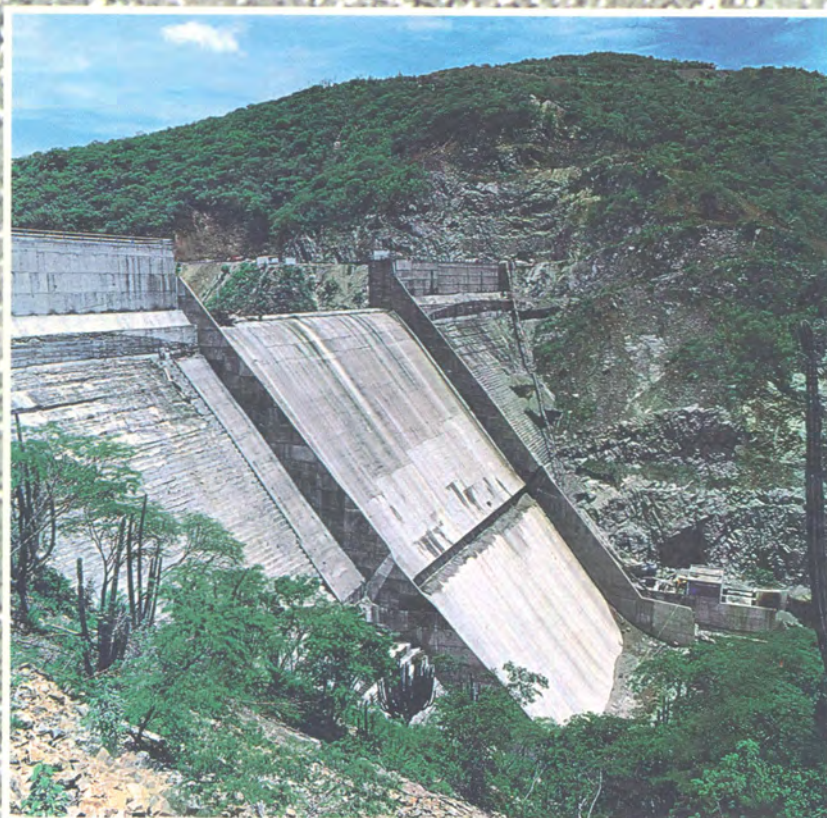


Felipe I. Arreguín Cortés

Obras de excedencia



IMTA

México, 2000

Obras de excedencia

Felipe I. Arreguín Cortés

Obras de excedencia

IMTA

México, 2000

627.8

A78 Arreguín Cortés, Felipe I.

Obras de excedencia / Felipe I. Arreguín Cortés.- México: IMTA, 2000.

265 pp. 17 x 23 cm

Incluye bibliografía

ISBN 968-7417-51-X

1. Hidráulica 2. Presas de almacenamiento 3. Obras de excedencia
(vertedores de demasías)

Portada: Vista del vertedor de la presa General Ramón Corona Madrigal (Trigomil) municipio de Unión de Tula, Jalisco. Disco compacto *Grandes presas de México*.
Comisión Nacional del Agua

Coordinación editorial:
Jesús Hernández Sánchez

Revisión y edición técnicas:
Víctor Hugo Alcocer Yamanaka

Cuidado de edición:
Antonio Requejo del Blanco

Diagramación y formación:
Impresión y Diseño

Primera edición: 2000.

© Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac 8532,
62550 Progreso, Morelos

ISBN 968-7417-51-X

Hecho en México - *Printed in Mexico*

Prólogo

Aún cuando existen varios libros y manuales de obras hidráulicas, la mayoría de ellos han sido escritos originalmente en inglés, y las traducciones y sobre todo las conversiones de tablas y ecuaciones del sistema inglés de medidas al métrico decimal no son del todo adecuadas, causando confusiones en los estudiantes y sobre todo provocando errores en los diseñadores de este tipo de obras.

Por otro lado a pesar de la amplitud de temas tratados en la literatura, no existe ninguna obra que se adapte a los programas de obras hidráulicas impartidos en las carreras de ingeniería civil a nivel licenciatura y de posgrado, en los países de América Latina.

Este libro tuvo sus orígenes en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad Nacional Autónoma de México, como material de apoyo al curso formal de Obras hidráulicas de la maestría en ingeniería hidráulica, y ha sido utilizado en cursos a nivel licenciatura en varias universidades eliminando algunos de los temas tratados. Después de varios años de recibir comentarios y sugerencias de mejora del libro en los sucesivos cursos impartidos en la DEPMI-UNAM, y con el apoyo del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, se ha hecho la edición que el lector tiene en sus manos.

Como cualquier otro libro relacionado con las obras hidráulicas, la base del material presentado aquí es el desarrollado por el *United States Bureau of Reclamation* y el *United States Army Corps of Engineers*, con algunas adaptaciones hechas por las dos principales instituciones relacionadas con este tipo de obras en México: la Comisión Nacional del Agua y la Comisión Federal de Electricidad.

El material incluido permite diseñar cualquier tipo de vertedor, incluidos canal de llamada, cimacio, conducto de descarga y estructura terminal, sin dejar por fuera el análisis estructural de las obras. Especial importancia se le ha dado al capítulo de cavitación y aireación, donde se presentan los criterios más actualizados de revisión y diseño de las obras expuestas a estos fenómenos.

En toda la obra se incluyen planos de obras construidas en México con objeto de que el estudiante se familiarice con ellos, y pueda interpretarlos y desarrollarlos cuando se integre a la práctica profesional. Se presentan ejemplos resueltos, y propuestos con las soluciones correspondientes a aquellos señalados con números impares.

Se agradece a la División de estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México y al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, todo el apoyo para el desarrollo de este trabajo.



ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN	11
2 AVENIDA DE DISEÑO Y CAPACIDAD DEL VERTEDOR	13
3 VERTEDORES DE SERVICIO Y VERTEDORES AUXILIARES	17
4 ELEMENTOS DE LOS VERTEDORES DE DEMASÍAS	19
4.1 <i>Canal de acceso o de llamada</i>	19
4.2 <i>Estructuras de control</i>	20
4.2.1 <i>Plumas</i>	20
4.2.2 <i>Compuertas deslizantes</i>	21
4.2.3 <i>Compuertas radiales</i>	22
4.3 <i>Conductos de descarga</i>	22
4.4 <i>Estructura terminal</i>	24
5 TIPOS DE VERTEDORES	25
5.1 <i>Vertedores de caída libre</i>	25
5.2 <i>Vertedores con conducto de descarga</i>	25
5.3 <i>Vertedores de embudo</i>	26
5.4 <i>Vertedores en rápida</i>	27
5.5 <i>Sifones vertedores</i>	27
6 DISEÑO HIDRÁULICO DE CIMACIOS	31
6.1 <i>Criterio general del USBR</i>	32
6.2 <i>Otros criterios</i>	36
6.2.1 <i>Velocidad de llegada despreciable y talud aguas arriba vertical</i>	36
6.2.2 <i>Velocidad de llegada despreciable y talud del paramento aguas arriba inclinado. Criterio USACE</i>	37

6.2.3	<i>Velocidad de llegada considerable talud 1 a 1. Criterio USACE</i>	40
7	DESCARGA SOBRE LA CRESTA DE UN CIMACIO SIN CONTROL	57
7.1	<i>Coeficiente de descarga</i>	57
7.1.1	<i>Efecto de la profundidad de llegada</i>	58
7.1.2	<i>Efecto de cargas diferentes a las de proyecto</i>	59
7.1.3	<i>Efecto de la pendiente del talud aguas arriba</i>	59
7.1.4	<i>Efecto de ahogamiento y del delantal o lavadero aguas abajo</i>	59
8	LONGITUD EFECTIVA O ANCHO EFECTIVO DE LA CRESTA	71
9	PERFIL DEL AGUA SOBRE EL CIMACIO	85
10	PRESIONES SOBRE EL CIMACIO DEL VERTEDOR	89
11	CIMACIO CONTROLADO POR COMPUERTAS	91
12	DISEÑO HIDRÁULICO DEL CONDUCTO DE DESCARGA	95
12.1	<i>Cavitación</i>	97
12.1.1	<i>Métodos de predicción</i>	98
12.1.2	<i>Protección contra daños debidos a cavitación</i>	99
12.2	<i>Aireación natural</i>	102
12.2.1	<i>Modelo teórico. Región inferior</i>	103
12.2.2	<i>Zona en desarrollo con flujo parcialmente aireado</i>	106
12.2.3	<i>Zona en desarrollo con flujo totalmente aireado</i>	108
12.3	<i>Aireación inducida</i>	109
12.3.1	<i>Antecedentes</i>	109
12.3.2	<i>Geometría de los aireadores</i>	109
12.3.3	<i>Mecanismos de aireación</i>	112
12.3.4	<i>Demanda de aire</i>	113
12.3.5	<i>Espaciamiento entre aireadores</i>	114
12.3.6	<i>Incremento de tirantes</i>	116
12.3.7	<i>Impacto del chorro</i>	116
12.3.8	<i>Fluctuaciones de presión provocados por los aireadores</i>	116
12.3.9	<i>Desaireación</i>	116
12.3.10	<i>Aireadores construídos</i>	117

12.3.11 <i>Comportamiento del aire después de un aireador</i>	120
12.3.12 <i>Método propuesto</i>	122
12.3.13 <i>Perfil del conducto y bordo libre</i>	122
13 ESTRUCTURAS TERMINALES	139
13.1 <i>Saltos de esquí</i>	139
13.2 <i>Cubetas disipadoras</i>	140
13.2.1 <i>Cubeta lisa tipo Lievi-Chertousov</i>	140
13.2.2 <i>Cubetas tipo USBR</i>	143
13.2.2.1 <i>Diseño hidráulico de la cubeta dentada tipo USBR</i>	144
13.3 <i>Tanques amortiguadores</i>	145
13.3.1 <i>Tanque rectangular tipo SAF</i>	147
13.3.2 <i>Tanque rectangular tipo USBR(I)</i>	148
13.3.3 <i>Tanque rectangular tipo USBR(II)</i>	150
13.3.4 <i>Tanque rectangular tipo USBR(III)</i>	150
14 VERTEDORES DE CAÍDA LIBRE	163
15 VERTEDORES DE ABANICO	171
16 VERTEDORES DE CANAL LATERAL	177
17 VERTEDORES DE EMBUDO	191
18 PROYECTO ESTRUCTURAL	207
18.1 <i>Análisis de estabilidad del cimacio</i>	207
18.2 <i>Análisis de estabilidad de los muros de contención del canal de llamada</i>	222
18.3 <i>Revestimiento de los canales</i>	234
18.4 <i>Detalles de diseño</i>	235
SOLUCIÓN A LOS PROBLEMAS PROPUESTOS	255
BIBLIOGRAFÍA	263

1 INTRODUCCIÓN

Las obras de excedencia o vertedores de demasías se construyen con objeto de dar paso a los volúmenes de agua que no pueden retenerse en el vaso de una presa de almacenamiento. En el caso de presas derivadoras por el vertedor pasan las aguas excedentes, que son aquéllas que no se han desviado para su aprovechamiento. Mientras que en una presa de almacenamiento se tratará de evitar desfuegos y por lo tanto el uso del (os) vertedor (es), en el caso de las presas derivadoras el funcionamiento de la obra de excedencias será más frecuente y en algunos casos permanente.

Un vertedor mal proyectado puede originar que el nivel del agua sobrepase la corona de la presa y derrame sobre ella, pudiendo ocasionar la falla sobre todo si se trata de presas de tierra, materiales graduados o de enrocamiento.

Para señalar la importancia de la obra de excedencias en las presas, baste analizar los siguientes datos reportados por Marengo H., 1994, según los cuales de 107 casos de fallas totales conocidos hasta 1975, Silveira A., 1990, 61 se debieron a desbordamientos ocasionados por insuficiencia del vertedor, errores en las estimaciones hidrológicas y operación deficiente, ver tabla Núm. 1.

Tabla 1 Fallas por desbordamiento (61 casos) ordenados por periodo de terminación, altura y periodo de ocurrencia de la falla

		Concreto y mampostería		Tierra y enrocamiento		Total	
		Núm.	Por ciento	Núm.	Por ciento	Núm.	Por ciento
Periodo de terminación	< 1900	9	14.70	8	13.12	17	27.87
	1900-1909	4	6.60	2	3.28	2	3.28
	1910-1919	4	6.60	7	11.48	11	18.03
	1920-1929	-	-	2	3.28	6	9.83
	1930-1939	-	-	3	4.92	3	4.92
	1940-1949	-	-	3	4.92	3	4.92
	1950-1959	-	-	6	9.83	6	9.83
	1960-1969	1	1.6	7	11.48	8	13.12
	1970-1975	-	-	5	8.19	5	8.19
	Total	18	29.5	43	70.5	61	100
Altura (m)	< 15	1	1.60	5	8.19	6	9.83
	15-30	10	16.47	21	34.45	31	50.82
	30-50	6	9.83	9	14.75	15	24.6
	50-100	1	1.60	8	13.11	9	14.75

Tabla 1 (conclusión)

		Concreto y mampostería		Tierra y enrocamiento		Total	
		No.	Por ciento	No.	Por ciento	No.	Por ciento
Altura (m)	>100	-	-	-	-	-	-
	Total	18	29.50	43	70.50	61	100
Periodo de ocurrencia de la falla	Construcción < 5 años	2	3.28	11	18.03	13	21.31
	Primeros 5 años	4	16.40	9	14.75	13	21.31
	Después de 5 años	12	19.68	23	37.72	35	57.38
	Total	18	29.50	43	70.50	61	100

Fuente: Marengo H., 1994.

Como puede observarse, el mayor porcentaje de las fallas, 27.87, ocurrió en presas construidas antes de 1900, y de 1920 a 1975, sólo se presentó un caso en presas de concreto y mampostería. Con relación a la altura, el 52.82 % de las fallas se registró en presas con dimensiones entre 15 y 30 metros, y el 57.38 % sucedió cinco años después de su construcción.

Otro trabajo importante señalado por Marengo H., 1994, es el de Lebreton A., 1985, donde se reportan los accidentes ocurridos de 1964 a 1983, ver tabla No. 2, aquí destaca que el 69 % de las presas que fallaron por desbordamiento medían menos de quince metros, en tanto que el 55.5 % con accidentes por la misma causa eran más altas.

Tabla 2 Causas de falla en el periodo 1964-1983 según Lebreton, A, 1985

Causas	H < 15 m		H > 15 m		Total		
	No. fallas	%	No. fallas	%	No. fallas	%	
Desbordamiento	Construcción	0	0	9	25.0	9	14.0
	Terminación	18	69	11	30.5	29	67.0
	Total	18	69	20	55.5	38	81.0
Falla por paso de una avenida aguas arriba	-	-	2	5.5	2	3	
Erosión	Descarga de avenidas (aguas arriba)	2	8	1	3	3	5
	Tubificación						
	Cuerpo						
	Cortina	3		7		10	
	Falla de conducto	2		2		4	
	Total	5	19	9	25	14	23
Deslizamiento de taludes		1	4	4	11	5	8
	Total	26	100	36	100	62	100

Fuente: Marengo H., 1994

2 AVENIDA DE DISEÑO Y CAPACIDAD DEL VERTEDEDOR

Se llama avenida de diseño a aquella que entra a un vaso de almacenamiento y cuyo tránsito por el mismo produce escurrimientos que determinan la capacidad del vertedor. Otra definición necesaria es la de avenida máxima probable, que es aquella que puede esperarse de la combinación de las condiciones meteorológicas críticas para la cuenca en estudio. La selección de la avenida de diseño depende básicamente del riesgo que se desee asociar a la construcción de la obra.

Los métodos para calcular la avenida de diseño se pueden clasificar en tres grandes grupos: empíricos, estadísticos e hidrometeorológicos. Los primeros se basan en calibraciones de características físicas de la cuenca, como el área o la pendiente media, para su empleo en cuencas similares.

Los criterios estadísticos ajustan una distribución estadística conocida como la Gumbel, la lognormal, o la Pearson tipo III, Aparicio J., 1996, a un registro de datos de una estación hidrométrica determinada. Finalmente los criterios hidrometeorológicos utilizan la precipitación máxima probable (PMP), así, con la tormenta de diseño, se genera un hidrograma unitario mediante el auxilio de la relación lluvia-escurrimiento, y al descontar las pérdidas se obtiene la avenida de diseño.

Como se señaló anteriormente la selección de la avenida de diseño está asociada al riesgo, el cual se relaciona con factores como la capacidad y altura de la presa, así como los requerimientos de evacuación de personas y daños potenciales aguas abajo de la obra, Marengo H., 2000.

Varias instituciones han clasificado los riesgos en función de distintas variables. El United States Army Corps of Engineers, USACE, 1976, lo hizo tomando en consideración la altura de la presa, su capacidad de almacenamiento y las pérdidas de vidas y económicas, ver tabla Núm. 3. En tanto que otras instituciones lo relacionan con la avenida máxima probable, ver tabla Núm. 4.

Una muestra del riesgo que implica una falla de una presa, se presenta en la tabla No.5, donde puede observarse el número de fallas (N_f) y el número de víctimas (N_v) en varios países del mundo.

En resumen, puede decirse que la selección de la avenida de diseño tiene implicaciones técnicas, económicas y sociales, y que del análisis de la combinación más ventajosa podrá determinarse la avenida de diseño.

Por ejemplo, si se incrementa la magnitud de la avenida de diseño, disminuye la probabilidad de ocurrencia y por lo tanto el riesgo, pero por otro lado la capacidad del vertedor aumentará y el costo del mismo también.

Tabla 3 Clasificación del riesgo potencial de falla en presas según el Programa Nacional de Inspección de Presas de los EUA

Categoría	Almacenamiento (m ³)	Altura de la presa (m)
Tamaño de la Presa		
Pequeña	61 600 a 1 233 500	7.6 a 12
Intermedia	1 233 500 a 61 600 000	12 a 30
Grande	más de 61 600 000	más de 30
Categoría	Pérdida de vidas	Pérdidas económicas
Riesgo potencial		
Bajo	No esperadas (no hay estructuras permanentes para habitación humana)	Mínimas (sin desarrollo alguno o estructuras para agricultura)
Significativo (intermedio)	Pocas (no hay desarrollo urbano y no hay más que unas cuentas pequeñas estructuras habitables)	Apreciables (industria agrícola importante o estructuras)
Alto	Más que algunas	Excesivas (comunidad extensiva, industria o agricultura)

Fuente: Marengo H., 1994.

Tabla 4 Comparación de la capacidad de vertedores de acuerdo al riesgo potencial y tamaño de la presa según varias agencias

	Clase de riesgo								
	Alto			Significativo			Bajo		
	Tamaño de la presa								
	Grande	Intermedia	Pequeña	Grande	Intermedia	Pequeña	Grande	Intermedia	Pequeña
Agencias Federales USBR	AMP	AMP	AMP						
USACOE	AMP	AMP	½ AMP a AMP	AMP	½ AMP a AMP	100 AÑOS ½ AMP	½ AMP a AMP	100 años a AMP	50 años a 100 años
Instituto de Ingenieros Civiles de Londres	AMP	AMP	AMP	0.5 AMP o la mayor de las avenidas de T _r =10,000 años			0.3 AMP o la mayor de las avenidas de T _r =1,000 años		
Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)	AMP	AMP	AMP	AMP	AMP	AMP			
Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD)	AMP	AMP		AMP	AMP				
Comité de Grandes Presas de USA (USCOLD)				No ha emitido criterio					

Fuente: Marengo H., 1994.

Cabe hacer notar que estos análisis deben considerar el estado futuro de las condiciones aguas abajo de la presa, sobre todo para efectos de riesgo. Para determinar la capacidad óptima del vertedor se transita la avenida de diseño por el vaso suponiendo éste lleno hasta la capacidad útil. Debido a que parte del volumen de la avenida transitada será almacenado temporalmente en el vaso

Tabla 5 Número de fallas contra número de víctimas conocidas en el periodo 1800-1983

País	Fallas											
	Cortinas de tierra y enrocamiento		Concreto, mampostería y diversas		Obras anexas (compuertas)		Otras (fallas en laderas)		Cortinas de naturaleza desconocida		Total	
	Nf	Nv	Nf	Nv	Nf	Nv	Nf	Nv	Nf	Nv	Nf	Nv
India	3	3 100	1	1 000	-	-	-	-	-	-	4	4 100
Italia	-	-	2	700	-	-	1	2 600	-	-	3	3 300
USA	17	2 573	5	541	-	-	-	-	3	14	25	3 128
		(1)										
Alemania	1	1	2	1 268	-	-	-	-	-	-	3	1 269
				(2)								
Japón	-	-	-	-	1	1	-	-	1	1 200	2	1 201
Brasil	1	1 000	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1 000
España	1	40	752	2	1	30	-	-	-	-	4	822
Francia	1	4	521	2	-	-	-	-	-	-	3	525
Gran Bretaña	1	238	16	1	-	-	-	-	-	-	2	254
Argelia	-	-	219	2	-	-	-	-	-	-	2	219
Indonesia	1	200	-	-	-	-	-	-	-	-	1	200
URSS	1	145	-	-	-	-	-	-	-	-	1	145
Corea	1	120	-	-	-	-	-	-	-	-	1	120
Chile	1	100	-	-	-	-	-	-	-	-	1	100
Colombia	-	-	-	-	1	80	-	-	-	-	1	80
Filipinas	1	80	-	-	-	-	-	-	-	-	1	80
Checoslovaquia	1	65	-	-	-	-	-	-	-	-	1	65
Argentina	1	25	-	-	-	-	-	-	-	-	1	25
Canadá	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1
Total	33	7 692	17	5 017	3	111	1	2 600	4	1 214	58	16 634
Fallas recientes sin víctimas	39	0	0	0	0	0	0	0	0	0	47	0
Número de víctimas por falla reciente	72	107	25	200	3	37	1	2 600	4	300	105	158

Fuente: Marengo H., 1994.

(1) 2 187 son víctimas de la avenida en South Fork

(2) Bombardeos

entre el nivel de aguas máximas de operación, NAMO y el nivel de aguas máximas extraordinarias, NAME (a esta capacidad parcial del vaso se le llama superalmacenamiento o capacidad de retenidas C_r).

La capacidad del vertedor podrá ser menor que el gasto máximo de la avenida que entra al vaso seleccionándose finalmente a la mejor combinación capacidad de retenidas y capacidad de la obra de excedencias, que puede traducirse a seleccionar la mejor combinación de la capacidad del vertedor-altura de la cortina.

3 VERTEDORES DE SERVICIO Y VERTEDORES AUXILIARES

Cuando la topografía del lugar lo permita debe considerarse la posibilidad de emplear una combinación de vertedores de servicio y auxiliares, pues esto muchas veces repercute en una economía en el proyecto, ver fig. 1.

Se llama vertedor de servicio a aquel que funciona para avenidas de pequeño periodo de retorno, es decir aquéllas que se presentan más frecuentemente.

El vertedor auxiliar estará diseñado para funcionar cuando las avenidas citadas anteriormente sean rebasadas.

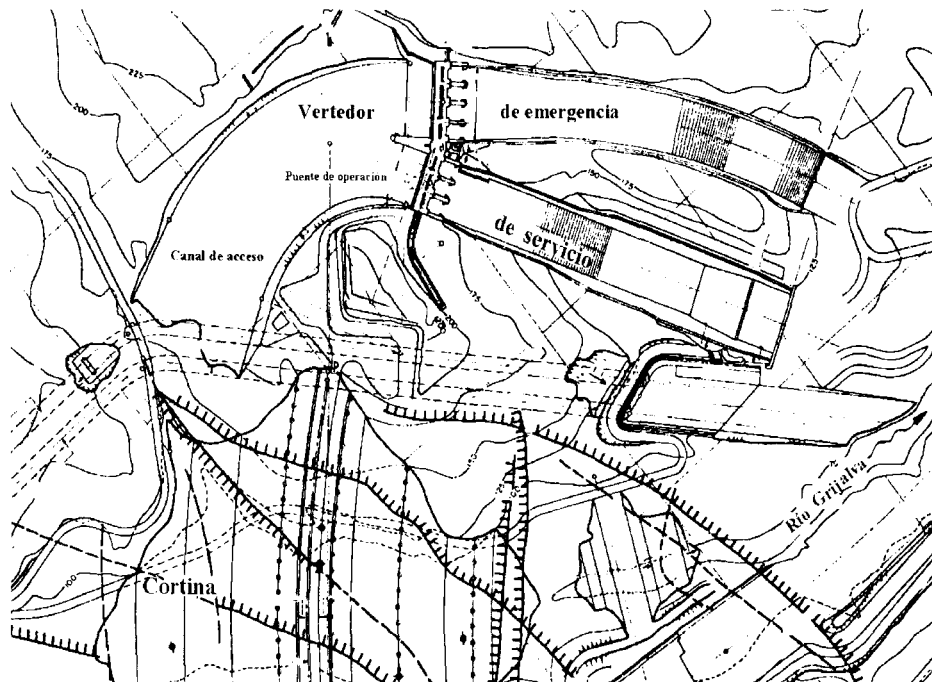


Fig.1 Vertedor de servicio y emergencia de la presa Netzahualcóyotl (Malpasos) Chiapas, México, Comisión Nacional del Agua, CNA, 1999

La ubicación de los vertedores auxiliares depende básicamente de la topografía, pues su construcción será económica cuando exista un puerto que pueda aprovecharse, o cuando alguna de las laderas circundantes al vaso tengan una pendiente suave en la que pudiera excavarse un canal. En ambos casos deberá tenerse cuidado de que la descarga pueda ser conducida a alguna corriente natural, y de que no se ocasionen fenómenos como socavación que repercutan en la seguridad de la obra en general.

El control en los vertedores auxiliares puede establecerse por medio de agujas o compuertas deslizantes, también pueden usarse diques "fusibles" que se proyectan para que se rompan cuando el agua los rebasa, esto tiene la ventaja de que el control es casi automático.

4 ELEMENTOS DE LOS VERTEDORES DE DEMASÍAS

4.1 Canal de acceso o de llamada

Estos canales conducen el agua del vaso de la presa a la estructura de control, ver fig. 2.

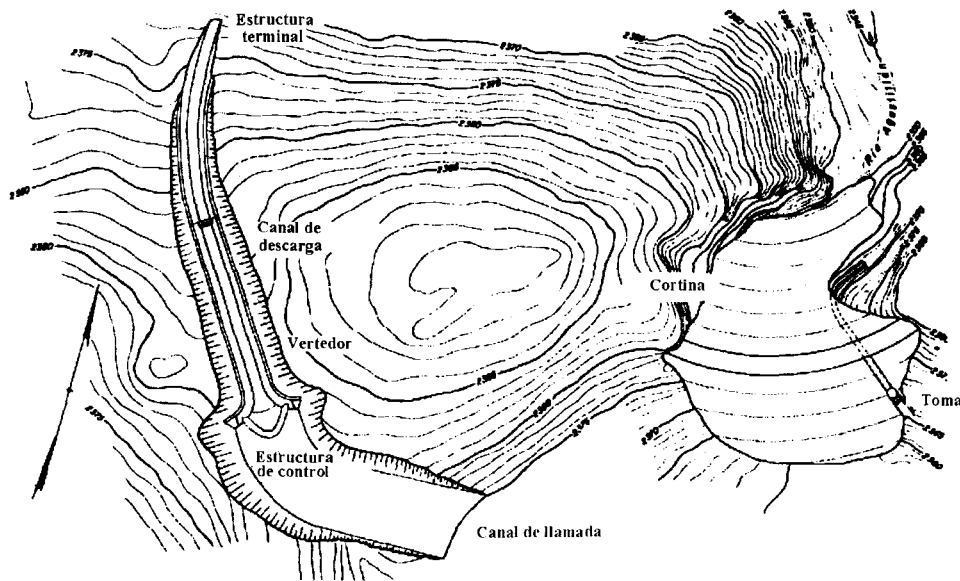


Fig. 2 Elementos de un vertedor, Presa de Agostitlán, CNA, 1999

Su construcción es mucho más frecuente en las presas de tierra y materiales graduados que en las de concreto, pues mientras en aquellas los vertedores se colocan en las laderas o puertos, haciendo necesaria la construcción de un canal para que el agua llegue al vertedor, en las de concreto la estructura de control está colocada sobre ellas haciendo innecesaria la construcción de canales de acceso o de llamada.

El diseño de canales de llegada deberá considerar que:

- a) Las curvas y transiciones sean graduales.
- b) Las velocidades no sean mayores de 3.00 m/s.
- c) No existan zonas de aguas muertas.
- d) La longitud del canal sea la mínima posible.
- e) El desnivel que haya entre la plantilla del canal de acceso y la cresta del vertedor sea la adecuada.
- f) No se formen vórtices, ondas o remolinos, y en general procurar que se den las condiciones para obtener un flujo uniforme a todo lo ancho de la obra de control.

Para definir la geometría del canal de llegada conviene realizar estudios en modelos hidráulicos, y si esto no fuera posible, se debe determinar la red de flujo sobre una geometría propuesta, la cual se modificará de acuerdo al comportamiento del flujo.

4.2 Estructuras de control

Estas obras sirven para controlar y regular los derrames en una presa. Aunque la estructura de control puede ser un orificio, un tubo o una cresta vertedora, en este capítulo sólo se estudiarán estas últimas porque son las más usuales en nuestro país.

Las crestas vertedoras pueden ser libres o sin control, ver fig. 2, y con control, ver fig. 3. De los dos tipos de crestas, es el primero el que ofrece mayor sencillez tanto en su construcción como en su operación, pues automáticamente da paso a las avenidas cuando la elevación de la superficie del agua es superior al nivel máximo de la cresta, además no es necesario operar, mantener ni reparar mecanismos de regulación. Los mecanismos de control más comunes pueden ser desde una serie de vigas colocadas adecuadamente para controlar y regular las avenidas, hasta conjunto de compuertas, ver fig. 3.

4.2.1 Plumas

Son un conjunto de vigas que se colocan verticalmente sobre la cresta del vertedor, se apoyan en postes verticales anclados sobre la cresta misma.

Las plumas o vigas deben ser quitadas cuando es necesario incrementar la descarga, sin embargo la principal objeción a su uso es la dificultad de instalarlas

y quitarlas cada vez que sea necesario. Su colocación puede ser manual o empleando mecanismos adecuados.

4.2.2 Compuertas deslizantes

Son compuertas generalmente rectangulares de acero colado que se deslizan sobre guías formadas por perfiles estructurales tipo canal apoyadas sobre las pilas de los vertedores, ver fig. 4. Estas compuertas son accionadas mediante mecanismos elevadores a través de una flecha de acero.

Con objeto de evitar fugas se acostumbra colocar la compuerta por el lado aguas arriba para que presionen sobre las guías, además es común colocar sellos flexibles en las partes en contacto. Los asientos de las compuertas se hacen de acero o de bronce, apoyándose en metales de diferente aleación para evitar que se suelden, esto debido a las altas presiones.

Cuando el tamaño de las compuertas es tal que su peso obliga al uso de equipos elevadores de gran potencia, es común montar ruedas en los cantos de

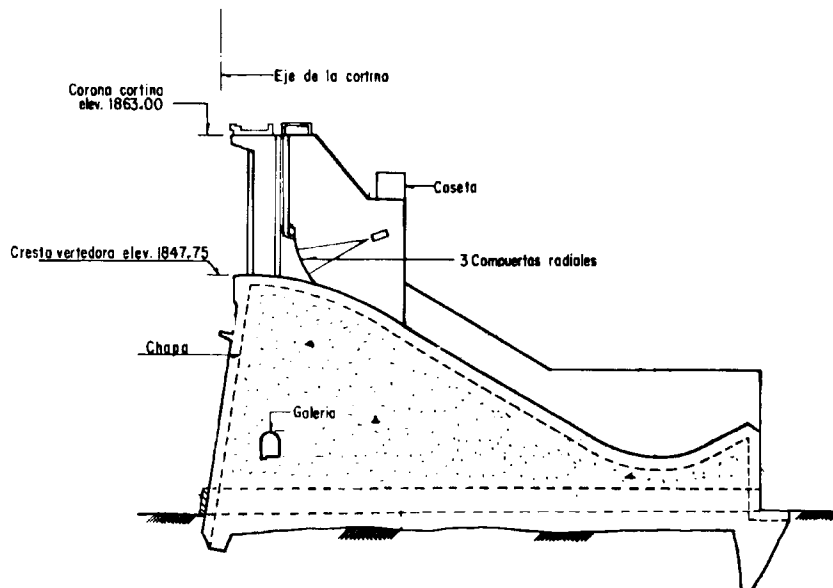


Fig. 3 Sección vertedora de una presa. Nótese las compuertas radiales, CNA, 1999

las compuertas que corren sobre las guías con objeto de reducir la fricción, pudiéndose usar entonces un equipo elevador de menor potencia.

4.2.3 Compuertas radiales

Las compuertas radiales están formadas por un sector de cilindro, generalmente de acero, apoyado en brazos radiales a través de los cuales se transmite el empuje hidrostático hacia un perno de apoyo, ver fig. 5.

4.3 Conductos de descarga

El conducto de descarga sirve para llevar los volúmenes excedentes hacia el río aguas abajo de la presa y puede ser un canal o un túnel, ver fig. 6.

Las dimensiones del conducto estarán determinadas por las condiciones hidráulicas, pero el perfil y las secciones dependerán de la topografía y las condiciones geológicas del lugar.

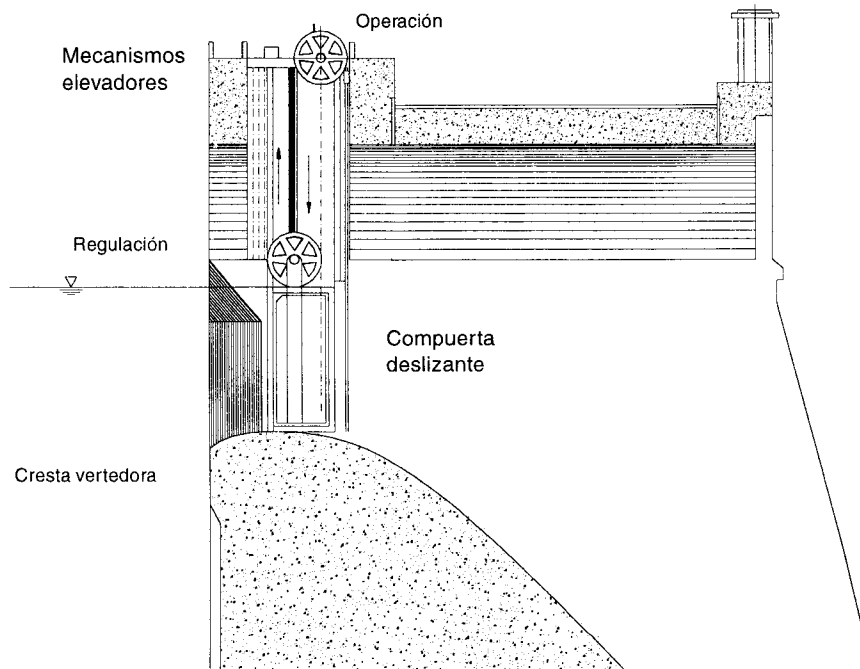


Fig. 4 Compuertas deslizantes sobre la presa Wilson, Alabama, EUA, Creager W.P., 1929

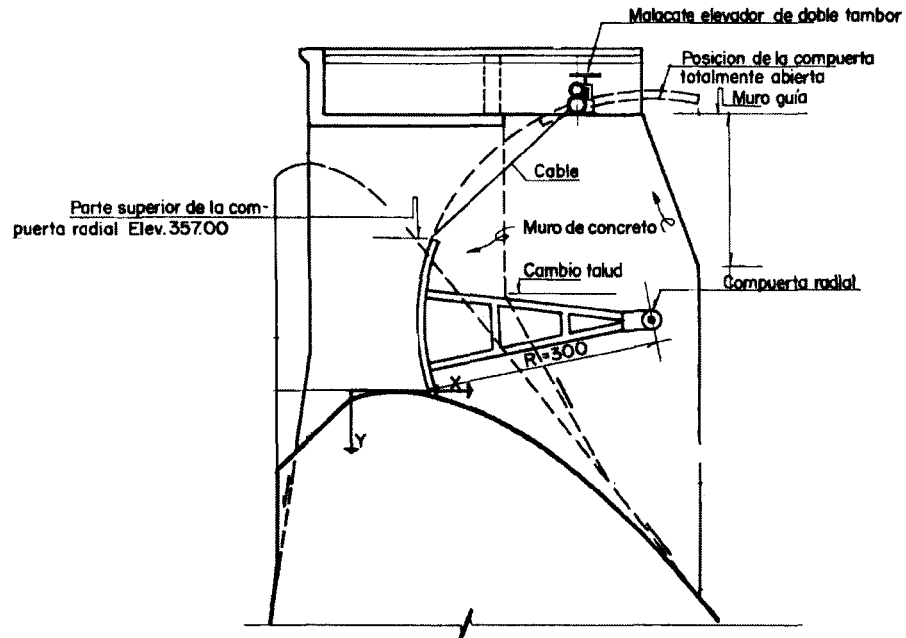


Fig. 5 Compuertas radiales, CNA, 1999

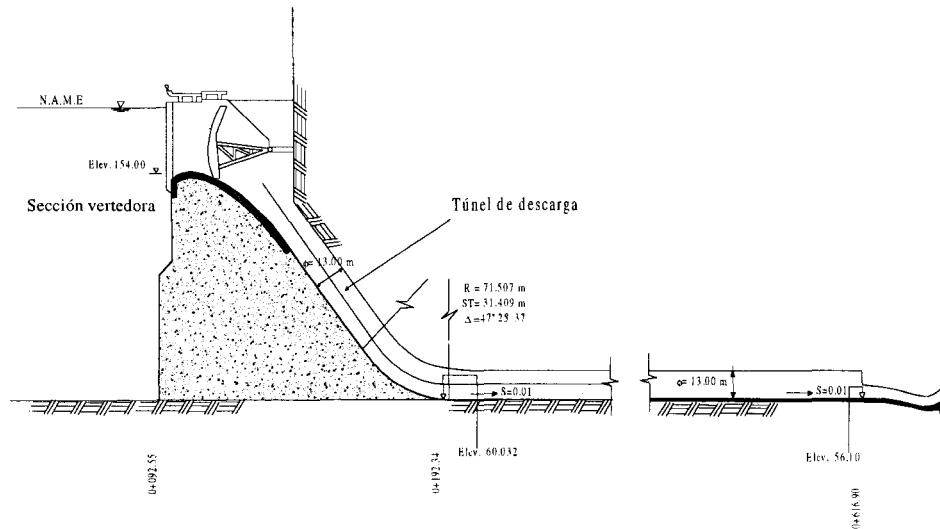


Fig. 6 Túnel de descarga sobre el vertedor de la presa Infiernillo, Mich., Sánchez Bribiesca, 1979

4.4 Estructura terminal

La estructura terminal tiene por objeto disipar la energía cinética del agua para evitar daños en la zona de descarga que pudieran repercutir en la seguridad de la presa. Para lograr el objetivo citado anteriormente se usan, saltos de esquí, deflectores, tanques amortiguadores o cualquier otra geometría que disipe la energía del agua.

5 TIPOS DE VERTEDORES

Existen una serie de clasificaciones de vertedores atendiendo a diversas características de los mismos, una de ellas atiende a la forma de control y los clasifica como de cresta fija, ver fig. 2, y de cresta controlada, ver fig. 3.

Otra clasificación que considera al mismo tiempo a la estructura de control y al conducto de descarga, establece los siguientes grupos:

- a) Vertedores de caída libre
- b) Vertedores con conducto de descarga
- c) Vertedores en rápida
- d) Vertedores de embudo
- e) Sifones vertedores

5.1 Vertedores de caída libre

En este tipo de vertedores, como su nombre lo indica, no existe una estructura que guía el agua del embalse al cauce, sino que se deja caer desde la cresta del vertedor hasta el cauce mismo; se construye generalmente en presas de arco o de contrafuertes, ver fig. 7.

5.2 Vertedores con conducto de descarga

En este caso puede hacerse una subdivisión de acuerdo al tipo de conducto, al eje de la cresta vertedora, y a la orientación del eje del canal de descarga con respecto al eje de la cresta de vertedor, pudiéndose presentar combinaciones de las condiciones anteriores. En general este tipo de obras se asocia a las presas de tierra, materiales graduados y de enrocamiento.

No es recomendable alojarlas sobre el cuerpo de las cortinas debido a que los asentamientos diferenciales, pueden provocar grietas en el vertedor. Pueden clasificarse así estos tipos de obras:

Atendiendo al eje de la cortina

- a) Vertedores con cimacio de eje recto, ver fig. 8
- b) Vertedores con cimacio de eje curvo, ver fig. 2

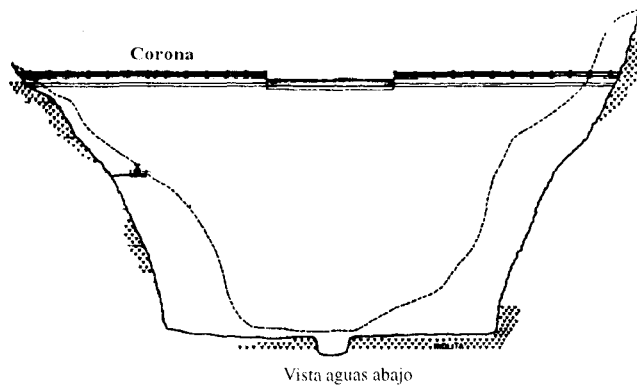
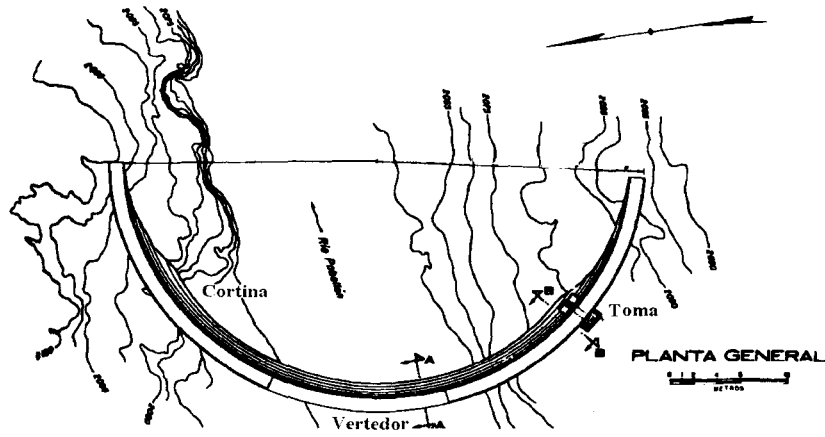


Fig. 7 Presa derivadora de Pabellón. Vertedor con caída libre, CNA, 1999

Cuando el material del fondo del cauce aguas abajo de la presa es resistente se puede construir un salto de esquí, en caso contrario para disipar la energía será conveniente un tanque amortiguador.

5.3. Vertedores de embudo

Estas obras tienen una entrada en forma de embudo que se conecta a un túnel por el cual se conducen los excedentes de la presa hasta el cauce aguas abajo de la obra.

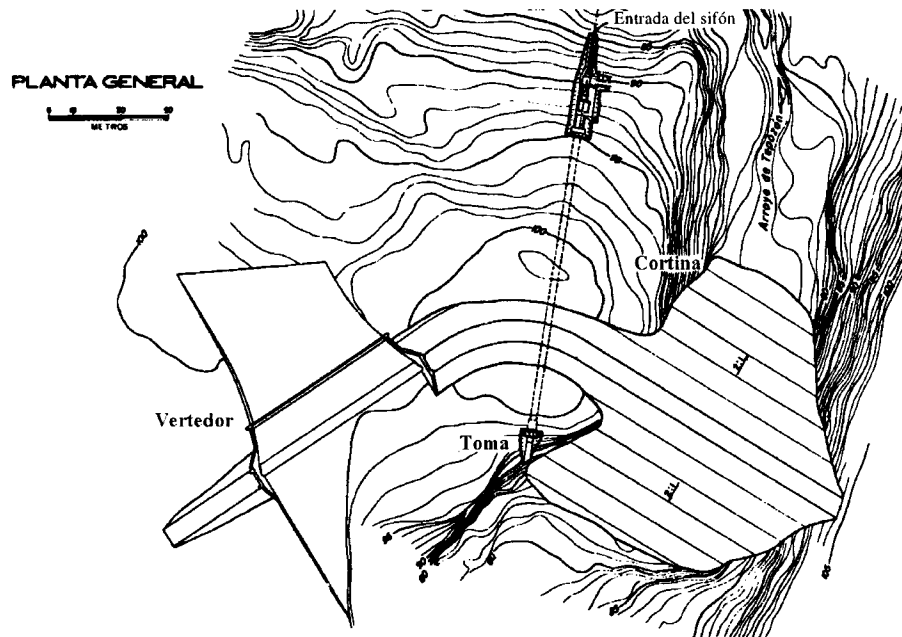


Fig. 8 Vertedor con cimacio de eje recto, CNA, 1999

De acuerdo al tipo de conducto se clasifican así:

- a) Vertedores con canal de descarga, ver fig. 9
- b) Vertedores con túnel de descarga, ver fig. 6

Atendiendo a la orientación del eje del canal con respecto al eje de la cresta del vertedor, destacan los vertedores con canal lateral, pues en este caso ambos son paralelos, ver fig. 9.

5.4 Vertedores en rápida

Estos vertedores se construyen sobre el paramento aguas abajo de las presas de concreto, ver fig. 10 y las de contrafuertes, ver fig. 11.

5.5 Sifones vertedores

Este tipo de vertedores trabajan de acuerdo al principio del sifón. En general son poco económicos pero tienen la ventaja de dar paso a las descargas máximas de diseño con pequeños aumentos de carga.

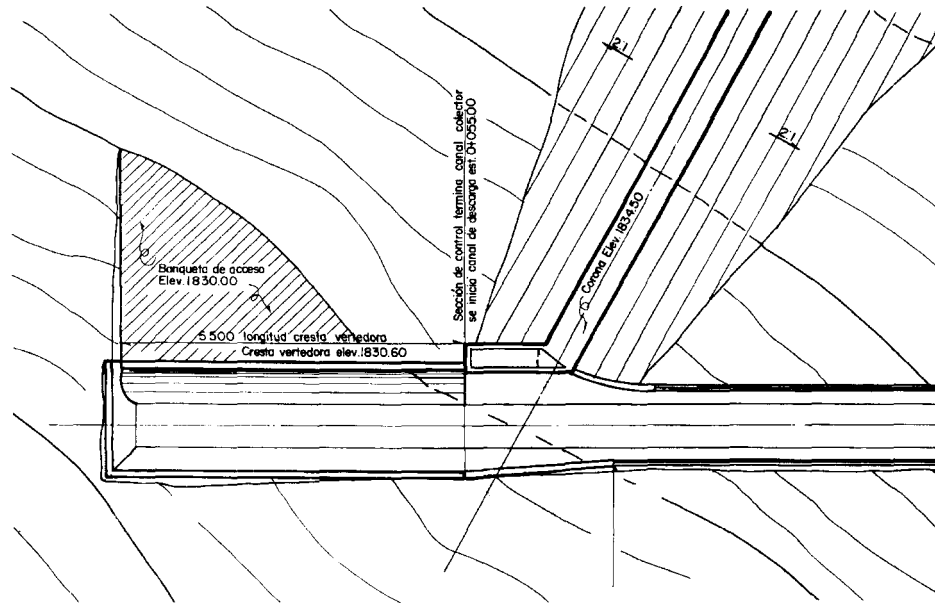


Fig. 9 Presa Cuacuala. Vertedor con canal lateral, CNA, 1999

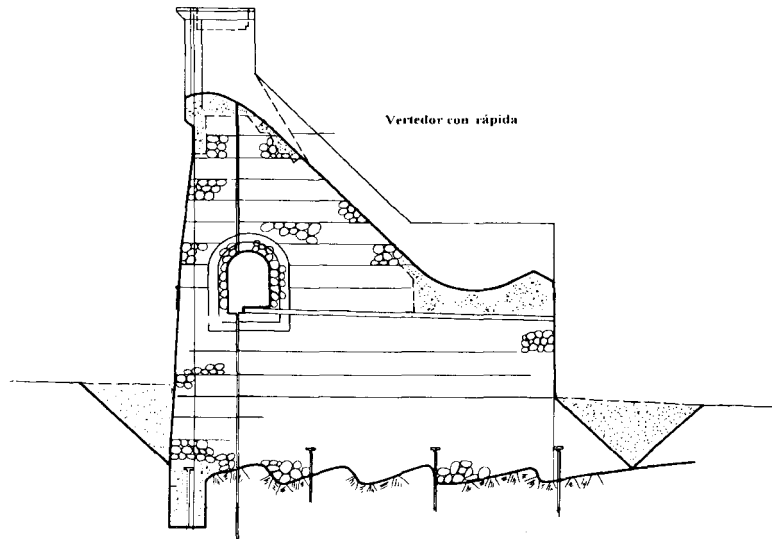


Fig. 10 Vertedor con caída en rápida sobre una presa de gravedad, CNA, 1999

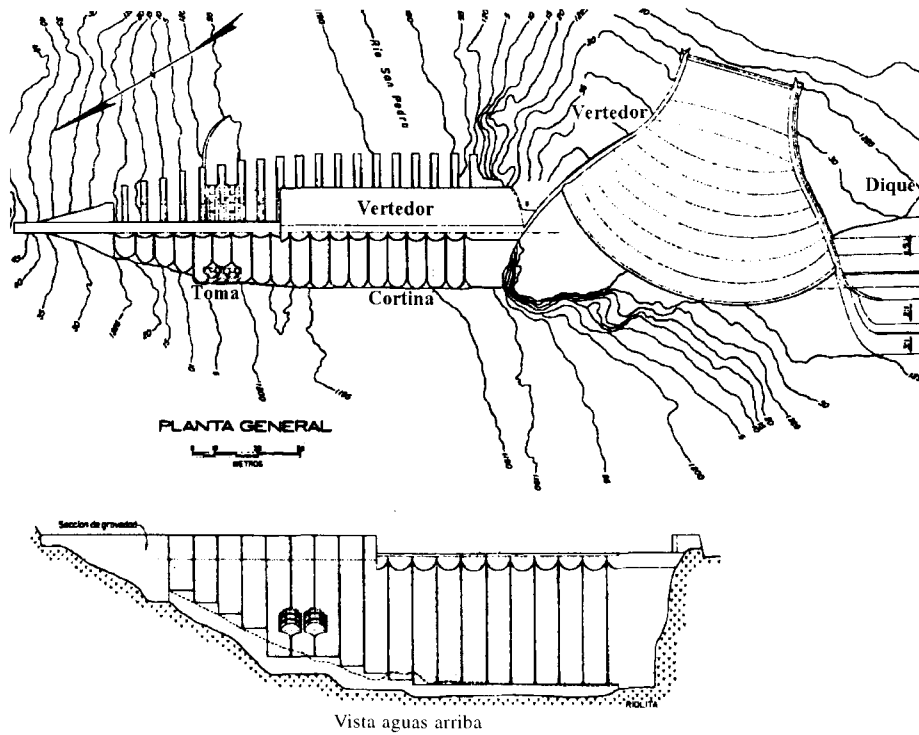


Fig. 11 Vertedor en rápida sobre una presa de contrafuertes, (Francisco I. Madero), CNA, 1999

6 DISEÑO HIDRÁULICO DE CIMACIOS

Diversos investigadores se han preocupado por estudiar la forma que debe darse a las crestas vertedoras, Creager W.P., 1929, basado en mediciones hechas por Bazin H.E. en 1890, y otras realizadas por él mismo en 1917, sugirió darle la forma del perfil inferior de una vena líquida cayendo de un vertedor de pared delgada con ventilación.

