, lo que permite acortar el estanque y proporciona un factor de seguridad contra el corrimiento del resalto debido a lo inadecuado del tirante del agua de descarga.

El estanque mostrado en la Fig. 206, que se designa como el tipo II, se puede adoptar cuando las velocidades de llegada no exceden de 50 pies/seg. En este estanque se utilizan bloques, bloques amortiguadores, y un umbral terminal para acortar la longitud del resalto y para disipar la elevada velocidad de circulación dentro del estanque acortado. En este estanque se supone que la disipación de la energía la hacen los bloques amortiguadores y la turbulencia del resalto que aseguran su eficacia. Debido a las grandes fuerzas producidas por los impactos, a las que están sujetos los deflectores por el choque de las elevadas velocidades de llegada, y debido a la posibilidad de cavitación a lo largo de las superficies de los bloques y el piso, el uso de este estanque debe limitarse a cargas donde las velocidades no excedan de 50 pies/seg.

Debe tomarse conocimiento de las cargas adicionales colocadas sobre la estructura del piso por la fuerza dinámica producidas sobre la cara de aguas arriba de los dados amortiguadores. Esta fuerza dinámica es aproximadamente igual a la de un chorro que choca contra un plano normal a la dirección de la corriente. La fuerza, en libras, se puede expresar por la fórmula:

$$\text{Fuerza} = 2wA(d_1 + h_{v_1}) \quad (24)$$

en la que:

w = el peso unitario del agua

A = al área de la cara de aguas arriba del bloque y

$(d_1 + h_{v_1})$ = la energía específica del agua que entra al estanque.

La presión negativa en la cara posterior de los bloques aumentará todavía más la carga total. Sin embargo, como los bloques amortiguadores se colocan a una distancia igual a $0.8d_2$ más adelante de donde comienza el resalto, se producirá un efecto amortiguador cuando el chorro de llegada alcance los bloques y la fuerza será menor que la indicada en la ecuación anterior. Si se usa toda la fuerza calculada por la Ec. (24), la presión negativa puede despreciarse.

Cuando las velocidades de llegada pasan de 50 pies/seg, o cuando no se emplean bloques amortiguadores, se puede adoptar el estanque designado como del tipo III en la Fig. 207. Debido

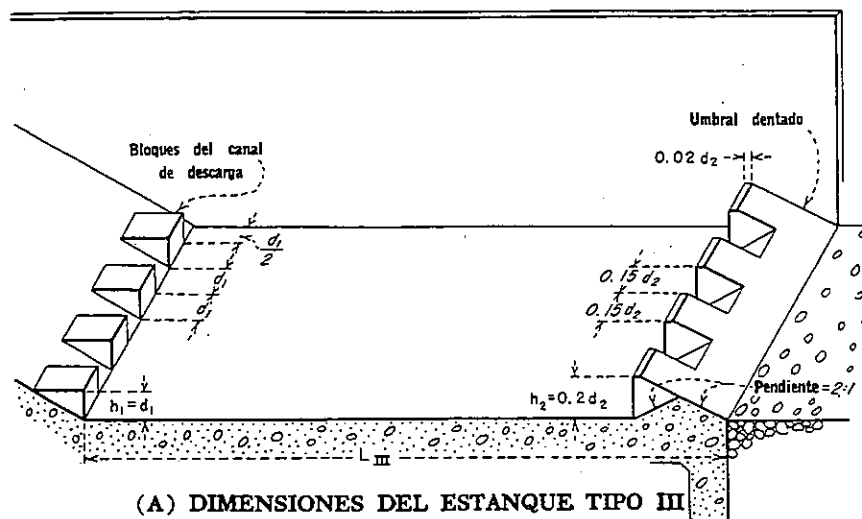
a que la disipación se debe principalmente al efecto del resalto hidráulico, la longitud del estanque será mayor que la indicada para el estanque del tipo II. Sin embargo, todavía serán efectivos los bloques del canal de descarga y el umbral terminal dentado para reducir la longitud que sería necesaria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