Con esto se pretende evitar depresiones sobre el cimacio, reducir la erosión en el mismo y aumentar su eficiencia. Creager encontró el perfil que cumplía con estas condiciones, sin embargo existían diferencias en zonas alejadas de la cresta entre el perfil propuesto y el del agua, debido a que el autor realizó mediciones únicamente en regiones cercanas a la cresta.

Scimemi E., 1930, realizó una serie de experimentos tendientes a definir el perfil del agua en zonas alejadas de la cresta, y propuso la siguiente ecuación:

$$\frac{y}{H_o} = -0.5 \left(\frac{x}{H_o} \right)^{1.85} \quad (1)$$

donde:

H_o , Carga de diseño

x, y , Coordenadas de un sistema cartesiano con origen en la arista superior del vertedor de cresta delgada, y sentidos positivos de los ejes hacia la derecha y hacia arriba respectivamente.

Años más tarde Lazzari E., 1954, obtiene una ecuación para definir el perfil inferior de una vena libre de agua en vertedores de pared delgada y planta circular:

$$\frac{y}{H_o} = 6 \left(\frac{x}{3.4 H_o} \right)^c \quad (2)$$

donde:

c , Coeficiente en función de la relación H_o/R

R , Radio de la curvatura de la planta del vertedor

El United States Bureau of Reclamation (USBR) y el USACE, han desarrollado una serie de criterios que son los que generalmente se usan para diseño en nuestro país.

Levi E. y Aldama A.,1979, desarrollaron un criterio de diseño basado en la teoría del potencial complejo.

Aquí se presentará primeramente el criterio general del USBR y después algunos casos particulares que permiten simplificar los procedimientos de diseño.

6.1. Criterio general del USBR

Este criterio recomienda dividir a la sección del cimacio en cuadrantes, utilizando el cuarto, es decir, el que se encuentra aguas abajo de la cresta, y el tercero que se ubica aguas arriba de la misma, ver fig. 12.

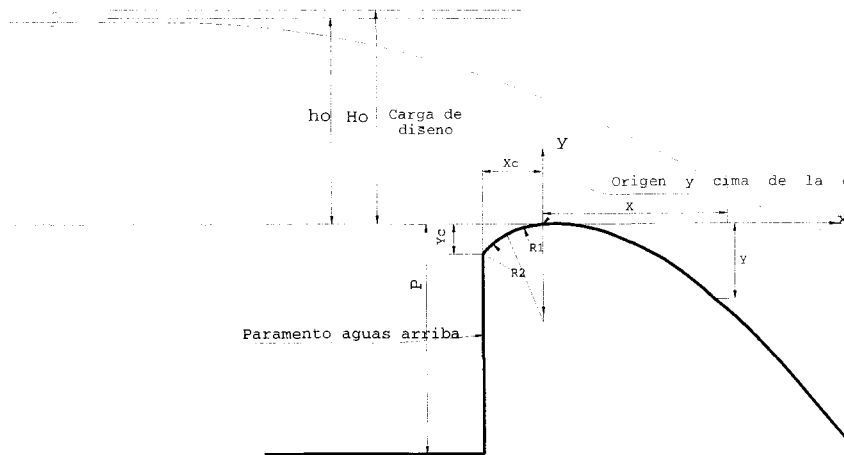


Fig. 12 División del cimacio en cuadrantes, criterio general USBR, CFE,1970

La ecuación que define la forma del cimacio en el cuadrante aguas abajo de la cresta es:

$$\frac{y}{H_a} = -k \left(\frac{x}{H_a} \right)^n \quad (3)$$

donde:

y , Ordenadas al origen, ver fig. 12

x , Abscisas en el mismo sistema

H_o , Carga de proyecto en el vertedor

k y n , Constantes que dependen del talud del paramento aguas arriba y de la carga de velocidad de llegada: $h_v = \frac{V_a^2}{2g}$

siendo:

V_a , Velocidad de llegada

g , Aceleración de la gravedad

Los valores de k y n para diferentes taludes del paramento aguas arriba se presentan graficados, ver fig. 13.

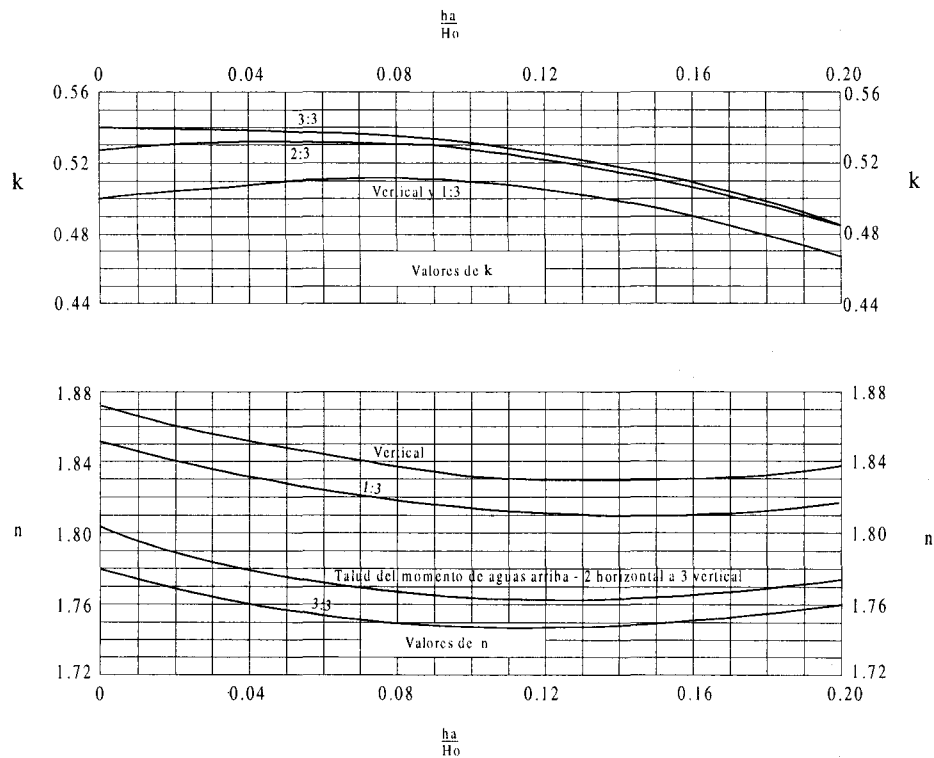


Fig. 13 Constantes para determinar la forma de los cimacios USBR, CFE, 1970

Para obtener los valores de k y n , es necesario conocer la carga de velocidad de llegada, para ello se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$q = CH_o^{3/2} \quad (4)$$

$$V_a = \frac{q}{P + h_o} \quad (5)$$

$$H_o = h_o + h_a \quad (6)$$

$$h_a = \frac{q^2}{2g(P + h_o)^2} \quad (7)$$

donde:

q , Gasto por unidad de ancho

V_a , Velocidad de llegada

P , Profundidad de llegada

Las demás variables ya han sido definidas.

La sección del cimacio ubicada aguas arriba de la cresta (origen del sistema x, y), se puede dibujar como una curva compuesta o como una curva simple y una tangente. Esta parte del cimacio puede dibujarse auxiliándose de la fig. 14.

Para usar esta gráfica se emplea la relación h_a / H_o , con ella se calcula x_c y y_c , con las cuales puede definirse el punto de tangencia entre la sección y el talud del paramento aguas arriba, ver fig. 14 .

A continuación se calcula R_1 , radio de la curva 1, y se traza sobre el eje de las ordenadas a partir del origen y hacia abajo, esto permite conocer el centro de la curva:

1. Con las mismas gráficas se calcula R_2 , radio de la curva 2. Haciendo centro en el punto de coordenadas (x_c, y_c) se traza el arco ab de radio R_2 .

Desde el centro de la curva 1 se traza el arco cd de radio $R_1 - R_2$ que corta al arco ab , por el punto de intercepción de los dos arcos se pasa R_1 a partir del centro de la curva 1, y se puede definir así el sector de la curva 1.

El sector de la curva 2 estará definido haciendo centro en el punto de intercepción de los dos arcos, y trazando desde el punto (x_c, y_c) hasta unirse con la curva 1, ver fig. 14.

Además, existen una serie de criterios particulares para el trazo de secciones transversales de cimacios sin control.

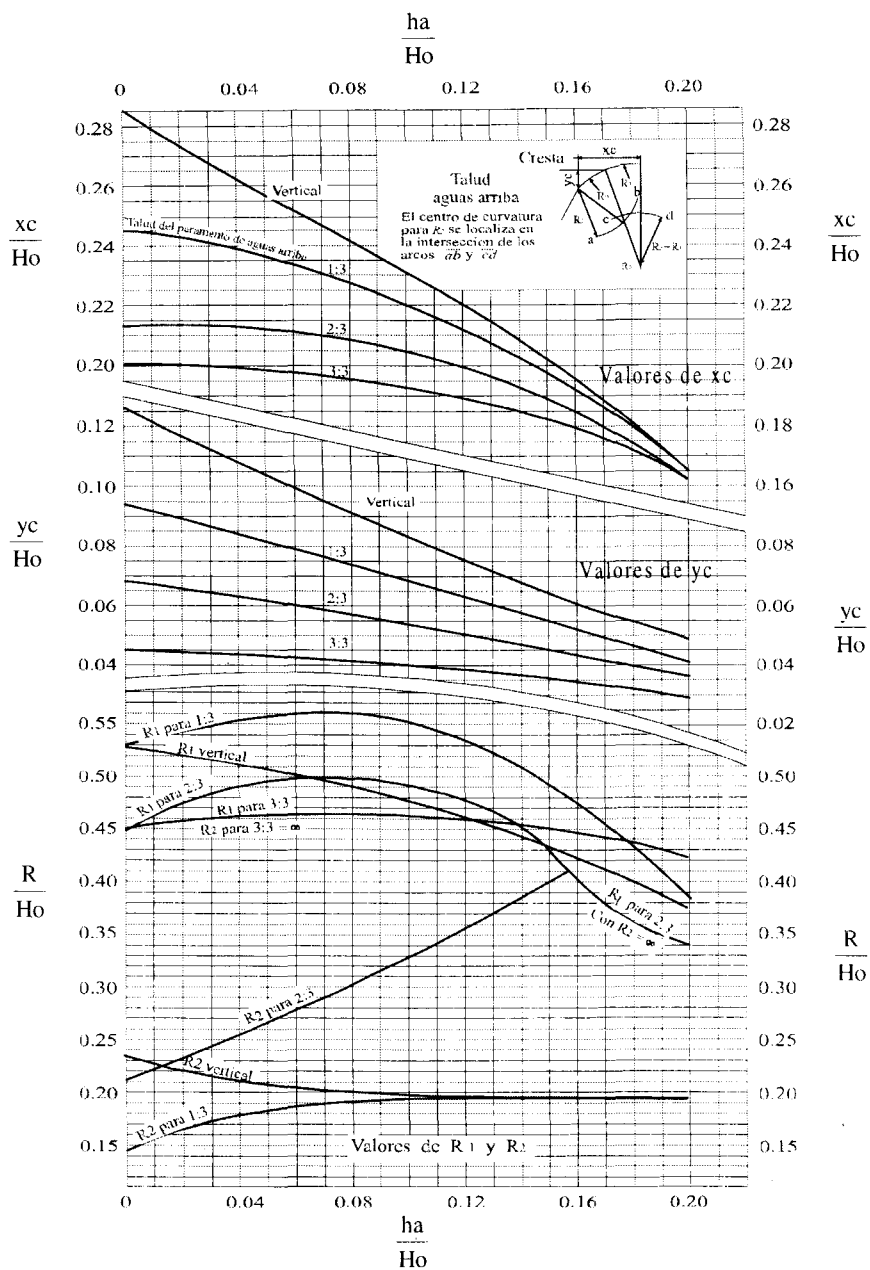


Fig. 14 Constantes para calcular el sector aguas arriba en un cimacio de acuerdo al criterio general del USBR, CFE, 1970

6.2. Otros criterios

6.2.1. Velocidad de llegada despreciable y talud aguas arriba vertical

Una velocidad de llegada se considera despreciable cuando:

$$\frac{P}{H_0} \geq 1.0 \quad (8)$$

donde :

P , Profundidad del canal de acceso

H_0 , Carga de diseño

En este caso se emplean generalmente los criterios del USBR o del USACE. El criterio del USBR es el más sencillo, pues permite diseñar la sección del cimacio como una curva circular compuesta, donde los radios están expresados en función de la carga de proyecto H_0 , ver fig.15.

El Cuerpo de Ingenieros recomienda para el diseño del cuadrante aguas abajo emplear la ecuación:

$$x^{1.85} = 2 H_0^{0.85} y \quad (9)$$

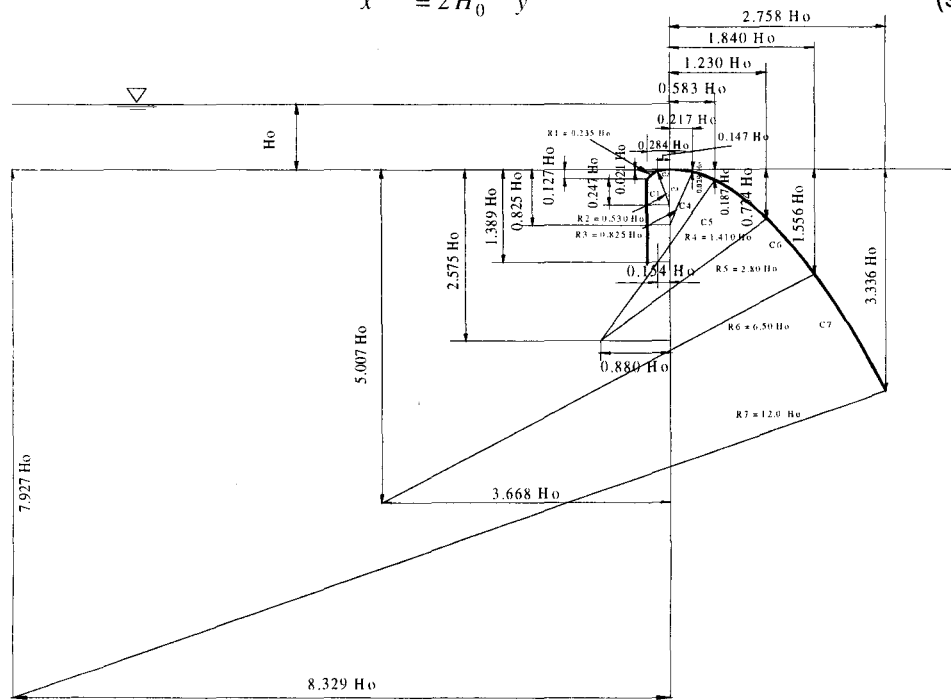


Fig. 15 Sección de un cimacio formado con curvas circulares compuestas. Criterio del USBR, CFE, 1970

donde:

x, y son las coordenadas de un sistema cartesiano como el indicado en la fig. 16
 H_o , es la carga de diseño

La sección del perfil en el cuadrante aguas arriba del cimacio se calcula con la ecuación:

$$y = 0.724 \frac{(x + 0.270 H_o)^{1.85}}{H_o^{0.85}} + 0.126 H_o - 0.4315 H_o^{0.375} (x + 0.270 H_o)^{0.625} \quad (10)$$

Las variables de esta ecuación ya han sido definidas y puede usarse como auxiliar para diseño la fig. 16.

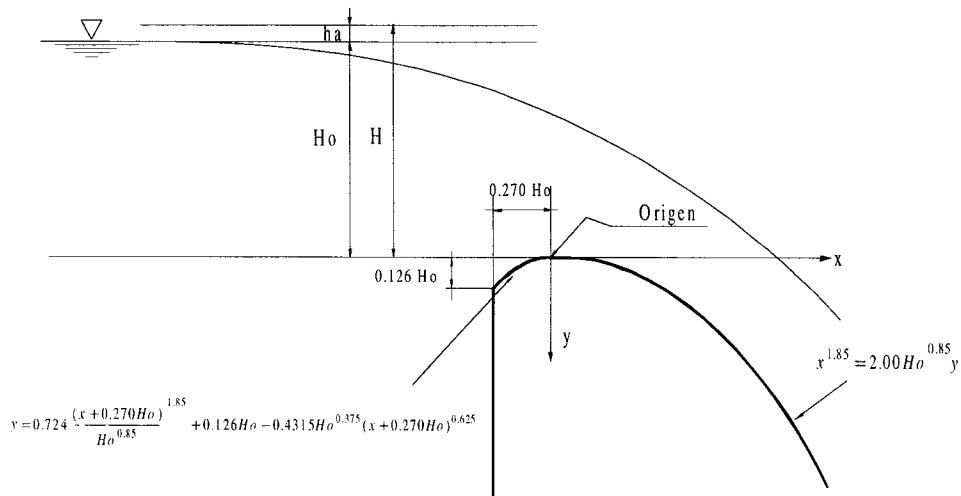


Fig. 16 Criterio de diseño de cimacios según el USACE, para $\frac{P}{H_o} \geq 1$, CFE, 1970

6.2.2 Velocidad de llegada despreciable y talud del paramento aguas arriba inclinado. Criterio USACE

En este caso para el cuadrante aguas abajo puede emplearse la ecuación general:

$$x^n = k H_o^{n-1} y \quad (11)$$

Las variables de esta ecuación ya han sido definidas, y los valores de k y n para taludes 3 a 1, 3 a 2 y 3 a 3 se pueden obtener de las figs. 17, 18 y 19 respectivamente, donde también se anotan los valores necesarios para calcular la sección del cuadrante aguas arriba.

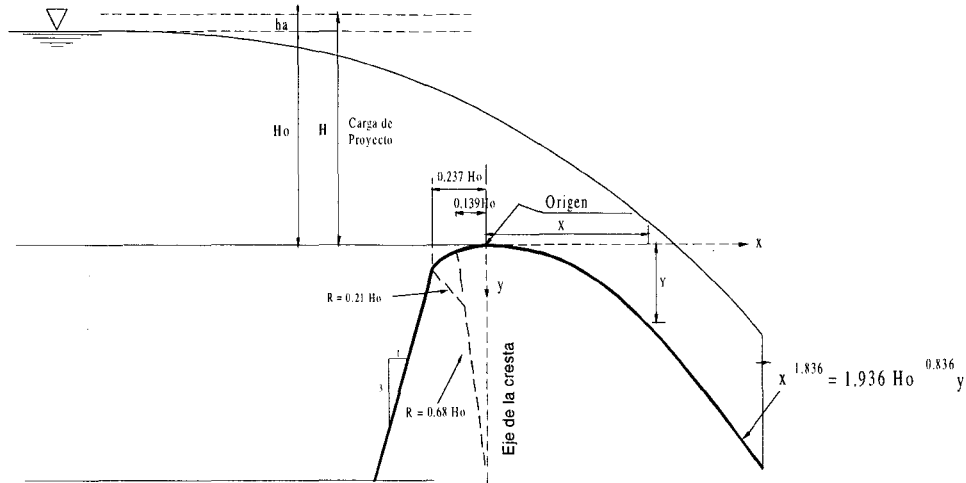


Fig. 17 Criterio USACE, para $\frac{P}{H_0} \geq 1$ y talud aguas arriba 3:1, CFE, 1970

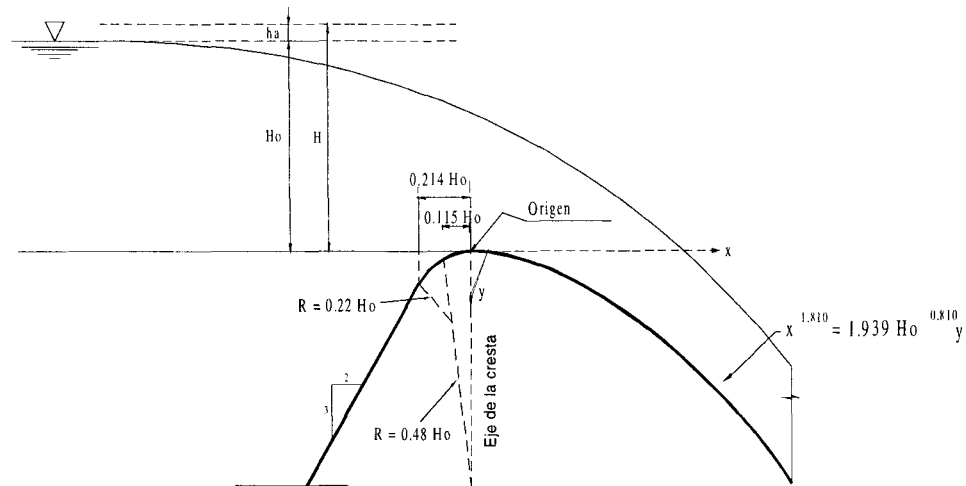


Fig. 18 Criterio USACE, para $\frac{P}{H_0} \geq 1$ y talud aguas arriba 3:2, CFE, 1970

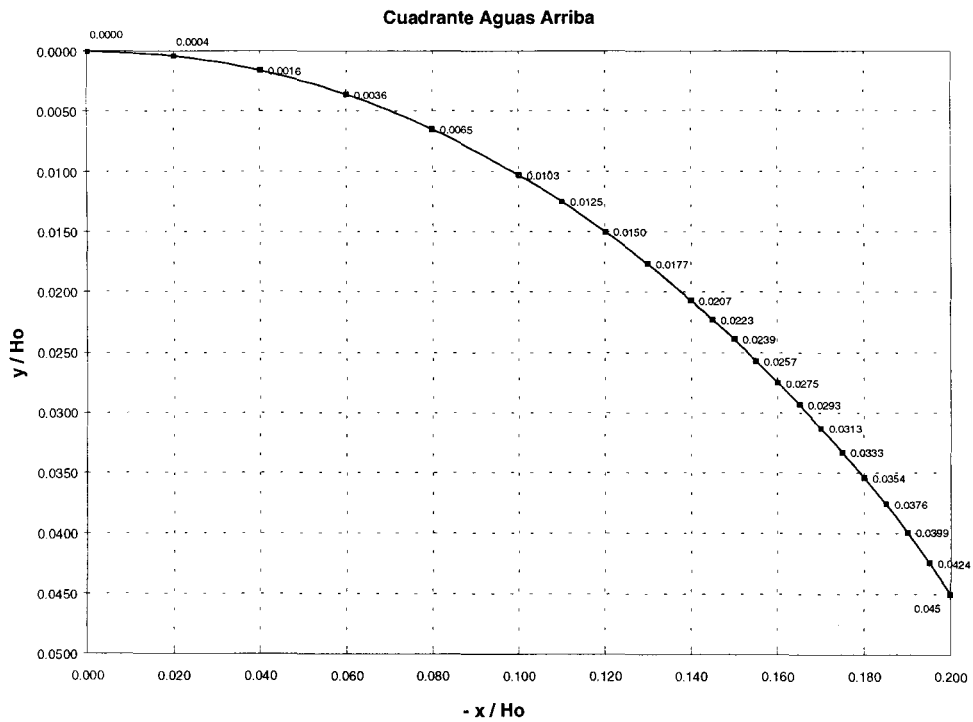
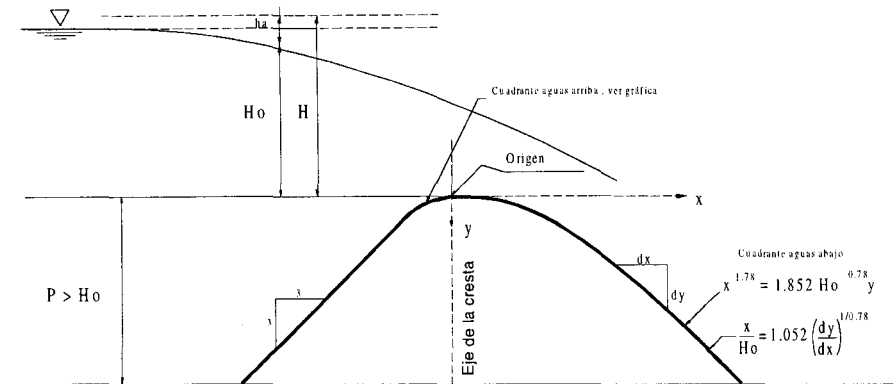


Fig. 19 Criterio USACE, para $\frac{P}{H_0} \geq 1$ y talud aguas arriba 3:3, CFE, 1970

En la fig. 20 se presentan gráficas para obtener los valores de k y n para cualquier talud del paramento. La forma del perfil aguas arriba se obtiene por interpolación de otros perfiles.

6.2.3. Velocidad de llegada considerable y talud 1 a 1. Criterio USACE

La velocidad de llegada se considera cuando la relación P/H_o es menor que 1. Se emplea también la ecuación:

$$x^n = k H_o^{n-1} y \quad (12)$$

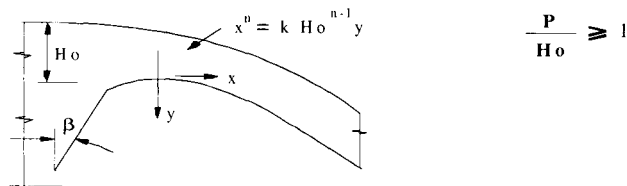
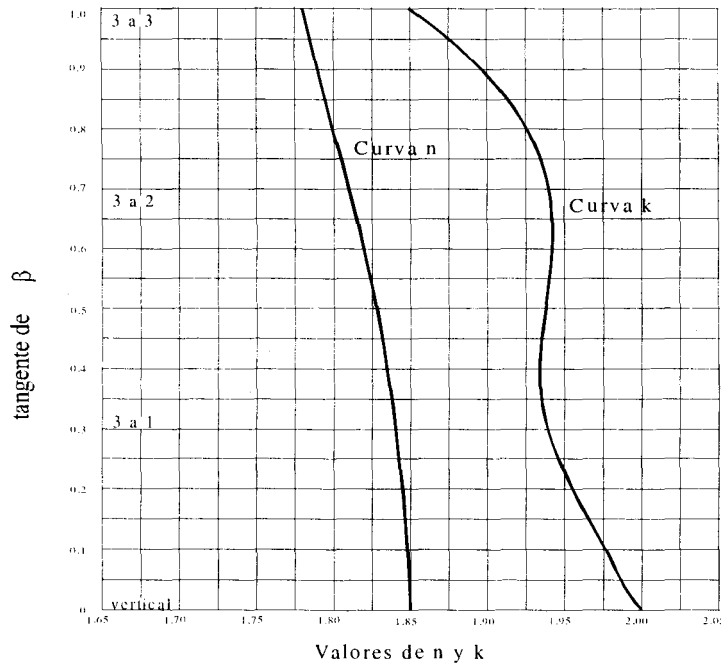


Fig. 20 Criterio USACE, para $\frac{P}{H_o} \geq 1$ y para cualquier talud aguas arriba, CFE, 1970

Los valores de k y n se pueden obtener de las figs. 21 y 22, tomando en cuenta lo siguiente:

Si $0.3 \leq \frac{P}{H_o} < 0.58$, puede considerarse que $\frac{h_a}{H_o} = 0.12$

donde:

h_a , la carga de velocidad de llegada.

Si $0.58 \leq \frac{P}{H_o} < 1$, se acepta que $\frac{h_a}{H_o} = 0.08$

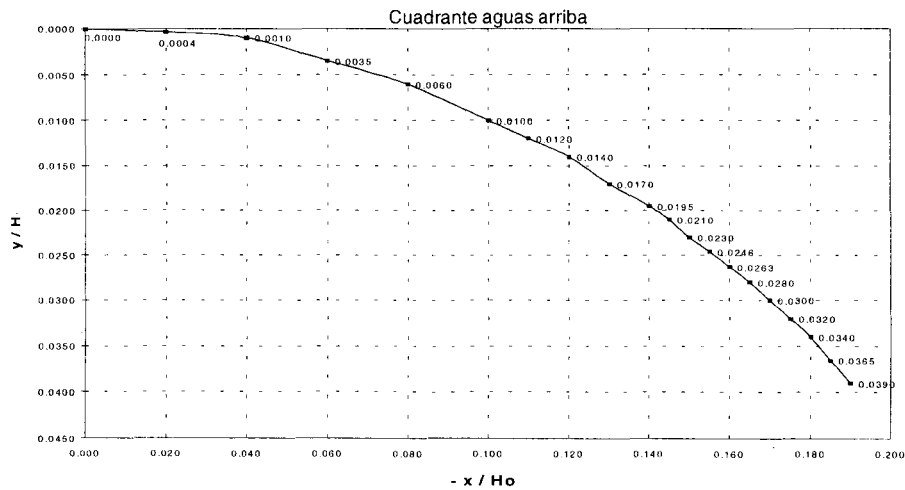
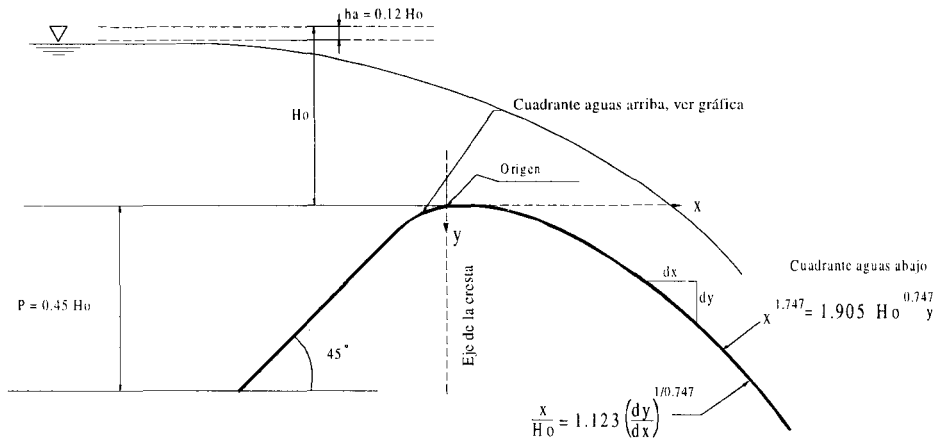


Fig. 21 Criterio USACE, $0.3 \leq \frac{P}{H_o} \leq 0.58$, talud 1:1, CFE, 1970

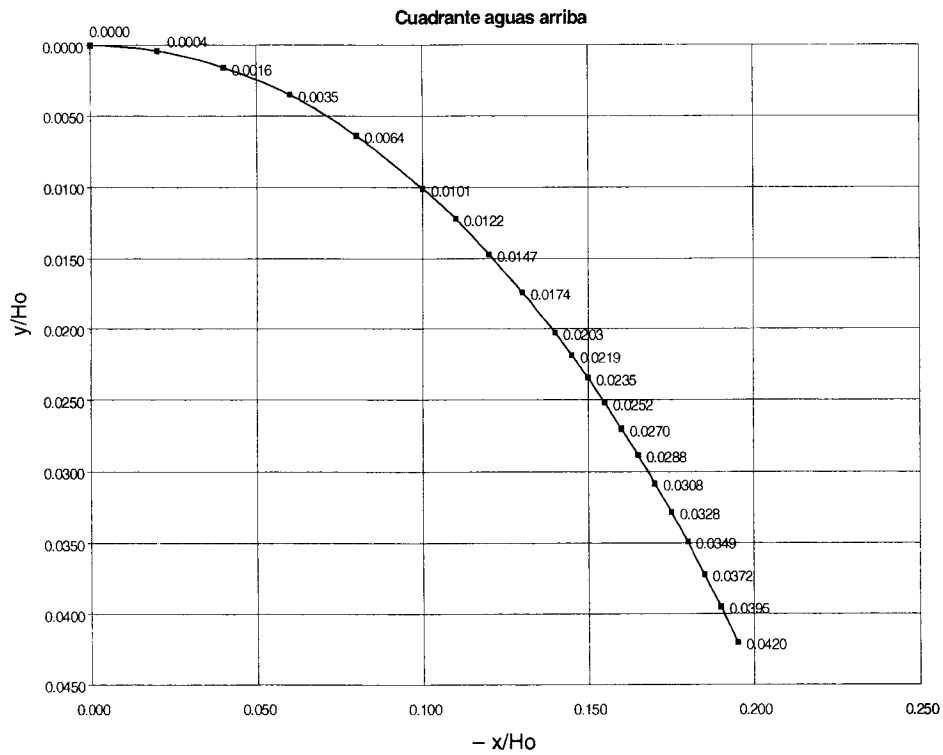
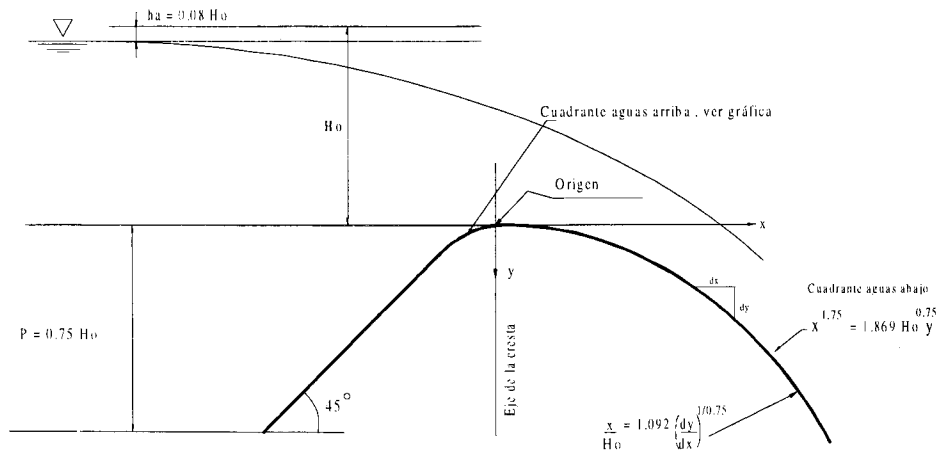


Fig. 22 Criterio USACE, $0.58 \leq \frac{P}{H_o} < 1$, talud 1:1, CFE, 1970

Si los cimacios son bajos y están sujetos a grandes cargas, es decir $\frac{P}{H_o} < 1$, se recomienda que el paramento aguas arriba del cimacio se incline con un talud 1 a 1 por razones de estabilidad.

Ejemplo 1 Diseñar un cimacio sin control utilizando el criterio general del USBR, con las siguientes condiciones:

Gasto de diseño: $Q_o = 6500.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Carga de diseño: $H_o = 21.00 \text{ m}$

Coefficiente de descarga: $C = 1.92$

Longitud efectiva de la cresta: $L_e = 35.18 \text{ m}$

Paramento aguas arriba: *vertical*

Elevación de la cresta: 500.00 m s n m

Coordenadas de la cresta: $(205.00, 500.00)$

Elevación del piso del canal de llegada: 496.50 msnm , ver fig. 23

Pendiente de la rápida: 0.45

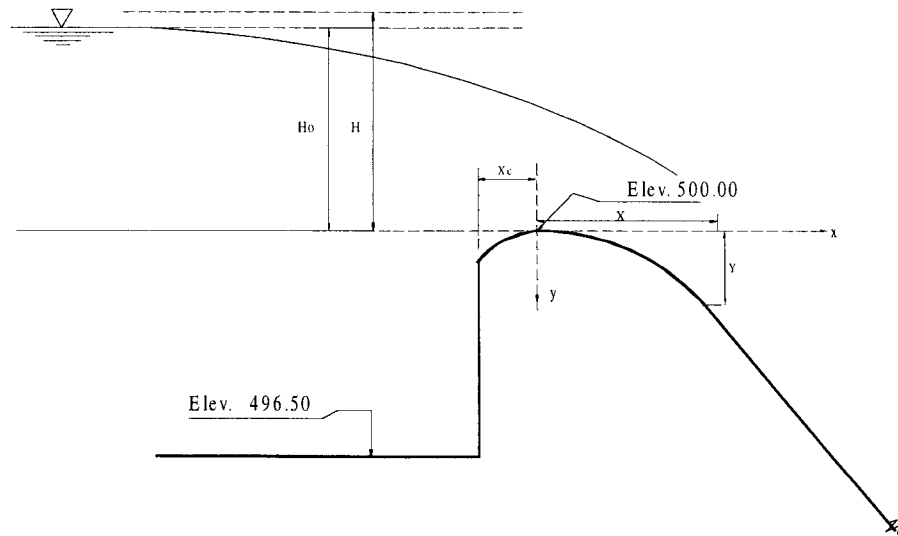


Fig. 23 Datos del ejemplo Núm. 1

El sector del cimacio aguas abajo de la cresta se calcula con la ecuación 3:

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

Para obtener los valores de k y n se emplea la fig. 13, pero antes es necesario calcular la carga de la velocidad de llegada, ello puede hacerse resolviendo simultáneamente las ecuaciones 6 y 7:

$$h_a = \frac{q^2}{2g (P + h_o)^2}$$

$$H_o = h_o + h_a$$

Sabiendo que $P = 500.00 \text{ m} - 496.50 \text{ m} = 3.50 \text{ m}$ y que:

$$q = \frac{Q}{L_c} = \frac{6500.00}{35.18} = 184.76 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$$

La solución de este sistema de ecuaciones es:

$$h_a = 4.24 \text{ m}$$

$$h_o = 16.76 \text{ m}$$

ahora se puede calcular la relación $\frac{h_a}{H_o}$

$$\frac{h_a}{H_o} = \frac{4.24}{21.00} = 0.20$$

Con este número y sabiendo que el talud es vertical se puede utilizar la fig. 13, para obtener los valores de k y n que resultan ser:

$$k = 0.47 \quad n = 1.84$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 3, se puede conocer la fórmula que describe la forma del cimacio en el cuadrante aguas abajo, que es la siguiente:

$$\frac{y}{21.00} = -0.47 \left(\frac{x}{21.00} \right)^{1.837}$$

desarrollando:

$$y = -0.0364x^{1.84} \quad (13)$$

Los valores de los parámetros que permiten definir la forma del cimacio en el cuadrante aguas arriba, se obtienen con la relación $\frac{h_a}{H_o}$ de la fig. 14 y son los siguientes:

$$x_c = 3.47 \text{ m}$$

$$y_c = 1.01 \text{ m}$$

$$R_1 = 7.79 \text{ m}$$

$$R_2 = 4.12 \text{ m}$$

Para conocer la longitud del cimacio, de la cresta hacia aguas abajo, es necesario definir el punto de tangencia, *PT* entre el cimacio y la rápida.

El *PT* se puede conocer derivando la ecuación que define la forma del cimacio de la cresta hacia aguas abajo, e igualando este valor con el de la pendiente de la rápida.

Derivando la ecuación (13) se obtiene:

$$y' = -0.06695 x^{0.837}$$

Si esta ecuación se iguala al valor de la pendiente de la rápida: $s = 0.45$ se obtiene $x = 9.74 \text{ m}$ y $y = 2.38 \text{ m}$, teniéndose así el punto de tangencia entre cimacio y rápida:

$$PT = (214.74, 497.62)$$

Con estos datos es posible obtener el perfil del cimacio. En la tabla 6 se presenta el cálculo del sector aguas abajo de la cresta empleando la ecuación 13:

Tabla 6 Cálculo del perfil del cimacio aguas abajo de la cresta

Estación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10.74
x	205.00	206.00	207.00	208.00	209.00	210.00	211.00	212.00	213.00	214.00	214.74
y	500.00	499.96	499.87	499.73	499.54	499.30	499.02	498.70	498.34	497.94	497.62

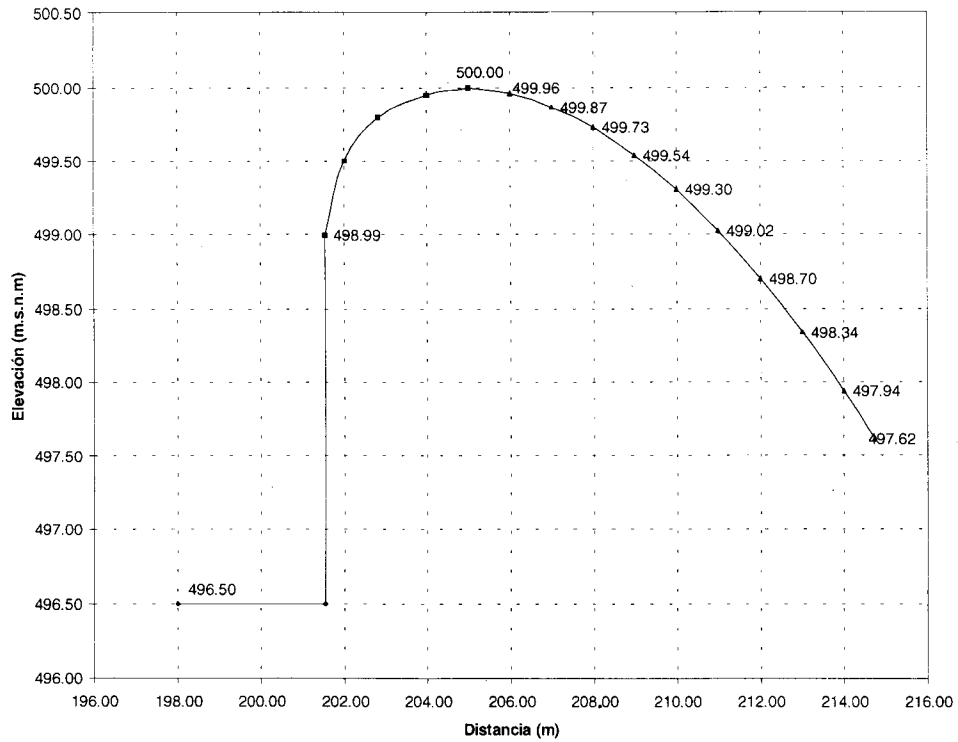


Fig. 24 Perfil del cimacio del ejemplo Núm. 1

Ejemplo 2 Diseñar un cimacio sin control para un vertedor con las siguientes condiciones:

- Gasto de diseño: $Q_o = 6500.00 \text{ m}^3/\text{s}$
- Carga de diseño: $H_o = 5.00 \text{ m}$
- Coefficiente de descarga: $C = 1.92$
- Paramento aguas arriba: *vertical*
- Elevación de la cresta: 500.00 m s n m
- Coordenadas de la cresta: $(205.00, 500.00)$
- Pendiente de la rápida: 0.80
- Elevación del piso del canal de llegada: 493.20 msnm , ver fig. 25

Solución:

Primeramente debe revisarse si puede considerarse despreciable la velocidad de llegada. Para ello se calcula la relación:

$$\frac{P}{H_o} = \frac{6.80}{5.00} = 1.36 > 1.00$$

por lo tanto se considera despreciable la velocidad de llegada.

Para resolver el problema se utilizarán los dos criterios propuestos en el inciso 6.2.1 de este capítulo.

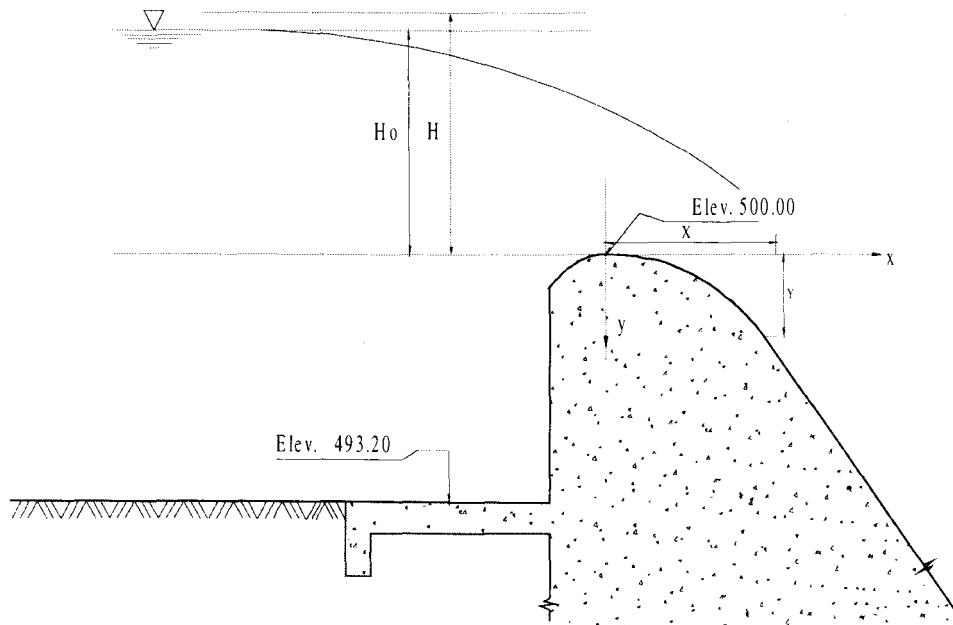


Fig. 25 Datos del ejemplo Núm. 2

Criterio USBR

Como se recordará, el perfil del cimacio se traza como una curva compuesta, donde los radios pueden obtenerse de la fig. 15. Los cálculos se presentan en la tabla Núm. 7.

Tabla 7 Cálculo de un cimacio sin control para velocidad despreciable de acuerdo al criterio del USBR. Ejemplo Núm. 2

Curva	Radio	Coordenadas centro		PT Aguas arriba		PT Aguas abajo	
		x	y	x	y	x	y
1	0.235 x 5.00	-0.082 x 5.00	-0.247 x 5.00	-0.284 x 5.00	-0.127 x 5.00	-0.147 x 5.00	-0.021 x 5.00
	1.175	-4.10	-1.235	-1.42	-0.635	-0.735	-0.105
2	0.53 x 5.00	0.00 x 5.00	-0.53 x 5.00	-0.147 x 5.00	-0.021 x 5.00	0.00 x 5.00	0.00 x 5.00
	2.65	0.00	-2.65	-0.735	-0.105	0.00	0.00
3	0.825 x 5.00	0.00 x 5.00	-0.825 x 5.00	0.00 x 5.00	0.00 x 5.00	0.217 x 5.00	-0.029 x 5.00
	4.125	0.00	-4.125	0.00	0.00	1.085	-0.145
4	1.41 x 5.00	-0.154 x 5.00	-1.389 x 5.00	0.217 x 5.00	-0.029 x 5.00	0.583 x 5.00	-0.187 x 5.00
	7.050	-0.77	-6.945	1.085	-0.145	2.915	-0.935
5	2.80 x 5.00	-0.88 x 5.00	-2.575 x 5.00	0.583 x 5.00	-0.187 x 5.00	1.23 x 5.00	-0.734 x 5.00
	14.00	-4.40	-12.875	2.915	-0.935	6.15	-0.935
6	6.50 x 5.00	-3.668 x 5.00	-5.007 x 5.00	1.23 x 5.00	-0.734 x 5.00	1.84 x 5.00	-1.556 x 5.00
	32.50	-18.34	-25.035	6.15	-3.67	9.20	-7.78
7	12.00 x 5.00	-8.329 x 5.00	-7.927 x 5.00	1.84 x 5.00	-1.566 x 5.00	2.758 x 5.00	-3.336 x 5.00
	60.00	-41.645	-39.635	9.20	-7.83	13.79	-16.68

La sección del perfil se muestra en la fig. 26.

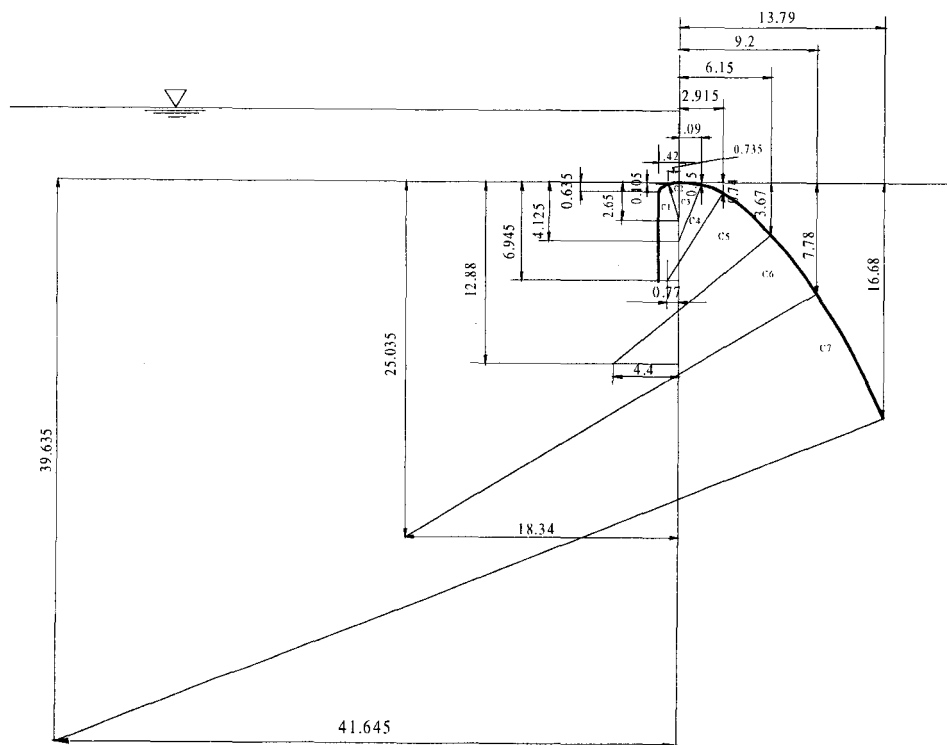


Fig. 26 Sección del cimacio del ejemplo Núm. 2

Criterio del USACE

Primeramente se hará el cálculo para el cuadrante aguas abajo usando la ecuación 9

$$x^{1.85} = 2.00 H_o^{0.85} y$$

Los resultados se presentan en la tabla Núm. 8.

Tabla 8 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas abajo según el criterio del USACE

Estación	1	2	3	4	5	6
x	205.00	206.00	207.00	208.00	209.00	209.23
y	500.00	499.87	499.54	499.03	498.35	498.17

La sección del cuadrante aguas arriba se calcula con la ecuación 10, pero antes es necesario determinar el punto de tangencia de la curva con el paramento aguas arriba, para ello basta calcular los valores de x, y señalados en la fig. 16

$$x = 0.270; H_o = 1.35 \text{ m}$$

$$y = 0.126; H_o = 0.63 \text{ m}$$

Ahora se podrá calcular el perfil en el cuadrante aguas arriba usando la ecuación 10

$$y = 0.724 \frac{(x + 0.270 H_o)^{1.85}}{H_o^{0.85}} + 0.126 H_o - 0.4315 H_o^{0.375} (x + 0.270 H_o)^{0.625}$$

Entre las estaciones (203.65, 499.37) y (205.00, 500.00), los resultados se presentan en la tabla Núm. 9.

Tabla 9 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas arriba según el criterio del USACE

Estación	1	2	3	4	5	6	7
x	205.00	204.70	204.40	204.10	203.00	203.70	203.65
y	500.00	499.98	499.92	499.80	499.61	499.49	499.37

La sección del perfil se muestra en la fig. 27.

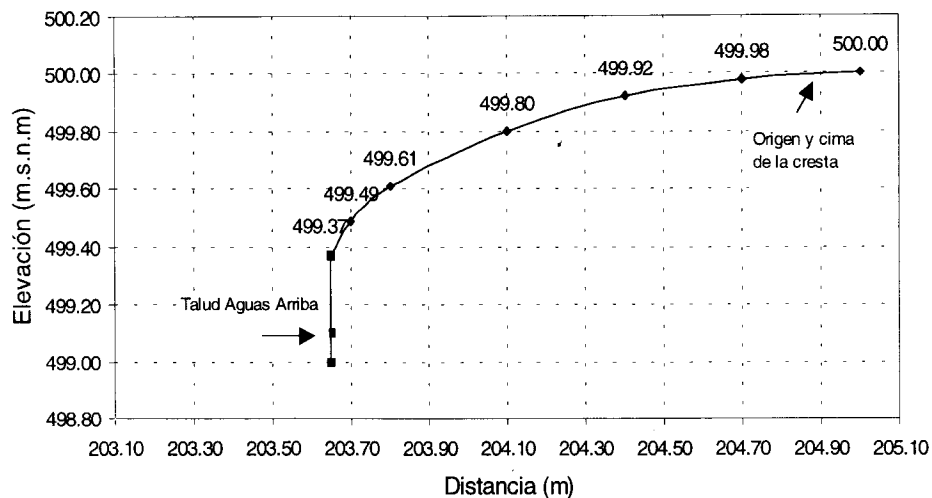


Fig. 27 Perfil del cimacio en el cuadrante aguas arriba. USACE.

Ejemplo 3 Diseñar un cimacio sin control para un vertedor con las siguientes condiciones:

Gasto de diseño: $Q_o = 6500.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Carga de diseño: $H_o = 5.00 \text{ m}$

Coefficiente de descarga: $C = 1.92$

Talud aguas arriba: 3:1

Coordenadas de la cresta: (205.00, 500.00)

Pendiente de la rápida: 0.90

Elevación del piso del canal de llegada: 493.20 m s n m, ver fig. 28

Solución:

De la relación $\frac{P}{H_o} = \frac{6.80}{5.00} = 1.36 > 1$ se puede considerar despreciable la velocidad de llegada. El problema se resolverá utilizando el criterio del USACE.

La ecuación del cimacio en el cuadrante aguas abajo es:

$$x^n = k H_o^{n-1} y$$

con el auxilio de la fig. 20 se obtiene:

$$n = 1.84$$

$$k = 1.94$$

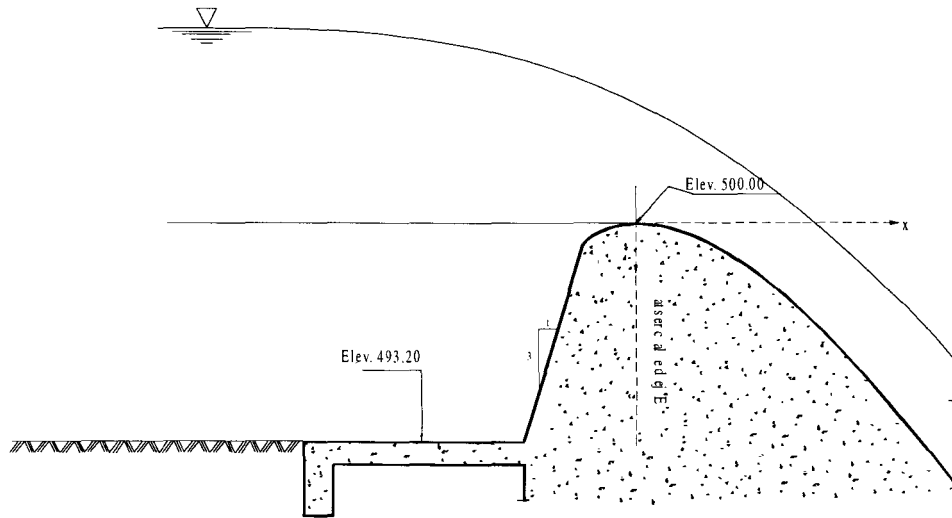


Fig. 28 Datos del ejemplo Núm. 3

Entonces la ecuación toma la forma:

$$x^{1.836} = 1.936 H_0^{0.836} y$$

La solución de esta ecuación se presenta en la tabla Núm.10.

Tabla Núm.10 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas abajo según el criterio del USACE

Estación	1	2	3	4	5	6
x	205.00	206.00	207.00	208.00	209.00	209.70
y	500.00	499.87	499.52	498.98	498.29	497.70

La sección del cuadrante aguas arriba puede obtenerse por medio de una curva compuesta como se muestra en la fig. 17. Los resultados de los cálculos se muestran en la tabla Núm.11.

Tabla Núm.11 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas arriba según el criterio del USACE

Curva Núm.	Radio	PT Aguas arriba	PT Aguas abajo
		x	x
1	0.21 x 5.00	0.237 x 5.00	0.139 x 5.00
	1.05	1.185	0.695
2	0.68 x 5.00	0.139 x 5.00	0.00 x 5.00
	3.40	0.695	0.00

La sección del perfil se muestra en la fig. 29.

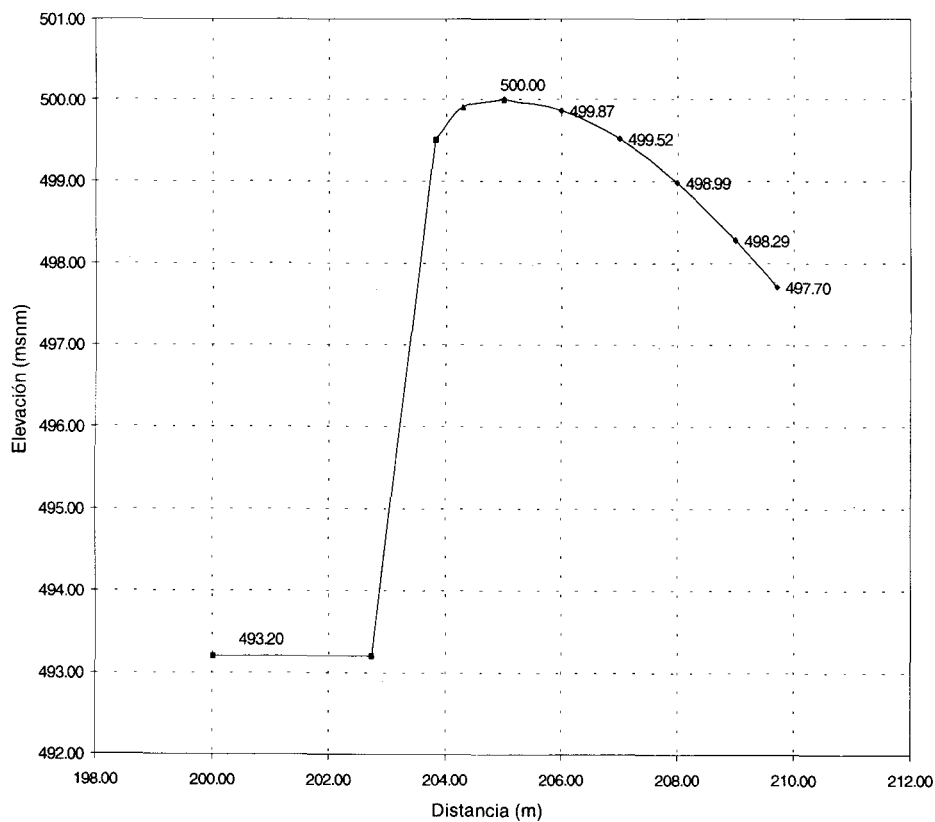


Fig. 29 Sección del cimacio del ejemplo Núm. 3

Ejemplo 4. Diseñar un cimacio sin control para un vertedor con las siguientes condiciones:

Gasto de diseño: $Q_o = 6500.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Carga de diseño: $H_o = 13.00 \text{ m}$

Pendiente de la rápida = 0.50

Coefficiente de descarga: $C = 1.92$

Talud aguas arriba: 1:1

Coordenadas de la cresta: (205.00, 500.00)

Elevación del piso del canal de llegada: 493.20 m s n m, ver fig. 30

Solución:

Se calculará primero la relación $\frac{P}{H_o} = \frac{6.80}{13.00} = 0.52$, que es menor que 1, por lo tanto no se puede despreciar la velocidad de llegada. Se utilizará el criterio del USACE. Además como la relación $\frac{P}{H_o}$ se encuentra entre 0.30 y 0.58, se empleará la ecuación presentada en la fig. 21

$$x^{1.747} = 1.905 H_o^{0.747} y$$

La solución de la ecuación se presenta en la tabla 12.

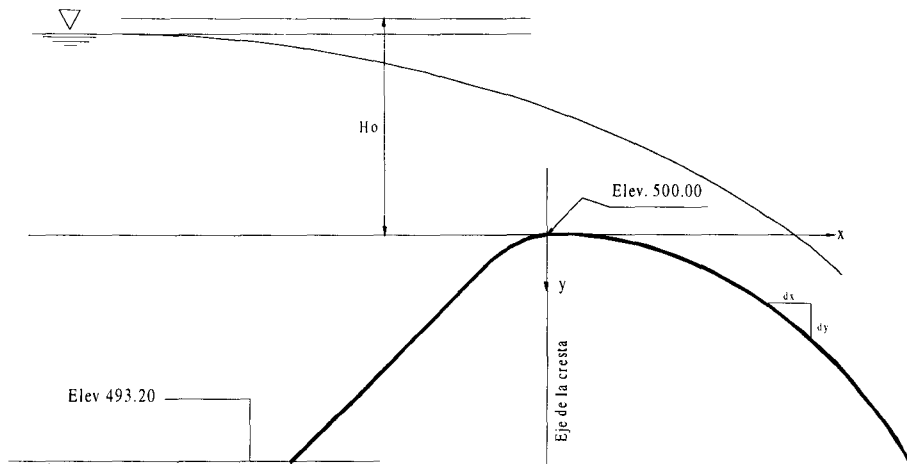


Fig. 30 Datos del ejemplo Núm. 4

Tabla 12 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas abajo según el criterio del USACE

Estación	1	2	3	4	5	6	7
x	205.00	206.00	207.00	208.00	209.00	210.00	210.77
y	500.00	499.92	499.74	499.47	499.13	498.71	498.35

Utilizando la tabla presentada en la fig. 21 se puede calcular el perfil del cuadrante aguas arriba. Los resultados del cálculo se presentan en la tabla 13.

Tabla 13 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas arriba según el criterio del USACE

Estación	1	2	3	4	5	6
$\frac{x}{H_o}$	0.00	-0.06	-0.12	-0.15	-0.18	0.19
$\frac{y}{H_o}$	0.00	0.0035	0.014	0.023	0.034	0.039
x	205.00	204.40	203.80	203.50	203.20	203.10
y	500.00	499.965	499.86	499.77	499.66	499.61

Nota: no se han utilizado los sentidos de los ejes xy, como se muestran en la fig.14

En la fig. 31 se presenta el perfil del cimacio calculado.

Problemas Propuestos

1. Diseñar un cimacio sin control por el método del USACE, para un vertedor con las siguientes condiciones:

Gasto de diseño, $Q_o = 5500.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Carga de diseño, $H_o = 5.00 \text{ m}$

Talud aguas arriba, vertical

Coordenadas de la cresta, (205.00,500.00)

Pendiente de la rápida: 0.70

Elevación del piso del canal de llegada, 493.20 msnm

2. A partir de los datos anteriores, variando únicamente el talud aguas arriba (3:2), diseñar un cimacio sin control por el método del USACE.

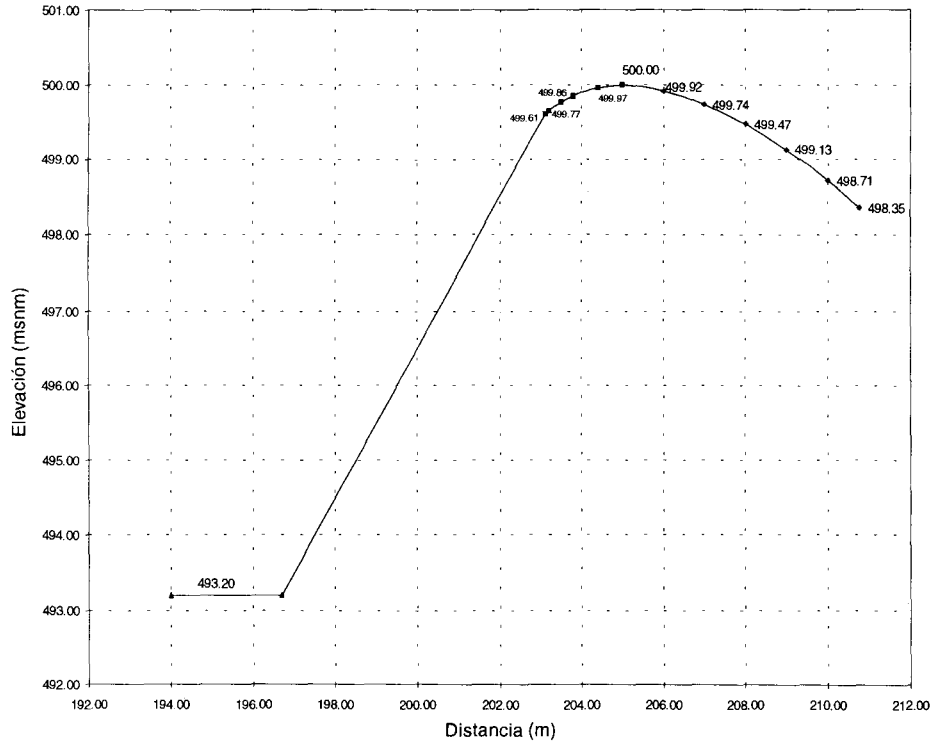


Fig. 31 Perfil del cimacio calculado. Ejemplo Núm. 4

3. Diseñar un cimacio sin control por el método del USBR, para un vertedor con las siguientes condiciones:

Gasto de diseño, $Q_o = 6500.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Carga de diseño, $H_o = 20.50 \text{ m}$

Longitud efectiva de la cresta: $L_e = 33.10 \text{ m}$

Talud aguas arriba, 3:1

Pendiente de la rápida = 0.45

Coordenadas de la cresta (205.00, 500.00)

Elevación del piso del canal de llegada, 494.00 msnm

4. Diseñar un cimacio sin control por el método del USBR, para un vertedor con las siguientes condiciones:

Gasto de diseño, $Q_o = 6500.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Carga de diseño, $H_o = 5.00 \text{ m}$
 Coeficiente de descarga, $C = 1.92$
 Talud aguas arriba, $1:1$
 Pendiente de la rápida = 0.45
 Coordenadas de la cresta $(205.00, 500.00)$
 Elevación del piso del canal de llegada, 493.20 msnm

5. A partir de los datos anteriores, variando únicamente el *talud aguas arriba* ($3:1$), diseñar un cimacio sin control por el método del USBR.

6. Diseñar un cimacio sin control por el método de las curvas circulares compuestas, *ver fig. 15*.

$H_o = 6.00 \text{ m}$

7. Diseñar un cimacio sin control por el método del USACE, para un vertedor con las siguientes condiciones:

Pendiente de la rápida = 0.45
 Gasto de diseño, $Q_o = 2000.00 \text{ m}^3/\text{s}$
 Carga de diseño, $H_o = 5.00 \text{ m}$
 Coeficiente de descarga, $C = 1.95$
 Talud aguas arriba, $3:1$
 Coordenadas de la cresta $(300.00, 500.00)$
 Elevación del piso del canal de llegada, 390.00 msnm

8. A partir de los datos anteriores, variando el *talud aguas arriba* ($1:1$) y la *carga de diseño* ($H_o = 9.00 \text{ m}$), diseñar un cimacio sin control por el método del USACE.

9. Diseñar un cimacio sin control por el método del USACE, para un vertedor con las siguientes condiciones:

Gasto de Diseño, $Q_o = 6000.00 \text{ m}^3/\text{s}$
 Carga de Diseño, $H_o = 5.00 \text{ m}$
 Coeficiente de Descarga, $C = 1.92$
 Talud aguas arriba, $3:3$
 Coordenadas de la Cresta $(205.00, 500.00)$
 Pendiente de la rápida = 0.85
 Elevación del piso del canal de llegada, 495.00 msnm

10. A partir de los datos anteriores, variando el *talud aguas arriba* (*vertical*), diseñar un cimacio sin control por el método del USACE.

7 DESCARGA SOBRE LA CRESTA DE UN CIMACIO SIN CONTROL

La descarga sobre la cresta de un cimacio se calcula con la ecuación:

$$Q = CL_e H_e^{3/2} \quad (14)$$

donde:

- Q , gasto de descarga
- C , coeficiente de descarga
- L_e , longitud efectiva de la cresta
- H_e , carga total sobre la cresta

Como puede observarse en la anterior ecuación existen dos variables que no han sido estudiadas: el coeficiente de descarga y la longitud efectiva, a continuación se analizará cada una de ellas.

7.1 Coeficiente de descarga

Existen una serie de factores que influyen sobre el coeficiente de descarga, los principales son:

- a) Profundidad de llegada
- b) Efecto de cargas diferentes a las de proyecto
- c) Pendiente del paramento aguas arriba
- d) Efecto de ahogamiento
- e) Efecto del nivel del piso aguas abajo

De esta manera el coeficiente c se obtendrá calculando un coeficiente c_0 afectado por los otros factores, es decir:

- c_0 , Coeficiente de descarga para talud vertical y profundidad de llegada P
- c_1 , Coeficiente de corrección que considera cargas diferentes a la de proyecto
- c_2 , Coeficiente de corrección que considera la pendiente del talud aguas arriba

- c_3 , Coeficiente de corrección por ahogamiento
- c_4 , Coeficiente de corrección que toma en cuenta los efectos del delantal aguas abajo del vertedor
- c , Coeficiente definitivo

7.1.1 Efecto de la profundidad de llegada

La ecuación general de descarga en un vertedor rectangular es la siguiente:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu' l h^{3/2} \left[1 + \frac{3}{2} k^2 \left(\frac{l}{l'} \right)^2 \left(\frac{h}{h+p} \right)^2 \right] \quad (15)$$

donde :

- Q , gasto de descarga
- g , aceleración de la gravedad
- l , longitud de la cresta
- h , carga sobre el vertedor
- p , profundidad de llegada
- $\frac{l}{l'}$, es un término que considera el efecto de las contracciones laterales
- $\frac{h}{h+p}$, considera el efecto de la profundidad de llegada
- μ' , es un coeficiente de gasto que representa la relación entre las distribuciones real e hipotética de velocidades

Es común agrupar en un solo coeficiente μ los efectos de distribución de velocidades, efectos de contracciones laterales y de la profundidad de llegada, reduciéndose la ecuación a:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu l h^{3/2} \quad (16)$$

Si :

$$c = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu \quad (17)$$

se obtiene:

$$Q = c l h^{3/2}$$

Toda esta deducción, se ha hecho con el objeto de resaltar lo difícil que es evaluar la influencia de las diferentes variables sobre el coeficiente de descarga c .

Así como se han presentado dos criterios para el diseño de cimacios, se dan a continuación dos para estimar los coeficientes de descarga, debiendo tratar que siempre los criterios seleccionados sean congruentes.

Criterio del USACE. En la fig. 32 se presenta una gráfica que relaciona el cociente de la carga de operación H_e y el de diseño, con la profundidad de llegada y la carga de diseño.

El coeficiente k obtenido, se relaciona con el coeficiente de descarga c , mediante la ecuación:

$$c = k / \sqrt{3.28} \quad (18)$$

Criterio USBR. De la fig. 33 se obtiene directamente el valor del coeficiente c_o para diferentes valores de $\frac{P}{H_o}$

7.1.2 Efecto de cargas diferentes a las de proyecto

Difícilmente un vertedor trabajará en condiciones de carga de diseño, es por eso que es necesario revisar el comportamiento de la obra de excedencias bajo cargas diferentes. Una variación en la carga implica un cambio en el coeficiente de descarga. Se han obtenido valores experimentales que consideran este efecto, en la gráfica de la fig. 32, se presenta el criterio del USACE y en la fig. 34, el de USBR.

7.1.3 Efecto de la pendiente del talud aguas arriba

Este efecto también ha sido estudiado experimentalmente, y los valores de los coeficientes bajo estas condiciones en función de la relación $\frac{P}{H_o}$, se presentan en la figs. 35 (criterio USACE) y 36 (criterio USBR).

7.1.4 Efecto de ahogamiento y del delantal o lavadero aguas abajo

Éste se presenta cuando las condiciones aguas abajo del cimacio son tales que se tienen tirantes capaces de afectar a la descarga en el vertedor. En las figs. 37 y 38, se presentan gráficas del USACE y del USBR respectivamente que permi-

ten corregir el valor del coeficiente c por efecto de ahogamiento y del lavadero aguas abajo.

En la fig. 39, se muestra una gráfica para corregir el coeficiente de descarga debido al efecto del delantal o lavadero aguas abajo utilizando el criterio del USBR, y en la fig. 40 se presenta una relación de coeficientes de descarga debido al efecto de ahogamiento. Estas dos últimas son simplificaciones de la fig. 37.

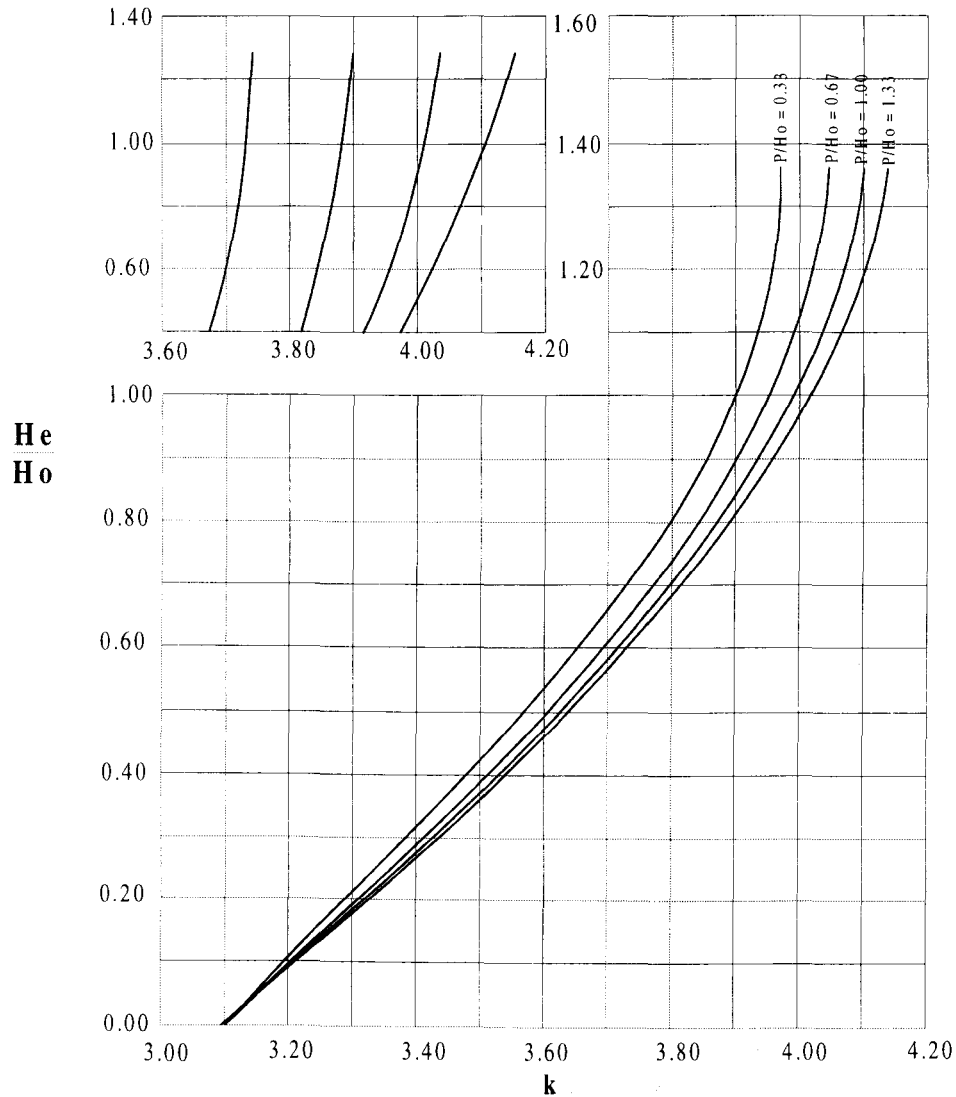


Fig. 32 Coeficiente de descarga. Criterio USACE, CFE, 1970

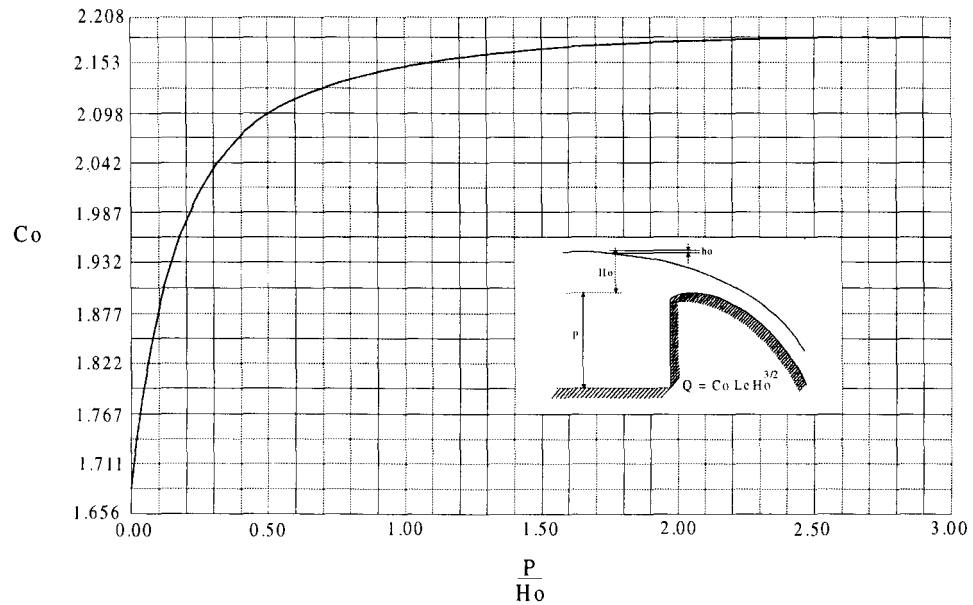


Fig. 33 Coeficientes de descarga. Criterio USBR. Design of Small Dams, 1960

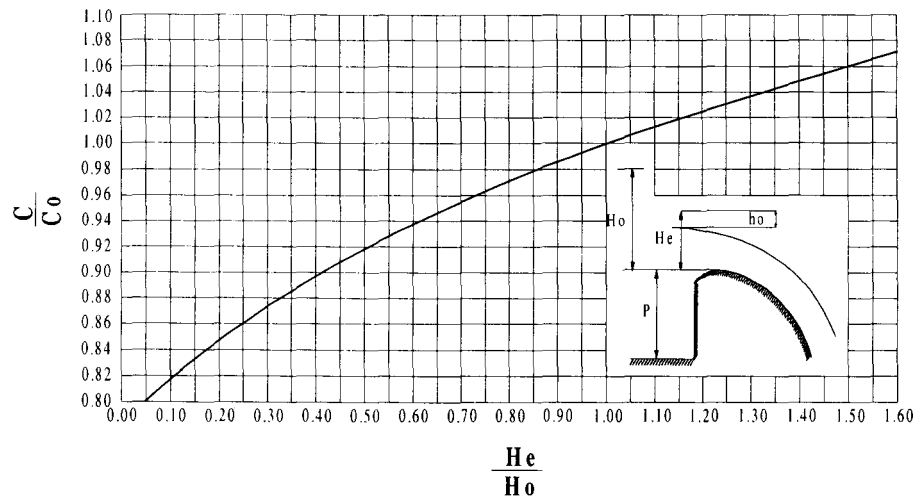


Fig. 34 Coeficientes de descarga por cargas diferentes a la de proyecto. Criterio USBR. Design of Small Dams, 1960

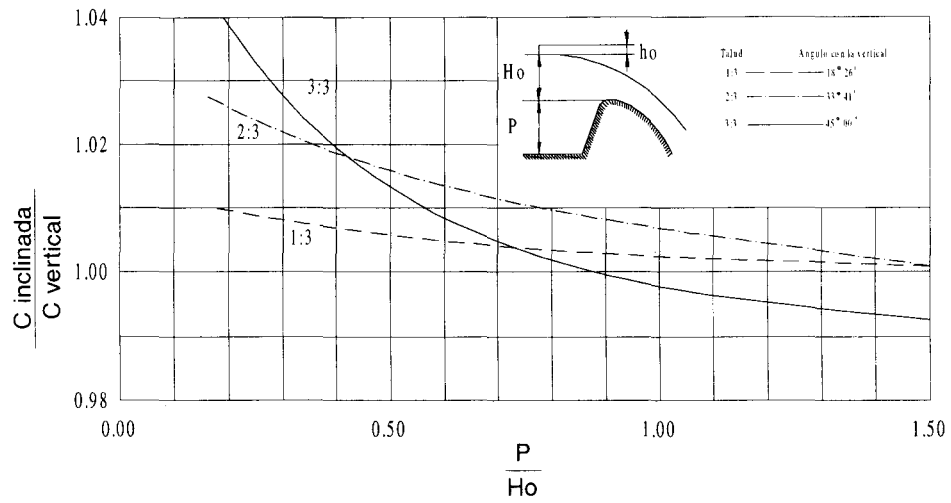


Fig. 35 Coeficientes de descarga para cimacios con paramento aguas arriba inclinado. Criterio USACE, CFE, 1970

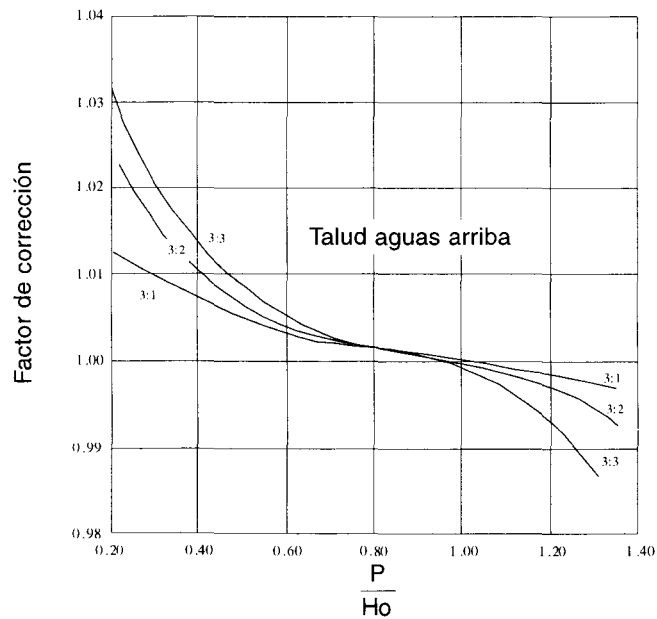


Fig. 36 Coeficientes de descarga para cimacios con paramento aguas arriba inclinado. Criterio USACE, CFE, 1970

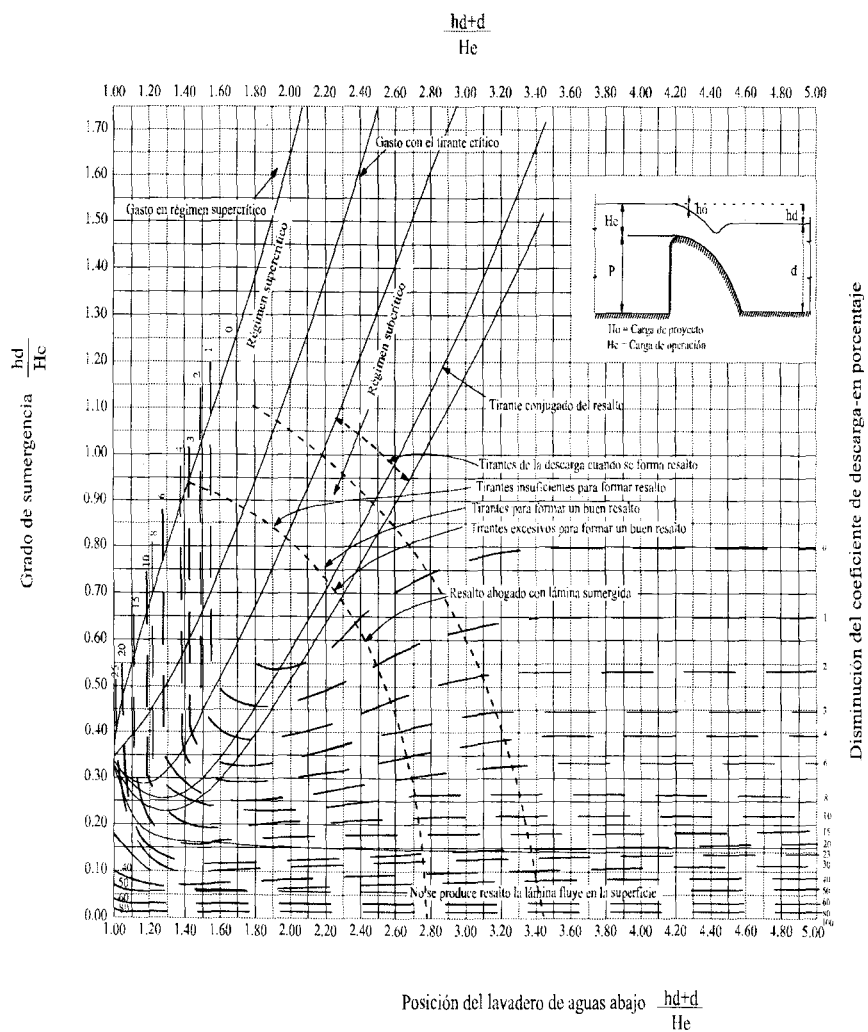


Fig. 37 Disminución del coeficiente de descarga, por efecto de ahogamiento. Criterio USBR. Design of Small Dams, 1960

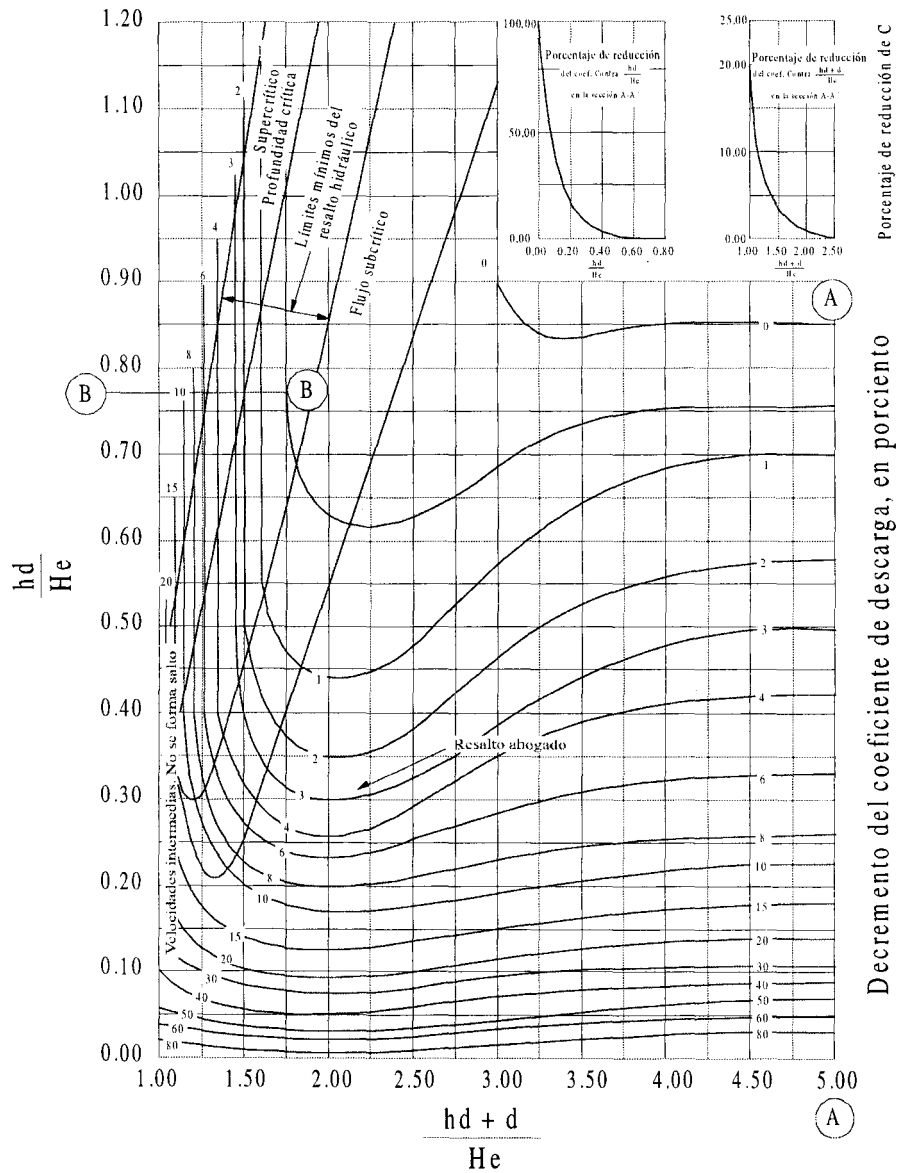


Fig. 38 Disminución del coeficiente de descarga, por efecto de ahogamiento y nivel de lavadero aguas abajo del cimacio. Criterio USACE, CFE, 1970

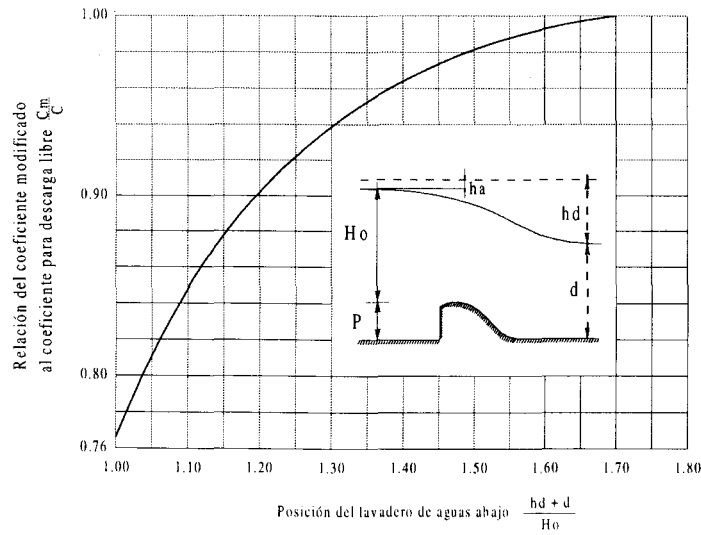


Fig. 39 Corrección del coeficiente de descarga debido al efecto del delantal o lavadero aguas abajo. Criterio USBR. Design of Small Dams, 1960

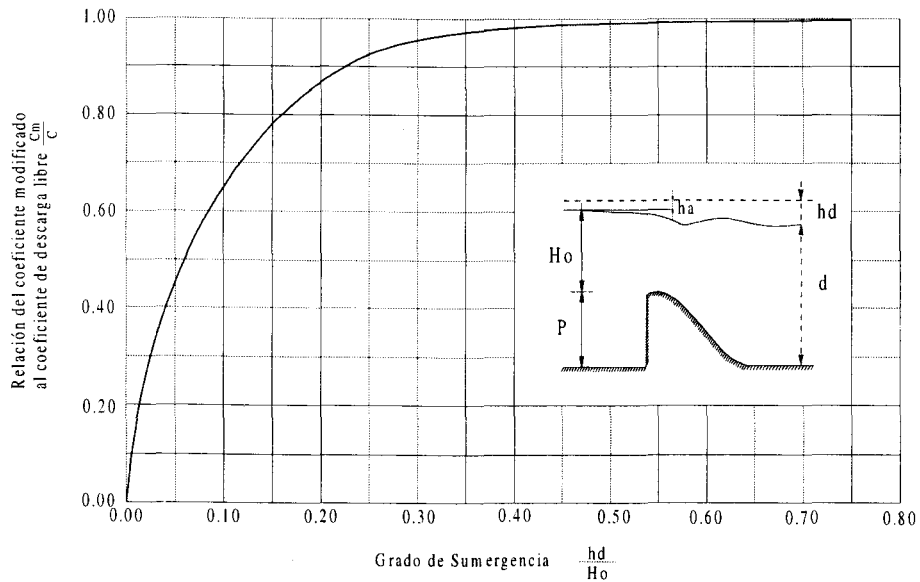


Fig. 40 Corrección del coeficiente de descarga debido al efecto de ahogamiento. Criterio USBR. Design of Small Dams, 1960

Ejemplo 5 Calcular el coeficiente de descarga de un vertedor con una carga de diseño de 6.80 m, y una profundidad de llegada de 5.00 m, sabiendo que el talud del paramento aguas arriba es 3:3. Use el criterio del USBR.

Solución:

Puede notarse que el coeficiente de descarga está afectado por la profundidad de llegada y por el talud del paramento aguas arriba.

Se calculará primero la relación entre la profundidad de llegada y la carga de diseño

$$\frac{P}{H_o} = \frac{5.00}{6.80} = 0.74$$

De la figura 33, con el valor $P/H_o = 0.74$, se obtiene:

$$C_o = 2.13$$

Este valor deberá corregirse por efecto de la inclinación del talud. Empleando la fig. 36 y con el valor de $P/H_o = 0.74$, se obtiene:

$$\frac{C_{inclinado}}{C_{vertical}} = 1.005$$

Entonces:

$$C_{inclinado} = 1.005 \quad C_{vertical} = 2.14$$

Obteniendo:

$$C = 2.14$$

Ejemplo 6 Calcular el coeficiente de descarga para un vertedor colocado en un canal rectangular de 11.40 m de ancho, con una longitud de cresta de las mismas dimensiones. El cimacio tiene una profundidad de llegada de 3.15 m y deberá descargar un gasto $Q = 150.00 \text{ m}^3/\text{s}$. Aguas abajo del vertedor el canal será excavado en tierra con un factor de rugosidad de Manning $n = 0.025$ y una pendiente $S_o = 0.0005$, ver fig. 41. Las pérdidas por esfuerzo cortante sobre el cimacio se consideran:

$$h_f = 0.10 \frac{V^2}{2g}$$

Además se sabe que la carga de proyecto es $H_o = 3.00$ m. Use el criterio del USBR.

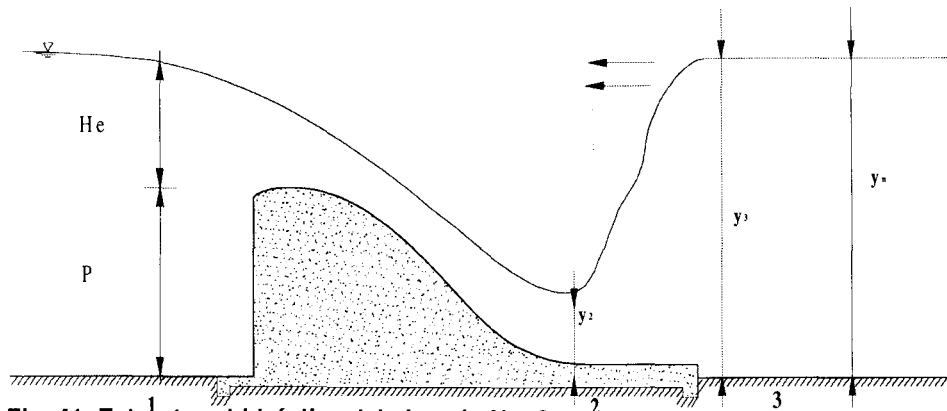


Fig. 41 Estructura hidráulica del ejemplo No. 6

Solución :

En este problema deben revisarse las condiciones aguas abajo del vertedor con objeto de conocer si hay efectos en el coeficiente de descarga C , debido al ahogamiento o al lavadero aguas abajo. Para conocer las condiciones aguas abajo es necesario calcular el tirante normal y los tirantes conjugados del resalto hidráulico.

El gasto unitario vale :

$$q = \frac{15000}{11.40} = 1316 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$$

El tirante crítico sobre el cimacio mide:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{13.16^2}{9.81}} = 2.60 \text{ m}$$

Y la velocidad crítica:

$$V_c = \frac{13.16}{2.60} = 5.06 \text{ m/s}$$

Entonces la carga de velocidad mide:

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{5.06^2}{2 \times 9.81} = 1.30 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación de la energía entre la cresta del cimacio y la sección 2, ver fig. 41, se tiene que:

$$3.15 + 2.60 + 1.30 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + 0.10 \frac{V_2^2}{2g} \quad (19)$$

Recordando que:

$$V_2 = \frac{q}{y_2}$$

Y sustituyendo en la ecuación 19:

$$7.05 = y_2 + \frac{13.16^2 \times 1.10}{2 \times 9.81 \times y_2^2}$$

La solución de esta ecuación es:

$$y_2 = 1.30 \text{ m}$$

La velocidad, la carga de la velocidad, la energía y el número de Froude en la sección Núm. 2 :

$$V_2 = \frac{q}{y_2} = \frac{13.16}{1.30} = 10.12 \text{ m/s}$$

$$h_2 = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{10.12^2}{19.62} = 5.22 \text{ m}$$

$$E_2 = h_2 + y_2 = 5.22 + 1.30 = 6.52 \text{ m}$$

$$Fr_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}} = \frac{10.12}{\sqrt{9.81(1.30)}} = 2.83 \text{ m}$$

El conjugado mayor del resalto hidráulico vale:

$$y_3 = \frac{y_2}{2} (\sqrt{1+8 Fr_2^2} - 1) = \frac{1.30}{2} (\sqrt{1+8(2.83)^2} - 1) = 4.60 \text{ m}$$

Por otro lado el tirante normal puede calcularse con la ecuación de Manning:

$$\frac{150.00}{11.40 y} = \frac{1}{0.025} \left(\frac{11.40 y}{11.40 + 2y} \right)^{2/3} (0.0005)^{1/2}$$

Resolviendo:

$$y_n = 6.90 \text{ m}$$

Como $y_n > y_3$, el resalto se corre hacia aguas arriba ahogándose el pie del vertedor. Se considera entonces que: $y_3 = 6.90 \text{ m}$.

Conocidas las condiciones aguas abajo puede calcularse el valor del coeficiente de descarga C .

Primeramente se calculará el valor de C_o para talud vertical usando la fig. 33, con la relación:

$$\frac{P}{H_o} = \frac{3.15}{3.00} = 1.05$$

Se obtiene:

$$C_o = 2.13$$

Como puede observarse el vertedor trabaja con una carga diferente a la de proyecto que afectará al coeficiente de descarga, obteniendo lo siguiente:

$$H_e = 2.60 + 1.30 = 3.90 \text{ m}$$

$$H_o = 3.00 \text{ m}$$

y la relación:

$$\frac{H_e}{H_o} = 1.30$$

Con el auxilio de la fig. 34 se obtiene:

$$\frac{C_1}{C_o} = 1.04$$

es decir:

$$C_1 = 1.04 \times 2.13 = 2.21$$

Como el talud aguas arriba es vertical la relación $\frac{C_2}{C_1} = 1$, y se tiene entonces:

$$C_2 = 1.00 \times 2.21 = 2.21$$

De acuerdo a los cálculos hechos anteriormente se puede prever que el vertedor trabajará ahogado y habrá que corregir a C_2 por este efecto.

Empleando la fig. 40 y calculando h_d como se ilustra en la misma se tiene:

$$h_d = 7.05 - 6.90 = 0.15$$

Por otro lado el grado de sumergencia es:

$$\frac{h_d}{He} = \frac{0.15}{3.90} = 0.040$$

De la fig. 40

$$\frac{C_3}{C_2} = 0.35$$

$$C_3 = 2.21 \times 0.35 = 0.77$$

Por último el efecto del lavadero se toma también en consideración, y se utiliza la relación:

$$\frac{hd + d}{He} = \frac{0.15 + 6.90}{3.90} = 1.807.$$

Con este valor con el empleo de la fig. 39, se obtiene que la relación $C_4/C = 1$ por lo tanto el valor final es:

$$C = 0.77$$

Una recomendación práctica es que la sumergencia de la cresta h_d no exceda del 30% de la carga sobre el vertedor. Para el vertedor del ejemplo se tiene

$\frac{hd}{He} = 0.040$, por lo tanto se puede considerar un buen funcionamiento para las condiciones dadas.

8 LONGITUD EFECTIVA O ANCHO EFECTIVO DE LA CRESTA

Las pilas sobre el cimacio o los estribos causan contracciones en el flujo, entonces la longitud neta de la cresta debe disminuirse por este efecto, a la nueva dimensión se le llama longitud efectiva y puede calcularse con la ecuación:

$$Le = L - 2(N Kp + Ka) He \quad (20)$$

donde:

- He , carga total sobre la cresta, en m
- Ka , coeficiente de contracción por estribos
- Kp , coeficiente de contracción por pilas
- L , longitud total neta en la cresta, en m
- Le , longitud efectiva en la cresta, en m
- N , número de pilas

Los valores de Kp dependen de la forma de la nariz de la pila, y de la relación de la carga real He y la carga de diseño del vertedor H_o . En la fig. 42, se muestran estos valores. Vale la pena hacer notar que la pila número 4 es la más favorable desde el punto de vista de las contracciones pero induce presiones negativas, por lo tanto se recomienda el empleo de los tipos 2 y 3.

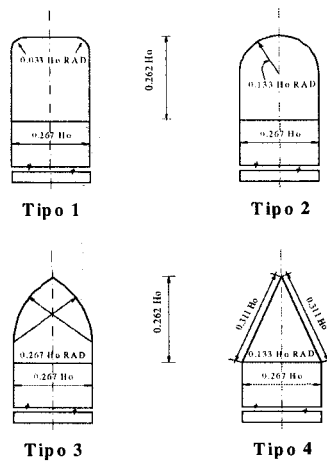
El valor de Ka se puede obtener de las figs. 43 y 44, para el caso de cortinas de concreto o estribos adyacentes a cortinas de enrocamiento.

Ejemplo 7 *Calcular la longitud efectiva de un vertedor cuya carga de diseño H_o es de 6.18 m, su longitud de cresta $L= 82.26$ m y 8 pilas tipo 3, si la carga de análisis He es igual a 4.14 metros.*

Solución:

Se debe emplear la ecuación 20:

$$Le = L - 2(N Kp + Ka) He$$



H_o : Carga de Diseño

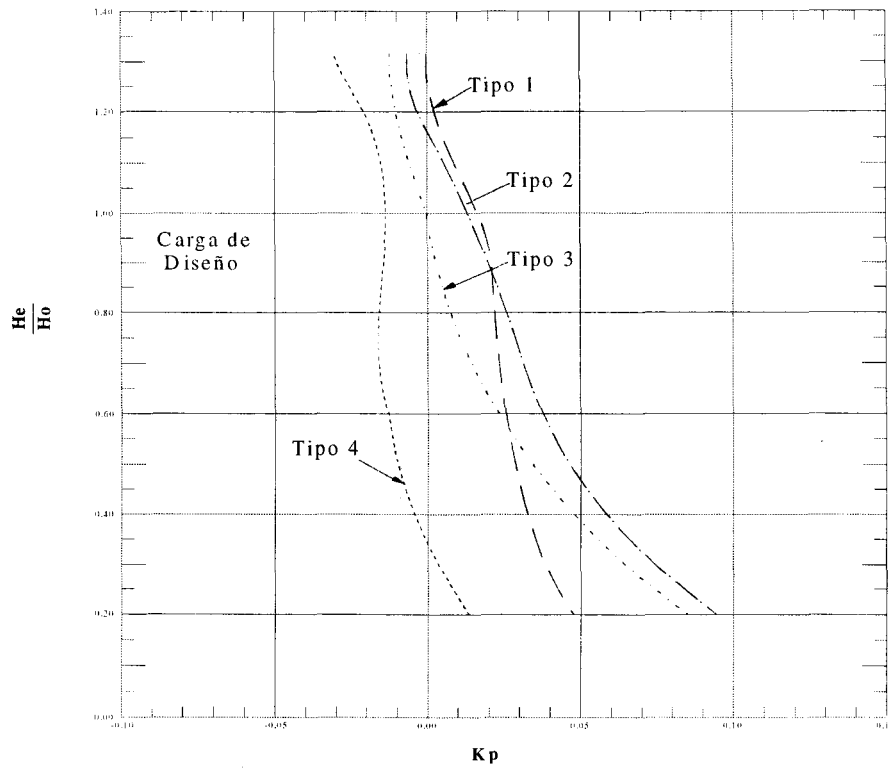
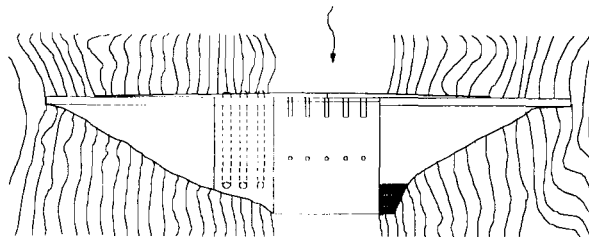
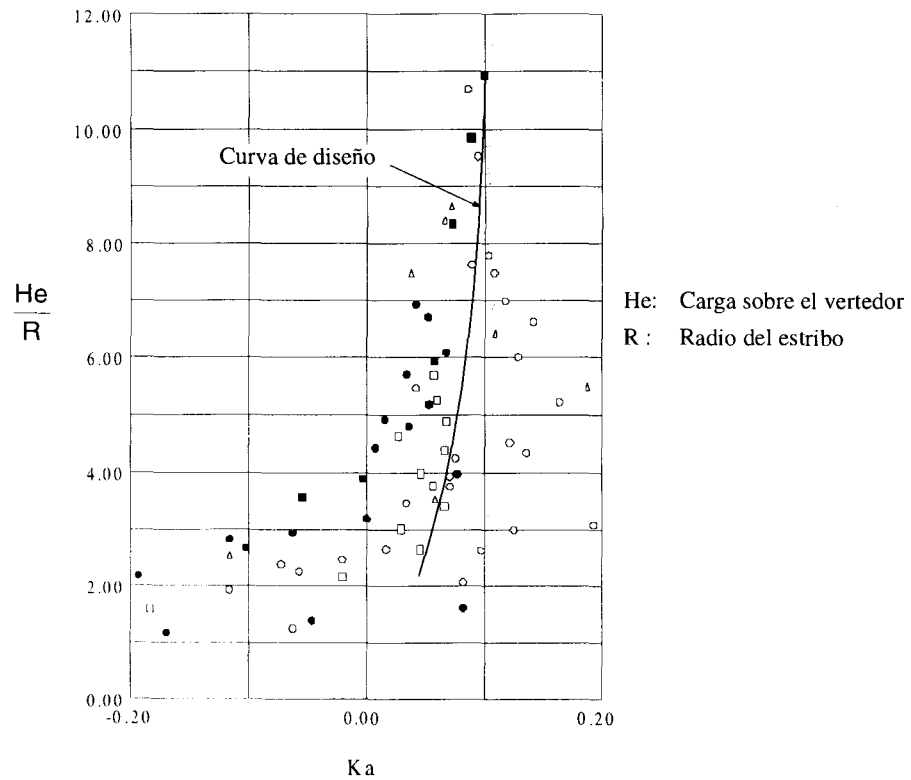
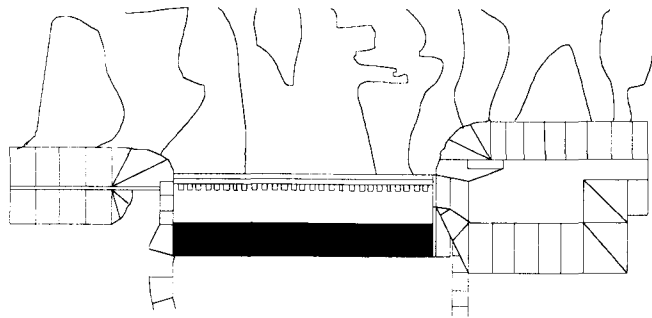
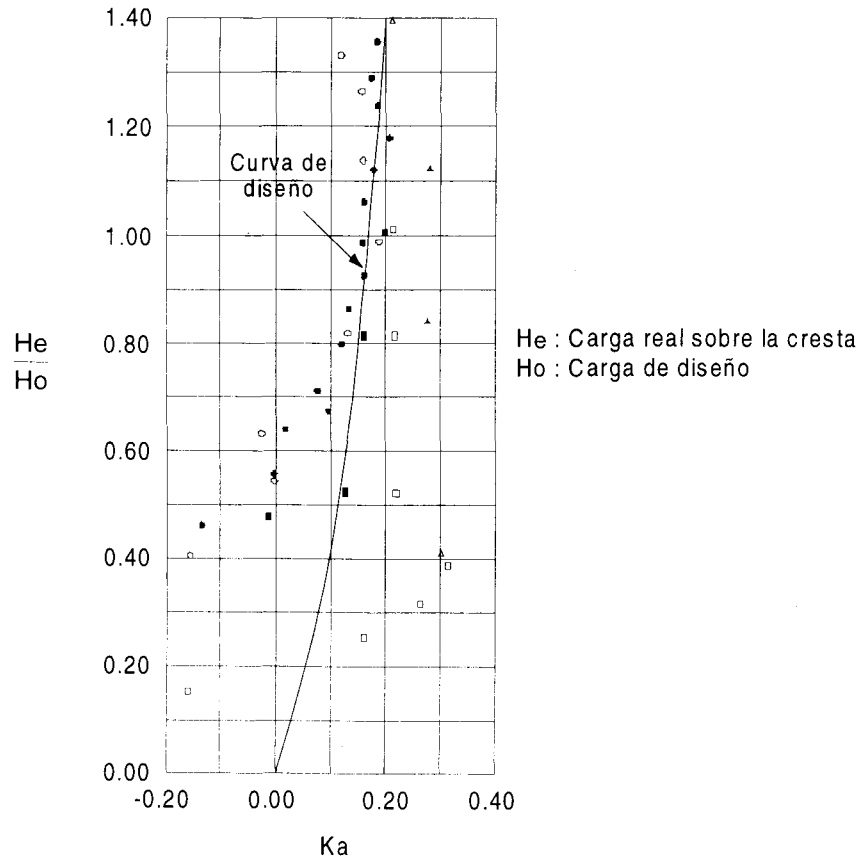


Fig. 42 Coeficiente de contracción por pilas, USACE, CFE, 1970



Sección gravedad vertedora, con secciones adyacentes de concreto

Fig. 43 Coeficiente de contracción por estribo, CFE, 1970



Sección vertedora, con secciones adyacentes de enrocamiento

Fig. 44 Coeficiente de contracción por estribo, CFE, 1970

Con la relación:

$$\frac{H_e}{H_o} = \frac{4.14}{6.18} = 0.67$$

y de la fig. 42 se obtiene: $Kp = 0.025$

Por otro lado el radio de los estribos vale:

$$0.267 \times 6.18 = 1.65 \text{ m}$$

Haciendo uso de la fig. 43 y la relación:

$$\frac{H_e}{R} = \frac{4.14}{1.65} = 2.51$$

se obtiene: $Ka = 0.05$

Si ahora se sustituye en la ecuación 20:

$$Le = 82.26 - 2 (8 \times 0.025 + 0.05)(4.14)$$

$$Le = 80.19 \text{ m}$$

Ejemplo 8 Calcular la curva elevaciones-gastos de un vertedor con las características generales siguientes:

Gasto de diseño: $Q_o = 6300.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Carga de diseño: $H_o = 21.00 \text{ m}$

Paramento aguas arriba: *vertical*

Elevación de la cresta: 500.00 msnm

Elevación del piso del canal de llegada: 497.00 msnm

Pendiente de la rápida $Sr = 0.35$

Pilas:

Número = 2

Ancho = 4.00 m

Longitud = 31.50 m

Altura máxima a partir del piso del canal de llegada = 28.00 m

Longitud de la nariz 7.20 m con una inclinación hacia delante de 9°

Nariz redondeada tipo 2

Además se considera $Ka = 0$

Solución:

La descarga del vertedor puede calcularse con la ecuación 14:

$$Q = C L e H e^{3/2}$$

De esta fórmula sólo se conocen Q y He , por lo tanto es necesario calcular C y Le para después proponer varios $H_1, H_2, \dots H_n$, para conocer sus gastos correspondientes $Q_1, Q_2, \dots Q_n$.

Cálculo del coeficiente de descarga C:

Con la relación

$$\frac{P}{H_o} = \frac{500.00 - 497.00}{21.00} = 0.143$$

y con la fig. 33, se puede calcular el coeficiente C

$$C = 1.92$$

Este coeficiente deberá modificarse para las diferentes cargas de análisis, no así por efectos de pendientes en el talud aguas arriba, pues es vertical, ni por ahogamiento o efectos del lavadero aguas abajo, pues se considera que la pendiente y longitud de la rápida son suficientes para no afectar al coeficiente de descarga.

Longitud neta del vertedor. Empleando la ecuación 20 se tiene:

$$Le = L - 2(N Kp + Ka)He$$

Como se pretende colocar 2 pilas: $N = 2$

De la fig. 42 y con la relación $\frac{He}{H_o} = 1$

se tiene : $Kp = 0.015$

Para conocer Le se emplea la ecuación:

$$Le = \frac{Q_o}{C H_o^{3/2}} = \frac{6300.00}{1.92 \times 21.00^{3/2}} = 34.10 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación 20

$$L = 34.10 + 2(2 \times 0.015 + 0) 21.00 = 35.36 \text{ m}$$

La curva elevaciones-gastos se calcula como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4 Cálculo de la curva elevaciones-gastos para el vertedor analizado

Elev. (msnm)	He (m)	$\frac{P}{He}$	C	$\frac{He}{H_o}$	Kp	Le (m)	Q (m ³ /s)
500.00	0.00	—	—	0.00	—	—	0.00
501.00	1.00	3.00	2.18	0.05	0.140	34.80	75.86
503.00	3.00	1.00	2.14	0.14	0.130	33.82	376.29
506.00	6.00	0.50	2.10	0.29	0.082	33.40	1029.62
509.00	9.00	0.33	2.06	0.43	0.052	33.50	1862.60
512.00	12.00	0.25	2.00	0.57	0.040	33.44	2780.15
515.00	15.00	0.20	1.96	0.71	0.028	33.68	3834.99
518.00	18.00	0.17	1.92	0.86	0.025	33.56	4925.88
521.00	21.00	0.14	1.92	1.00	0.015	34.10	6300.00

En la fig. 45 se muestra la curva elevaciones-gastos.

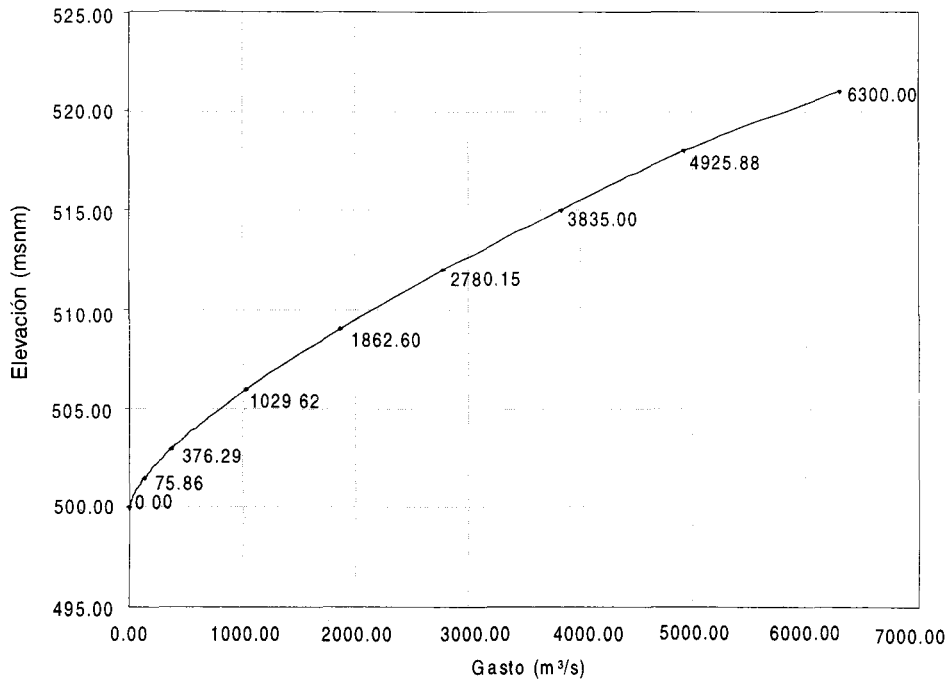


Fig. 45 Curva elevaciones-gastos para el ejemplo Núm. 8

Ejemplo 9 Diseñar un vertedor con cimacio sin control para descargar 6,000.00 m³/s. El tirante del agua en la entrada del canal de acceso es de 26.00 m. Debido a condiciones geológicas y topográficas se ha establecido que la profundidad de llegada P debe ser 13.00 m. La longitud del canal de acceso es de 150.00 m con sección rectangular y con un coeficiente de Manning $n = 0.025$, para garantizar su estabilidad el cimacio debe tener un talud 1:1.

Sobre la cresta se construirá un puente y por razones de tipo estructural las pilas deberán ser tipo 3 y medir 3.50 m de ancho, los claros del puente no deben ser mayores de 10.00 m. Los aleros de los estribos serán de enrocamiento, se construirá una rápida con pendiente $s = 0.45$ de 250.00 m de longitud, lo cual implica que no hay efecto de ahogamiento.

En la fig. 46 se presenta la estructura hidráulica de este problema

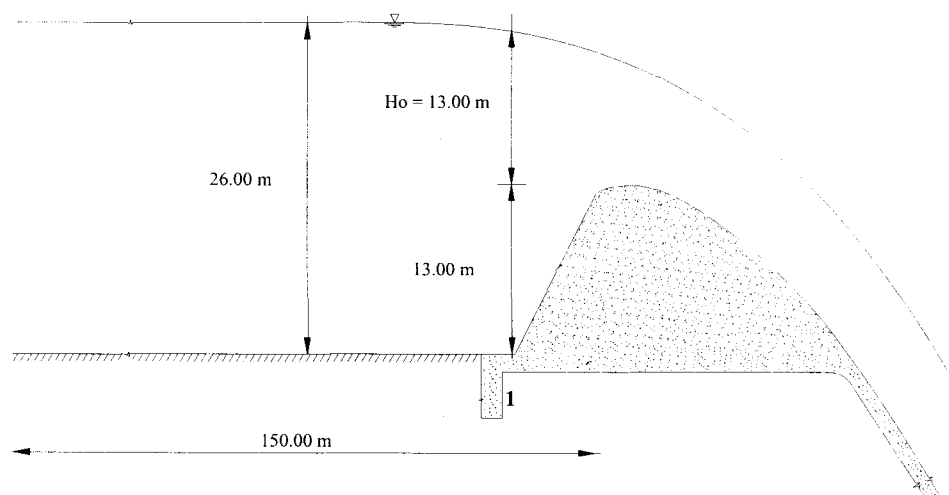


Fig. 46 Estructura hidráulica del ejemplo No. 9

Solución:

Primero deben determinarse las pérdidas en el canal de acceso, para ello es necesario conocer la velocidad de llegada; esto puede calcularse con la ecuación 4, suponiendo en principio un coeficiente de descarga $C = 2.00$:

$$q = C H e^{3/2} = 2.00 (26.00 - 13.00)^{3/2} = 93.74 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

La velocidad de llegada de acuerdo a la ecuación 5 vale:

$$V_a = \frac{q}{H_e + P} = \frac{93.74}{26.00} = 3.60 \text{ m/s}$$

Y la carga de velocidad de llegada h_a :

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{3.60^2}{2.00 \times 9.81} = 0.66 \text{ m}$$

Con la ecuación de Manning y considerando el radio hidráulico igual a la profundidad del canal de acceso, se puede calcular la "pendiente de rozamiento".

$$S_f = \left(\frac{V_{an}}{r^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{3.60 \times 0.025}{26.00^{2/3}} \right)^2 = 0.0001051$$

Las pérdidas por esfuerzo cortante en el canal valen:

$$h_f = S_f \times L \quad \therefore \quad h_f = 0.0001051 \times 150.00 = 0.0157 \text{ m}$$

Además se acepta que las pérdidas por entrada al canal son 0.15 h_a , entonces:

$$h_e = 0.15 h_a \quad \therefore \quad h_e = 0.15 \times 0.66 = 0.099 \text{ m}$$

La pérdida total será:

$$h_t = h_f + h_e = 0.099 + 0.0157 = 0.1147 \text{ m}$$

La carga de diseño H_o , valdrá entonces:

$$13.00 - 0.1147 = 12.885 \text{ m}$$

Para obtener el valor de C , es necesario calcular la relación P/H_o :

$$P/H_o = \frac{13.00}{12.885} = 1.009$$

Y con la figura 33 se encuentra que:

$$C_o = 2.14$$

Este valor de C_0 debe corregirse por efecto de la inclinación del talud, así de la fig. 36 se obtiene:

$$\frac{C_{inc}}{C_{vert}} = 0.994$$

Y entonces:

$$C_{inc} = 0.994 \times 2.14 = 2.127 = 2.13$$

Como se estableció que no hay efecto de ahogamiento o del lavadero aguas abajo, el valor final del coeficiente de descarga es $C = 2.13$

Puede notarse que el valor $C = 2.00$ elegido inicialmente, no coincide con el obtenido de 2.13 , por ello el cálculo debe repetirse hasta que el valor calculado coincida.

Proponiendo un valor de $C = 2.13$

$$q = C H e^{3/2} = 2.13 (26.00 - 13.00)^{3/2} = 99.84 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

La velocidad de llegada de acuerdo a la ecuación 5 vale:

$$V_a = \frac{q}{H e + P} = \frac{99.84}{26.00} = 3.84 \text{ m/s}$$

Y la carga de velocidad de llegada h_a :

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{3.84^2}{2.00 \times 9.81} = 0.75 \text{ m}$$

Con la ecuación de Manning y considerando el radio hidráulico igual a la profundidad del canal de acceso, se puede calcular la "pendiente de rozamiento".

$$S_f = \left(\frac{V_a n}{r^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{3.84 \times 0.025}{26.00^{2/3}} \right)^2 = 0.00011964$$

La pérdida por esfuerzo cortante en el canal vale:

$$h_f = S_f \times L \quad \therefore \quad h_f = 0.000119 \times 150.00 = 0.018 \text{ m}$$

Además se acepta que las pérdidas por entrada al canal son $0.15 h_a$, entonces:

$$he = 0.15 \quad \therefore \quad ha = 0.15 \times 0.75 = 0.112 \text{ m}$$

La pérdida total será:

$$h_t = h_f + he = 0.112 + 0.018 = 0.13 \text{ m}$$

La carga de diseño H_o valdrá entonces:

$$13.00 - 1.75 = 12.87 \text{ m}$$

Para obtener el valor de C , es necesario calcular la relación P/H_o :

$$P/H_o = \frac{13.00}{12.87} = 1.010$$

Y con la figura 33 se encuentra que:

$$C_o = 2.14$$

Este valor de C_o debe corregirse por efecto de la inclinación del talud, así de la fig. 36 se obtiene:

$$\frac{C_{inc}}{C_{vert}} = 0.997$$

Y entonces:

$$C_{inc} = 0.997 \times 2.14 = 2.13$$

No hay efecto de ahogamiento o del lavadero aguas abajo, por lo tanto, el valor final del coeficiente de descarga es $C = 2.13$.

Ahora se calculará la longitud efectiva de la cresta empleando la ecuación 20:

$$L_e = \frac{Q}{C H_o^{3/2}} = \frac{6\,000.00}{2.13 \times 12.87^{3/2}} = 61.010 \text{ m}$$

Para calcular la longitud neta deben hacerse las siguientes consideraciones: si los claros del puente no deben ser mayores de 10.00 m, se necesitarán siete pilas. Además los coeficientes K_p y K_a pueden obtenerse de las figs. 42 y 43 respectivamente, empleando la relación:

$$\frac{H_e}{H_o} = 1$$

Se obtiene entonces:

$$Kp = 0, \quad Ka = 0.17$$

Así la longitud neta vale:

$$L = L_e + 2(NKp + K_a)H_o ; \quad L = 61.010 + 2(7 \times 0 + 0.17)12.87 = 65.38 \text{ m}$$

Si cada pila debe medir 3.50 m de ancho y se requieren 7, la longitud total para alojar el vertedor será de:

$$L_T = 65.38 + 7 \times 3.50 = 89.88 \text{ m}$$

El cálculo del perfil del cimacio, así como de la curva elevaciones-gastos del vertedor se dejan como ejercicio al lector.

Ejemplo 10 *Determinar la elevación de la cresta de un vertedor, si la longitud efectiva es $L_e = 84.00 \text{ m}$. El gasto de diseño vale $Q_o = 6500.00 \text{ m}^3/\text{s}$, la superficie libre del agua para el gasto de diseño no debe sobrepasar la elevación 953.00 msnm y la elevación del piso del canal de llegada es 900.00 msnm.*

Solución:

Si se considera en un principio despreciable el efecto de la velocidad de llegada, se puede conocer la carga sobre el vertedor con la ecuación 14, además se supone un coeficiente de descarga $C = 1.90$

$$H_o = \left(\frac{Q_o}{CLe} \right)^{2/3} = \left(\frac{6500.00}{1.90 \times 84.00} \right)^{2/3} = 11.84 \text{ m}$$

La velocidad de llegada vale:

$$Va = \frac{6500.00}{53.00 \times 84.00} = 1.46 \text{ m/s}$$

La carga de velocidad:

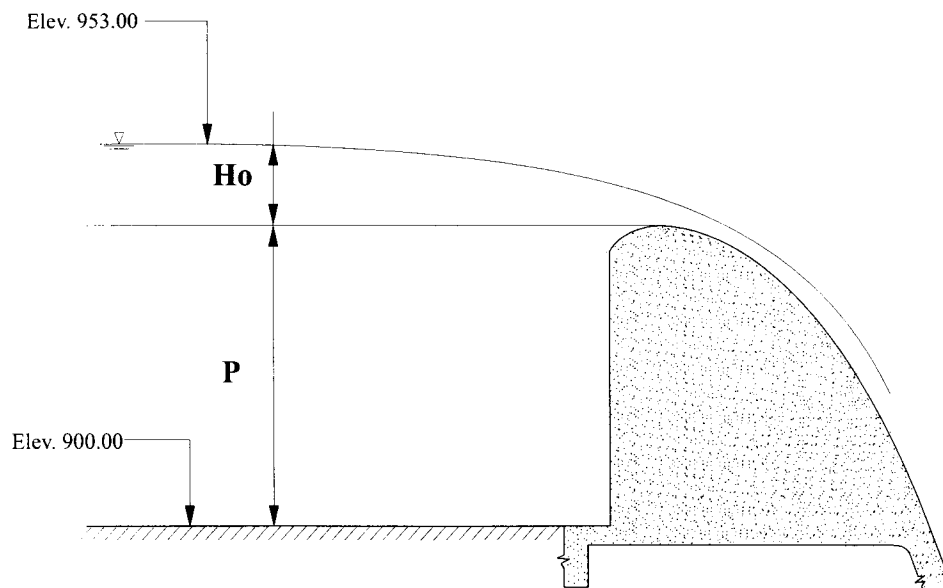


Fig. 47 Estructura hidráulica del ejemplo Núm. 10

$$H_a = \frac{Va^2}{2g} = \frac{1.46^2}{2.00 \times 9.81} = 0.11 \text{ m}$$

Entonces la carga de diseño total será:

$$H_t = H_o + H_a = 11.95 \text{ m}$$

La elevación de la cresta es:

$$\text{Elev. Cresta} = 953.00 - 11.95 = 941.05 \text{ msnm}$$

Y la profundidad de llegada P .

$$P = 941.05 - 900.00 = 41.05 \text{ m}$$

Como la relación es $\frac{P}{H_o} > 1$, se considera que la hipótesis inicial de considerar despreciable la velocidad de llegada es acertada.

9 PERFIL DEL AGUA SOBRE EL CIMACIO

Debido a la gran curvatura de los cimacios no es posible aplicar la ecuación de Bernoulli en esta zona, es por ello que para determinar el perfil del agua es necesario recurrir a experimentos de laboratorio o al empleo de la teoría del flujo con potencial.

En el primer caso puede recurrirse a las figuras 48 y 49 obtenidas por el USACE, donde se muestran los perfiles para cimacios con pilas intermedias y sin ellas, para diferentes profundidades del canal de acceso y cargas sobre el vertedor.

La segunda forma de calcular el perfil del agua, es considerando al flujo como irrotacional, lo cual se ha demostrado es válido. Se supone un perfil o frontera superior del flujo, se calcula la red del mismo y se analiza si la frontera inferior coincide con el perfil del cimacio, de no ser así se rectifica la frontera superior y se procede de la misma manera.

En la fig. 48 se muestran las gráficas y ecuaciones para el cálculo del perfil sobre un cimacio. Donde x , es la relación x/H_o con intervalo $-1 < x/H_o < 1.8$, para todas las condiciones. Los resultados obtenidos con las ecuaciones, deberán multiplicarse por la carga de diseño H_o .

Existe un gran número de programas computacionales que permiten calcular la red de flujo sobre un cimacio, o bien se pueden integrar las ecuaciones de flujo con potencial para resolver este tipo de problemas

Ejemplo 11 Calcular el perfil del agua en un cimacio diseñado con una carga $H_o = 5.00$ m empleando el criterio de USACE.

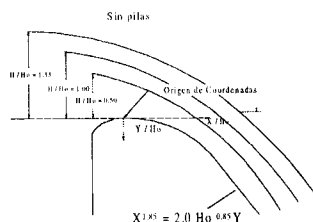
Solución:

Como no se consideró necesaria la construcción de pilas, puede emplearse la fig. 48, para el cálculo del perfil. Se debe primero obtener la relación:

$$\frac{H}{H_o} = \frac{5.00}{5.00} = 1.00$$

Entonces se tiene que de acuerdo a la fig. 48, las coordenadas del perfil serán las que se presentan en la tabla Núm. 15

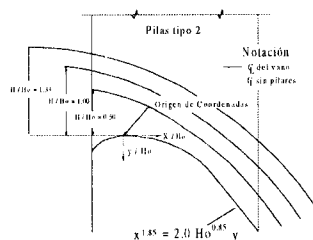
Perfil del agua sin pilas



$H/H_o = 0.5$
 $y = -0.0193x^5 + 0.0082x^4 + 0.087x^3 + 0.2471x^2 + 0.3064x - 0.3703$

$H/H_o = 1.0$
 $y = -0.0116x^5 + 0.0223x^4 + 0.0596x^3 + 0.1949x^2 + 0.345x - 0.7574$

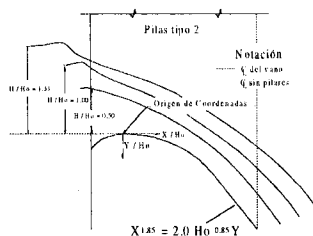
$H/H_o = 1.33$
 $y = -0.077x^5 + 0.0235x^4 + 0.0405x^3 + 0.1622x^2 + 0.3677x - 0.9963$



$H/H_o = 0.5$
 $y = -0.0088x^5 - 0.0248x^4 + 0.0499x^3 + 0.2858x^2 + 0.3019x - 0.3822$

$H/H_o = 1.0$
 $y = -0.0096x^5 + 0.0106x^4 + 0.0824x^3 + 0.2217x^2 + 0.2955x - 0.8062$

$H/H_o = 1.33$
 $y = -0.0452x^5 + 0.0886x^4 + 0.1225x^3 + 0.0872x^2 + 0.2573x - 1.0709$



$H/H_o = 0.5$
 $y = -0.0182x^5 + 0.0307x^4 + 0.0458x^3 + 0.2131x^2 + 0.3405x - 1.3678$

$H/H_o = 1.0$
 $y = -0.0211x^5 - 0.0181x^4 - 0.0628x^3 + 0.279x^2 + 0.46x - 0.7863$

$H/H_o = 1.33$
 $y = -0.055x^5 - 0.0954x^4 + 0.1073x^3 + 0.3755x^2 + 0.499x - 1.0773$

Fig. 48 Perfil del agua sobre un cimacio para velocidades de llegada despreciables, USACE, CFE, 1970

Tabla 15 Cálculo del perfil del agua en el vertedor del ejemplo Núm. 11

Estación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$\frac{X}{H_o}$	-1.00	-0.80	-0.60	-0.40	-0.20	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80
$\frac{y}{H_o}$	0.93	-0.92	-0.89	-0.87	-0.82	-0.76	-0.68	-0.59	-0.17	-0.32	-0.15	0.055	0.29	0.56	0.86
x	-5.00	-4.00	-3.00	-2.00	-1.00	-0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00
y	-4.67	-4.58	-4.47	-4.33	-4.11	-3.78	-3.41	-2.93	-2.33	-1.60	-0.73	0.28	1.47	2.82	4.29

PERFIL DE AGUA SOBRE EL CIMACIO

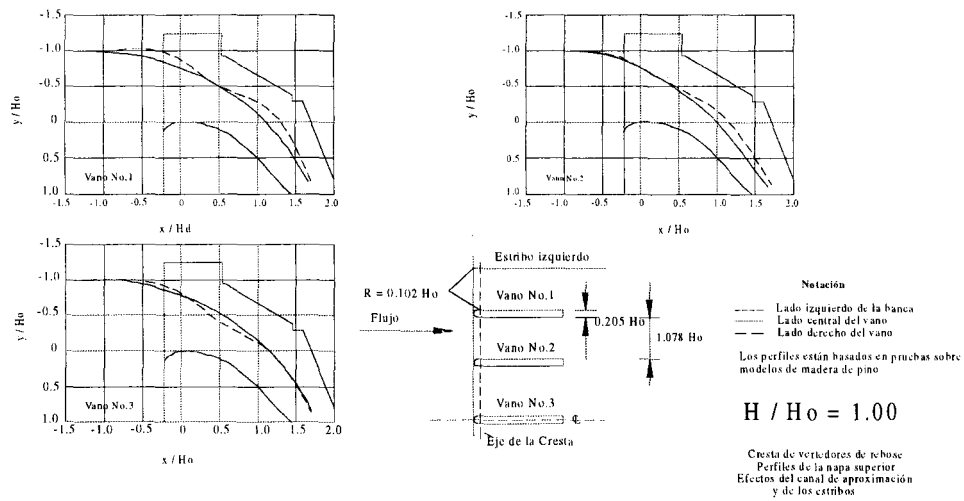


Fig. 49 Perfil del agua sobre un cimacio tomando en consideración los efectos del canal de acceso y los estribos, USACE, CFE, 1970

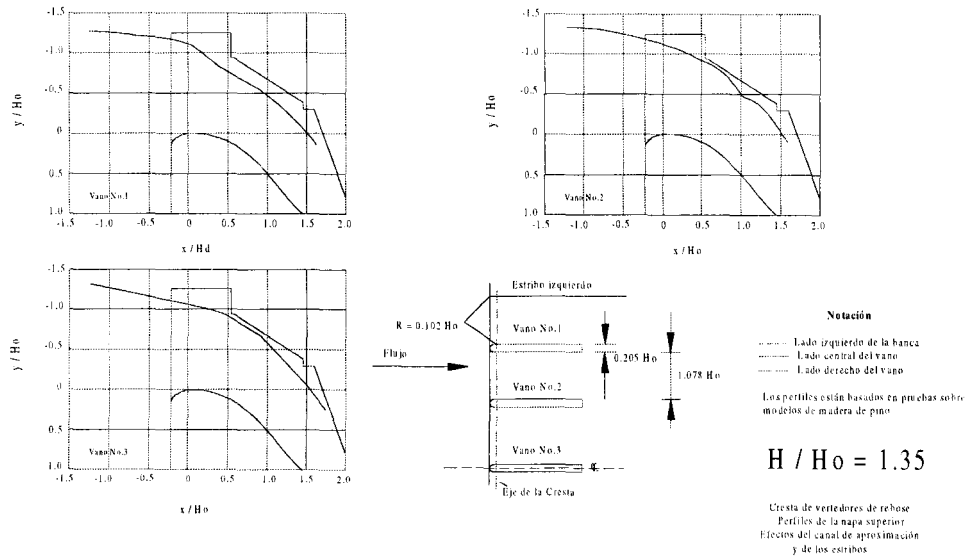


Fig. 49a Perfil del agua sobre un cimacio tomando en consideración los efectos del canal de acceso y los estribos, USACE, CFE, 1970

10 PRESIONES SOBRE EL CIMACIO DEL VERTEDEDOR

Frecuentemente los vertedores se diseñan con cargas menores que la máxima esperada con objeto de obtener un diseño más económico.

De pruebas de laboratorio se ha podido conocer que cuando la carga de proyecto es aproximadamente el 75% de la carga máxima, se presentan presiones negativas sobre la cresta y que la magnitud de éstas es de aproximadamente la mitad de la carga de proyecto.

En la fig. 50 se presenta la distribución de presiones para una carga de proyecto de aproximadamente el 75% de la carga máxima.

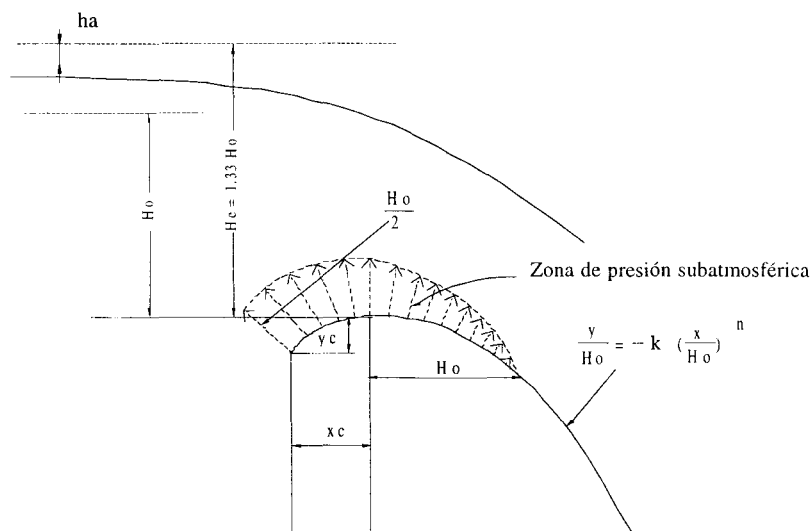


Fig. 50 Distribución de presiones sobre un cimacio con carga $H_c = 1.33 H_o$, según el USBR, Design of Small Dams, 1960

11 CIMACIO CONTROLADO POR COMPUERTAS

Como se recordará, el diseño de cimacios sin control se realiza tratando de que su perfil se asemeje a la línea de corriente inferior de una vena fluida cayendo libremente de un vertedor de pared delgada.

Cuando se coloca una compuerta todo el funcionamiento hidráulico cambia, esto es, si la compuerta está abierta parcialmente, la trayectoria del agua se asemejará más a la de un chorro libre que a la caída de un vertedor de pared delgada. Es por eso que deben hacerse ajustes de diseño cuando se pretende emplear compuertas para controlar el cimacio.

La curva de un chorro originado por un orificio vertical está dada por la ecuación:

$$-y = \frac{x^2}{4H} \quad (21)$$

donde:

x, y , coordenadas de un sistema cartesiano con origen en el centro del orificio.
 H , carga sobre el centro del orificio.

Si el orificio está inclinado un ángulo, θ la ecuación 21, se transforma en:

$$-y = x \tan \theta + \frac{x^2}{4H \cos^2 \theta} \quad (22)$$

Puede notarse entonces que las trayectorias de la lámina vertiente y del chorro son diferentes, y si por ejemplo, se diseña con la ecuación de la lámina vertiente y se emplean compuertas con aberturas pequeñas y cargas grandes, se producirán presiones negativas en el cimacio en la zona aguas abajo de la compuerta.

Si por el contrario se diseña con la trayectoria del chorro se tendrá un cimacio más ancho, más estable, pero menos eficiente. Entonces al diseñar un cimacio con control por medio de compuertas deberán analizarse los factores: eficiencia, economía y estabilidad.

Existen sin embargo otras posibilidades. Así, si se diseña con la trayectoria de la lámina vertiente y se emplean compuertas, para reducir las presiones negativas aguas abajo de ellas, se pueden colocar las compuertas después de la cresta del cimacio, haciendo que el funcionamiento hidráulico sea el de un chorro inclinado, y la trayectoria del agua se parecerá más a la de la lámina vertiente.

La descarga en un vertedor controlado por compuertas radiales se puede calcular con la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C L e (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (23)$$

donde:

H_1 , carga al fondo del orificio

H_2 , carga al labio inferior de la compuerta

L_e , ancho efectivo de la cresta

C , coeficiente de descarga, que puede obtenerse de la fig. 51

Cuando se emplean compuertas de tambor, el coeficiente de descarga depende de la carga, del radio de la compuerta y del ángulo que forma la horizontal y de la tangente al labio de la compuerta.

En la fig. 52 se presentan una gráfica para obtener el valor de C .

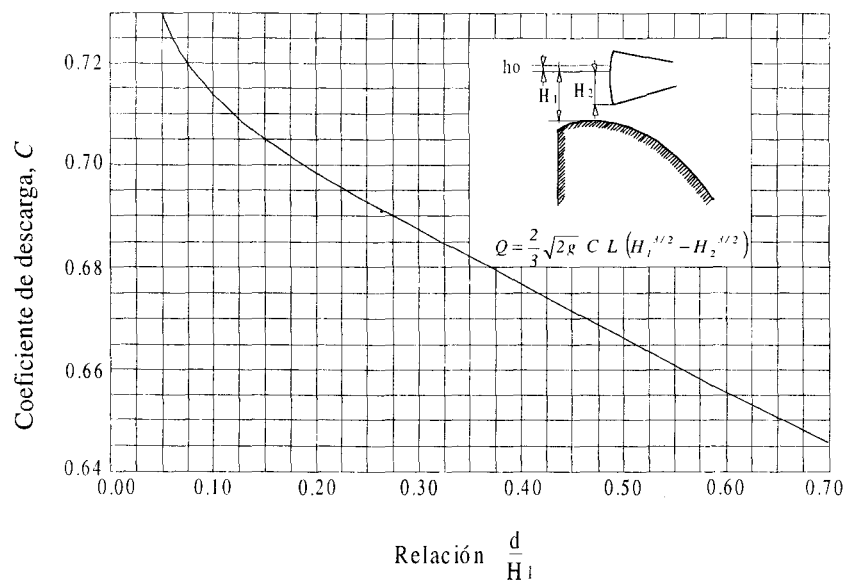
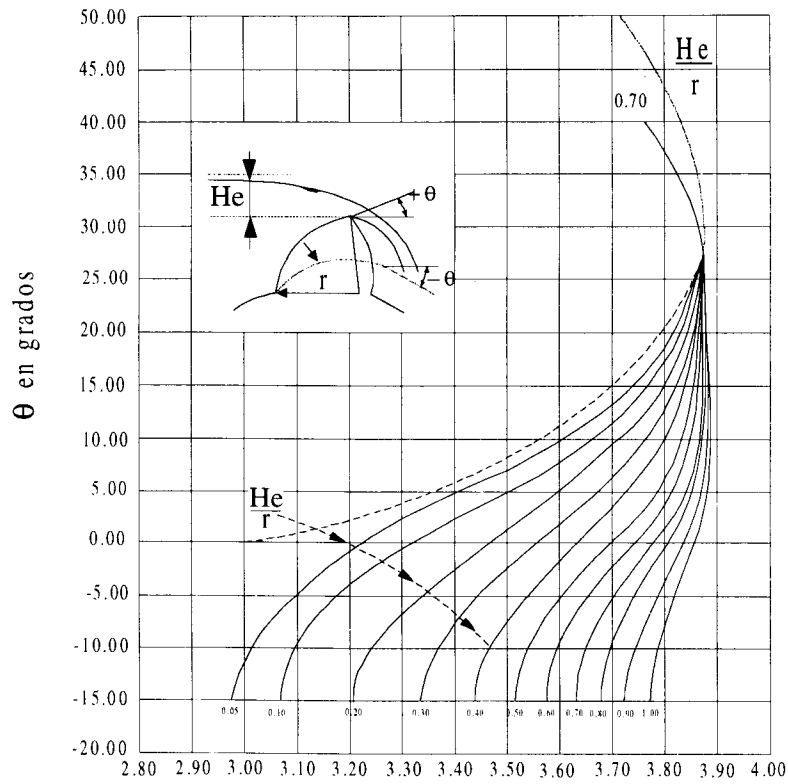


Fig. 51 Coeficiente de descarga para cimacios controlados con compuertas. USBR, CFE, 1970



k

$$C = \frac{k}{\sqrt{3.28}}$$

$$Q = C L e H e^{3/2}$$

Fig. 52 Coeficiente de descarga para compuertas de tambor, C.F.E., 1970



12 DISEÑO HIDRÁULICO DEL CONDUCTO DE DESCARGA

Los volúmenes de agua descargados, después de pasar por la estructura de control, son enviados al río aguas abajo de la presa, esto se hace por medio de los conductos de descarga, exceptuándose este conducto en los vertedores de caída libre (por ejemplo en una presa de arco). Los conductos de descarga son básicamente de dos tipos: en canal o en túnel.

Los canales pueden ser a cielo abierto, excavados sobre la superficie del terreno, o colocados sobre el cuerpo de la presa. Los túneles se construyen en el cuerpo de la presa o en las laderas.

Las dimensiones de los conductos de descarga están determinados por consideraciones hidráulicas, pero la forma de la sección transversal, su perfil longitudinal, su longitud, ampliaciones, curvas, etc., están influenciadas por características topográficas y geológicas del lugar. Es recomendable que en los conductos de descarga el flujo se mantenga uniforme y sin cambios en el tipo de régimen.

Las secciones transversales de los conductos de descarga en canal más comunes son la rectangular y la trapecial, con taludes que dependen del tipo de presa o de la geología de la zona. Si se trata de túneles, las secciones más usuales son la circular y la herradura.

Para conocer la velocidad y los tirantes a lo largo del conducto se aplica la ecuación de la energía:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum Hf \quad (24)$$

donde:

Z , carga de posición, en m.

$\frac{P}{\gamma}$, carga de presión, en m.

$\frac{V^2}{2g}$, carga de velocidad, en m.

$\sum Hf$, sumatoria de las pérdidas en el tramo, en m.

Las pérdidas pueden ser de dos tipos:

- a) Locales, son las producidas por entrada, transiciones, cambios de dirección, etc.
- b) Por esfuerzo cortante.

Las que más influyen en la pérdida de energía son las segundas y en el caso de canales pueden evaluarse con la ecuación de Manning:

$$hf = \left(\frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} \right) L \quad (25)$$

donde:

- hf , pérdidas por cortante en m
- v , velocidad media en la sección transversal, en m/s
- n , coeficiente de rugosidad
- R , radio hidráulico de la sección transversal en m
- L , longitud del tramo considerado en m

Cuando la pendiente del canal es igual o mayor del 10%, la carga de presión en la ecuación de la energía debe corregirse así:

$$\frac{P}{\gamma} = y \cos^2 \theta \quad (26)$$

$$\frac{P}{\gamma} = d \cos \theta \quad (27)$$

donde:

- $\frac{P}{\gamma}$, carga de presión, en m
- y , tirante del flujo vertical a la plantilla del canal, en m
- d , tirante del flujo perpendicular a la plantilla del canal, en m
- θ ; ángulo de inclinación de la plantilla.

Cuando el canal tiene perfil longitudinal curvo, la fuerza centrífuga incrementa las presiones, por lo tanto es necesario modificar la carga de presión, esto se hace cuando:

$$r > 0.215 d V^2 \quad (28)$$

donde:

- r , radio de curvatura, en m

d , tirante del agua, en m

V , velocidad del flujo, en m/s

La carga de presión en la ecuación de la energía quedará corregida así:

$$\frac{P}{\gamma} = \left(1 \pm \frac{V^2}{gr} \right) d \cos \theta \quad (29)$$

Si se trata de canales cóncavos se considera el signo positivo, y negativo para canales convexos.

Cuando las velocidades en el conducto de descarga exceden a los 15 m/s, existe el riesgo de que se presente inclusión de aire. Esto ocurre porque al desarrollarse la capa límite en el conducto e interceptar a la superficie libre del flujo, se desarrolla gran turbulencia que atrapa a las moléculas de aire en contacto con el agua iniciándose así la inclusión de aire, este fenómeno es fácil de observar en un conducto de descarga pues se forman las llamadas “aguas blancas”.

Otro problema que se presenta en las superficies expuestas a flujos de alta velocidad es la erosión, ésta se debe a la cavitación y se puede presentar atrás de cualquier obstáculo, cambio de dirección o rugosidad de la conducción.

12.1 Cavitación

La cavitación es un fenómeno que consiste en la formación de cavidades llenas de vapor de agua dentro del flujo, esto sucede cuando se presentan presiones negativas iguales o menores que la presión de vaporización del fluido.

Existe una clasificación de los niveles de cavitación, desde el inicio de la misma o cavitación incipiente, hasta la supercavitación que es la etapa en la que se forman estelas huecas, Daily J. Harleman D., 1975.

Para el caso de obras de excedencia, es común aceptar que la cavitación se inicia cuando aparecen las primeras manchas blancas sobre la superficie expuesta a flujo de alta velocidad, Echávez G., 1979.

Las condiciones de cavitación pueden expresarse por medio del número de Thoma:

$$\sigma = \frac{hp - hv}{Vk^2 / 2g} \quad (30)$$

donde:

σ , índice de cavitación

hp , carga de presión

h_v , carga de vaporización
 V_k , velocidad del flujo
 g , aceleración de la gravedad

Una vez que las cavidades se han formado, existe la posibilidad de que se separen burbujas llenas de vapor, que al pasar a una zona de mayor presión se condensan repentinamente con reducciones de volumen de 100 a 1000 veces, si ello sucede cerca de una frontera rígida inducirá esfuerzos de hasta 10 000 kg/cm², siendo esto el origen de los daños en las superficies expuestas a este fenómeno.

En una obra hidráulica puede presentarse erosión por cavitación ante cualquier cambio de dirección, atrás de un obstáculo, o debido a la rugosidad de la superficie sobre la cual ocurre el flujo de alta velocidad. Este último caso puede ser el más crítico, debido a las grandes áreas que sería necesario proteger si se quieren evitar perjuicios, además debe tenerse en cuenta que una vez que el daño se inicia, él mismo sirve de obstáculo para acelerar el proceso de erosión.

12.1.1 Métodos de predicción

Para efectos de diseño o revisión de obras ya construidas es necesario contar con métodos de predicción, que permitan saber si la obra es susceptible a daños por cavitación. Existen varios métodos para predecir posibilidades de cavitación en irregularidades aisladas como los de Shalnev K.K., 1951; Holl J.W., 1965; Ball J. W., 1973; Echávez G., 1971, 1979; Govinda R., Thiruvengadam A., 1961 y Rosanov N, 1965, entre otros.

Sin embargo para efectos prácticos es más común tratar de predecir en qué zonas hay posibilidad de erosión por cavitación debida a superficies rugosas. A continuación se presenta el método de Echávez G., 1979, quien propuso valuar el índice local de cavitación, σ_k , para una superficie sujeta a ciertas condiciones hidráulicas, y compararlo con el índice de cavitación local incipiente, σ_{kp} obtenido en laboratorio para situaciones similares, si $\sigma_{ki} > \sigma_k$, existe la posibilidad de cavitación.

En el caso de superficies rugosas el índice de cavitación local σ_k , según el mismo autor, puede calcularse con la ecuación:

$$\sigma_k = \frac{hp - h_v}{\frac{V_k^2}{2g}} \quad (31)$$

donde:

k , rugosidad equivalente de Nikuradse de la superficie

v_k , velocidad del flujo a una distancia k de la superficie

Las demás variables ya han sido definidas. La velocidad v_k a su vez puede calcularse con la fórmula:

$$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + \log \frac{x}{k}} \quad (32)$$

donde:

h , caída vertical, medida desde la superficie libre del vaso a la superficie del escurrimiento

x , distancia de la cresta del cimacio al punto de análisis.

Es importante hacer notar que Echávez sugiere hacer correcciones por curvatura al índice local de cavitación en el piso σ_{kp} , considerando como piso a una sección transversal para un ángulo con respecto a la vertical de $\pm 40^\circ$ y con vértice en el centro de la sección, como se indica a continuación:

$$\sigma_{kp} = 0.76\sigma_k \quad (33)$$

donde:

σ_{kp} , índice de cavitación local en el piso para curvas verticales cóncavas

Los valores de los índices de cavitación incipiente σ_p se presentan en la fig. 53, y la variación de los valores de hv , en la fig. 54.

12.1.2 Protección contra daños debidos a cavitación

La mejor protección contra los daños por cavitación es el buen diseño y una adecuada construcción de la obra. Sin embargo como ya se indicó anteriormente, muchas veces al diseñar contra cavitación se llega a la proposición de acabados imposibles de realizar en la práctica, además el problema de los daños por cavitación puede presentarse en obras ya construidas, y en este caso también existen dos opciones, proteger las superficies afectadas incrementando su resistencia o tomar medidas que inhiban el fenómeno de cavitación. En cuanto al incre-

mento de la resistencia de las superficies, puede decirse que básicamente se han usado concretos mejorados o recubrimientos epóxicos para proteger superficies expuestas a cavitación; pueden consultarse los trabajos de Colgate D., 1959; los del USBR, 1947, 1952; el de Nowohty H., 1942, y los de Echávez G. y Arreguín F., 1976, entre otros. Aquí se citarán solamente para mostrar algunos resultados, los obtenidos por Inozemtsev, 1965, que en una revisión bibliográfica llegó a las siguientes conclusiones:

- La resistencia a la erosión por cavitación del concreto se incrementa con la reducción de la relación agua-cemento, con el incremento de la resistencia a la compresión y a la tensión, con el vibrado del concreto o usando polvo de acero en la mezcla.
- Las recomendaciones sobre el tamaño máximo de los agregados del concreto son muy variables. Grünw W., 1960, recomienda 5 mm; Govinda R., 1961, 20 mm y Gainzburg T., 1959, 60 mm. Se considera además que el mejor agregado para estos casos es el granito.

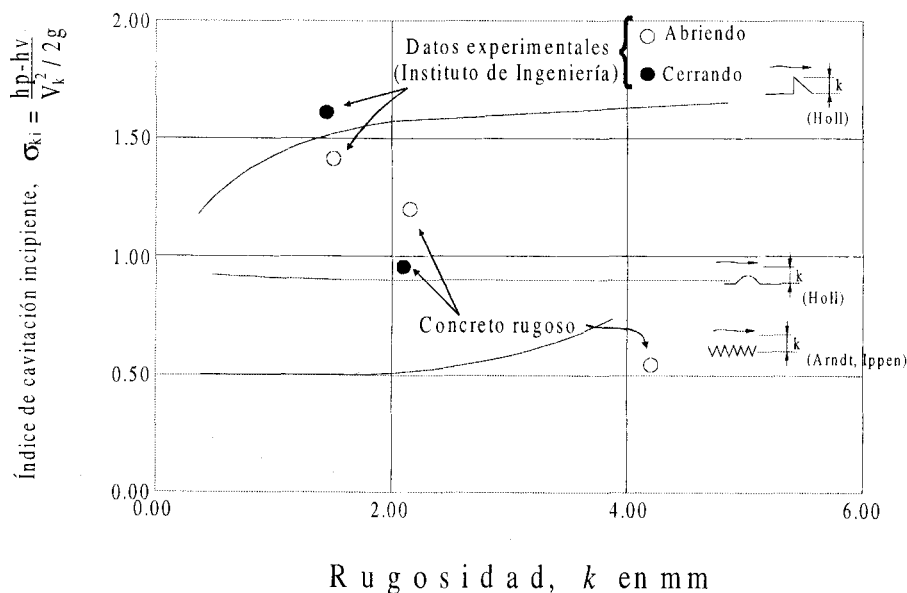


Fig. 53 Índices de cavitación incipiente, Echávez G., 1979

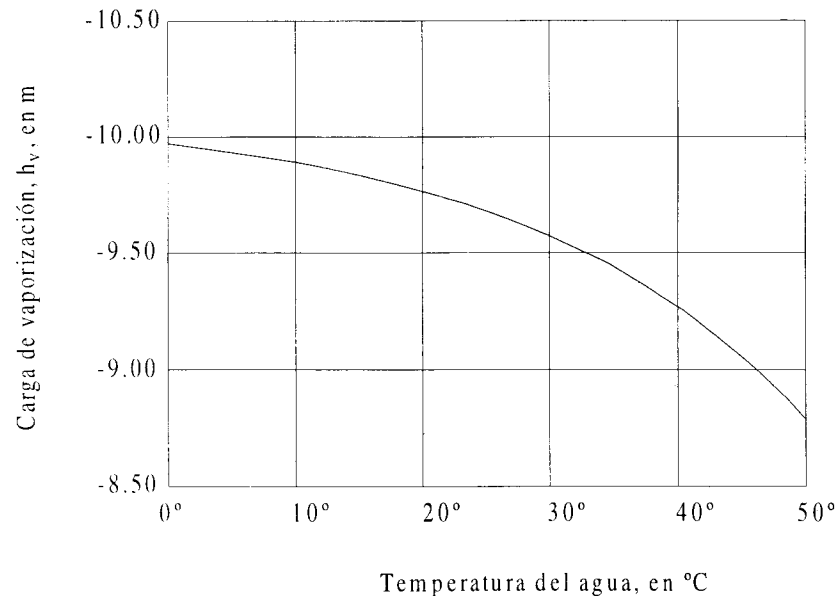


Fig. 54 Carga de vaporización del agua

- c) Se puede proteger la superficie de concreto por medio de láminas de hule, sin embargo no existe forma de lograr buena adherencia entre las dos superficies, los recubrimientos se han hecho con base en pinturas que incrementan la vida del concreto de tres a veinte veces, y su resistencia es de diez a veinte veces menor que la de las láminas de acero.
- d) La resistencia del concreto plástico hecho a base de resinas epóxicas y sin agregados, o con agregados de acero, es de 1.8 a 2.0 veces menor que la del acero al carbono, mientras que el concreto hecho a base de resinas de cloruro de polivilino, PVC, fue 1.5 veces más resistente que el acero dulce.

Los resultados experimentales de este mismo autor lo llevaron a las siguientes conclusiones:

- a) La resistencia del concreto a erosión por cavitación se incrementa de cinco a veinte veces si se hace una adecuada selección de materiales y el proceso constructivo es bueno.
- b) Los concretos plásticos tienen de diez a doscientas veces la resistencia de los concretos normales

12.2 Aireación natural

El proceso de atrapamiento de aire por los flujos de alta velocidad, se ha tratado de explicar mediante la teoría del desarrollo de la capa límite, Anderson A. y Straub F., 1960. Esta consiste básicamente en comparar el espesor de la capa límite con el tirante del flujo, cuando estos sean iguales la capa límite habrá alcanzado la superficie libre del agua y se iniciará la aireación. Cabe hacer notar que algunos autores sugieren que la energía de la turbulencia debe ser mayor que la de la tensión superficial del fluido para que el fenómeno suceda; el punto de intersección se llama punto crítico. Los primeros métodos para ubicar este punto fueron desarrollados por Lane E. W., 1939; Hickox G. H., 1945, y Halbronn G., 1952.

Straub F., y Anderson A., 1960, dividieron al flujo en dos regiones: superior e inferior, en función de la concentración de aire, ver fig. 55. La región inferior consiste de burbujas de aire distribuidas en el flujo por las fluctuaciones turbulentas; la región superior, consiste de una mezcla agua-aire en forma de rocío, el tirante que separa a las dos se llama de transición.

Por otra parte Keller R. y Wood I., 1974, dividieron el perfil del agua en la dirección de la misma definiendo tres zonas: en desarrollo con flujo parcialmente aireado, en desarrollo con flujo totalmente aireado y desarrollado, ver. fig 56. Esta división es muy importante, pues permite conocer, una vez determinado el punto

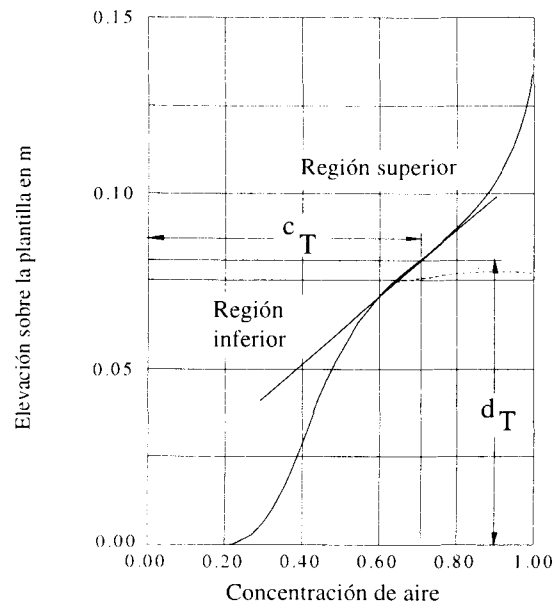


Fig. 55 Estructura del flujo aireado, Straub y Anderson, 1960

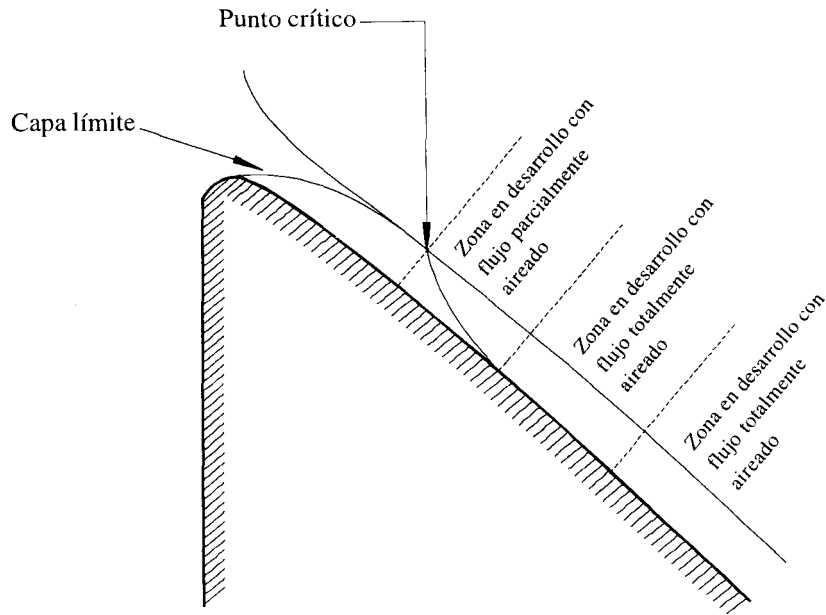


Fig. 56 Estructura del flujo aireado, Keller y Wood, 1974

crítico, la distancia a la cual se tiene una concentración elevada de aire en el agua, que permitiera, por ejemplo, proteger en forma natural la obra contra cavitación.

Gangadharaiah T. y Rao L., 1970, desarrollaron las ecuaciones de continuidad, cantidad de movimiento y de energía para flujo aireado, y relacionaron la concentración media de aire con el número de Froude y las pérdidas de carga para un flujo uniformemente aireado.

Keller R. y Wood I., 1974, publicaron un importante trabajo que permite conocer la concentración de aire en la zona en desarrollo con flujo parcialmente aireado. Por otra parte Falvey T. H., 1979, a partir de análisis dimensional y utilizando datos de modelo y prototipo, relacionó la concentración media \bar{C} , con el número de Froude.

12.2.1 Modelo teórico. Región inferior

Arreguín F. y Echávez G, 1984, formularon un modelo teórico tomando en cuenta la experiencia adquirida en el fenómeno de arrastre de sedimentos de fondo en el flujo y la teoría de la longitud de mezcla de Prandtl, Shames I., 1967. Consideraron

la regionalización propuesta por Straub y Anderson, 1960, y específicamente la región inferior porque el interés se centró en los efectos de la aireación en la plantilla del canal.

La distribución de concentración de aire en un flujo turbulento depende de las características de las burbujas de aire incluido, de las condiciones hidráulicas del flujo y de la geometría del canal. Una burbuja aislada en un flujo no turbulento, se desplazará en dirección paralela a la plantilla del canal debido al arrastre del flujo, pero también tiende a subir a causa de la flotación. En este caso la trayectoria depende de la distribución de velocidades del flujo y de la velocidad de ascenso de la burbuja. Cuando se trata de un conjunto de burbujas en un flujo turbulento, se presentan dos efectos: un movimiento general de la masa de burbujas y una difusión de ellas debida a la turbulencia.

Para explicar la transferencia de burbujas de un plano a otro se utilizó la teoría de la longitud de mezcla de Prandtl, quien sustituye el término de viscosidad cinemática aparente propuesto por Boussinesq, por una magnitud que llamó longitud de mezcla, que tiene la ventaja de tener una interpretación física más sencilla. De esta manera puede obtenerse la concentración media de aire en un flujo de agua, \bar{c} .

$$\bar{c} = \frac{1}{y_m} \int_0^{y_m} c \, dy \quad (34)$$

donde:

y_m , tirante de la mezcla

c , concentración de aire

y , tirante

Por otro lado el gasto de la mezcla Q_m , así como el gasto de agua Q_w valen:

$$Q_m = V_m b y_m \quad (35)$$

$$Q_w = (1 - \bar{c}) Q_m \quad (36)$$

$$\text{o} \quad Q_w = V_w b y_w \quad (37)$$

donde:

b , ancho de plantilla

V_m , Velocidad de la mezcla

Sustituyendo 36 en 35 y ordenando:

$$V_m = \frac{Q_w}{(1-\bar{c})b y_m} \quad (38)$$

El número de Froude para flujo aireado Fr_a valdrá entonces:

$$Fr_a = \frac{V_m}{(g y_m)^{1/2}} \quad (39)$$

Y la relación entre el número de Froude para un flujo no aireado Fr_w y uno aireado Fr_a con la concentración media serán:

$$Fr_w = (1-\bar{c}) \frac{Q_m}{g^{1/2} b y_w^{3/2}} \quad (40)$$

$$Fr_a = \frac{Q_w}{(1-\bar{c}) b g^{1/2} y_m^{3/2}} \quad (41)$$

La proporcionalidad de la velocidad media del flujo aireado y no aireado en la región inferior se puede obtener de las ecuaciones 35, 36 y 37:

$$\frac{V_w}{V_m} = (1-\bar{c}) \frac{y_m}{y_w} \quad (42)$$

El análisis teórico fue complementado con mediciones en un canal de alta velocidad con un gasto máximo de 0.50 m³/s, que permite alcanzar velocidades de 42, 32 y 21 m/s, donde se construyó un aireador, en la toma del mismo se colocó un tubo unido a un anemómetro, de tal manera que se pudiera medir la velocidad del aire V_1 que entraba al flujo, así con la velocidad del aire y el área del aireador A_1 , se podía obtener el gasto de aire incluido Q_{a1} :

$$Q_{a1} = V_1 A_1 \quad (43)$$

Por otro lado el gasto de la mezcla agua-aire Q_m en la sección medidora se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$Q_m = V_m A_2 \quad (44)$$

donde:

V_m , velocidad de la mezcla
 A_2 , área de la sección medidora

Además de la definición de concentración de aire:

$$c = \frac{Q_a}{Q_a + Q_w} = \frac{Q_a}{Q_m} \quad (45)$$

donde:

Q_a , gasto de aire
 Q_w , gasto de agua

se puede obtener el gasto de aire medido:

$$dQ_{am} = cdQ_m \quad (46)$$

Entonces se procedió a hacer una serie de mediciones de concentración de aire aguas abajo del aireador, desde la plantilla del canal hasta la profundidad donde ya no se registraba aire en el flujo, obteniéndose relaciones $c - y$ y $c - Q_m$. De esta manera si se integra la ecuación 46 se obtiene el gasto de aire medido:

$$\iint_A dQ_{am} = \iint_A c dQ_m \quad (47)$$

12.2.2 Zona en desarrollo con flujo parcialmente aireado

La regionalización en la dirección del flujo se hizo con base en el criterio de Keller R. y Wood I., 1974. Con objeto de delimitar y analizar las regiones de flujo aireado se utilizarán las siguientes definiciones propuestas por Arreguín F.-Echávez G., 1984.

Tirante límite de la región aireada $y_{c=0}$ corresponde al punto donde la concentración es nula.

Tirante de concentración 8.00%, $y_{c=0.08}$

Tirante de concentración 2.00%, $y_{c=0.02}$

Tirante de transición y_p es el límite entre la región superior e inferior.

Tirante total y_T es la profundidad total del flujo aireado, o sea la distancia de la plantilla a la superficie libre del flujo.

Espesor de la capa aireada e_{aT} , medida desde la superficie libre del flujo al límite inferior de la región aireada, es decir $e_{aT} = y_T - y_{c=0}$

Espesor de la región e_{ai} considerada del límite inferior a la zona de transición, o sea $e_{ai} = y_t - y_{c=0}$.

Espesor de la región superior e_{as} , es la región comprendida entre la superficie libre del flujo y la zona de transición, $e_{as} = y_T - y_t$

De los perfiles medidos en cada estación se seleccionaron aquellos que tenían como límite inferior la concentración $c = 0$, de esta manera se estableció una relación entre las profundidades $y_{c=0}$ y la distancia x . El límite inferior de la región aireada $y_{c=0}$, decrece en forma parabólica de acuerdo a la ecuación:

$$\frac{y_{c=0}}{y} = 1.823 - 0.118 \frac{x}{y_1} + 0.002 \left(\frac{x}{y_1} \right)^2 \quad (48)$$

donde:

y , tirante del flujo no aireado.

y_1 , tirante en el punto crítico.

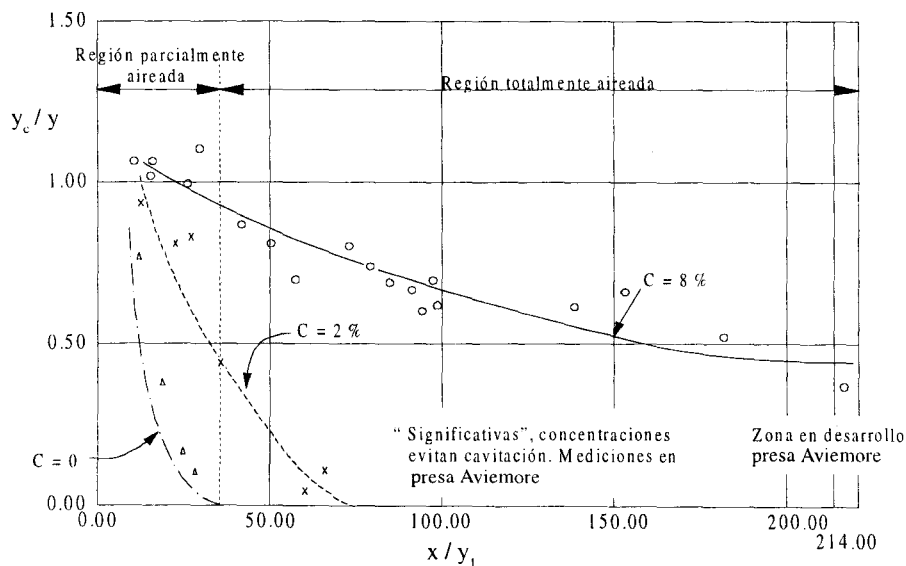


Fig. 57 Relación entre tirantes $y_{c=0.02}$ y $y_{c=0.08}$ con las condiciones de flujo no aireado, Arreguín F., 1985

Es importante hacer notar que para que el aire toque la plantilla del canal es necesario que se cumpla la relación $x/y_1 = 35$, ver fig. 57; es decir después del punto de inyección debe existir una distancia de $x = 35 y_1$, para que el aire toque el fondo del canal. Este dato indica que es difícil proteger una obra sólo con aireación natural, a excepción de obras en que se tengan gastos pequeños, como lo señalan Kudriashov, Zharov, Rozanov y otros, 1983, quienes establecen esta posibilidad para gastos unitarios menores de $9.00 \text{ m}^3/\text{s-m}$.

También Keller R., Lai K. y Wood I., 1974, señalan de las experiencias obtenidas en un flujo aireado con velocidad de 7.00 m/s que “aparentemente la región aireada nunca constituye más de la mitad del tirante total”.

12.2.3 Zona en desarrollo con flujo totalmente aireado

En esta zona como ya se había indicado el aire ha tocado la plantilla y se desarrolla a partir de $x/y_1 = 35$. Las definiciones de variables, así como las principales relaciones entre éstas ya han sido señaladas en el inciso anterior.

A diferencia del crecimiento de los parámetros del flujo aireado en la zona parcialmente aireada, en la zona totalmente aireada decrecen. Puede notarse el comportamiento de los tirantes a los cuales la concentración de aire vale 8.00% y 2.00%.

Concentración 8.00%. La relación entre x/y y $y_{c=0.08} / y$ se establece mediante la ecuación:

$$\frac{y_{c=0.08}}{y} = 1.116 - 0.006 \frac{x}{y_1} + 0.000014 \left(\frac{x}{y_1} \right)^2 \quad (49)$$

Si se utiliza el criterio de la primera derivada, puede obtenerse el punto donde la pendiente de la curva se hace nula, es decir el punto a partir del cual la línea de concentración 8.00% ya no baja, esto sucede en:

$$\frac{x}{y_1} = 217 \quad (50)$$

y corresponde a una relación:

$$\frac{y_{c=0.08}}{y} = 0.46 \quad (51)$$

La ecuación correspondiente a la concentración 2.00% es:

$$\frac{y_{c=0.02}}{y} = 1.294 - 0.028 \frac{x}{y_1} + 0.00012 \left(\frac{x}{y_1} \right)^2 \quad (52)$$

y el punto donde la curva de concentración 2.00% toca la plantilla es:

$$\frac{x}{y_1} = 66 \quad (53)$$

Puede notarse, a partir de estos resultados, que proteger una obra contra cavitación mediante aireación natural es muy difícil, pues sólo lograr que se tenga una concentración del 2.00% en la plantilla implica que después del punto de inyección, se tenga una longitud $x = 66y_1$. La concentración del 8.00% sólo se da hasta la relación $y_{c=0.08}/y = 0.46$, y no toca la plantilla.

12.3 Aireación inducida

Se llama aireación inducida el fenómeno de inclusión de aire, por medio de dispositivos artificiales construidos en la obra.

12.3.1 Antecedentes

Peterka A. J., 1965, estudió la relación entre concentración de aire y daños por cavitación para flujo de alta velocidad (30.00 m/s), y encontró que para $c = 7.40 \%$ no se presentan daños en el concreto y que estos son pequeños para $c = 2.00 \%$, ver fig. 58.

12.3.2 Geometría de los aireadores

En la fig. 59 se presenta la geometría de los dispositivos aireadores, así como los principales tipos y algunas formas de ventanas de aireación. Como puede observarse la ranura, el escalón y el deflector o una combinación de ellos, son las formas más comunes para lograr la separación del agua de la superficie del vertedor.

Las ranuras tienen como desventajas que se ahogan con gastos pequeños, provocan áreas expuestas al cortante de poca longitud y su drenaje es deficiente, como ventaja puede decirse que son fáciles de construir sobre todo en túneles.

Los escalones producen pocos disturbios en el flujo, sin embargo el área expuesta al cortante es pequeña con respecto al deflector.

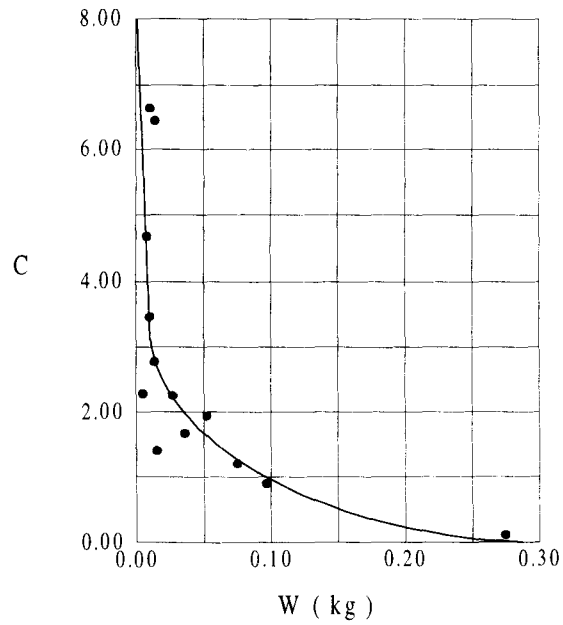


Fig. 58 Pérdidas de concreto en peso debidas a cavitación, en función de la concentración de aire, Peterka, 1965

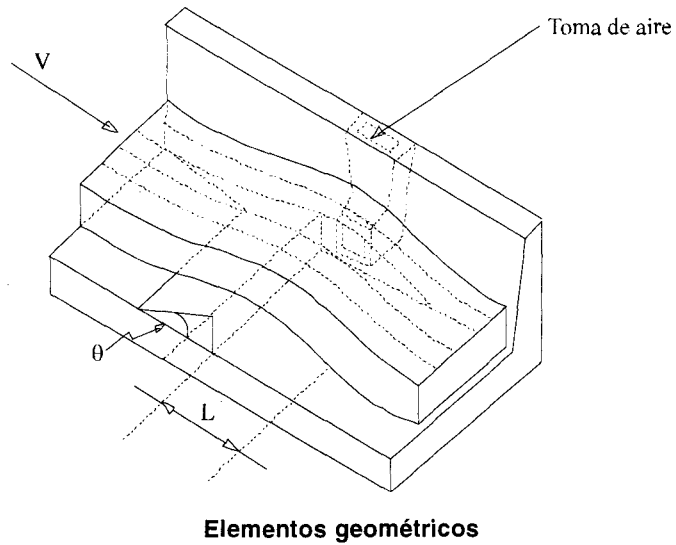
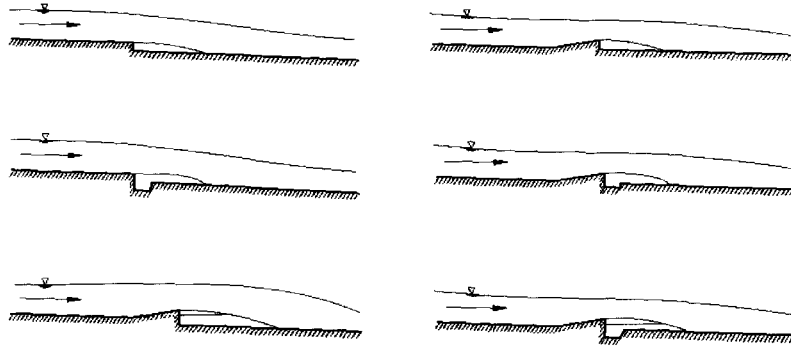


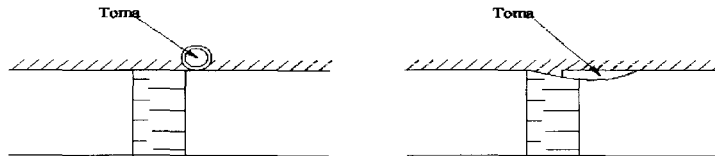
Fig. 59 Geometría de los aireadores, Pinto N.L., 1982



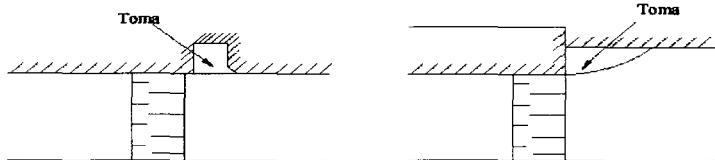
Tipos básicos: escalones y deflectores



Perfil



Planta



Planta

Tomas de aire

Cont. Fig. 59 Geometría de los aireadores, Pinto N.L., 1982

En cuanto a los deflectores puede decirse que introducen grandes cantidades de aire, son útiles para gastos considerables, pueden ser construidos fácilmente en obras en servicio y se han utilizado sobre todo en canales a cielo abierto. Una desventaja es que producen ondas en el flujo.

En general estos tipos de estructuras no se utilizan en forma aislada, sino como combinación de dos o tres de ellos.

12.3.3 Mecanismo de la aireación

La mejor descripción del funcionamiento de un aireador la han hecho Volkart P. y Rutchmann P., 1984; de acuerdo a su modelo, el flujo puede dividirse en cuatro zonas:

- a) De aproximación. Es la zona inmediata al aireador, en ésta el flujo puede ser o no aireado, dependiendo de las condiciones aguas arriba, ver fig. 60.
- b) De transición. Que corresponde al flujo sobre el deflector del aireador. Esta zona puede reducirse a cero en el caso de escalones o ranuras.
- c) De aireación. A su vez se subdivide en las siguientes zonas:
 - c.1) De cortante. En ésta los esfuerzos cortantes que actúan en las líneas de corriente inferiores son pequeños y el flujo aún es acelerado, sin embargo son suficientes para iniciar el movimiento del aire en la cavidad formada bajo el chorro, se inicia en el labio de la salida del aireador y su final depende de la geometría y de las condiciones de aproximación.
 - c.2) De rocío (*spray*). En esta zona la energía de la turbulencia es mayor que la de la tensión superficial y se inicia el atrapamiento de aire por parte del flujo.
 - c.3) De mezcla. Se presenta en la zona donde se produce el impacto del chorro contra la plantilla del canal. Vale la pena anotar que hacia aguas arriba de esta zona se produce un retroceso del flujo como lo habían señalado Echávez G. - Arreguín F., 1982, debido a que el chorro se bifurca.
- d) De desariación. Es la zona donde el aire empieza a escapar del flujo debido a la flotación de las burbujas.

El comportamiento de la presión en la plantilla del canal bajo la cavidad, así como el cambio en la concentración de aire en las diferentes zonas, se presenta en la fig. 60.

12.3.4 Demanda de aire

Hamilton, 1980, estableció que la demanda de aire de un aireador q_a , puede calcularse con la ecuación:

$$q_a = K V L \quad (54)$$

donde:

q_a , volumen de aire demandado por el chorro, por unidad de tiempo y por unidad de ancho del vertedor

V , velocidad media sobre la rampa

L , longitud de la cavidad

K , constante, cuyo valor según Hamilton, 1980, se encuentra entre 0.01 y 0.035

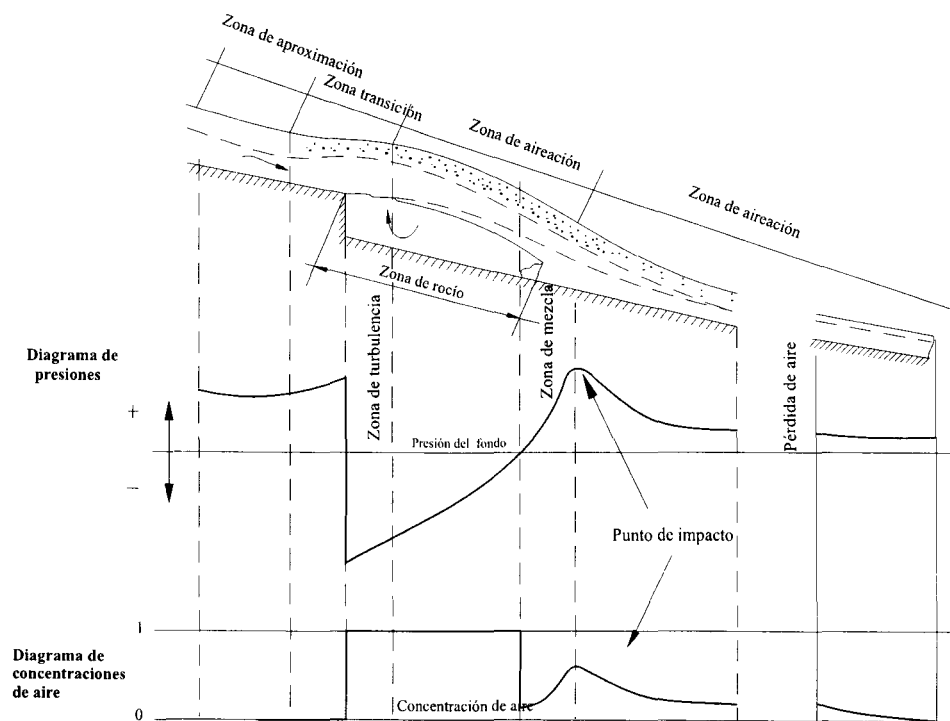


Fig. 60 Funcionamiento de aireadores, Volkart P., Rutchmann P., 1983

12.3.5 Espaciamiento de los aireadores

Una vez que el aire es incluido en el agua, las burbujas tienden a ser arrastradas aguas abajo por la corriente, y a subir debido a la flotación de las mismas, además como el flujo es turbulento la difusión tenderá a separar la masa de burbujas.

Así, la concentración de aire será menor conforme el flujo se aleja del aireador, disminuyendo con esto la protección que el aire brinda a las superficies expuestas a cavitación. Cuando esto suceda será necesario colocar un nuevo dispositivo aireador, que incluya aire en el flujo y así sucesivamente.

En la presa Calacuccia, ver fig. 61, se colocaron ranuras aireadoras a cada 10.00 m, en una obra diseñada para descargar 100.00 m³/s, con una carga de 61.40 m. En la presa Bratsk, ver fig. 62, los aireadores se colocaron con una separación de 41.40 m, funcionando aceptablemente para gastos unitarios de 29.00 m³/s-m. Aunque existen reportes, Pinto S., Neidert S. H., 1982, de que finalmente no fue necesario construir el aireador aguas abajo, y que sólo con un dispositivo se protegen 100.00 m de vertedor. En la presa Nurek, ver fig. 63, los

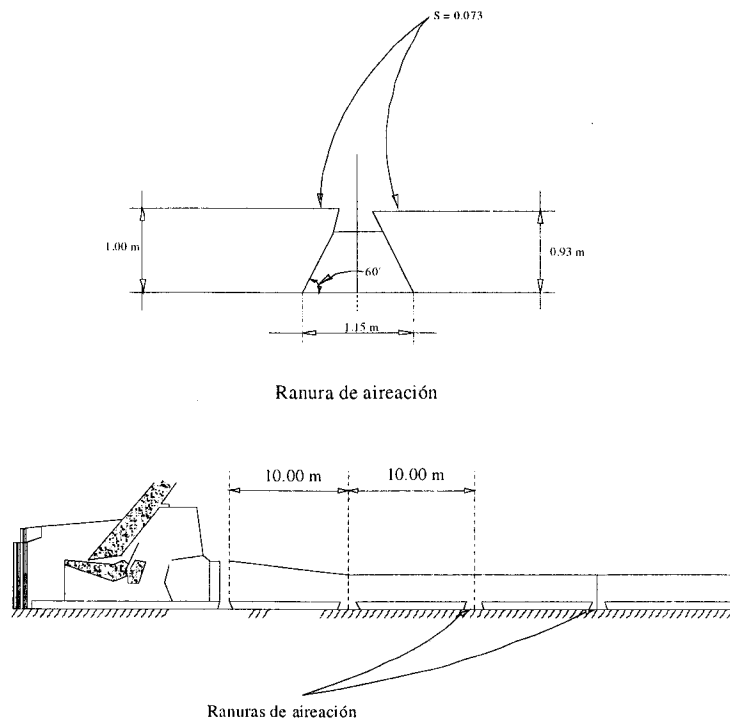


Fig. 61 Ranuras de aireación en la presa Calacuccia, Arreguín F., 1985

aireadores se colocaron con separaciones de: 10.00, 12.00, 14.00 y 15.00 m, y se ha concluido después de algún tiempo de operación, que el número de aireadores es excesivo. En la hidroeléctrica Foz de Areia el espaciamiento de los aireadores fue de 72.00 m y 90.00 m, habiéndose encontrado un funcionamiento adecuado. En la presa Guri en Venezuela las distancias protegidas por aireadores varía de 5.00 a 150.00 m. En la P.H. San Roque el espaciamiento entre aireadores, fue de 50.00 m, para tramos donde las velocidades variaban entre 30.00 y 40.00 m/s y de 60.00 m para velocidades mayores.

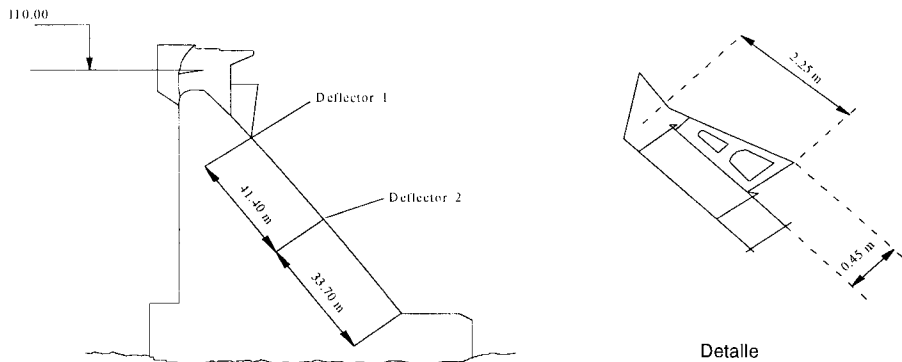


Fig. 62 Aireadores de la presa Bratsk, Arreguín F., 1985

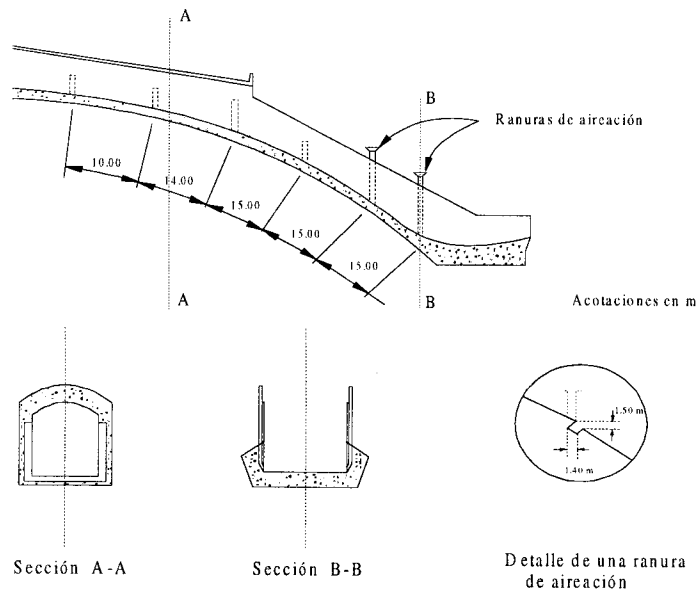


Fig. 63 Aireadores de la presa Nurek, Arreguín F., 1985

12.3.6 Incremento de tirantes

Uno de los aspectos que deben revisarse una vez que el flujo se ha aireado, es el incremento del tirante en el mismo, pues esto podría rebasar el bordo libre de los canales o ahogar los túneles en el caso de que los dispositivos se colocaran en obras ya construidas, o bien podrían hacer que el costo de obras nuevas se incrementara hasta límites inadmisibles.

Debe considerarse que el incremento del tirante no sólo se debe a la inclusión de aire, sino que el chorro al ser deflectado requerirá un bordo libre o un diámetro mayor en el caso de un túnel, para contener al flujo dentro de la obra.

Un caso que puede dar una buena idea es el de la presa Bratsk, en este caso se reporta, *Engineering Report of Design*, 1974, que el tirante en el flujo aireado puede incrementarse al doble sin considerar la zona de rocío, y al triple si se toma en cuenta ésta.

12.3.7 Impacto del chorro

Existen reportes del funcionamiento de la P. H. Yellow Tail, Gal'perin R.S., 1977, en el sentido de que no se causan daños por este efecto: "No se observaron daños en la superficie de concreto del recubrimiento del túnel en la zona de impacto del chorro".

12.3.8 Fluctuaciones de presión provocadas por los aireadores

Las fluctuaciones de presión en el vertedor de la hidroeléctrica Bratsk medidas en prototipo son relativamente pequeñas. Las fluctuaciones estándar medidas en la superficie del deflector son del orden de $\sigma = 0.040 - 0.045 \text{ kg f / cm}^2$, con valores máximo de 5 a 6 σ .

Además las fluctuaciones de presión medidas en diferentes puntos del vertedor tenían poca correlación, Gal'perin R. S., 1977, concluye que para el caso específico de esta presa, el efecto de los aireadores sobre la presa es "insignificante".

12.3.9 Desaireación

La pérdida de aire en el flujo se debe básicamente a los efectos de la fluctuación de las burbujas, de la difusión y en el caso de curvas cóncavas verticales de la influencia de la fuerza centrífuga.

Kudriashov G. V. y otros, 1983, reportan que en la hidroeléctrica Bratsk la pérdida de aire es del 0.40% por metro lineal, en tanto que Prusza Z., Mantellini P. y Semenov V., 1983, proponen las siguientes relaciones:

Tipo de tramo	Porcentaje de pérdida
Recto	0.15-0.20% por metro lineal
Cóncavo	0.50-0.60% por metro lineal
Convexo	0.15-0.20% por metro lineal

12.3.10 Aireadores construidos

A continuación se presentan algunas de las obras hidráulicas que actualmente cuentan con sistemas de aireación:

Obra de toma de la presa Grand Coulee. Tiene un cono al final de la tubería forzada que reduce el diámetro de 2.59 m a 2.36 m, y trabaja con cargas de 61.00 a 76.00 m, ver fig. 64, año con año se presentaban fuertes daños provocados por cavitación, en 1960 se decidió colocar el sistema de aireación y desde entonces no han ocurrido daños.

Obra de toma de la presa Calacuccia. Esta obra diseñada para un gasto de 100.00 m³/s, con una carga de 61.40 m, es controlada por compuertas radiales de 1.60 x 2.00 m, y fue construida con una serie de ranuras aireadoras aguas abajo de las compuertas, ver fig. 61, después de 8,000 hr de operación no se han registrado daños en el concreto.

Vertedor de la presa Yellow Tail. Este vertedor en túnel está formado por dos tramos, uno con una inclinación de 55°, unido por medio de una curva vertical con

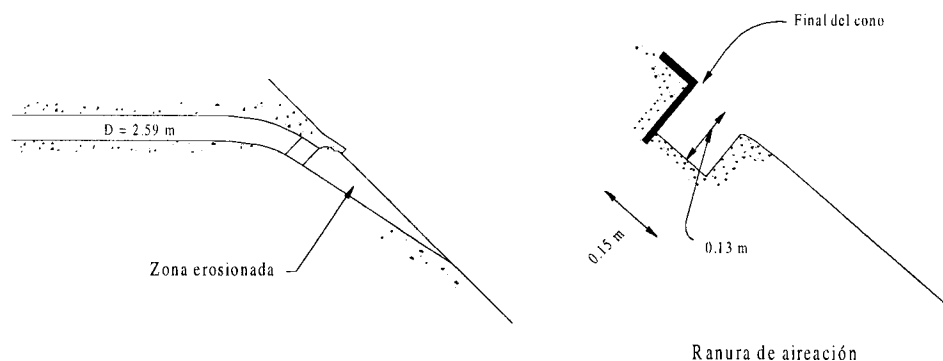


Fig. 64 Ranura de aireación en la presa Grand Coulee, Arreguín F., 1985

un tramo horizontal que fue parte de la obra de desvío. El diámetro del túnel es de 9.75 m y fue diseñado para un gasto de 2,600.00 m³/s, con una carga de 147.70 m pudiendo alcanzar velocidades de hasta 49.00 metros por segundo.

Después de sufrir grandes daños por cavitación, se colocaron aireadores de 0.90 x 0.90 m, ver fig. 65. Es importante notar el deflector y el desnivel entre las superficies aguas arriba y aguas abajo del mismo.

Obra de toma de la presa Mica. Esta toma está diseñada para un gasto de 1,000.00 m³/s, con una carga de 61.00 m, ver fig. 66. En este caso la aireación se logró por medio de escalones o sea por medio de grandes diferencias de nivel entre dos tramos. Se construyeron dos aireadores, el primero después de las compuertas con un desnivel de 2.75 m y el segundo aguas abajo de la curva vertical, con una diferencia de niveles de 4.50 metros.

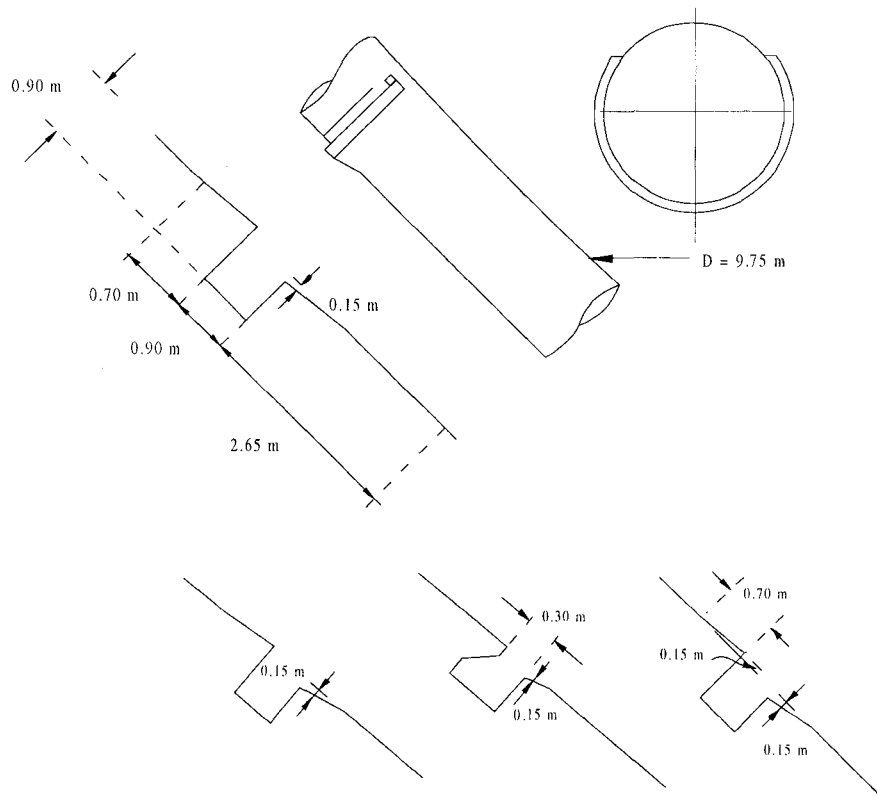


Fig. 65 Aireadores de la presa Yellowttail, Arreguín F., 1985

Vertedor de la presa Bratsk. Esta presa de concreto de 100.00 m de altura, tiene una rápida con pendiente de 1:0.80, ver fig. 62. En el vertedor existe un aireador colocado 30.00 m aguas abajo de la cresta, es un deflector hueco y el aire es incluido por la zona de separación en las pilas.

Vertedor de la presa Nurek. Este vertedor en túnel con diámetro de 10.00 m, fue diseñado para un gasto de 2,400.00 m³/s y el flujo puede llegar a alcanzar velocidades de 42.00 m/s, ver fig. 63, cuenta con ocho aireadores cuya geometría se presenta en la misma figura.

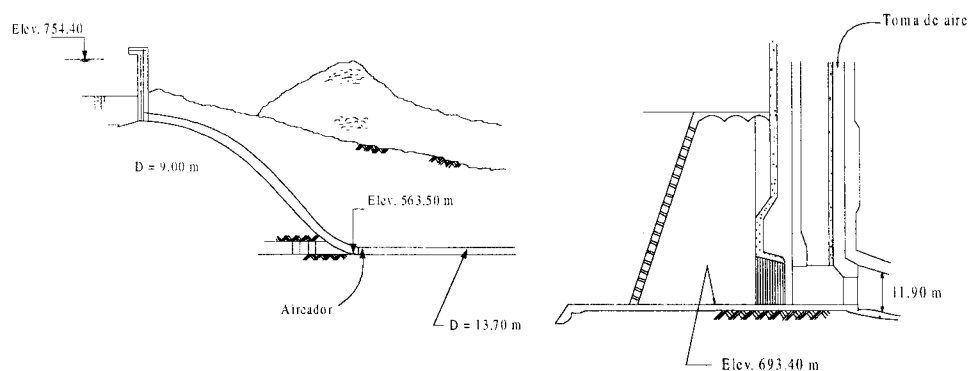


Fig. 66 Sistema de aireación en la presa Mica, Arreguín F., 1985

Vertedor de la presa Guri. En esta presa se han incluido una serie de aireadores de diferente tipo: rampas, escalones y combinaciones de ellos, alimentados desde las pilas de las compuertas, o por medio de ventanas en las paredes, con lo cual se ha logrado reducir al mínimo los daños por cavitación que frecuentemente se presentaban.

Vertedor de la presa Foz de Areia. Esta presa de enrocamiento de 160.00 m de altura, tiene un vertedor de 400.00 m de largo por 70.60 m de ancho, diseñado para descargar 11,000.00 m³/s, el cual fue protegido con tres rampas aireadoras, los resultados indican que la aireación ha inhibido casi totalmente a la cavitación.

La presa San Roque, Eccher L., Siegenthaler A., 1982, tiene un vertedor diseñado para descargar 12,800.00 m³/s, el canal de descarga mide 105.00 m de ancho y 550.00 m de largo, con una pendiente máxima de 1:4, y pueden producirse velocidades de hasta 45.00 m/s. Para evitar erosión por cavitación en el vertedor se construyeron tres aireadores con deflector.

12.3.11 Comportamiento del aire después de un aireador

Para conocer el comportamiento de la concentración de aire en el sentido del eje del conducto, es necesario establecer relaciones que incluyan entre otras variables a la distancia x y el gasto de aire q_a inducido por el aireador. Una forma de atacar este problema es resolver la ecuación de difusión.

Carshaw y Jaeger, 1947, propusieron una solución para la ecuación de difusión, para calcular la distribución de concentración o temperatura aguas abajo de una línea fuente dada, esta solución es la siguiente:

$$c(x,y) = \frac{q_a}{2\pi D_x} K_0 \left(\frac{\bar{U} \sqrt{x^2 + y^2}}{2D_x} \right) \exp \left(\frac{\bar{U}x}{2D_x} \right) \quad (55)$$

donde:

$c(x,y)$, concentración en el punto x,y

D_x , coeficiente de difusión

K_0 , función modificada de Bessel de segunda clase y orden cero

Además $K_0(x)$ se define así:

$$K_0(x) = -\{ \ln(x/2) + \gamma \} I_0(x) + \frac{x^2}{2^2} + \frac{x^4}{2^2 \cdot 4^2} (1 + 1/2) + \frac{x^6}{2^2 \cdot 4^2 \cdot 6^2} (1 + 1/2 + 1/3) + \dots \quad (56)$$

donde:

γ es la constante de Euler y vale 0.5772156

I_0 función modificada de Bessel de primera especie y orden cero, definida de la siguiente manera:

$$I_0(x) = + \frac{x^2}{2^2} + \frac{x^4}{2^2 \cdot 4^2} + \frac{x^6}{2^2 \cdot 4^2 \cdot 6^2} + \dots \quad (57)$$

Como en este caso en particular interesa conocer la concentración de aire cerca de la plantilla, es decir los valores y/x son pequeños, la ecuación 55 puede transformarse de acuerdo con Hinze, J.O., 1975, como se muestra a continuación:

$$c(x,y) = \frac{q_a}{2\sqrt{\pi D_x U x}} \exp \left(-\frac{\bar{U} y^2}{4 D_x x} \right) \quad (58)$$

Dado que cuando $y \rightarrow 0, \exp\left(-\frac{\bar{U} y^2}{4D_x x}\right) \rightarrow 1$ entonces la ecuación 58 se reduce a:

$$c(x,y) = \frac{q_a}{2\sqrt{\pi D_x U x}} \quad (59)$$

Despejando D_x :

$$D_x = \frac{q_a^2}{4c^2 \pi U x} \quad (60)$$

Para calcular los coeficientes de difusión se hicieron mediciones en la instalación de alta velocidad mencionado anteriormente.

Con las mediciones hechas y con el auxilio de la ecuación 60 se obtuvieron los coeficientes de difusión D_x , en la fig. 67, se presenta la relación $x/y = D_x/q_a$, donde x es la distancia del aireador a la zona de interés, y y es el tirante para el flujo teórico no aireado. En este caso D_x/q_a aumenta con x/y .

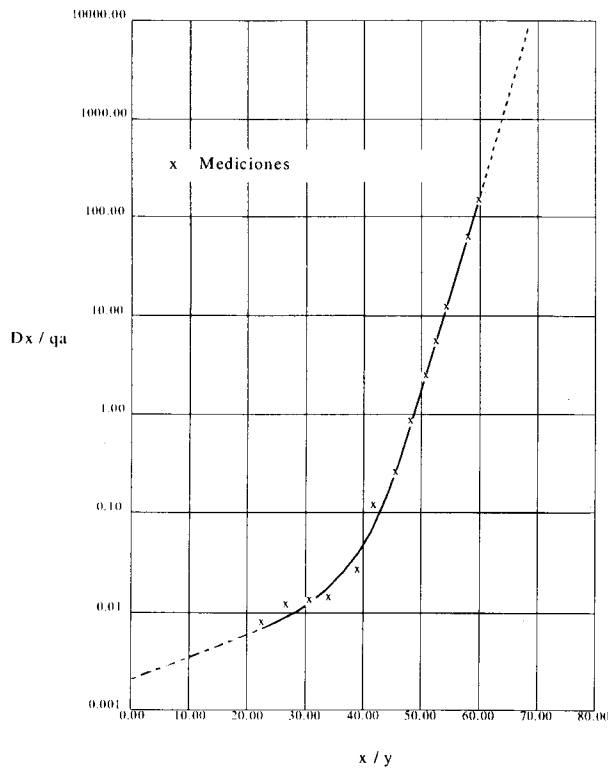


Fig. 67 Relación $x/y - D_x/q_a$ para el canal de alta velocidad, Arreguín F., 1985

12.3.12 Método propuesto

Para conocer la concentración e aire c cerca de la plantilla a diferentes distancias del aireador se propone el siguiente método:

1. Calcular el perfil teórico del agua sin aire incluido.
2. Obtener la velocidad V y la relación x/y .
3. Con el auxilio de la fig. 67 obtener D_x / q_a .
4. Calcular $q_a = Q_a / b$.
5. Obtener D_x .
6. Con la ecuación 59 calcular la concentración c en la sección de interés, considerando que D_x es función de x , y por lo tanto es necesario calcularlo en cada estación.

Si lo que interesa es calcular la distancia entre aireadores, se debe aplicar el método hasta encontrar la concentración prefijada para proteger la obra.

12.3.13 Perfil del conducto y borde libre

El perfil longitudinal del conducto de descarga en el caso de un canal a cielo abierto debe adaptarse a las condiciones geológicas y topográficas del sitio.

Se recomienda que el canal siempre se haga en corte y de ser posible sobre roca sana. El perfil del canal se define por medio de tramos rectos unidos por medio de curvas verticales. Cuando sean necesarias las curvas verticales convexas, estas deben ser bastante tendidas para evitar presiones negativas en la plantilla y la separación del flujo. Para que no se presente separación en la plantilla de la curva, ésta debe seguir la ecuación de la trayectoria de un chorro inclinado:

$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{6(d + hv) \cos^2 \theta} \quad (61)$$

donde:

$d+hv$, energía específica del escurrimiento al principio de la curva.

x, y , coordenadas de la curva referida a un sistema cartesiano con origen en el inicio de la curva y el eje y dirigido hacia abajo.

θ , ángulo de la plantilla del canal al inicio de la curva.

En las curvas verticales cóncavas se recomienda que la plantilla del conducto se defina por medio de un arco circular con radio R , lo suficientemente grande para reducir las fuerzas dinámicas que producen presiones positivas altas sobre la plantilla. El radio R debe ser el valor más grande de:

$$R \geq 0.215 dv^2 \quad (62)$$

$$R \geq 10 d \quad (63)$$

donde:

d , tirante del flujo a la entrada de la curva

v , velocidad del flujo a la entrada de la curva

R , radio de la curvatura

Además se recomienda que la liga entre el pie del cimacio y el canal de descarga sea una curva circular con un radio no menor de cinco veces al tirante, y que la plantilla del codo vertical entre la rama inclinada y horizontal de un túnel de descarga no tenga un radio menor que 2.5 veces el diámetro del conducto.

Finalmente en el diseño del canal de descarga deberá considerarse un bordo libre que de acuerdo al USBR, puede calcularse con la ecuación:

$$BL = 0.60 + 0.037 v d^{2/3} \quad (64)$$

donde:

BL , bordo libre, en m

d , tirante, en m

v , velocidad, en m/s

Si el conducto de descarga es un túnel, se diseñará para trabajar parcialmente lleno en toda su longitud, por lo tanto, su pendiente debe garantizar que el área hidráulica máxima sea el 75% del área total del túnel.

Es recomendable también evitar curvas horizontales en estos casos, pues los flujos de alta velocidad provocarían trayectorias helicoidales en el flujo.

Ejemplo 12 Calcular el perfil del agua para el canal de descarga mostrado en la fig. 68. Para un gasto de diseño $Q_0 = 6300.00 \text{ m}^3/\text{s}$. La sección del canal es trapecial con un ancho de plantilla $b = 43.40 \text{ m}$ y taludes $0.25:1.00$. El coeficiente de rugosidad de Manning es $n = 0.014$.

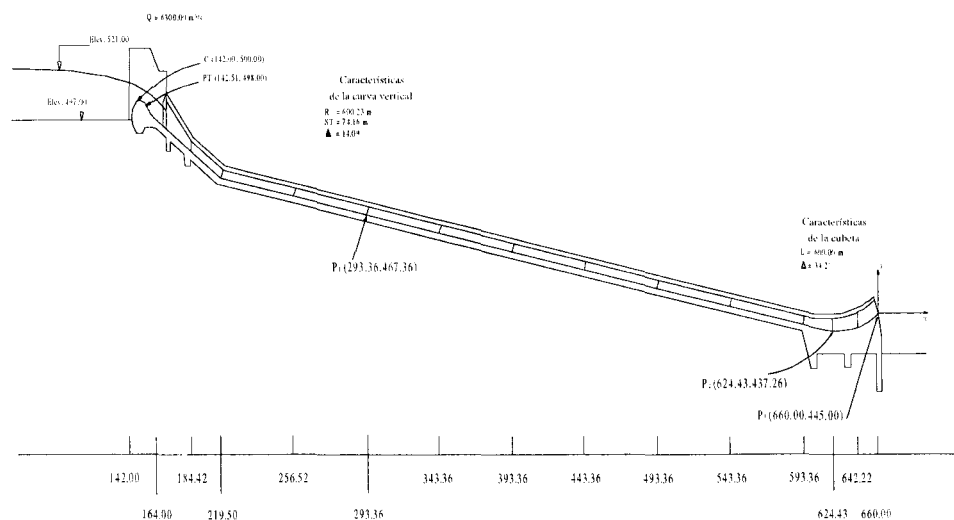


Fig. 68 Datos del ejemplo Núm.12

Solución:

El cálculo del perfil del agua se realizará utilizando el programa de cómputo *Hidrac*, Martínez P. y Arreguín F., 1995, que integra la ecuación dinámica de flujo gradualmente variado, ver fig. 69. Una vez dentro del programa, se realiza el cálculo seleccionando la sección correspondiente. El perfil calculado se presenta en la tabla Núm. 16.

En los tramos comprendidos entre las estaciones, 164.00 a 256.20 y 642.22 a 660.00 , ver fig. 71, existen curvas cóncavas, que afectan los tirantes del flujo. Por ello es necesario calcular el factor por corrección. Para tomar en cuenta este efecto se hace la corrección correspondiente, considerando el signo positivo pues se trata de curvas son cóncavas.

```

GWBASIC
Auto
-----
PARA UN USO CORRECTO DE ESTA SUBROUTINA SE REQUIERE CONOCER EL TIPO DE PERFIL
ASI COMO EL TIRANTE NORMAL,CRITICO Y EL DE LA SECCION INICIAL
-----
PUEDEN INTRODUCRSE DIRECTAMENTE LOS DATOS O UTILIZAR PREVIAMENTE LA TECLA F1
DE ESTE SUBPROGRAMA

UTILIZO LA TECLA F1 (S/N)? N

TECLEA LOS DATOS (T) O DESEA USAR F1 (F)? T

DATOS
-----
TIRANTE NORMAL (m)? 3.26
TIRANTE CRITICO (m)? 12.60
TIRANTE EN SECCION INICIAL (m)? 4.81
GASTO (m^3/s)? 6300
GASTO (m^3/s)? 6300
PENDIENTE ? .09091

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD RECOMENDADOS POR LA SARH:
-----
Tepetates duros, tobas, pizarras,etc          n = 0.027
tierra                                         n = 0.030
Roca                                           n = 0.033
Revestimiento de mamposteria                 n = 0.020
Revestimiento de concreto                     n = 0.014
-----

COEFICIENTE DE MANNING? .014
TIPO DE SECCION: RECTANGULAR(R), TRAPECIAL(T) O CIRCULAR(C)? T
RESULTADOS EN PANTALLA(P) O IMPRESORA(I)? P
ANCHO DE PLANTILLA (m)? 43.4
TALUD? .25

DATOS PARA COORDENADA X DEL PERFIL
-----

COORDENADA X DE LA SECCION INICIAL? 293.36
DISTANCIA MAXIMA DE CALCULO(m)? 50
INTERVALO DE CALCULO EN X(m)? 650_

```

Fig. 69 Visualización del programa *Hidrac*, Martínez P., Arreguín F., 1995

Tabla 16 Resultados del programa Hidrac, Martínez P., Arreguín F., 1995

y (m)	x (m)
4.81	293.36
4.642707	343.36
4.499693	393.69
4.376108	443.36
4.268379	493.36
4.173767	543.36
4.090171	593.36
4.015915	643.36

Por ejemplo en la estación 184.42 se tendrá:

$$\left(\frac{dV^2}{gr}\right) = \frac{6.295 \times 22.29^2}{9.81 \times 600.23} = 0.53 \text{ m}$$

donde r , radio de curvatura. Las correcciones en cada estación se presentan en la tabla Núm. 17.

Tabla 17 Correcciones por curvatura

Estación	z	d	dcos t	A	P	V	v2/ 2g	dv^2/gr	H'
142.00	--	--	--	--	--	--	--	--	521.00
164.00	493.52	7.47	7.05	338.34	58.81	18.62	17.67	--	518.67
184.42	486.35	6.29	5.93	282.67	56.36	22.29	25.32	0.53	518.48
219.50	474.10	5.16	4.87	230.74	54.04	27.30	38.00	0.65	517.91
256.20	470.73	4.99	4.97	222.95	53.69	28.26	40.70	0.68	517.10
293.36	467.38	4.81	4.79	214.47	53.31	29.38	43.98	--	516.17
343.36	462.83	4.64	4.62	206.81	52.97	30.46	47.30	--	514.77
393.36	458.28	4.50	4.48	200.28	52.67	31.46	50.43	--	513.21
443.36	453.73	4.37	4.36	194.64	52.42	32.37	53.40	--	511.50
493.36	449.18	4.27	4.25	189.73	52.20	33.21	56.20	--	509.64
543.36	444.63	4.17	4.16	185.42	52.00	33.98	58.84	--	507.64
593.36	440.08	4.09	4.07	181.63	51.83	34.69	61.32	--	505.49
624.43	437.26	4.04	4.04	179.49	51.73	35.10	62.79	--	504.09
642.22	438.26	4.13	4.31	183.49	51.91	34.33	60.08	0.83	503.30
660.00	445.00	4.41	4.07	196.44	52.50	32.07	52.43	0.77	502.61

En la anterior tabla la energía H' se calcula como:

$$H = Z + d + \frac{v^2}{2g} \pm \frac{dv^2}{gr} \cos \theta \quad (65)$$

Con la carga H' , se obtienen las pérdidas por cortante en cada tramo, ver tabla Núm. 18. En ésta la pendiente por cortante sf , se calcula con la ecuación 66:

$$s_f = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \quad (66)$$

Tabla 18 Correcciones por curvatura

R	R ^(4/3)	sf	sf'	E	Dx	hf	H
--	--	--	--	--	--	--	521.00
5.75	10.31	0.00659	--	25.15		2.33	518.67
5.02	8.59	0.01134	0.00897	31.60	20.42	0.18	518.48
4.27	6.93	0.02110	0.01622	43.16	35.08	0.57	517.91
4.15	6.67	0.02345	0.02227	45.69	36.70	0.82	517.10
4.02	6.40	0.02644	0.02494	48.79	37.16	0.93	516.17
3.90	6.15	0.02958	0.02801	51.94	50.00	1.40	514.77
3.80	5.93	0.03268	0.03113	54.93	50.00	1.56	513.21
3.71	5.75	0.03571	0.03420	57.77	50.00	1.71	511.50
3.63	5.59	0.03867	0.03719	60.46	50.00	1.86	509.64
3.57	5.45	0.04153	0.04010	63.01	50.00	2.01	507.64
3.50	5.32	0.04430	0.04292	65.41	50.00	2.15	505.49
3.47	5.25	0.04597	0.04514	66.83	31.07	1.40	504.09
3.53	5.38	0.04291	0.04444	64.21	17.79	0.79	503.30
3.74	5.81	0.03471	0.03881	56.84	17.78	0.69	502.61

Para verificar si los tirantes son los correctos, el valor de H' , obtenido en la tabla Núm.17, deberá ser el mismo que el valor H , correspondiente a la tabla Núm.18. De no ser así, se proponen otros tirantes.

Ejemplo 13. Calcule el bordo libre de la estructura hidráulica del ejemplo Núm. 12

Solución:

Se aplica ecuación 64, y los valores obtenidos se ajustan de tal manera que la unión de los mismos sea una línea paralela a la plantilla del canal. Los resultados de este cálculo se presentan en la tabla Núm. 19.

Tabla 19 Cálculo del bordo libre para el canal de descarga del ejemplo Núm. 13

Estación	<i>d</i>	<i>V</i>	Bordo libre
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m/s</i>	<i>m</i>
142.00	--	--	--
164.00	7.47	18.62	1.95
184.42	6.29	22.29	2.12
219.50	5.16	27.30	2.35
256.20	4.99	28.26	2.39
293.36	4.81	29.38	2.39
343.36	4.64	30.46	2.48
393.36	4.50	31.46	2.52
443.36	4.37	32.37	2.56
493.36	4.27	33.21	2.59
543.36	4.17	33.98	2.62
593.36	4.09	34.69	2.65
624.43	4.04	35.10	2.67
642.22	4.13	34.33	2.64
660.00	4.41	32.07	2.55

Ejemplo 14 Calcular el perfil del agua de un conducto de descarga en túnel con las características geométricas mostradas en la fig. 70. Si el gasto de diseño es $Q_o = 2500.00 \text{ m}^3/\text{s}$, y la pendiente $S_o = 0.14$. Considere un coeficiente de Manning, $n = 0.014$ correspondiente a concreto.

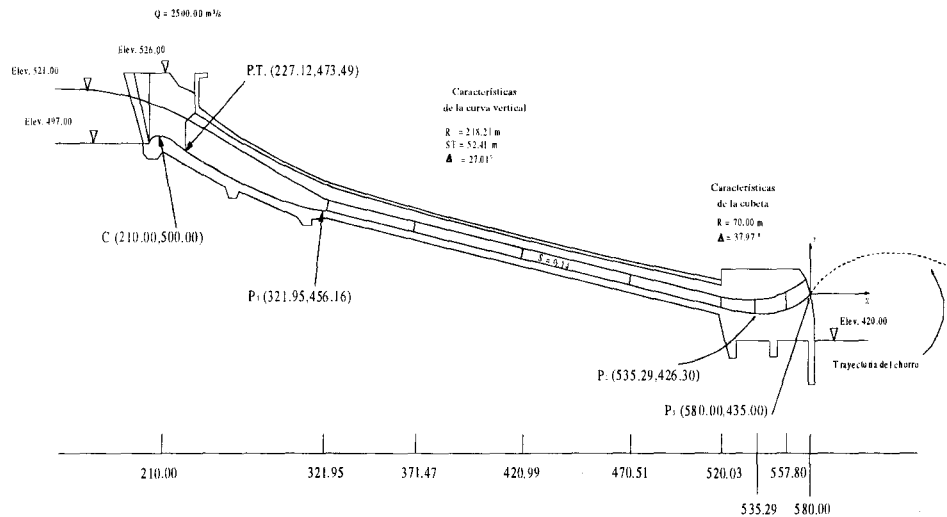


Fig. 70 Datos del ejemplo Núm. 14

Solución:

Como se había indicado, se recomienda que los túneles en este tipo de obra funcionen parcialmente llenos, con una relación:

$$\frac{d}{D} = 0.75$$

Empleando la ecuación del Manning con la relación $d/D = 0.75$, se obtiene:

$$\frac{AR^{2/3}}{D^{8/3}} = 0.28$$

De las ecuaciones de continuidad y de Manning se tiene:

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}}$$

De las dos ecuaciones anteriores se obtiene:

$$D = \left(\frac{Qn}{0.28 S^{1/2}} \right)^{3/8} = \left(\frac{2500.00 \times 0.014}{0.28 \times 0.14^{1/2}} \right)^{3/8} = 8.84 \text{ m}$$

Una primera revisión del diámetro así obtenido, se puede hacer calculando el tirante al inicio del túnel con sección constante, esto es al final de la primera curva vertical, ver la fig. 70. Se puede aplicar la ecuación de la energía entre el embalse y la estación 321.95. Se supone además que las pérdidas de energía son del orden del 15% de la energía total. La ecuación de la energía puede plantearse así:

$$E = d \cos \alpha + \frac{Q_o^2}{g A^2}$$

Sustituyendo valores se obtiene:

$$(521.00 - 456.16) \times 0.85 = 0.9908 d \frac{(2500.00)^2}{19.62 A^2}$$

Resolviendo esta ecuación se puede ver que para un tirante de 9.00 m el valor de la energía es de 87.62 m, mayor que $(521.00 - 456.16) \times 0.85 = 55.11$ m.

Proponiendo un nuevo diámetro de 12.00 m se resuelve la ecuación propuesta, encontrando que la energía se satisface para un tirante de 8.20 m, y la relación de llenado:

$$\frac{d}{D} = 0.68$$

De esta manera se acepta un diámetro $D = 12.00$ m.

Para calcular el perfil del agua se utilizará el programa *Hidrac*, ver tabla No. 20. Los tramos curvos se determinará en forma separada. Los resultados se presentan en la tabla Núm. 21.

Nota: La sección geométrica de la estructura terminal es rectangular, además de que en la última sección se propone un ancho de plantilla de 16.00 m.

Tabla 20 Perfil del flujo, programa *Hidrac*, Martínez P., Arreguín F., 1995

Y (m)	X (m)
8.199001	321.95
7.987579	346.95
7.801543	371.95
7.636133	396.95
7.487796	421.95
7.353822	446.95
7.232101	471.95
7.120931	496.95
7.018946	521.95

Tabla 21 Perfil del Flujo con tramos curvos

Estación	Dx	Z	d/d	d	d cos t	θ calculado	A	P	V
210.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—
321.95	111.95	456.16	0.683	8.200	8.121	1.946220	82.345	23.355	30.360
371.47	49.52	449.23	0.650	7.805	7.730	1.876438	77.882	22.517	21.100
420.99	49.52	442.29	0.624	7.493	7.421	1.822355	74.284	21.868	33.655
470.51	49.52	435.36	0.603	7.239	7.169	1.778768	71.309	21.345	35.059
520.03	49.52	428.43	0.586	7.030	6.962	1.743318	68.848	20.920	36.312
535.29	15.26	426.29	—	5.624	5.570	1.508116	67.490	23.248	37.043
557.80	22.51	426.80	—	6.210	6.208	1.605721	74.514	24.419	33.331
580.00	22.20	435.00	—	4.876	4.574	1.382403	78.021	25.753	32.043

$\frac{v^2}{2g}$	$\frac{dv^2}{gr}$	H'	R	$\frac{4}{R^3}$	Sf	\bar{S}_f	x	hf	H
—	—	521.00	—	—	—	—	—	—	521.00
46.980	—	511.34	3.526	5.366	0.0337	—	111.95	9.66	511.34
52.517	—	509.55	3.459	5.231	0.0386	0.036	49.52	1.79	509.55
57.729	—	507.52	3.397	5.106	0.0435	0.041	49.52	2.03	507.52
62.647	—	505.25	3.341	4.994	0.0482	0.046	49.52	2.27	505.25
67.205	—	502.66	3.291	4.895	0.0528	0.051	49.52	2.50	502.75
69.936	—	501.85	2.903	4.141	0.0649	0.059	15.26	0.90	501.85
57.373	10.179	500.56	3.051	4.426	0.0498	0.057	22.51	1.29	500.56
52.331	7.291	499.50	3.030	4.384	0.0459	0.048	22.20	1.06	499.49

Al igual que en ejemplos anteriores, la columna H' y H , tendrán que ser del mismo orden de magnitud para garantizar una elección correcta en los tirantes.

Ejemplo 15 Analizar la posibilidad de cavitación en el piso del túnel del ejemplo Núm. 14.

Solución:

Se empleará el método propuesto por Echávez G., 1979. Para hacer la descripción del mismo, se utilizará la tabla Núm. 22.

Tabla 22 Índices de cavitación en el fondo del túnel del ejemplo No. 14

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
x	h	h _{pi}	$\frac{dV^2}{gr}$	h _p	$\left(\frac{x}{k}\right)10^3$	$\frac{V_k}{\sqrt{2gh}}$	$\frac{V_k^2}{2g}$	σ_k	σ_{kp}
321.95	56.64	8.121	—	8.121	53.658	0.332	6.245	2.86181129	2.1767445
371.47	63.97	7.730	—	7.730	61.912	0.328	6.882	2.53983769	1.93184565
420.99	71.21	7.421	—	7.421	70.165	0.325	7.502	2.28894138	1.74100947
470.51	78.40	7.169	—	7.169	78.418	0.322	8.107	2.0869731	1.58738881
520.03	85.54	6.962	—	6.962	86.672	0.319	8.700	1.9209164	1.46108313
535.29	80.08	5.570	—	5.570	89.215	0.318	9.017	1.69894297	1.2922462
557.80	89.99	6.208	10.179	16.387	92.967	0.317	8.847	2.95442687	2.24718955
580.00	81.12	4.574	7.291	11.865	96.667	0.316	8.104	2.66712748	2.02866453

A continuación se explicarán cada una de las columnas.

Columna 1. x. Estaciones de estudio tomadas para el ejemplo de la tabla Núm. 21.

Columna 2. h. Caída vertical, medida desde la superficie libre del agua en el vaso a la superficie libre del agua en la estación analizada.

Columna 3. h_{pi}. Proyección vertical de d tomado para el ejemplo de la tabla Núm. 21.

Columna 4. $\frac{dV^2}{gr}$. Corrección de la presión por curvatura. Valores tomados de cálculos anteriores.

Columna 5. H_p. Carga de presión. Obtenida como la suma de las columnas 4 y 5.

Columna 6. x/k. La rugosidad k, puede obtenerse en función del coeficiente de rugosidad de Manning n. Para nuestro ejemplo k = 6 mm.

Columna 7. $V_k / \sqrt{2gh}$. Esta relación se obtiene con la ecuación 32:

$$\frac{Vk}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + \log \frac{x}{k}}$$

Columna 8. $\frac{Vk^2}{2g}$. Se obtiene elevando al cuadrado el valor de la columna 7, y multiplicando por h de la columna 2.

Columna 9. σ_k . Es el índice de cavitación o número de Thoma. Se obtiene restando el valor de hp calculado en la columna 5; la carga de vaporización, que en este caso vale $h_v = -9.75$ m para otras temperaturas, ver fig. 54, y dividiendo entre $Vk^2/2g$.

Conclusiones

El índice de cavitación incipiente vale:

para $0 \leq k < 5$ mm:

Superficie con acabado de concreto: $\sigma_{ki} = 1.30$

Superficie con acabado de cimbra: $\sigma_{ki} = 1.80$

para $5 \leq k < 10$ mm:

Superficie con acabado de concreto: $\sigma_{ki} = 1.50$

Superficie con acabo de cimbra: $\sigma_{ki} = 2.20$

Para este caso con $k = 6$ mm, se tiene $\sigma_{ki} = 1.50$

Entonces en la tabla puede notarse que entre las estaciones 520.03 y 535.29 existe riesgo de cavitación.

Columna 10. σ_{kp} . Es un valor del índice de cavitación corregido para tomar en cuenta el aumento de velocidad por curvatura.

Conclusiones

El índice de cavitación incipiente vale:

para $0 \leq k < 5$ mm:

Superficie con acabado de concreto: $\sigma_{ki} = 1.30$

Superficie con acabado de cimbra: $\sigma_{ki} = 1.80$

para $5 \leq k < 10$ mm:

Superficie con acabado de concreto: $\sigma_{ki} = 1.50$

Superficie con acabado de cimbra: $\sigma_{ki} = 2.20$

Para nuestro caso con $k = 6$ mm, se tiene $\sigma_{ki} = 1.50$

Entonces de la tabla No. 22 puede anotarse que entre las estaciones 520.03 y 535.29 existe el riesgo de cavitación.

Ejemplo 16. Revisar la separación de los aireadores de las siguientes presas, utilizando el método de Arreguín F.

- a) La P.H. Foz de Areia, Brasil, Pinto S., Neidert S.H., 1982.
- b) La P.H. Guri, Venezuela, Marcano, Castillejo, 1984.
- c) Un modelo de la Presa San Roque, Eccher L., Siegenthaler A., 1982.

Para el caso de la presa Foz de Areia se obtuvieron las concentraciones a partir de los aireadores. En la fig. 71 puede observarse que de acuerdo al método propuesto para un gasto de 3,300.00 m³/s el tramo entre el primer y segundo aireador está totalmente protegido, pues a este último llega una concentración mayor del 2.00%, los tramos entre el segundo y tercer aireador, y entre éste y la cubeta deflectora, tendrían algunos problemas de cavitación en los últimos metros.

En la presa Guri se obtuvo la variación de la concentración, para aireadores con diferente ángulo de deflector, ver fig. 72, en esta puede observarse además, como ya se había anotado la influencia de dicho ángulo sobre la cantidad de aire incluido.

En el caso de la presa San Roque se hicieron mediciones de concentración de aire en modelo, estos son comparados con los obtenidos aplicando el método propuesto, ver fig. 73. Como puede notarse en este caso la coincidencia no es muy buena, sin embargo son dudosas las mediciones reportadas, pues existen zonas donde la concentración se incrementa sin razón aparente.

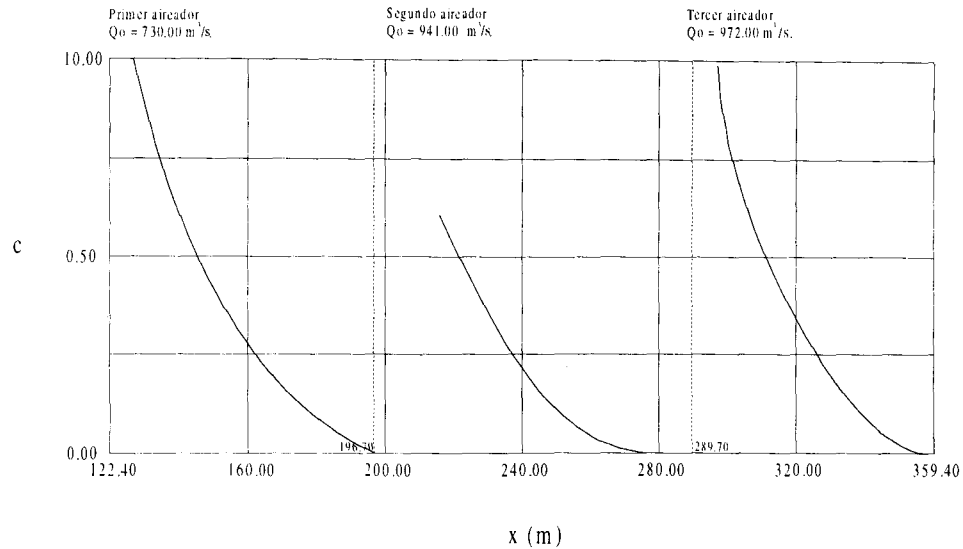


Fig. 71 Concentraciones de aire c contra distancia a partir de los aireadores. Presa Foz de Areia, Brasil. $Q = 3300.00 \text{ m}^3/\text{s}$, Arreguín F., 1985

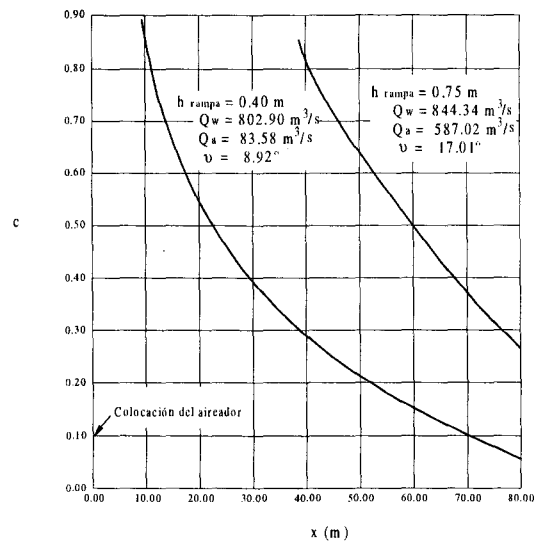


Fig. 72 Concentraciones para aireadores con diferente altura de rampa en el vertedor de la presa Guri, Venezuela, Arreguín F., 1985.

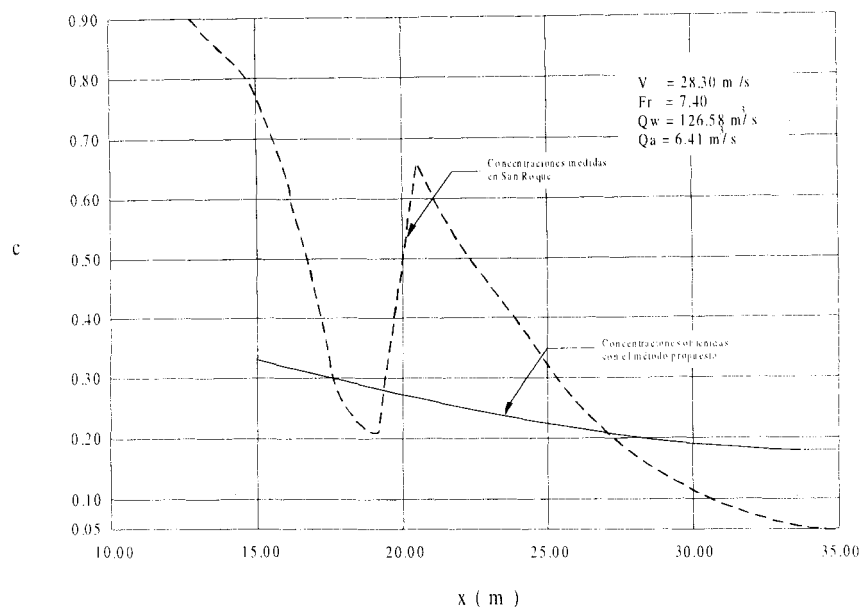


Fig. 73 Comparación de las mediciones hechas en el modelo de la presa San Roque y las obtenidas con el método propuesto, Arreguín F., 1985

Problemas propuestos

11. Calcular el coeficiente de descarga de un vertedor con una carga de diseño $H_o = 5.00 \text{ m}$ y una profundidad de llegada $P = 6.65 \text{ m}$, sabiendo que la carga de análisis sobre el vertedor $He = 4.00 \text{ m}$. El talud del paramento aguas arriba es 2:3. Use el criterio del USACE.
12. Utilizando los datos anteriores, calcular el coeficiente de descarga. Use el criterio del USBR.
13. Calcular la longitud efectiva de un vertedor cuya carga de diseño $H_o = 5.00 \text{ m}$, su longitud neta de cresta $L = 100.00 \text{ m}$ y 10 pilas tipo 3, la carga de análisis es $He = 4.00 \text{ m}$.
14. Utilizando los datos anteriores, calcular Le si se quitan las pilas.
15. Calcular el coeficiente de descarga para un vertedor colocado en un canal rectangular de 21.40 m , con una longitud de cresta de las mismas dimensiones. El cimacio tiene una profundidad de llegada de 7.00 m y deberá descargar un gasto $Q = 1000.00 \text{ m}^3/\text{s}$.

Aguas abajo del vertedor el canal será excavado en tierra con un factor de rugosidad $n = 0.025$ y una pendiente de $S_o = 0.0005$. Las pérdidas por cortante sobre el cimacio se consideran: $h_r = 0.1 \frac{V^2}{2g}$. La carga de proyecto $H_o = 6.00$ m. Use el criterio del USBR. Ver fig. 41 como referencia.

16. Calcular la curva elevaciones-gastos de un vertedor con las características siguientes:

Gasto de diseño: $Q_o = 5000.00$ m³/s

Carga de diseño: $H_o = 18.00$ m

Paramento aguas arriba: *vertical*

Elevación de la cresta: 400.00 msnm

Elevación del piso del canal de llegada: 395.00 msnm

Pendiente de la rápida $S_r = 0.45$

Pilas:

Número = 4

Ancho = 6.00 m

Longitud = 31.50 m

Altura máxima a partir del piso del canal de llegada = 28.00 m

Longitud de la nariz: 7.20 m con una inclinación hacia delante de 9°

Nariz redondeada tipo 2

Además se considera $K_a = 0$

17. Diseñar un vertedor con cimacio sin control para descargar 5000.00 m³/s. El tirante del agua en la entrada del canal de acceso es de 15.00 m. Debido a condiciones geológicas y topográficas se ha establecido que la profundidad de llegada P debe ser 5.00 m. La longitud del canal de acceso es de 200.00 m con sección rectangular y con un coeficiente de Manning $n = 0.025$, para garantizar su estabilidad el cimacio debe tener un *talud* 1:1.

Sobre la cresta se construirá un puente y por razones de tipo estructural las pilas deberán ser *tipo 2* y medir 4.00 m de ancho, los claros del puente no deben ser mayores de 10.00 m. Los aleros de los estribos serán de enrocamiento, se construirá una rápida con pendiente $s = 0.45$ de 250.00 m de longitud, lo cual implica que no hay efecto de ahogamiento. Tomar $H_e / H_o = 1$.

18. Con los datos del ejemplo No. 5, calcular el coeficiente de descarga para un vertedor, variando el valor de la carga de diseño $H_o = 8.00$ m y el gasto de diseño $Q_o = 500.00$ m³/s. Use el criterio del USBR.

19. Calcular el perfil del agua para el canal de descarga mostrado en la fig. 68, para un gasto de diseño $Q_o = 5000.00$ m³/s. La sección del canal es trapecial con una base $b = 43.40$ m y taludes $0.25:1.00$. El coeficiente de rugosidad de Manning es $n = 0.014$.

20. Determinar la elevación de la cresta de un vertedor, si la longitud efectiva es $Le = 84.00$ m. El gasto de diseño vale $Q_o = 6500.00$ m³/s, la superficie libre del agua para este gasto no debe sobrepasar la elevación 953.00 msnm y la elevación del piso del canal de llegada es 900.00 msnm. Sobre la cresta se encuentran 7 pilas tipo 2, con un ancho de 4.00 m.

13 ESTRUCTURAS TERMINALES

Como su nombre lo indica son la última parte de los vertedores y su función es depositar el flujo en el río aguas abajo de la presa.

Se pueden presentar dos casos: que la combinación de condiciones geológicas del lecho del río sean suficientes para disipar la energía del agua del vertedor, en tal caso la estructura terminal será una cubeta de lanzamiento, salto de esquí, deflector terminal o trampolín. Cuando las condiciones del lecho del río no sean propicias deberá disiparse la energía del agua y puede usarse una cubeta disipadora o un tanque amortiguador, aunque muchas veces es suficiente el resalto hidráulico que se forma aguas abajo del vertedor.

13.1 Saltos de esquí

Con estas estructuras se pretende que el agua salga como un chorro libre y se proyecte lejos de la presa para evitar que la socavación pudiera dañar a la obra en general.

La trayectoria del chorro de descarga puede calcularse con la ecuación:

$$y = x \tan \alpha - \frac{x^2}{3.6(d + hv) \cos^2 \alpha} \quad (65)$$

donde:

x, y , coordenadas de un sistema cartesiano con origen en el labio de la cubeta

α , ángulo que forma el labio de la cubeta con la horizontal

d , tirante a la salida

hv , carga de velocidad a la salida

Se recomienda que el ángulo de salida α no sea mayor de 30° . Además con objeto de evitar presiones en la plantilla, los radios de la cubeta deben ser grandes, se sugieren las siguientes condiciones:

$$R \geq 5d \quad (66)$$

$$R \geq 0.043 dv^2 \quad (67)$$

donde:

R , radio de la cubeta deflectora, en m

d , tirante a la salida en m

v , velocidad de salida en m/s

La profundidad límite del pozo de socavación se puede calcular con la ecuación de Veronese, 1983

$$ds = 1.9 H_T^{0.225} q^{0.54} \quad (68)$$

donde:

ds , profundidad máxima de socavación abajo del nivel de aguas del remanso en m.

H_T , caída desde el máximo nivel del chorro hasta el nivel de remanso, en m.

q , gasto unitario en m^2/s

13.2 Cubetas disipadoras

13.2.1 Cubeta lisa tipo Lievi-Chertousov

Esta cubeta tiene como ventaja su extremada sencillez constructiva.

Para un gasto de vertido Q_{min} , se parte de las ecuaciones:

$$\frac{2q^2}{ght} (t \cos \alpha - h) = t^2 - (p + h \cos \alpha)^2 \quad (69)$$

$$\frac{q}{h} = \theta \sqrt{2g(Ho - p - h)} \quad (70)$$

donde:

H_o , carga total, ver fig. 74

h , tirante a la salida del deflector

p , elevación respecto al fondo del labio del deflector

q , gasto unitario

t , tirante en el río reducido en un 10%

α , ángulo de salida se recomienda $8^\circ \geq \alpha \leq 20^\circ$

θ , coeficiente que toma en cuenta la pérdida de carga hasta el deflector, para obtenerlo se puede utilizar la fig. 75.

De estas ecuaciones se obtiene p y h .

Con el valor de p se determina la curva límite de ahogamiento para una serie de gastos entre Q *máx* y Q *mín*, utilizando las ecuaciones:

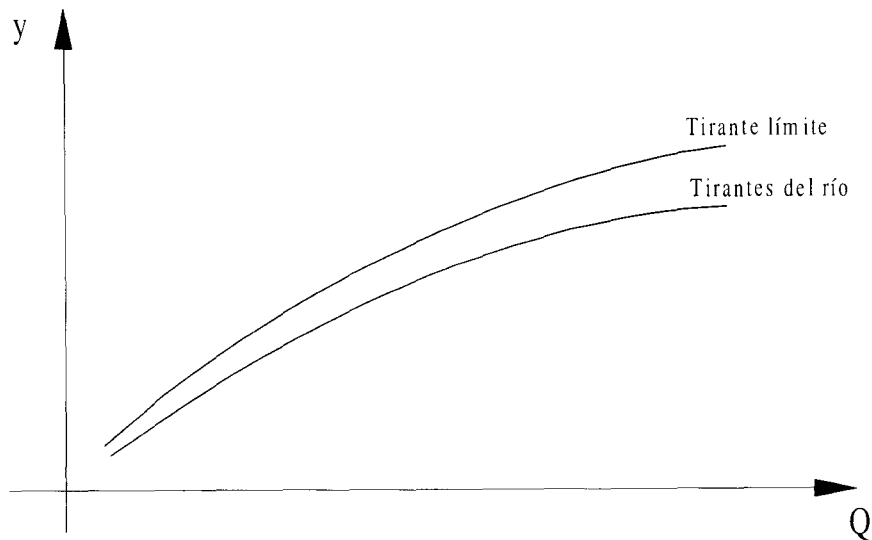
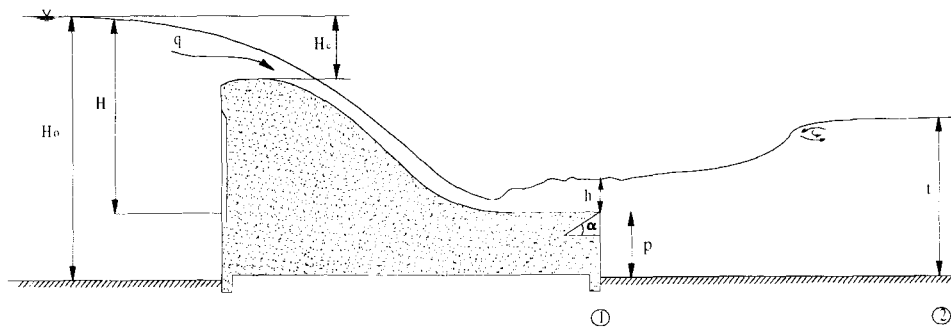


Fig. 74 Cubeta tipo Lievi-Chertousov

$$\frac{2q^2}{ght} (t_o \cos \alpha - h) = t_o^2 - (p + h \cos \alpha)^2 - Ho(2p + h \cos \alpha) \quad (71)$$

$$\frac{h}{q} = \theta \sqrt{g/2} [(\sqrt{H-h}) - (\sqrt{H-H_o})] \quad (72)$$

$$H_o = \sqrt{H [2\theta^2 H - (H/q)^2 \text{sen}^2 \alpha / g]} \quad (73)$$

De aquí se obtiene los valores de h , t , Ho .

Si la curva de tirantes límites queda por encima de la curva de tirantes del río, se puede asegurar que el deflector no se ahogará y el diseño es correcto, en caso contrario se repite el procedimiento con un ángulo α diferente.

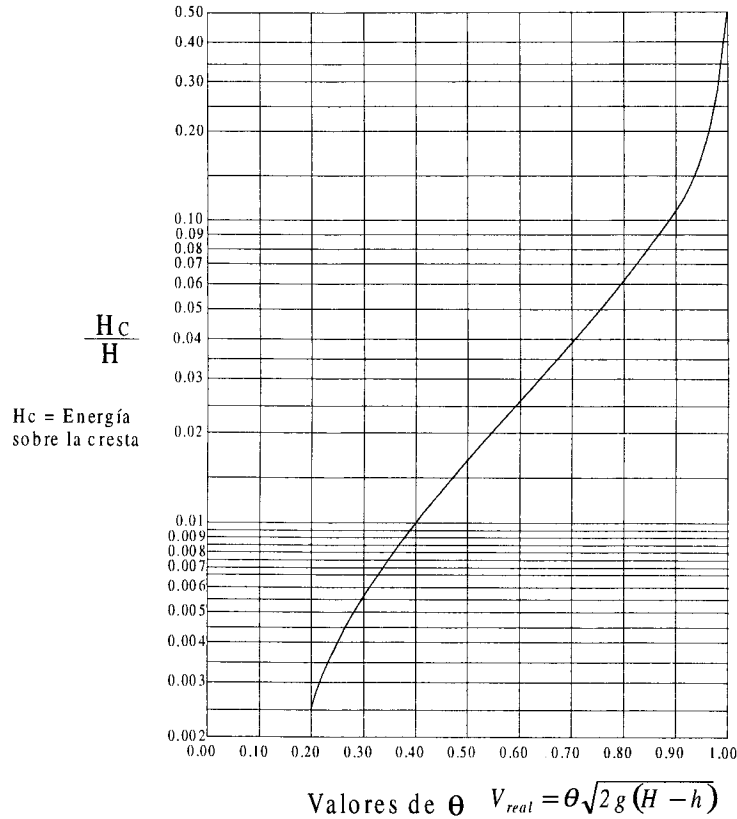


Fig. 75 Coeficiente que toma en cuenta la pérdida de carga hasta el deflector, CFE, 1970

13.2.2. Cubetas tipo USBR

Este organismo ha diseñado y probado con modelos dos tipos de cubetas, Design of Small Dams, 1960, una lisa y otra dentada, ver fig. 76.

Este tipo de cubetas funcionan ahogadas y se emplean cuando el tirante del agua del conducto de descarga es demasiado grande para formar un resalto hidráulico.

Su funcionamiento hidráulico se basa en la formación de dos remolinos, uno sobre el trampolín que gira en sentido antihorario, y otro aguas abajo del anterior, girando en sentido horario. El movimiento de estos remolinos en combinación con el flujo de llegada disipan la energía de la descarga del vertedor.

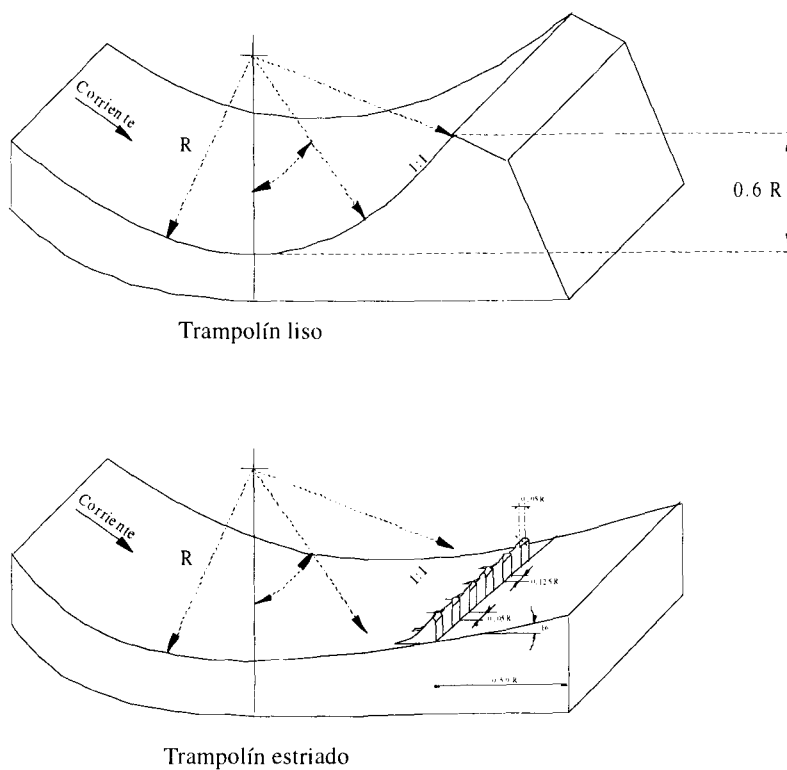


Fig. 76 Cubetas tipo USBR, Design of Small Dams, 1960

La diferencia en el funcionamiento de las dos cubetas puede observarse en la fig. 77. En efecto, puede verse que en el trampolín liso, todo el flujo se dirige hacia arriba causando gran turbulencia en la superficie del agua y un remolino de fondo con energía suficiente para erosionar el suelo aguas abajo del trampolín. Por otro lado la cubeta estriada, sólo parte del flujo es proyectado hacia arriba, lo cual causa menor turbulencia en la superficie y un remolino con menor energía aguas abajo del trampolín, causando menos problema de erosión.

Sin embargo la cubeta estriada tiene como problema que su funcionamiento es más sensible a la variación de tirantes si estos son pequeños los remolinos se corren hacia aguas abajo, y si el tirante es mayor se produce un chorro ahogado. Dado que generalmente el problema de control de los tirantes puede establecerse, se recomienda usar la cubeta dentada.

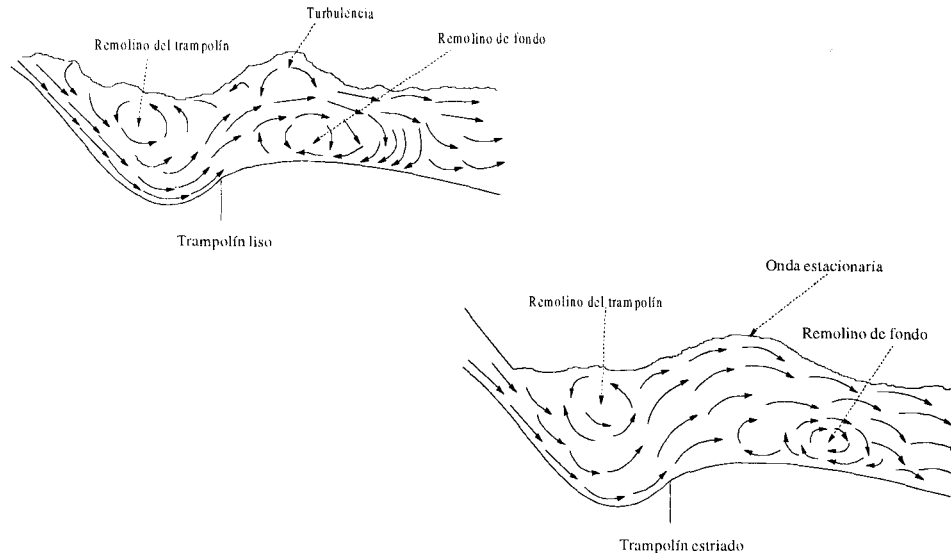


Fig. 77 Funcionamiento de las cubetas tipo USBR, Design of Small Dams, 1960

13.2.2.1 Diseño hidráulico de la cubeta dentada tipo USBR

Se determina el número de Froude F_t en el vertedor a la elevación del tirante del río aguas abajo de la presa, ver fig. 78. Con F_t y el apoyo de la fig. 79 se obtiene el

radio mínimo de la cubeta. Se recomienda que la elevación del labio del trampolín no sea menor que $0.10 R$ respecto al fondo, así mismo al ángulo de salida debe medir 16° aproximadamente.

Con el valor de R se determinan para varios gastos los tirantes $T_{\text{mín}}$ con el auxilio de la fig. 79.

De manera similar se calcula los tirantes máximos $R_{\text{máx}}$. Si la curva de los tirantes del río esta comprendida dentro de las curvas $T_{\text{máx}} - T_{\text{mín}}$, se considera aceptable el diseño. Las dimensiones restantes se obtiene con la misma fig. 79.

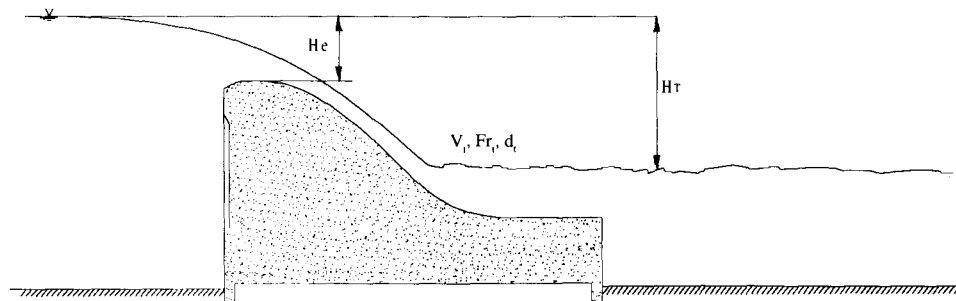


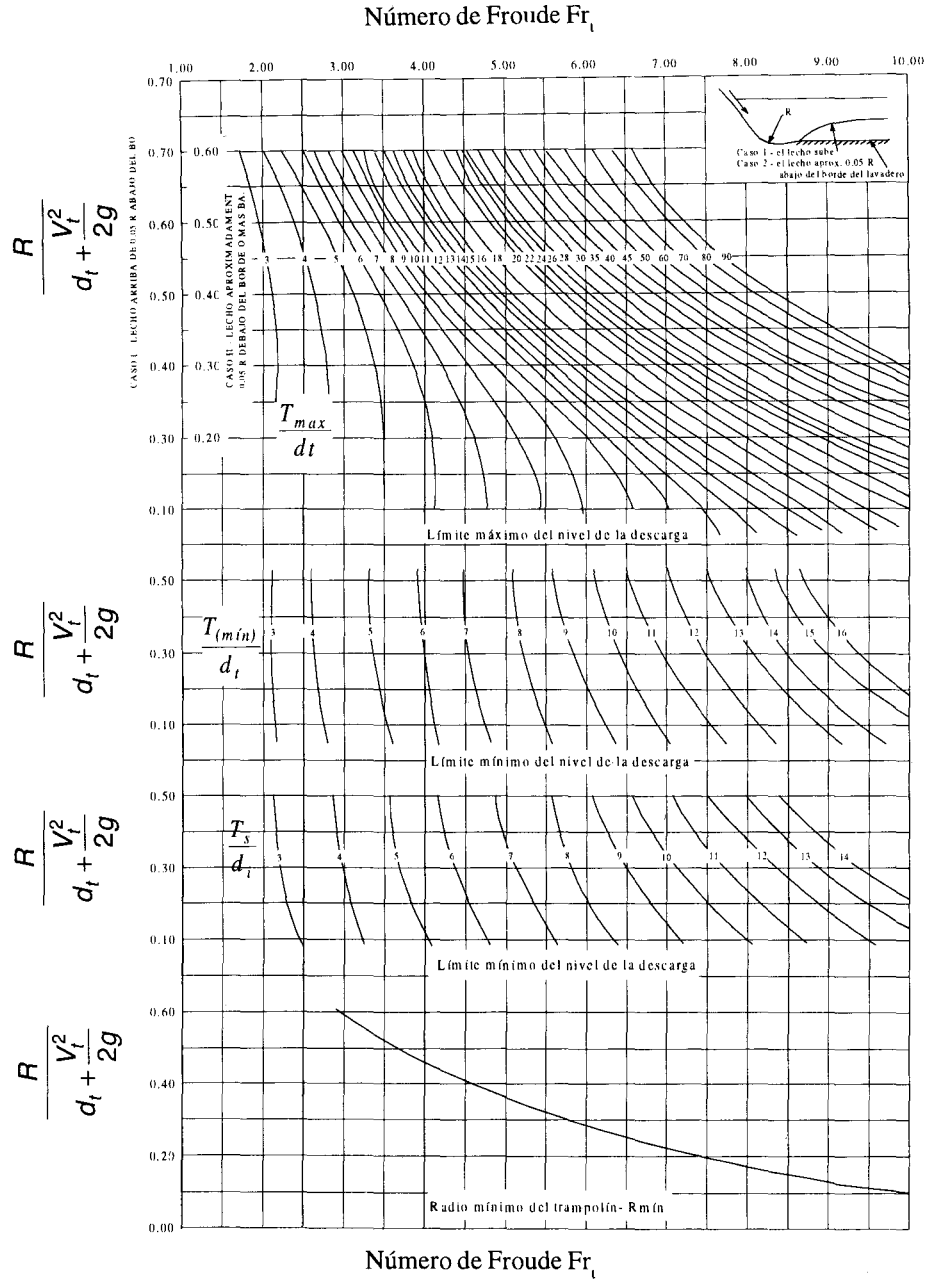
Fig. 78 Parámetros para el diseño de una cubeta tipo USBR, *Design of Small Dams*, 1960

13.3 Tanques amortiguadores

La función de los tanques amortiguadores es disipar la energía del flujo supercrítico al pie de la rápida de descarga.

El funcionamiento de estas estructuras se basa en el principio del resalto hidráulico, es decir, convertir las altas velocidades del flujo supercrítico en velocidades que no dañen a las estructuras o cauce aguas abajo, provocando una pérdida de energía.

La idea general del diseño de los tanques amortiguadores es la siguiente: a partir del gasto de diseño Q_0 , se puede conocer el tirante normal en el río aguas abajo de la presa, ésta será la elevación del agua a la salida del tanque amortiguador. También con el gasto Q_0 y un ancho supuesto en el tanque, es posible conocer t_1 y V_1 . Además se puede calcular el tirante conjugado del resalto hidráulico t_2 . Si se resta t_2 el tirante t del río, se obtiene la elevación del piso del tanque amortiguador.



Sin embargo el tanque funcionará para una serie de gastos $0 \leq Q \leq Q_0$, esto hará que el resalto se corra hacia aguas abajo; cuando los tirantes conjugados sean mayores que los normales en el río, y en caso contrario, el resalto se corre hacia aguas arriba ahogando a la rápida, perdiendo eficiencia en la disipación de energía.

Esto hace necesario encontrar una combinación adecuada de las dimensiones del tanque amortiguador, que es en lo que consiste precisamente el diseño hidráulico de estas estructuras.

13.3.1 Tanque rectangular tipo SAF

Este tanque estudiado en el St. Anthony Falls Hydraulics Laboratory, Minnesota University, es recomendable para obras de excedencia menores, como presas derivadoras o caídas en canales donde $Fr = 1.70$ a 17.00 .

El procedimiento de cálculo es el siguiente: se determina el tirante y_2 , con la longitud L , ver ec. 74 y fig. 80:

$$L = 4.5(y_2 / Fr_1^{0.76}) \quad (74)$$

La altura de los dientes de la rápida es la misma del tirante de llegada y_1 , y su ancho y separación igual a $0.75 y_1$.

La altura del umbral de salida debe ser:

$$C = 0.07 y_2$$

La profundidad de la plantilla del tanque respecto al nivel de descarga es:

$$y'_2 = (1.10 - Fr_1^2 / 120.00) y_2 \quad \text{para } 1.70 \leq Fr_1 < 5.50 \quad (75)$$

$$y'_2 = 0.85 y_2 \quad \text{para } 5.50 \leq Fr_1 < 11.00 \quad (76)$$

$$y'_2 = (1.00 - Fr_1^2 / 800.00) y_2 \quad \text{para } 11.00 \leq Fr_1 \leq 17.00 \quad (77)$$

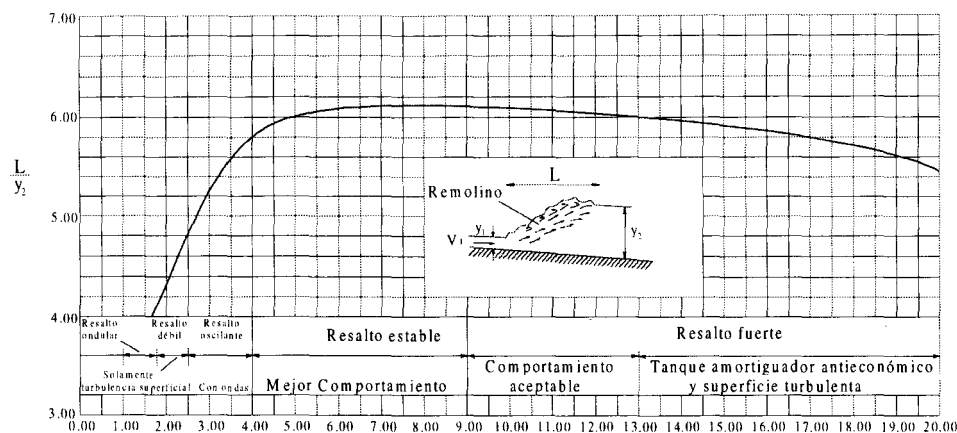
La altura de los muros laterales debe ser $Z = y_2 / 3$ sobre el nivel máximo del agua descargada.

Las demás características geométricas del tanque se presentan en la fig. 80.

13.3.2 Tanque rectangular tipo USBR (I)

Se recomiendan para grandes caídas en canales o presas derivadoras, cuando los números de Froude varían entre 2.50 y 4.50. Es útil para eliminar ondas en la superficie del agua, esto lo logra mediante los chorros que son deflectados con los dientes colocados en el tanque. El diseño de este tipo de tanque se hace utilizando la fig. 81 a partir del número de Froude calculado.

Para mejorar su eficiencia se recomienda construir los dientes del tanque más angostos que los indicados en la fig. 81, $ancho = 0.75 y_1$, y fijar el nivel de la plantilla a una profundidad respecto al nivel de descarga de 5 a 10% mayor que el conjugado teórico.



$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$$

Tanque rectangular, media planta

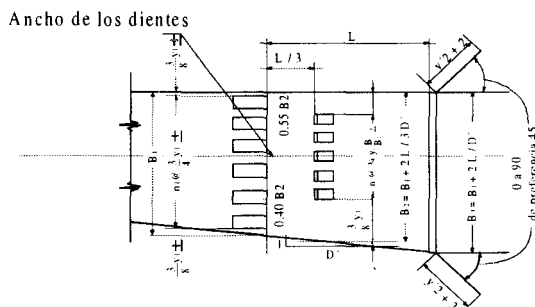
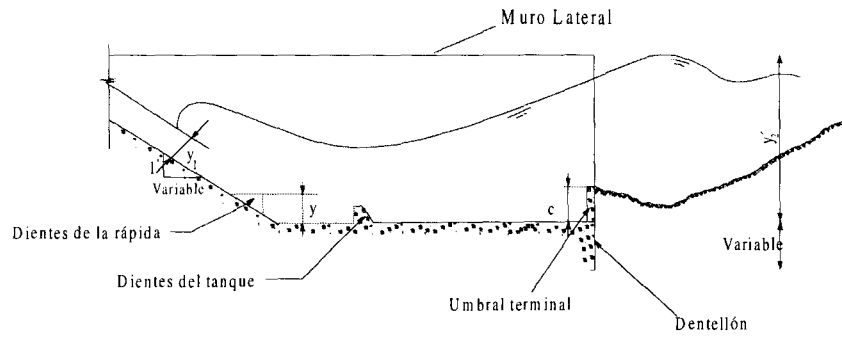
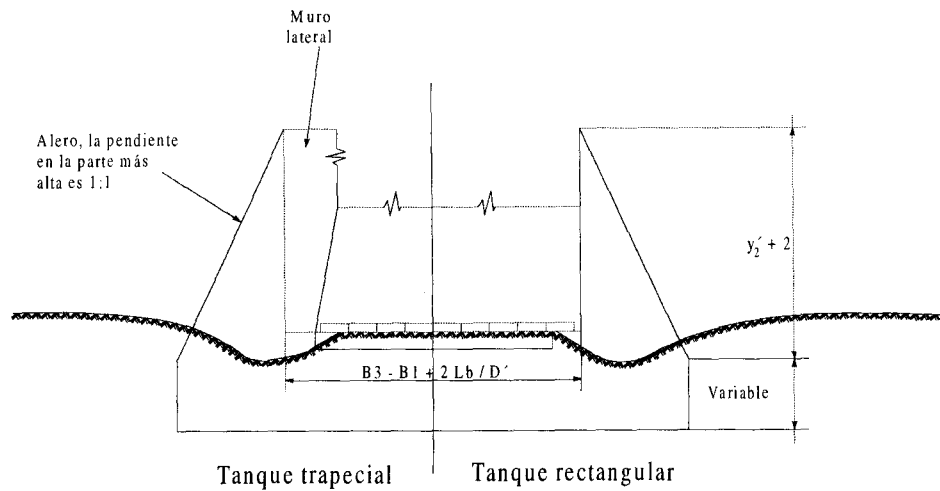


Fig. 80 Tanque tipo SAF, CFE, 1970

Tanque trapecial, media planta



Sección sobre el centro del claro



Elevación, vista aguas abajo

Cont. Fig. 80 Tanque tipo SAF, CFE, 1970

13.3.3 Tanque rectangular tipo USBR (II)

Son recomendados para números de Froude mayores de 4.50 y velocidades de llegada menores de 15.25 m/s. Su diseño puede hacerse siguiendo la fig. 82. La profundidad de la plantilla está dada por el conjugado mayor d_2 .

13.3.4 Tanque rectangular tipo USBR (III)

Recomendable para $Fr_1 > 4.50$ y velocidades mayores de 15.25 m/s. Se utilizan en presas altas con velocidades de llegada mayores de 15.00 m/s, caídas hasta de 60.00 m y gastos unitarios de 50.00 m/s.

Su dimensionamiento se hace con la ayuda de fig. 83. La plantilla del tanque debe diseñarse de tal manera que se obtenga un ahogamiento del 5.00% del conjugado mayor teórico, con un ahogamiento menor el salto hidráulico tiende a salirse del tanque.

Ejemplo 16. Calcular la trayectoria del chorro lanzado por la cubeta deflectora del ejemplo Núm. 12

Solución

De la fig. 71 se obtiene:

$$\alpha = 30^\circ$$

$$d \cos \theta + hv + dv^2/gr = 4.07 + 52.43 + 0.77 = 57.27 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 65 se tiene:

$$y = x \tan 30^\circ - \frac{x^2}{3.6(57.27) \cos^2 30^\circ}$$

$$y = 0.577x - \frac{x^2}{154.63}$$

Si el sistema de coordenadas se coloca en el labio de la cubeta deflectora se puede calcular la trayectoria del chorro, como se muestra en la tabla 23.

Tabla 23 Cálculo de la trayectoria del chorro

y	10.00	20.00	30.00	40.00	50.00	60.00	70.00	80.00	90.00	100.00	110.00	110.26
y	5.12	8.95	11.49	12.73	12.68	11.33	8.70	4.77	-0.45	-6.97	-14.78	-15.00

ESTRUCTURAS TERMINALES

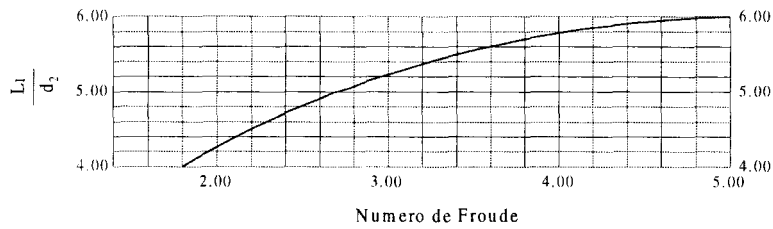
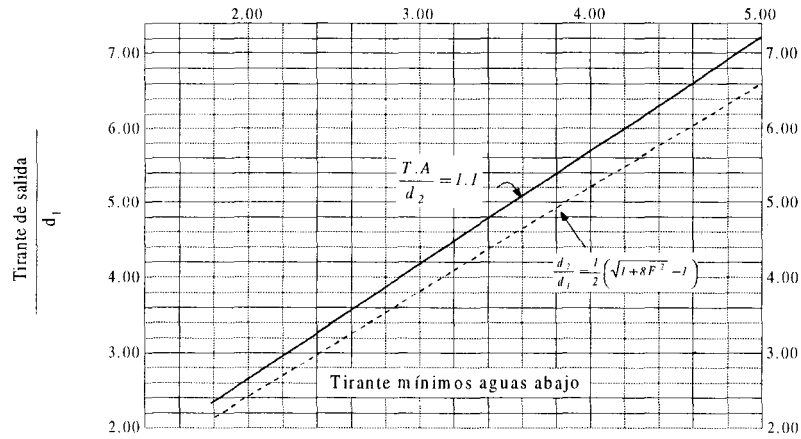
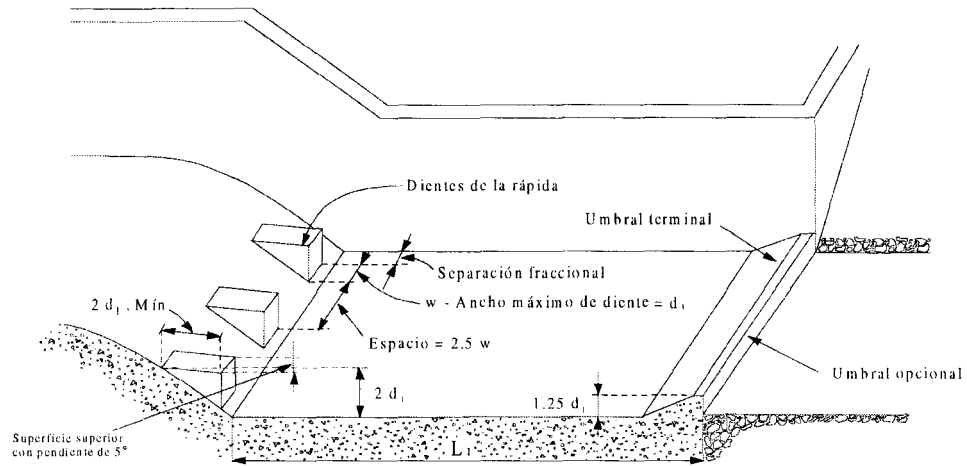
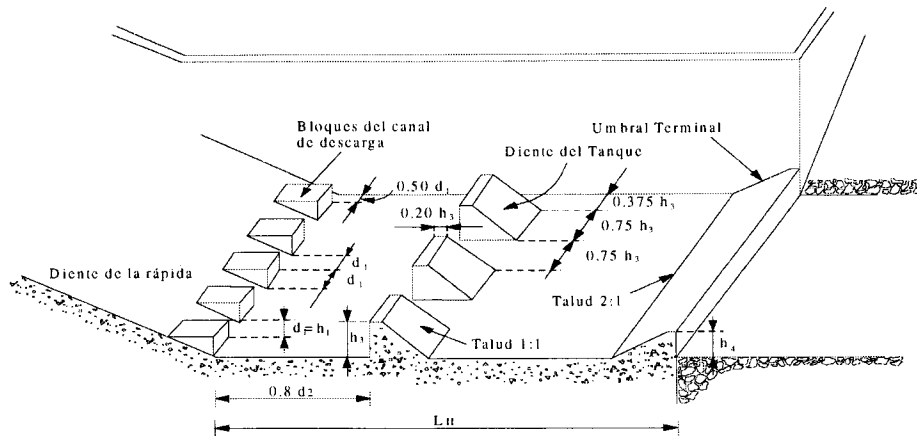


Fig. 81 Tanque amortiguador tipo USBR I, Design of Small Dams, 1960



Dimensiones del estanque tipo II

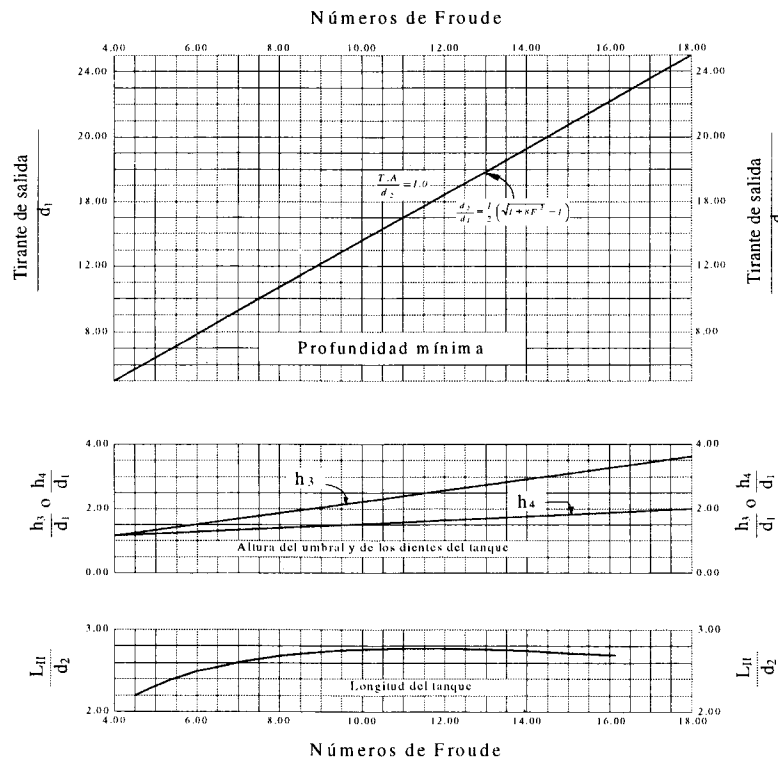
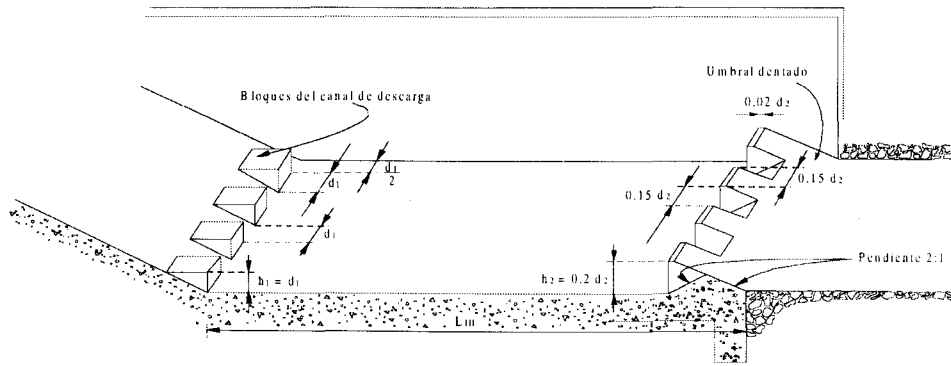


Fig. 82 Tanque amortiguador tipo USBR II, Design of Small Dams, 1960



Dimensiones del tanque tipo III

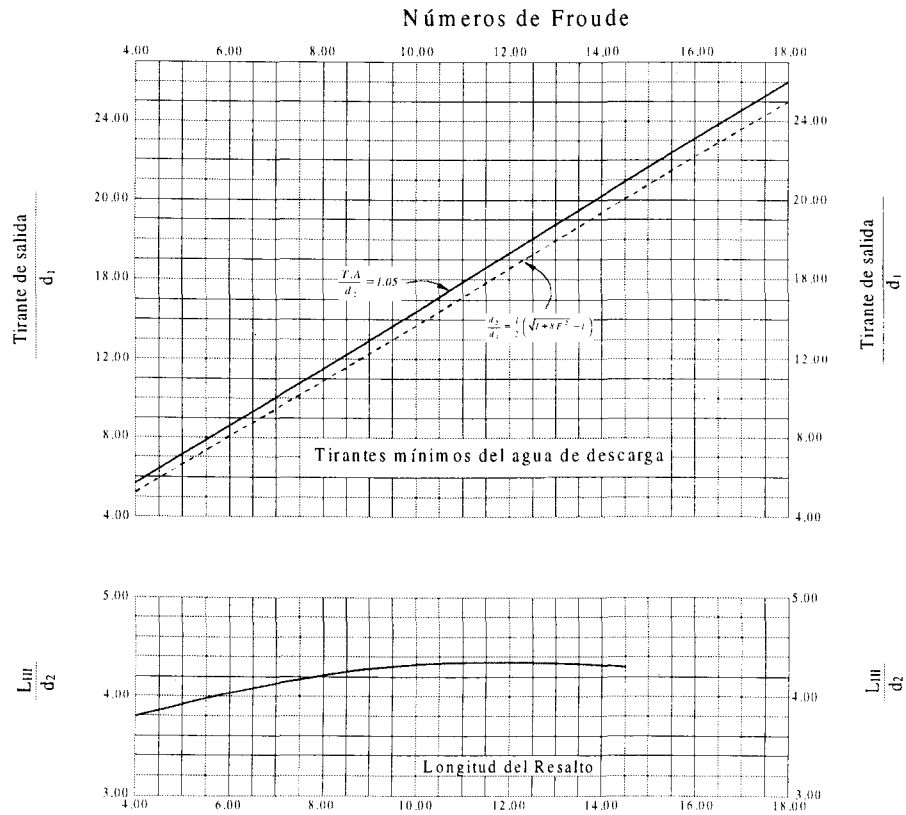


Fig. 83 Tanque amortiguador tipo USBR III, Design of Small Dams, 1960

Ejemplo 18. Un vertedor rectangular con 15.00 m de longitud efectiva, un coeficiente de descarga $C=1.92$ y una carga $h = 5.00$ m, vierte un gasto de $322.00 \text{ m}^3/\text{s}$. Aguas abajo del vertedor se construirá un canal rectangular revestido de concreto, que descargará directamente al cauce del río. Calcular la pendiente del canal y la longitud L donde se producirá el resalto hidráulico, ver fig. 84

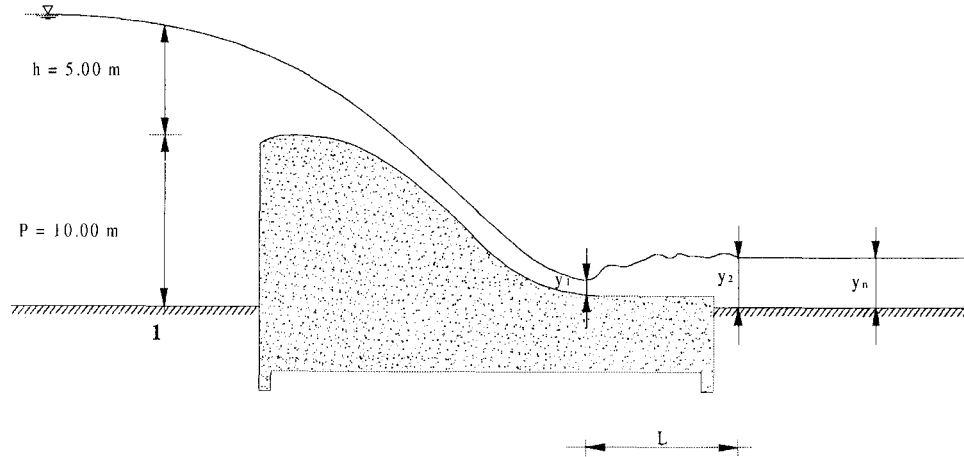


Fig. 84 Datos del problema Núm.17

Solución:

Como una primera observación debe decirse que y_1 es el conjugado menor del resalto hidráulico y y_2 el conjugado mayor. Para que el resalto hidráulico sea estable el tirante conjugado mayor debe ser igual al tirante normal en el canal, si $y_2 > y_n$ el resalto se corre hacia aguas abajo, y si $y_2 < y_n$ el resalto se ahoga.

El gasto unitario vale:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{322.00}{15.00} = 21.47 \text{ m}^2 / \text{s}$$

La velocidad de llegada:

$$V_a = \frac{q}{h} = \frac{21.47}{15.00} = 1.43 \text{ m} / \text{s}$$

La carga de velocidad:

$$ha = \frac{Va^2}{2g} = \frac{1.43^2}{2 \times 9.81} = 0.10 \text{ m}$$

El tirante crítico vale:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(21.467)^2}{9.81}} = 3.61 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación de la energía entre la sección próxima a la cresta del cimacio y el pie del vertedor, y considerando como pérdidas por cortante sobre el cimacio $0.15 \frac{V_1^2}{2g}$, se tiene:

$$10.00 + 5.00 + 0.10 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + 0.15 \frac{V_1^2}{2g}$$

que es lo mismo que:

$$15.10 = y_1 + \frac{q^2 \times 1.15}{2g y_1^2} \text{ o bien:}$$

$$15.10 = y_1 + \frac{(21.47)^2 \times 1.15}{2g y_1^2}$$

cuya solución es $y_1 = 1.41 \text{ m}$.

La velocidad en la sección 1 será:

$$V_1 = \frac{q}{y_1} = \frac{21.47}{1.405} = 15.28 \text{ m/s}$$

Y la carga de velocidad y la energía en la sección 1:

$$h_1 = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{15.28^2}{2 \times 9.81} = 11.90 \text{ m}$$

$$E_1 = \frac{V_1^2}{2g} + y_1 = 11.90 + 1.41 = 13.31 \text{ m}$$

El número de Froude en 1 vale:

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} = \frac{15.28}{\sqrt{9.81 \times 1.405}} = 4.11$$

El tirante conjugado mayor vale:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) = \frac{1.41}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \times 4.11^2} - 1 \right) = 7.49 \text{ m}$$

Y la velocidad, carga de velocidad y energía en la sección 2 serán:

$$V_2 = \frac{q}{y_2} = \frac{21.47}{7.494} = 2.86 \text{ m/s}$$

$$h_2 = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{2.86^2}{2 \times 9.81} = 0.42 \text{ m}$$

$$E_2 = \frac{V_2^2}{2g} + y_2 = 0.42 + 7.49 = 7.91 \text{ m}$$

La pérdida de energía en el salto vale:

$$\Delta h = E_1 - E_2 = 13.31 - 7.91 = 5.40 \text{ m}$$

El tirante normal en el canal aguas abajo del vertedor para que el resalto no se corra debe valer:

$$y_n = y_2 = 7.49 \text{ m},$$

$$A = by = 15.00 \times 7.49 = 112.41 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y = 15.00 + 2 \times 7.49 = 30.00 \text{ m}$$

$$Rh = \frac{A}{P} = \frac{112.41}{30.00} = 3.75 \text{ m}$$

$$Rh^{2/3} = (3.75)^{2/3} = 2.41$$

Con la fórmula de Manning puede calcularse la pendiente del canal:

$$S_o = \left(\frac{Qn}{AR_n^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{322.00 \times 0.015}{112.41 \times 2.41} \right)^2 = 0.00032$$

Para calcular la longitud L donde se presenta el resalto se emplea la fig. 80 obteniéndose:

$$\frac{L}{y_2} = 5.71$$

Entonces la distancia L vale:

$$L = 5.71 \times 7.494 = 42.79 \text{ m}$$

Ejemplo 19. Un vertedor como el que se muestra en la fig. 85, tiene una descarga máxima de $400.00 \text{ m}^3/\text{s}$, una longitud efectiva $L_e = 20.00 \text{ m}$ y las características geométricas mostradas. Los niveles del agua abajo del vertedor para diferentes descargas se muestran también en la figura.

Diseñe un trampolín estriado ahogado.

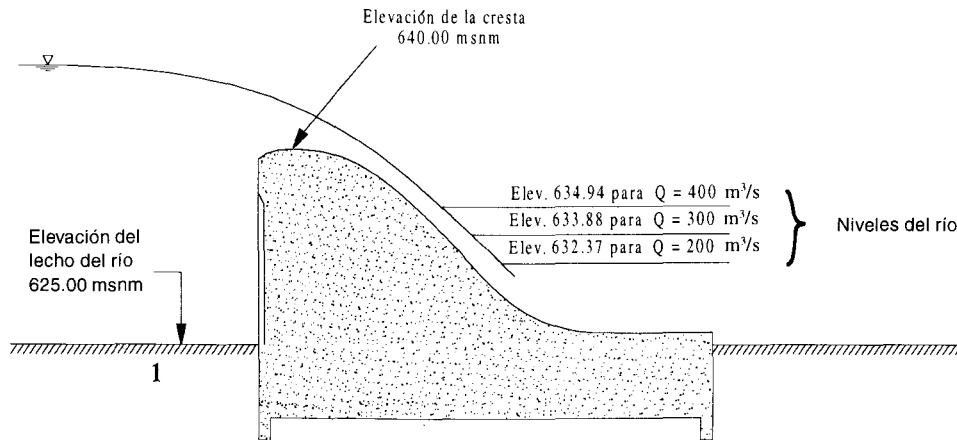


Fig.85 Datos del ejemplo No.18

Solución :

En la tabla 24 se muestran los elementos hidráulicos para cada descarga:

Tabla 24 Elementos hidráulicos para diferentes descargas

(1) Q m^3/s	(2) q m^2/s	(3) H_e m	(4) Elev. vaso msnm	(5) Elev. río msnm	(6) H_T m	(7) h_{vt} m	(8) V_t m/s	(9) d_t m	(10) F_t	(11) $dt+hvt$ m
400.00	20.00	4.80	655.80	634.94	9.86	9.86	13.91	1.44	3.70	11.30
300.00	15.00	3.96	643.96	633.88	10.08	10.08	14.06	1.07	4.34	11.15
200.00	10.00	3.03	643.03	632.37	10.66	10.66	14.46	0.69	5.56	11.35

A continuación se describen las columnas de la tabla de cálculo.

Columna 1. Q . Gastos de descarga.

Columna 2. q . Gastos unitarios. Calculados como: $q = Q / b$.

Columna 3. H_e . Carga sobre el vertedor. $H_e = (q / c)^{2/3}$. En este ejemplo se consideró $C = 1.90$.

Columna 4. Elev. vaso. Elevación del vaso calculado como: $Elev. vaso = Elev. Cresta + H_e$.

Columna 5. Elev. río. Elevación del agua en el río para cada descarga.

Columna 6. H_T . Carga para cada gasto $H_T = Elev. vaso - Elev. río$.

Columna 7. h_{vT} . Carga de velocidad en el nivel de descarga, despreciando pérdidas.

Columna 8. V_t . Velocidad del flujo al nivel de descarga. $V_t = \sqrt{2gh_{vT}}$

Columna 9. d_t . Tirante del agua al nivel de descarga. $d_t = q / V_t$.

Columna 10. F_t . Número de Froude al nivel de descarga. $F_t = V_t / \sqrt{gd_t}$

Columna 11. $d_t + h_{vT}$. Energía específica del agua al nivel de descarga.

El radio mínimo del trampolín se determina con el número de Froude al nivel del agua de descarga para $Q = 400.00 \text{ m}^3/\text{s}$, $F_t = 3.70$, usando la fig. 79, se obtiene:

$$\frac{R}{d_t + \frac{V_t^2}{2g}} = 0.48$$

entonces:

$$R = (1.44 + 9.86) \times 0.48 = 5.424 \text{ m}$$

En este caso se supone que el cauce tiene pendiente hacia arriba, es decir, se tiene un caso I en la fig. 79, de la cual con el número de Froude 3.70 y $R/(d_t + V_t^2 / 2g) = 0.48$ se obtiene:

$$T \text{ máx} = 7.00 d_t = 7.0 \times 1.44 = 10.08 \text{ m}$$

$$T \text{ mín} = 5.6 d_t = 5.6 \times 1.44 = 8.06 \text{ m}$$

El tirante promedio será:

$$T \text{ med} = 9.07 \text{ m}$$

El fondo del trampolín estará colocado a la elevación:

$$634.94 - 9.07 = 625.87 \text{ msnm}$$

Es necesario revisar el comportamiento para otras descargas con el radio $R = 5.424 \text{ m}$.

Para $q = 15.00 \text{ m}^2/\text{s}$, se tiene $F_t = 4.34$, y con fig. 79 se obtiene:

$$\frac{R}{d + (V_t^2 / 2g)} = 0.42$$

$$R = (1.07 + 10.08) \times 0.42 = 4.683 \text{ m}$$

Este radio es menor que el calculado anteriormente de 5.424, por lo tanto se sigue considerando válido el obtenido anteriormente.

Para un número de Froude 4.34 y $\frac{R}{d_t + h_{vt}} = \frac{5.424}{11.15} = 0.486$

Se tiene:

$$T \text{ máx}: 10.00 d_t = 7.00 \times 1.07 = 7.49 \text{ m}$$

$$T \text{ mín}: 6.90 d_t = 6.90 \times 1.07 = 7.383 \text{ m}$$

Si se hace la diferencia: $Elev. \text{ río} - Elev. \text{ fondo tramp} = 633.88 - 625.87 = 8.01 \text{ m}$.

Se puede garantizar buen funcionamiento hidráulico para los tirantes de $q = 10.00 \text{ m}^2/\text{s}$, obteniéndose los siguientes resultados.

$$Fr_1 = 5.56$$

$$\frac{R}{d_t + hv_t} = 0.30$$

$$R = 11.35 \times 0.30 = 3.405 \text{ m}$$

$$\frac{R}{d_t + hv_t} = \frac{5.424}{11.35} = 0.48$$

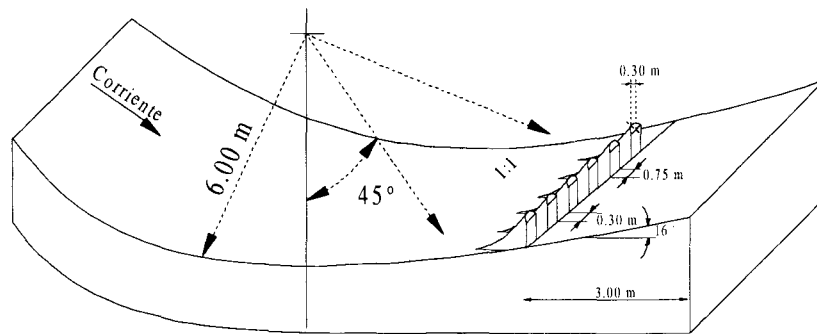
$$T \text{ máx. } 15.20 \quad d_t = 15.20 \times 0.69 = 10.488 \text{ m}$$

$$T \text{ mín. } 8.70 \quad d_t = 8.70 \times 0.69 = 6.00 \text{ m}$$

Puede notarse que el valor de R propuesto inicialmente es aceptable. Como una medida de seguridad puede tomarse un radio mayor, por ejemplo:

$$R = 6.00 \text{ m}$$

El diseño final se presenta en la fig. 86.



Trampolín estriado

Fig. 86 Diseño final de la cubeta dentada

Ejemplo 20. Diseñar un tanque amortiguador para la estructura mostrada en la fig. 87 si se tiene $Q_0=6500.00 \text{ m}^3/\text{s}$ y un ancho $b = 84.00 \text{ m}$

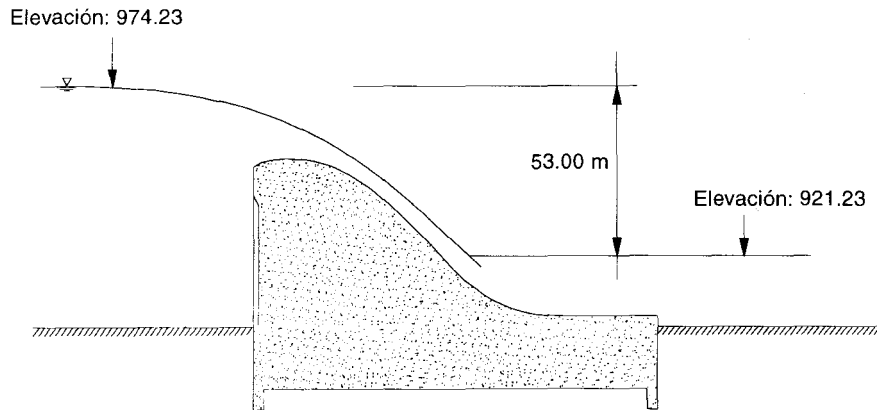


Fig. 87 Datos para el ejemplo Núm. 19

Solución:

El gasto unitario vale:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{6500.00}{84.00} = 77.38 \text{ m}^2/\text{s}$$

La velocidad al pie del vertedor valdrá:

$$V_1 = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9.81 \times 53.00} = 32.25 \text{ m/s}$$

El tirante y el número de Froude en la misma sección vale:

$$y_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{77.38}{32.25} = 2.40 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} = \frac{32.25}{\sqrt{9.81 \times 2.40}} = 6.65$$

El conjugado mayor se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right) = 21.40 \text{ m}$$

La elevación de la plantilla del tanque se ubicará así:

$$Elev. \text{ Plant.} = Elev. \text{ Río} - y_2 = 921.93 - 21.40 = 900.53 \text{ msnm}$$

Como se tiene un número de Froude de llegada $Fr_1 = 6.65 > 4.50$, y una velocidad de 32.25 m/s es necesario diseñar un tanque USBR tipo III.

De la fig. 83 se tiene que con $Fr = 6.65$ se obtiene:

$$\frac{L_{III}}{d_2} = 4.10$$

La longitud del tanque será:

$$L_{III} = 4.10 \times 21.40 \times 1.05 = 92.13 \text{ m}$$

Nótese que el tirante se ha incrementado en un 5% como una medida de seguridad. El diseño final del tanque se muestra en la fig. 88.

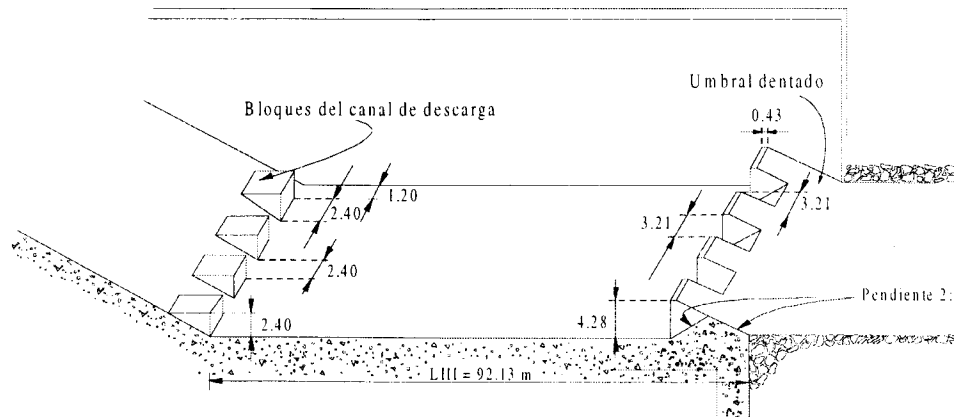


Fig. 88 Diseño final del tanque amortiguador tipo USBR III

14 VERTEDORES DE CAÍDA LIBRE

Este tipo de vertedores se emplea en presas de arco o de contrafuertes, debido a que las características geométricas de estas cortinas son poco propicias para construir un conducto de descarga. En general, si la roca de cimentación es resistente a la erosión, puede proyectarse la caída desde la cresta del cimacio hasta el lecho del río, en caso contrario debe construirse algún tanque amortiguador para disipar la energía del chorro.

Así, el problema de los vertedores de caída libre se reduce al diseño de la sección de control y al del tanque amortiguador. El diseño de secciones de control se estudió en la sección 6, solo debe agregarse que se debe considerar una adecuada aireación debajo de la lámina vertiente para evitar su abatimiento por la reducción de presión debajo de ella.

El diseño del tanque amortiguador se hace en base a dos variables, la distancia de caída Y y el gasto unitario q . Estas variables pueden relacionarse para formar un parámetro adimensional:

$$\bar{D} = \frac{q^2}{gY^3} \quad (78)$$

Llamado número de caída, y en base al cual el USBR ha desarrollado criterios de diseño para tanques amortiguadores.

Tanque para resalto hidráulico. El procedimiento de diseño es el siguiente.

El apoyo básico es la fig.89, en la cual se definen también las variables del problema. Para diseñar un tanque de este tipo se procede así:

- a) En un primer tanteo se supone una altura de caída Y . Esto se logra si se calcula el tirante conjugado mayor del resalto en el tanque y se fija el nivel del piso del tanque.
- b) Con Y se calcula el número de caída \bar{D} , y con este valor se entra a la fig. 89, con la cual puede calcularse el tirante conjugado mayor del resalto, se fija un nuevo nivel del piso del tanque amortiguador, se calcula nuevamente Y , se repite el proceso hasta que no hay variaciones apreciables en el conjugado mayor.

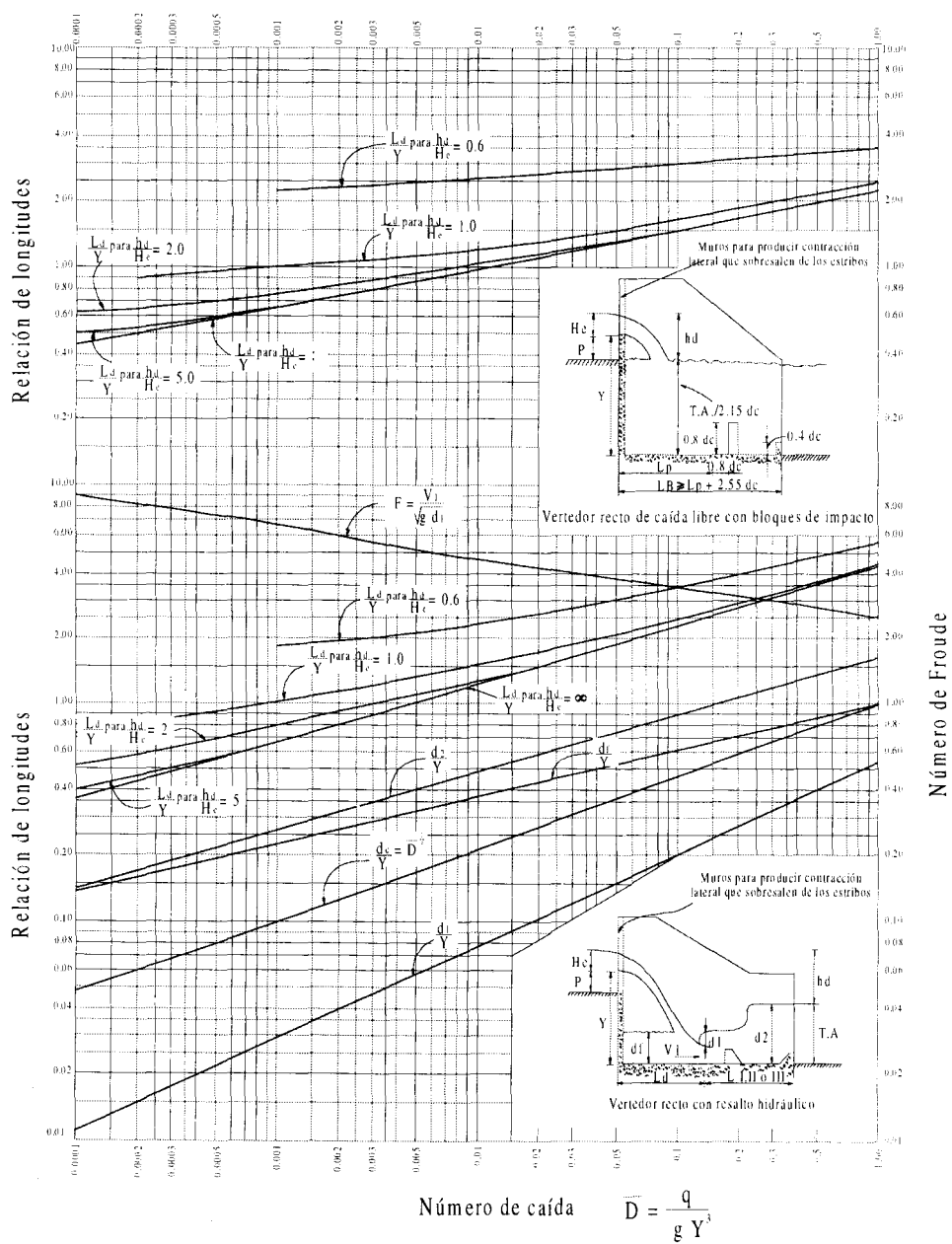


Fig. 89 Ayudas de diseño para tanques en vertederos de caída libre, Design of Small Dams, 1960

- c) Con el número de caída seleccionado se calculan el conjugado menor y su correspondiente número de Froude con la ayuda de la fig. 89. A partir de estos valores puede optarse si se usa un tanque USBR II o III, el cual se combina con el diseño inicial del tanque amortiguador.

Como recomendaciones adicionales se dan las siguientes:

Longitud mínima del estanque:

$$L_{min} = L_d + L_{I, II \text{ o } III} \quad (79)$$

Distancia de los bloques a la presa de la cresta:

$$L_B = L_d + 0.80 d_2 \quad (80)$$

Altura de los bloques:

$$h = 1.60 d_1 \quad (81)$$

Tanques de bloques de impacto

Son útiles para cargas pequeñas y amplia variación de los tirantes del agua. El procedimiento de diseño es como sigue:

- a) Seguir los incisos a) y b) del tipo de amortiguador anterior hasta fijar el número de caída D .
- b) Calcular el tirante crítico.
- c) Calcular Lp / y , con la fig. 89.
- d) Hacer el diseño con las recomendaciones siguientes:

Longitud mínima del estanque:

$$L_B = Lp + 2.55 d_c \quad (82)$$

Longitud mínima hasta la cara de aguas arriba del bloque amortiguador:

$$L_{min} = Lp + 0.80 d_c \quad (83)$$

Tirante mínimo de la descarga:

$$d_{wt} = 2.15 d_c \quad (84)$$

Altura óptima del bloque amortiguador:

$$ho = 0.80 d_c \quad (85)$$

Anchura óptima del bloque amortiguador:

$$a = 0.40 d_c \quad (86)$$

Altura óptima del umbral terminal

$$ho_u = 0.40 d_c \quad (87)$$

Ejemplo 21 Diseñar un tanque amortiguador para resalto hidráulico de un vertedor de caída libre que descarga 450.00 m³/s, cuya longitud efectiva es de 25.00 m y trabaja con una carga He = 4.48 m. El nivel del agua en el embalse es 1 236.29 msnm y el del agua en el río es 1 210.79 msnm

Solución:

El gasto unitario vale:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{450.00}{25.00} = 18.00 m^2 / s$$

La diferencia de niveles entre el embalse y el agua del río es:

$$1236.29 - 1210.79 = 25.50 m$$

El tirante conjugado mayor d_2 para estas condiciones puede obtenerse con la ecuación:

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right)$$

Si se desprecian pérdidas, la velocidad puede evaluarse así:

$$V_1 = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9.81 \times 25.5} = 22.37 m / s$$

De la ecuación de continuidad se obtiene el tirante.

$$d_1 = \frac{Q}{V_1 L_e} = \frac{450.00}{22.37 \times 25.00} = 0.80 m$$

El número de Froude vale entonces:

$$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{gd_1}} = 7.985$$

Y finalmente el tirante conjugado mayor:

$$d_2 = \frac{0.80}{2} (\sqrt{1 + 8 \times 7.985^2} - 1) = 8.64 \text{ m}$$

La elevación del piso del tanque amortiguador se ubica entonces en:

$$\text{Elev. nivel del río} - y_2 = 1210.79 - 8.64 = 1202.15 \text{ msnm}$$

La caída total Y será:

$$\text{Elev. embalse} - \text{Elev. piso tanque} = 1236.29 - 1202.15 = 34.14 \text{ m}$$

y el número de caída:

$$\bar{D} = \frac{q^2}{g Y^3} = \frac{18.00^2}{9.81 \times 34.14^3} = 0.00083$$

Con este valor se entra a la gráfica de la fig. 89, y se obtiene:

$$\frac{d_2}{Y} = 0.24 ; d_2 = 34.14 \times 0.24 = 8.19 \text{ m}$$

El nivel del piso del tanque debe ajustarse entonces a este nuevo valor:

$$1210.79 - 8.19 = 1202.60 \text{ msnm}$$

La siguiente aproximación de Y vale:

$$1236.29 - 1202.60 = 33.69 \text{ m}$$

y el número de caída es:

$$\bar{D} = \frac{q^2}{g Y^3} = \frac{18.00^2}{9.81 \times 33.69^3} = 0.00086$$

Con $\bar{D} = 0.00086$, se obtiene de la fig. 89, $d_2/Y = 0.25$, valor muy aproximado al anterior d_2/Y , por lo que se acepta válido $\bar{D} = 0.00086$.

$$\text{Para } \bar{D} = 0.00086 \text{ Y, } hd/He = \frac{25.50}{4.48} = 5.69,$$

de la fig. 89 se obtiene:

$$\frac{Ld}{Y} = 0.65$$

$$L_d = 0.65 \times 33.69 = 21.90 \text{ m}$$

además se obtiene:

$$\frac{d_1}{Y} = 0.026; \quad d_1 = 0.026 \times 33.69 = 0.876 \text{ m}$$

$$Fr_1 = 6.60$$

Del análisis de los valores $Fr_1 = 6.60$, $d_1 = 0.876 \text{ m}$, $d_2 = 8.64 \text{ m}$ y $V_1 = 19.38 \text{ m/s}$, se puede hacer el diseño del tanque USBR tipo III.

De la fig. 83 se tiene que

$$L_{III} = 4.01 \quad d_2 = 4.01 \times 8.64 = 34.64 \text{ m}$$

La longitud total del estanque vale:

$$L_T = L_d + L_{III} = 21.90 + 34.64 = 56.54 \text{ m}$$

La distancia de los bloques amortiguadores a partir de la pared vertical de la cresta vale:

$$L_B = L_d + 0.8 \quad d_2 = 28.81$$

La altura de los bloques amortiguadores será:

$$h = 1.50 \quad d_1 = 1.50 \times 0.876 = 1.314 \text{ m}$$

Se dan mayores detalles de diseño en la fig. 90.

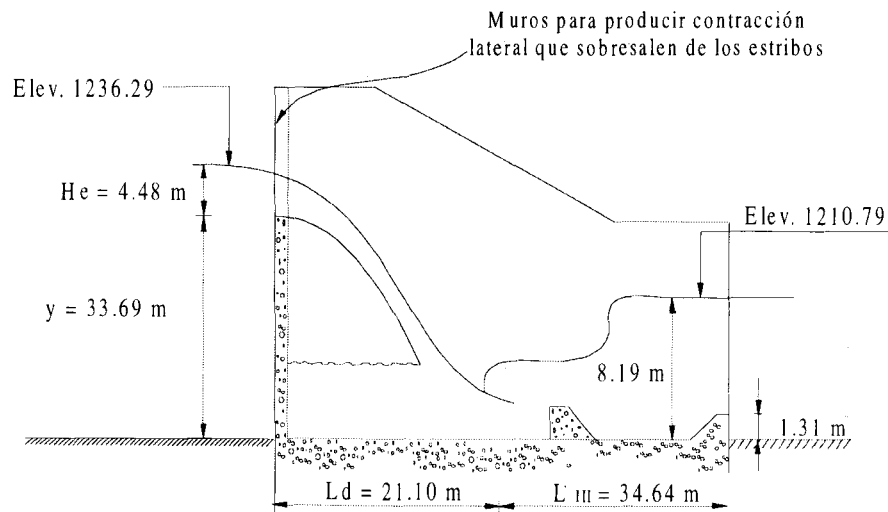


Fig. 90 Diseño final del tanque de resalto hidráulico

Ejemplo 22 Diseñar un tanque de bloques de impacto para la estructura del ejemplo No. 21.

El tirante crítico vale:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{18.00^2}{9.81}} = 3.21 \text{ m} \text{ Con } \bar{D} = 0.00086 \text{ Y, } \frac{hd}{He} = 5.69$$

Se obtiene:

$$\frac{L_p}{Y} = 0.66$$

$$L_p = 0.66 \times 33.69 = 22.23 \text{ m}$$

La longitud mínima del tanque vale:

$$L_B = L_p + 2.55 d_c = 22.23 + 2.55 \times 3.21 = 30.41 \text{ m}$$

El tirante mínimo de la descarga:

$$d_{tw} = 2.15 d_c = 2.15 \times 3.21 = 6.90 \text{ m}$$

Longitud mínima hasta la cara aguas arriba del bloque amortiguador:

$$L_{\text{mín}} = L_p + 0.80 d_c = 22.23 + 0.8 \times 3.21 = 24.80 \text{ m}$$

Altura óptima del bloque amortiguador:

$$h = 0.80 d_c = 0.80 \times 3.21 = 2.57 \text{ m}$$

Anchura y separación de los bloques:

$$0.40 d_c = 0.40 \times 3.21 = 1.29 \text{ m}$$

Altura óptima del umbral terminal:

$$0.40 d_c = 0.40 \times 3.21 = 1.29 \text{ m}$$

El diseño completo se presentan en la fig. 91

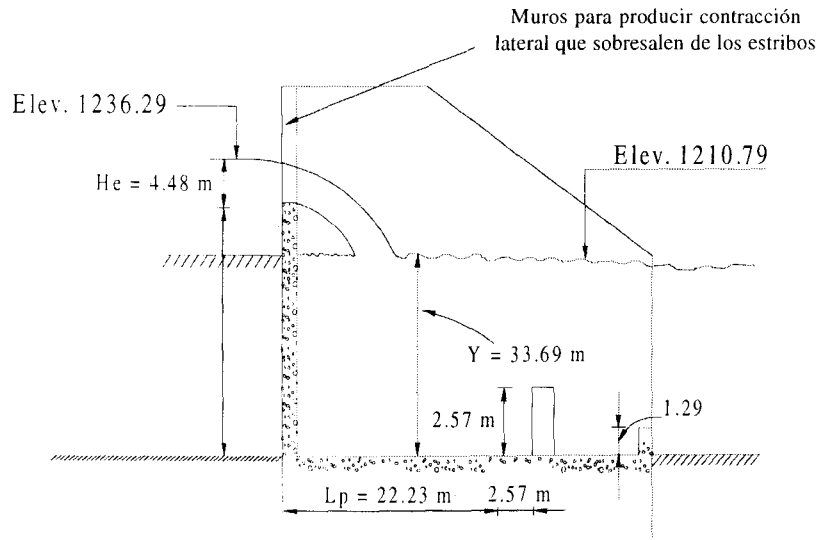


Fig. 91 Diseño final de los bloques de impacto

15 VERTEDORES DE ABANICO

El diseño preliminar de este tipo de vertedores se hace con el auxilio de las figs. 92 y 93 a las cuales se entra con la relación L_1/Ho , donde L_1 es la longitud efectiva de la cresta y Ho la carga de diseño.

El radio R_2 se puede determinar con la fórmula:

$$L_1 = \alpha R_1 + 2(\beta R_2) \quad (88)$$

Además deben cumplirse las condiciones propuestas por Hiriart F., 1949:

$$1 < \alpha / 2\beta < 2.5 \quad (89)$$

$$2.5 < R_2 / R_1 < 5.0 \quad (90)$$

$$1.25 < d / e < 1.75 \quad (91)$$

Si el valor de L_5 no coincide con el ancho de plantilla deseado para el canal de descarga, puede modificarse L_4 , tratando de respetar la forma de la transición.

Con objeto de evitar excavaciones en el colchón del abanico, se permite que el nivel del agua en éste pueda tener una elevación de hasta un 20% de la carga sobre el nivel de la cresta del vertedor.

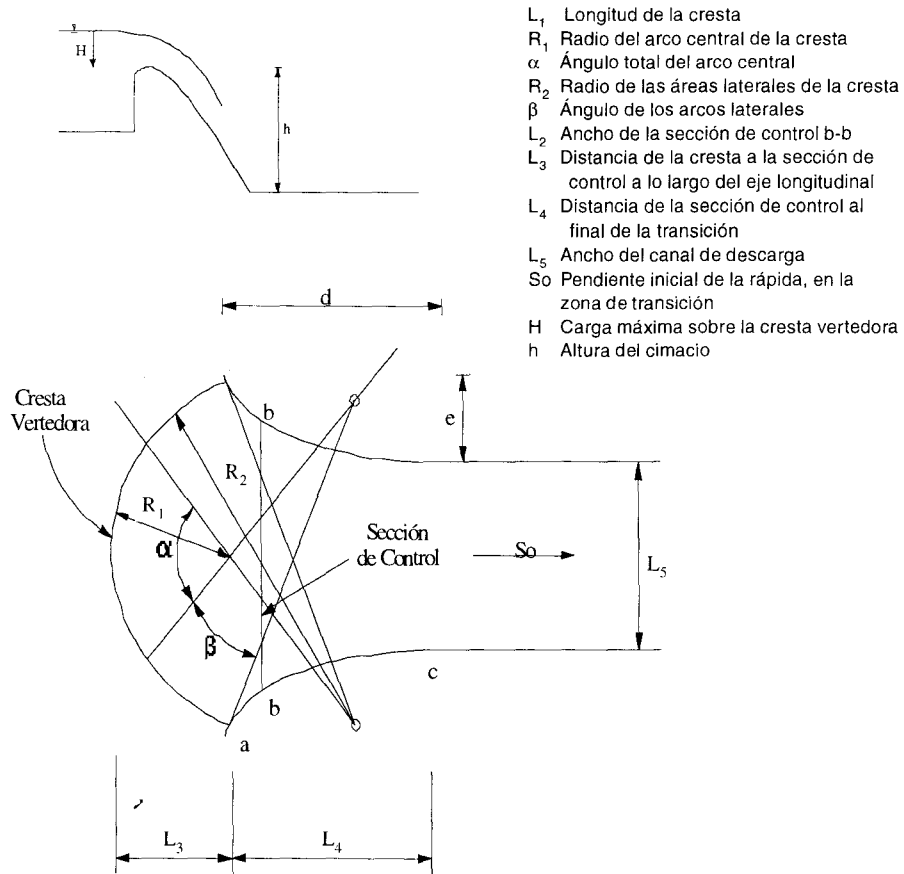
Ejemplo 23. Diseñar un vertedor en abanico con una longitud de cresta $L_1 = 120.00$ m y una carga $Ho = 4.00$

Solución:

Con la relación:

$$\frac{L_1}{Ho} = \frac{120.00}{4.00} = 30.00$$

Vertedor en abanico y geometría



Presa	L_1/H	R_1/L_1	α	R_2/L_1	β	L_2/L_1	L_3/L_1	L_4/L_1	L_5/L_1	S	h/H
ALM	23.7	0.273	76°	0.763	24°	0.487	0.342	0.464	0.219	0.10	1.11
Mocuzari	53.8	0.197	80°	0.952	20°30'	0.467	0.385	0.330	0.273	0.06	1.22
Miguel Hidalgo	65.8	0.218	80°	0.568	32°30'	0.544	0.348	0.334	0.223	0.06	1.32

Fig. 92 Geometría del vertedor en abanico, CFE, 1970

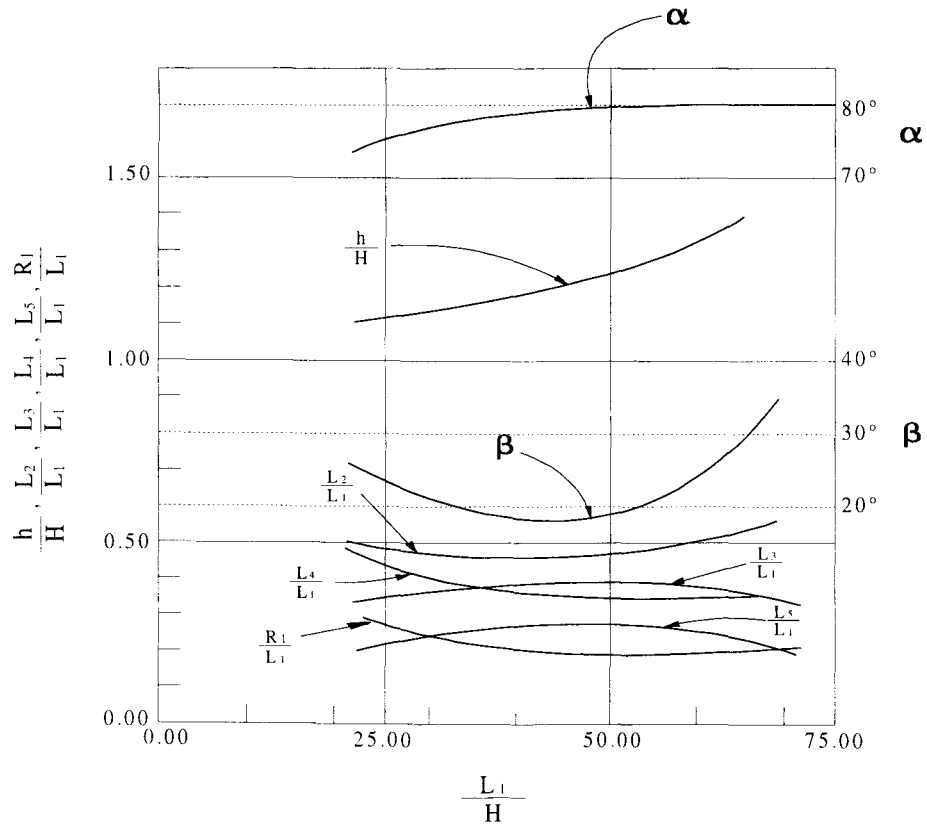


Fig. 93 Parámetros para el diseño de vertedores en abanico, CFE, 1970

Y de la gráfica 93 se pueden obtener las siguientes relaciones:

$$\frac{L_5}{L_1} = 0.22 \quad \therefore \quad L_5 = 26.40 \text{ m}$$

$$\frac{R_1}{L_1} = 0.25 \quad \therefore \quad R_1 = 30.00 \text{ m}$$

$$\frac{L_3}{L_1} = 0.33 \quad \therefore \quad L_3 = 39.60$$

$$\frac{L_4}{L_1} = 0.41 \quad \therefore \quad L_4 = 49.20 \text{ m}$$

$$\frac{L_2}{L_1} = 0.48 \quad \therefore L_2 = 57.60 m$$

$$\beta = 20^\circ$$

$$\frac{h}{H} = 1.11 \quad \therefore h = 4.44 m$$

$$\alpha = 78^\circ$$

Además se puede calcular el radio R_2 con la ecuación:

$$L_1 = \alpha R + 2 (\beta R_2)$$

$$R_2 = 113.39 m$$

Deben revisarse ahora las condiciones de Hiriart F., 1949:

$$a) 1 < \frac{\alpha}{2\beta} < 2.5$$

$$\frac{\alpha}{2\beta} = 1.95$$

por lo tanto se cumple.

$$b) 2.50 < \frac{R_2}{R_1} < 5.00$$

$$\frac{R_2}{R_1} = 3.78$$

también se cumple con la relación

$$c) 1.25 < d/e < 1.75$$

(Ver fig. 94).

Vertedor en abanico y geometría

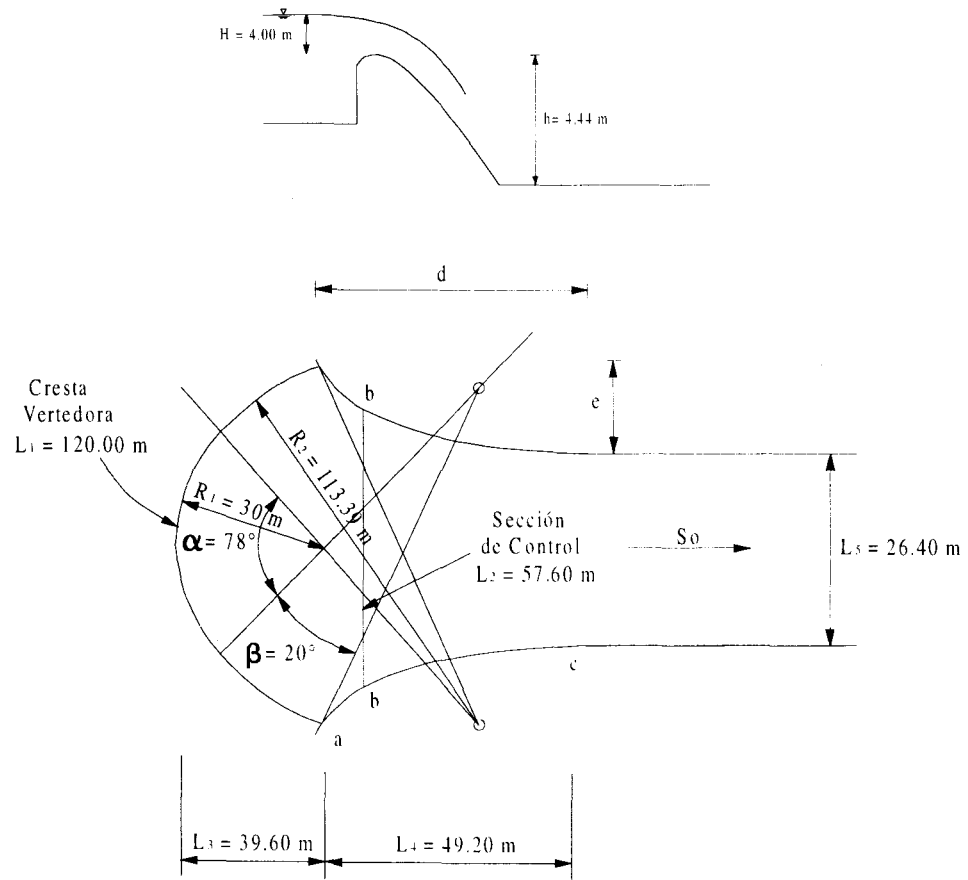


Fig. 94 Diseño final del vertedor de abanico

16 VERTEDORES DE CANAL LATERAL

En este tipo de obras, la estructura de control la forma un cimacio cuya cresta es paralela al tramo inicial del conducto de descarga, éste recibe el nombre de canal colector.

Aunque el funcionamiento hidráulico de este tipo de vertedor es poco eficiente, debido a la gran turbulencia y vibraciones que produce, se recomienda cuando la topografía no permite la construcción de otro tipo de vertedor; por ejemplo cuando la boquilla es cerrada con laderas muy inclinadas y la cresta vertedora es muy larga.

El cimacio se diseña con los criterios ya expuestos; aquí se tratará sólo sobre el canal colector. El diseño de los canales de este tipo de vertedores se basa en la teoría del flujo espacialmente variado, la cual a su vez cuando el gasto es creciente se apoya en la ley de la conservación de la energía.

Las hipótesis que se hacen para la obtención de la ecuación diferencial de flujo gradualmente variado son las siguientes:

- a) El flujo es unidireccional.
- b) La distribución de velocidad en una sección del canal es constante y uniforme.
- c) La presión del flujo es hidrostática.
- d) La pendiente del canal es relativamente pequeña.
- e) Se acepta la ecuación de Manning para evaluar pérdidas por cortante.
- f) No se considera aireación.

La ecuación de flujo espacialmente variado será deducida tomando en consideración la fig. 95

La cantidad de movimiento M , que pasa por la sección 1 en la unidad de tiempo es:

$$M_1 = \frac{\gamma QV}{g} \quad (92)$$

donde:

γ , peso unitario del agua

Q , gasto

V , Velocidad

g , Aceleración de la gravedad

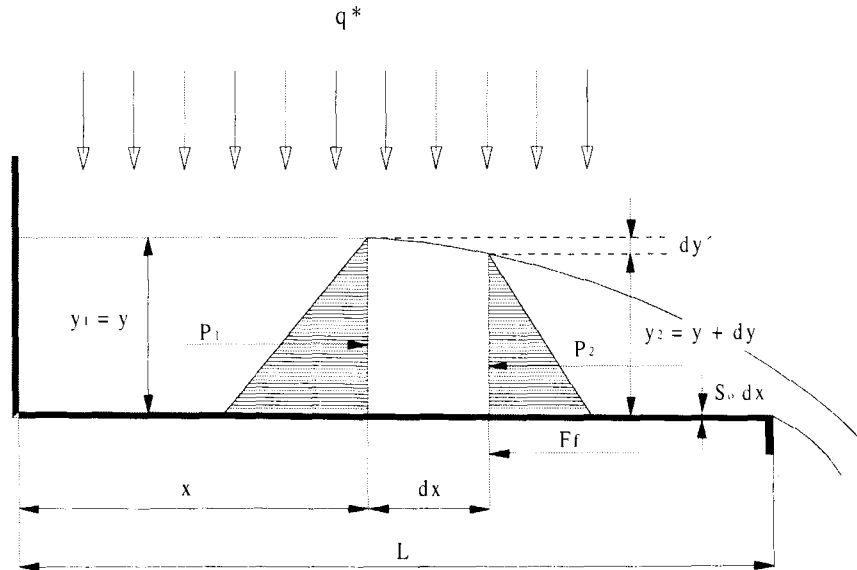


Fig. 95 Flujo espacialmente variado

En la sección 2 se tendrá entonces:

$$M_2 = \frac{\gamma}{g} (Q + dQ) (V + dV) \quad (93)$$

donde:

dQ , Gasto que ingresa entre las secciones 1 y 2

dV , Incremento de velocidad

El cambio de cantidad de movimiento será entonces:

$$M_2 - M_1 = \frac{\gamma}{g} (Q + dQ)(V + dV) - \frac{\gamma}{g} QV = \frac{\gamma}{g} [QA dV + (V + dV)dQ] \quad (94)$$

La componente del peso W entre las dos secciones en la dirección del flujo es:

$$W \text{ sen } \theta = \gamma S_o \left(A + \frac{1}{2} dA \right) dx = \gamma S_o A dx \quad (95)$$

Nótese que en la anterior ecuación se ha hecho $S_o = \text{sen } \theta$ y se han despreciado los productos de diferenciales.

Las pérdidas h_f entre las dos secciones vale:

$$h_f = S_f dx \quad (96)$$

donde:

$$S_f = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}$$

n , coeficiente de Manning

R , radio hidráulico

A , área hidráulica

La fuerza F_f , ver fig. 95 vale:

$$F_f = (A + 1/2 dA) S_f dx = A S_f dx \quad (97)$$

Nótese que se han despreciado nuevamente los productos de diferenciales.

Las fuerzas de presión se pueden calcular con la ecuación:

$$P_1 = \bar{\gamma} z_1 A \quad (98)$$

donde:

Z_1 , es la profundidad del centroide de A bajo la superficie del flujo.

Similarmente en la sección 2 se tendrá:

$$P_2 = \gamma(z + dy)A \quad (99)$$

La resultante de estas dos fuerzas es:

$$P_1 - P_2 = -\gamma A dy \quad (100)$$

Igualando el cambio de cantidad de movimiento a todas las fuerzas externas actuando sobre el cuerpo:

$$\frac{\gamma}{g} [QdV + (V + dV)dQ] = P_1 - P_2 + W \text{ sen } \theta - F_f \quad (101)$$

Sustituyendo valores y despreciando el producto $dVdQ$:

$$dy = -\frac{1}{g} \left(VdV + \frac{V}{A} dQ \right) + (S_o - S_f) dx \quad (102)$$

Considerando que:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (103)$$

$$V + dV = \frac{Q + dQ}{A + dA} \quad (104)$$

Sustituyendo 103 y 104 en 102:

$$dy = -\frac{V}{g} \frac{(2AdQ - QdA + dAdQ)}{A^2 + AdA} + (S_o - S_f) dx \quad (105)$$

despreciando dA en el numerador, $dAdQ$ en el denominador, haciendo $q^* = dQ/dx$ y considerando el coeficiente de energía α , la ecuación 105 puede escribirse:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f - 2\alpha Qq^* / gA^2}{1 - \alpha Q^2 / gA^2 D} \quad (106)$$

donde:

D , es la profundidad hidráulica

Integración numérica de la ecuación diferencial.

Si ahora se consideran incrementos finitos en lugar de diferenciales, la ecuación 101 puede escribirse así:

$$\frac{\gamma}{g} [Q\Delta V + (V + \Delta V)\Delta Q] = -\Delta \int_0^{\Delta y} A dy + S_o \int_0^{\Delta x} A dx - \gamma S_f \int_0^{\Delta x} A dx = -\gamma S_o \overline{A} \Delta x \quad (107)$$

donde \overline{A} es el área promedio definida como:

$$\overline{A} = \frac{Q_1 + Q_2}{V_1 + V_2} \quad (108)$$

si además se hace:

$$Q = Q_1 \quad (109)$$

$$V + DV = V_2 \quad (110)$$

Sustituyendo las ecuaciones 108, 109 y 110 en la 107:

$$y = -\frac{Q_1(V_1 + V_2)}{g(Q_1 + Q_2)} \left(\Delta V + \frac{V_2}{Q_1} \Delta Q \right) + S_0 \Delta x - Sf \Delta x \quad (111)$$

El nivel de la superficie del agua entre las secciones 1 y 2 vale:

$$dy' = -dy + S_0 dx \quad (112)$$

Con incrementos finitos la anterior ecuación puede escribirse:

$$\Delta y' = -\Delta y + S_0 \Delta x \quad (113)$$

sustituyendo la ec.113 en 111 e introduciendo el coeficiente de energía:

$$\Delta y' = \frac{\alpha Q_1(V_1 + V_2)}{g(Q_1 + Q_2)} \left(\Delta V + \frac{V_2}{Q_1} \Delta Q \right) + Sf \Delta x \quad (114)$$

Localización de la sección de control.

Con la ecuación de flujo espacialmente variado en incrementos finitos, ec. 114, se puede trazar el perfil del agua, sin embargo es necesario localizar la sección de control con objeto de definir el inicio del perfil. A continuación se presenta el método del punto singular para localizar la sección de control.

La ecuación 106 puede escribirse por medio de dos funciones:

$$F_1 = S_0 - S_f - 2\alpha Q q^* / gA^2 = 0 \quad (115)$$

$$F_2 = 1 - \alpha Q_2 / gA^2 D = 0 \quad (116)$$

La primera representa la condición de flujo cuasinormal y la segunda de flujo crítico. En el punto singular $y_n = y_c = y$, y se obtiene resolviendo simultáneamente las ecuaciones 115 y 116. De la ec.116.

$$Q = \sqrt{A g D / \alpha} \quad (117)$$

que conviene escribir así:

$$Q = A\sqrt{D} \sqrt{g/\alpha} \quad (118)$$

sustituyendo 118 en 115:

$$S_o - S_f - \frac{2\alpha q^*}{gA^2} \sqrt{\frac{g}{\alpha}} A\sqrt{D} = 0 \quad (119)$$

simplificando:

$$S_o - S_f - 2q^* \sqrt{\frac{\alpha}{g}} \frac{1}{\sqrt{A_r}} = 0 \quad (120)$$

Por otro lado de la ecuación de Manning:

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} \quad (121)$$

Sustituyendo 120 en 119:

$$S_o = \frac{V^2 n^3}{R^{4/3}} + 2q^* \sqrt{\frac{\alpha}{g}} \frac{1}{\sqrt{A_r}} \quad (122)$$

Esta ecuación debe resolverse para $y = y_c$, que está asociada a $Q = Q_c$, hasta que se obtenga S_o . Con Q , y dado que $q^* = \frac{Q}{x}$ se obtiene $x = \frac{Q}{q^*}$.

De esta manera el canal puede funcionar en régimen subcrítico, supercrítico o en ambos, es decir, un tramo del canal funciona con régimen subcrítico y la otra con supercrítico. El régimen supercrítico implica tirantes pequeños y grandes velocidades, por lo tanto una caída mayor desde la cresta a la superficie libre del agua en el canal colector, por lo tanto mayor turbulencia y vibraciones en la obra; por el contrario con régimen subcrítico se tendrán tirantes mayores, menores velocidades, menor caída y menor turbulencia. Es por ello que se recomienda forzar a que el canal trabaje en régimen subcrítico, esto se puede lograr, obligando una sección de control al final del canal, por ejemplo, por medio de un estrechamiento o un escalón. Además, la pendiente debe cumplir la condición de Li, 1955, para garantizar el régimen subcrítico:

$$\frac{S_o L}{y_0} \leq \frac{2}{3} (1 + 2Fr_o^2) \quad (123)$$

donde:

S_o , pendiente del canal

L , longitud del canal colector

y_o , tirante del canal colector en la última sección

Fr_o , número de Froude en la última sección

Después debe revisarse la pendiente transversal de la superficie libre del agua, para ello puede usarse la ecuación de Viparelli:

$$P_x = \frac{q \sqrt{2gZ_x}}{g y_x (b + 2K y_x)} \quad (124)$$

donde:

b , ancho de plantilla

K , talud del canal colector

P_x , pendiente transversal de la superficie libre del agua en cada sección.

Esta pendiente debe ser menor del 8.00% para garantizar un funcionamiento adecuado.

q , gasto unitario

y_x , tirante en la sección

Z_x , desnivel entre la superficie del agua en el vaso y el nivel del agua en el canal en la sección de estudio.

El procedimiento de diseño es el siguiente:

- a) Se establece una sección de control.
- b) Se calculan las características hidráulicas en la última sección del canal colector.
- c) Se determina la pendiente S_o del canal colector de acuerdo a la condición de Li, 1955.
- d) Se establecen las cotas del fondo del canal colector, considerando que se permite en la sección inicial un grado de sumergencia de 2/3 de la carga máxima.
- e) Se revisa la pendiente transversal del agua.

A continuación se presentan dos ejemplos: con el primero de ellos se pretende indicar cómo se determina la sección de control en un canal lateral, y cómo se procede en el cálculo en las dos direcciones (régimen subcrítico y supercrítico); en el segundo ejemplo se presenta el diseño completo para un canal colector con control aguas abajo.

Ejemplo 24. Determine la sección de control y el perfil de un canal colector con las siguientes características: $L = 121.92$ m, $q^* = 3.72$ m³/s/m, $b=3.05$ m, $K=0.50$, $S_o = 0.1505$, $n = 0.015$, $\alpha = 1.0$

Solución:

Localización de la sección de control.

Sustituyendo los valores conocidos en la ecuación 122, y proponiendo tirantes críticos y_c , hasta que $S_o = 0.1505$, se obtiene:

$$y_c = 5.341 \text{ m}, \quad \text{además} \quad Q = 184.34 \text{ m}^3/\text{s}$$

De la relación:

$$x = \frac{Q}{q^*} = \frac{184.34}{3.72} = 49.55 \text{ m}$$

Cálculo del perfil

En la tabla Núm. 25 se presenta el cálculo, nótese que el perfil se determinó para los dos tipos de régimen, subcrítico y supercrítico.

Tabla 25 Cálculo del perfil del flujo para el ejemplo Núm. 24

Flujo subcrítico, cálculo por pasos en la dirección aguas arriba

x	Dx	Zo	$\Delta Y'$	Z	Y	A	P	Q
49.55	...	15.00		20.34	5.34	30.55	14.99	184.33
30.48	19.07	2.87	17.87	2.22	22.56	4.69	25.31	113.39
15.24	15.24	2.29	20.17	1.53	24.09	3.93	19.69	56.69
7.62	7.62	1.15	21.31	0.63	24.72	3.41	16.22	28.35
3.05	4.57	.069	22.00	0.26	24.98	2.98	13.55	9.72
0.00	3.05	0.46	22.46	0.07	25.05	2.59		
V	Q1+Q2	V1+V2	ΔQ	ΔV	R	Sf	hf	$\Delta Y'$
6.03								
4.48	297.71	10.51	70.94	1.55	1.87	0.00196	0.0598	2.212
2.88	170.08	7.36	56.69	1.60	1.66	0.00095	0.0144	1.535
1.75	85.04	4.63	28.35	1.13	1.52	0.00039	0.0030	0.634
0.84	39.69	2.59	17.00	0.91	1.39	0.00010	0.0003	0.266

Flujo supercrítico, cálculo por pasos en la dirección aguas abajo

x	Dx	Zo	$\Delta Y'$	Z	Y	A	P	Q
49.55	...	15.00		20.34	5.34	30.55	14.99	184.33
60.96	11.51	1.72	13.29	1.36	18.98	5.70	33.61	226.77
76.20	15.24	2.29	10.99	1.92	17.06	6.07	36.94	283.46
91.44	15.24	2.29	8.70	1.95	15.11	6.41	40.09	340.16
106.68	15.24	2.29	6.40	1.98	13.13	6.72	43.08	396.85
121.92	15.24	2.29	4.11	2.11	11.02	6.96	45.45	453.54
V	Q1+Q2	V1+V2	ΔQ	ΔV	R	Sf	hf	$\Delta Y'$
6.03								
6.75	411.10	12.78	42.45	0.71	2.13	0.00376	0.2280	1.367
7.67	510.24	14.42	56.69	0.93	2.22	0.00457	0.3483	1.930
8.48	623.62	16.16	56.69	0.81	2.31	0.00531	0.4859	1.957
9.21	737.01	17.70	56.69	0.73	2.38	0.00600	0.6401	1.977
9.98	850.39	19.19	56.69	0.77	2.44	0.00681	0.8308	2.105

Ejemplo 25. Diseñar un vertedor de canal lateral con una longitud de 150.00m, para descargar 6000.00 m³/s. La elevación de la cresta del vertedor es Elev. 745.00 msnm 20.00 m aguas abajo se ha establecido una sección de control, donde el tirante crítico vale 15.95 m, n= 0.015, ver fig. 96.

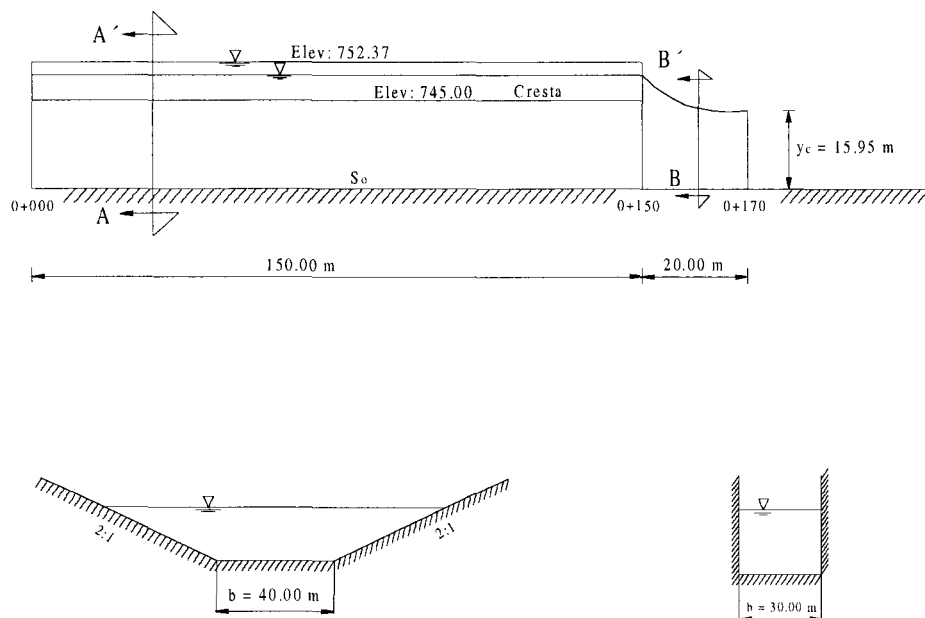


Fig. 96 Estructura hidráulica del ejemplo Núm. 25

Solución:

De acuerdo a la metodología propuesta se ha cumplido con el paso 1, es decir, se ha calculado el tirante crítico en la sección de control correspondiente a la estación 1+70.

Paso 2. Cálculo de las características hidráulicas en la última estación del canal. Est. 1+50.

Aplicando la ecuación de la energía entre las estaciones 1+70 y 1+50 y considerando las pérdidas en la transición de un 15% de la diferencia de cargas en ambas estaciones se tiene:

$$y_{1+50} + \frac{V_{1+50}^2}{2g} = y_{1+70} + \frac{V_{1+70}^2}{2g} + 0.15(h_{1+70} - h_{1+50})$$

La sección del canal colector se propone trapecial con taludes 2 a 1 y ancho de plantilla $B = 40.0 \text{ m}$, ver fig. 96

En la estación 1 +70 se tienen las siguientes condiciones.

$$y_c = 15.95 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{6000.00}{30.00} = 200.00 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$$

$$V_c = \frac{q}{y_c} = \frac{200.00}{15.95} = 12.54 \text{ m/s}$$

$$h_c = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{12.54^2}{2 \times 9.81} = 8.02 \text{ m}$$

La ecuación de la energía quedará entonces así:

$$y_{1+50} + \frac{V_{1+50}^2}{2g} = 15.95 + 8.02 + 0.15 \times 8.02 - h_{1+50}$$

resolviendo se tiene:

$$y_{1+50} = 24.74 \text{ m}, V_{1+50} = 2.70 \text{ m/s}$$

$$h_{1+50} = 0.37 \text{ m} \quad Fr_{1+50} = 0.17$$

Comprobación:

$$24.74 + 0.37 = 15.95 + 8.02 + 0.15 (8.02 - 0.37)$$

$$25.11 = 25.11$$

Además puede notarse que $Fr_{1+50} = 0.17$, lo cual garantiza régimen subcrítico.

Paso 3. Cálculo de la pendiente:

De la inecuación de Li, 1955:

$$\frac{So L}{Y_{1+50}} \leq \frac{2}{3} (1 + Fr_{1+50}^2)$$

$$\frac{So \times 150.00}{24.74} \leq \frac{2}{3} (1 + 0.17^2)$$

Se propone una pendiente $So = 0.001$ que satisface la inecuación anterior.

Paso 4. Cálculo del perfil del agua. El cálculo se presenta en la tabla No. 26. La descripción de cada columna se presenta a continuación.

- a) Columna 1. Estación seleccionada.
- b) Columna 2. Δx . Tramo de análisis. Se calcula como la distancia entre estaciones.
- c) Columna 3. Elevación de plantilla. Se obtiene con la ecuación: Elev. P = $So \Delta x$.
- d) Columna 4. Δy . Valor supuesto que debe coincidir con el $\Delta y'$ calculado en la última columna de la tabla. De no cumplirse la igualdad se propone otro valor de Δy .
- e) Columna 5. Elevación de la superficie libre del agua. Se calcula restando al valor supuesto Δy el de la elevación de la plantilla y sumando esta diferencia a la elevación de la superficie libre del agua en la estación anterior.
- f) Columna 6. y . Tirante del agua en la sección de estudio.
- g) Columna 7. A . Área en la sección de estudio.
- h) Columna 8. P . Perímetro hidráulico.
- i) Columna 9. Q . Gasto.
- j) Columna 10. V . Velocidad.

Las demás columnas se explican por sí solas.

Tabla 26 Perfil del agua para el ejemplo Núm. 25

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Est x	Δx	Zo	ΔY	Z	y	A	P	Q
1+50		0.000		24.740	24.74	2213.74	150.64	6000.00
1+25	25	0.025	0.23	24.945	24.95	2242.31	151.56	5000.00
1+00	25	0.050	0.18	25.075	25.08	2260.51	152.14	4000.00
0+75	25	0.075	0.14	25.140	25.14	2269.64	152.43	3000.00
0+50	25	0.100	0.10	25.140	25.14	2269.64	152.43	2000.00
0+25	25	0.125	0.06	25.075	25.08	2260.51	152.14	1000.00

(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
V	Q1+Q2	V1+V2	ΔQ	ΔV	R	Sf	hf	$\Delta Y'$
2.71								
2.23	11000	4.94	1000.00	0.481	14.795	0.000031	0.000770	0.235
1.77	9000	4.00	1000.00	0.460	14.858	0.000019	0.000482	0.185
1.32	7000	3.09	1000.00	0.448	14.890	0.000011	0.000268	0.140
0.88	5000	2.20	1000.00	0.441	14.890	0.000005	0.000119	0.099
0.44	3000	1.32	1000.00	0.439	14.858	0.000001	0.000030	0.059

Paso 5. Cálculo de las cotas de la plantilla del canal.

Las cotas se representan en la fig. 97

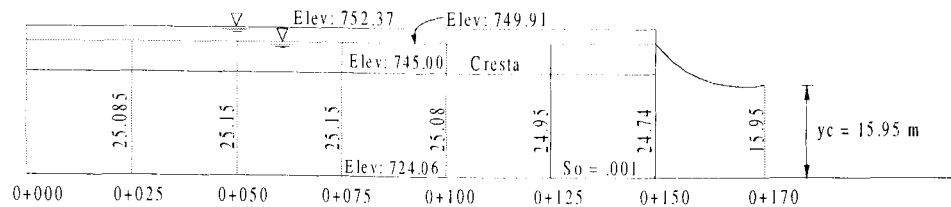


Fig. 97 Cotas y perfil del agua en el vertedor de canal lateral

Paso 6. Cálculo de la pendiente transversal de la superficie del agua.

Aplicando la ecuación de Viparelli se obtienen los siguientes resultados, ver tabla Núm. 27:

Elev. del vaso 759.90
 Elev. del piso (0+000) 724.06

Tabla 27 Cálculo de la pendiente transversal

Est x	Px
1+50	0.0176
1+25	0.0172
1+00	0.0169
0+75	0.0168
0+50	0.0168
0+25	0.0169

Como puede observarse todos los valores son menores de 0.08, lo que garantiza un funcionamiento adecuado del vertedor de canal lateral.

Problemas propuestos

21. Calcular el perfil del agua de un conducto que descarga en túnel con las características geométricas mostradas en la fig. 70. Si el gasto de diseño es $Q_o = 2750.00 \text{ m}^3/\text{s}$, y la pendiente $S_o = 0.14$. Considere un coeficiente de Manning. $n = 0.014$ correspondiente a concreto. (Las características geométricas son idénticas al ejemplo No. 14).

22. Calcular el perfil del agua con los datos del problema anterior, considerando, $Q_o = 5000 \text{ m}^3/\text{s}$, y la sección geométrica de la estructura terminal trapecial, con $b = 12\text{m}$ y $k = 0.50$.

23. Calcular los índices de cavitación para el problema Núm. 1.

24. Un vertedor como el que se muestra en la fig. 85, tiene una descarga máxima de $500.00 \text{ m}^3/\text{s}$, una longitud efectiva $Le = 30.00 \text{ m}$ y las características geométricas mostradas. Los niveles del agua abajo del vertedor para diferentes descargas se muestran también en la figura. Las descargas para cada nivel serán $500.00 \text{ m}^3/\text{s}$, $400.00 \text{ m}^3/\text{s}$, $300.00 \text{ m}^3/\text{s}$.

Diseñe un trampolín estriado ahogado.

25. Diseñar un tanque amortiguador para la estructura mostrada en la fig. 87 si se tiene $Q_o = 8000.00 \text{ m}^3/\text{s}$ y un ancho $b = 100.00 \text{ m}$.

26. Diseñar un tanque amortiguador para resalto hidráulico de un vertedor de caída libre que descarga $400.00 \text{ m}^3/\text{s}$, cuya longitud efectiva es de 20.00 m y trabaja con una carga $H_e = 4.50 \text{ m}$. El nivel del agua en el embalse es 1238.29 msnm y el del agua en el río es 1215.79 msnm .
27. Diseñar un vertedor en abanico con una longitud de cresta $L_1 = 200.00 \text{ m}$, y una carga $H_o = 7.00 \text{ m}$.
28. Diseñar un tanque de bloques de impacto para la estructura del problema Núm. 6 propuesto.
29. Determine la sección de control y el perfil de un canal lateral con las siguientes características: $L = 150.00 \text{ m}$, $q^* = 4.00 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, $b = 3.05 \text{ m}$, $K = 0.25$, $S_o = 0.130$, $n = 0.015$, $\alpha = 1.0$.
30. Diseñar un vertedor de canal lateral con una longitud de 150.00 m , para descargar $7000.00 \text{ m}^3/\text{s}$. La elevación de la cresta del vertedor es $Elev. 745.00 \text{ msnm}$ 20.00 m aguas abajo se ha establecido una sección de control, donde el tirante crítico vale 17.70 m , $n = 0.014$, ver fig. 96.

17 VERTEDORES DE EMBUDO

En este tipo de vertedores la cresta es circular en planta. La descarga después de pasar por la cresta vertedora se conduce a una lumbrera vertical o inclinada, que a su vez se une a un túnel casi horizontal cuya plantilla de portal debe coincidir con el nivel del agua en el río en la zona de descarga, ver fig. 98

Condiciones de funcionamiento

Se pueden presentar tres formas de funcionamiento en un vertedor de embudo:

- a) Trabajando como vertedor. En este caso la descarga se regirá por la relación:

$$Q = f(He^{3/2}) \quad (125)$$

- b) Trabajando como orificio o tubo parcialmente lleno, la relación de descarga correspondiente será:

$$Q = f(Ha)^{1/2} \quad (126)$$

- c) Trabajando a tubo lleno. Cuya relación de descarga será:

$$Q = f(H_v) \quad (127)$$

Estas tres condiciones se presentan en la fig. 98.

Puede notarse que aunque el vertedor será más eficiente trabajando como tubo lleno, esto debe evitarse para limitar la posibilidad de funcionamiento como sifón, pues originaría la pérdida de control sobre la descarga, es por ello que se recomienda que las relaciones máximas de llenado sean de 0.75.

Deberá evitarse también la creación de vórtices a la entrada del vertedor, para mantener un flujo convergente hacia la cresta, para lograr esto se recomienda que el canal de acceso sea el adecuado o que se usen pilas guidoras normales a la cresta.

La forma del cimacio de este tipo de vertedores en general se asemeja a la superficie interior de una lámina de agua cayendo libremente desde un vertedor de pared delgada, así la ecuación de la descarga será:

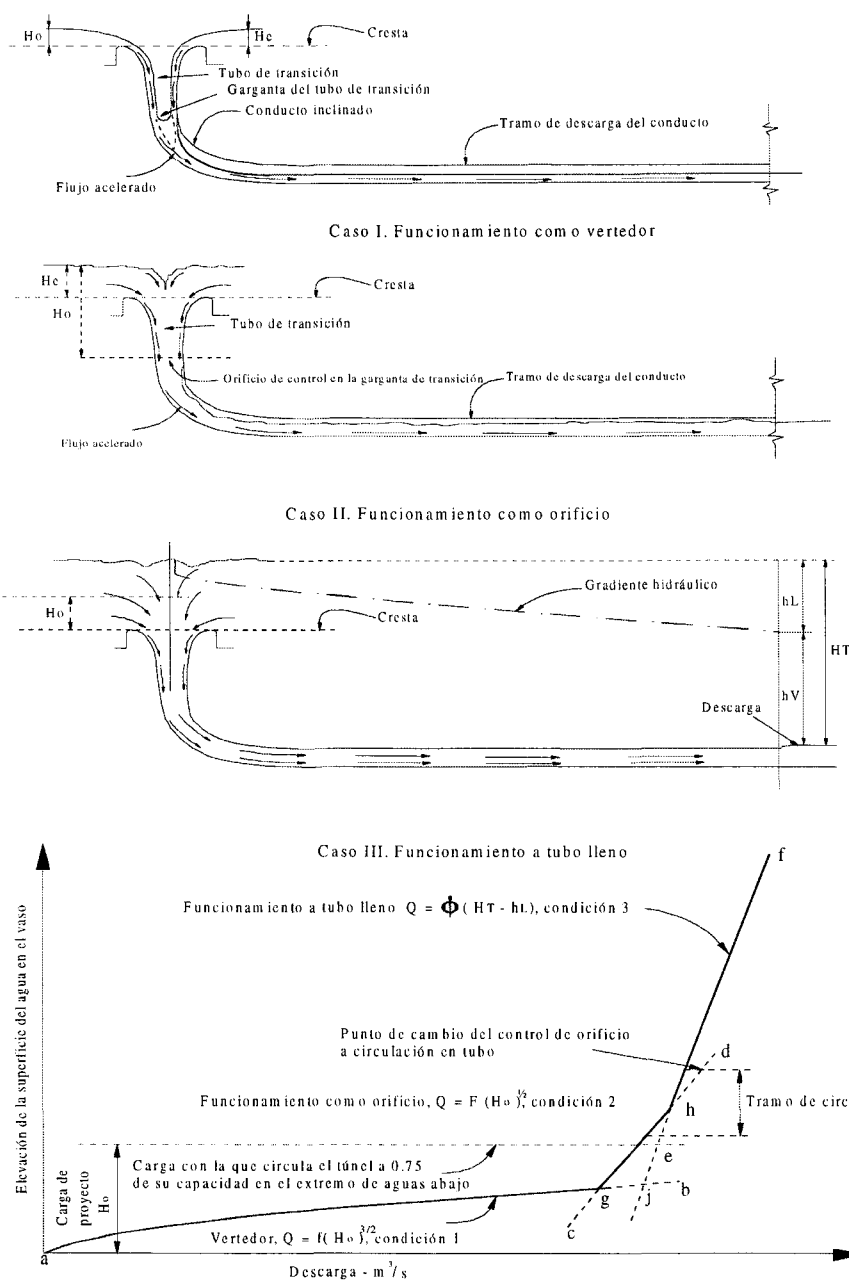


Fig. 98 Funcionamiento de un vertedor de embudo, USBR, Design of Small Dams, 1960

$$Q = C L H^{3/2} \quad (128)$$

Como se trata de una sección circular:

$$L = 2\pi R \quad (129)$$

Sustituyendo 129 en 128 se tiene:

$$Q = C 2\pi R H^{3/2} \quad (130)$$

Es necesario ahora definir como se miden R y H , pues se presentan varias alternativas, el USBR, propone que se midan como se acota en la fig. 99, de tal suerte que la ecuación de descarga puede expresarse así:

$$Q = C_o 2\pi R_s H_o^{3/2} \quad (131)$$