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

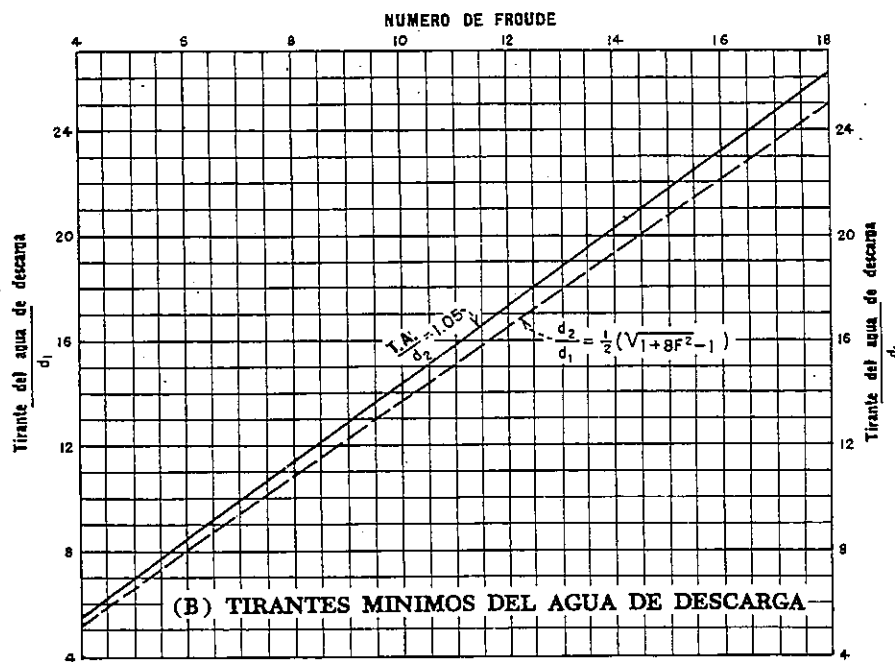
(d) *Los tirantes en el estanque amortiguador en relación con las cargas hidráulicas.* El nomograma mostrado en la Fig. 208 permite determinar los tirantes aproximados para las diferentes anchuras del estanque, y para varias diferencias de nivel entre, el agua del vaso y la de la descarga. Se dan gráficas para las condiciones en que no hay carga en el extremo de aguas arriba del estanque amortiguador, y para pérdidas de 10, 20 y 30%. (Estas gráficas se muestran en el nomograma como escalas A, B, C y D, respectivamente.) Los tirantes conjugados necesarios, d_2 dependerán de la energía específica disponible a la entrada del estanque, determinada por el procedimiento que se discutió en la Sec. 196.

uando las

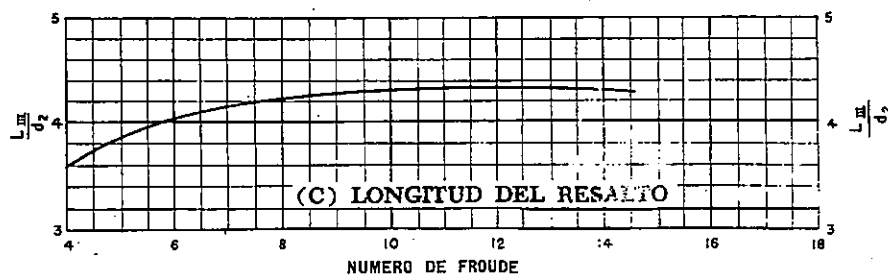
rude ma-
e el valor
es mayor
dráulico
erdo con



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO III



(B) TIRANTES MINIMOS DEL AGUA DE DESCARGA



(C) LONGITUD DEL RESALTO

FIG. 207. Características de los estanques amortiguadores para números de Froude superiores a 4.5

Cuando se conoce la energía específica, la pérdida de carga en el canal de aguas arriba se puede relacionar a la carga de velocidad, así como determinar el porcentaje de pérdidas y la magnitud aproximada del tirante conjugado con el nomograma. De la Fig. B-5 (Apéndice B), se puede obtener una aproximación rápida de las

mismas, cuando no se han calculado las pérdidas de carga. Cuando sólo es necesario hacer una determinación aproximada de los tirantes en el estanque, la elección de las pérdidas que deben aplicarse a los diferentes proyectos de estanques amortiguadores se puede hacer en una forma general como sigue: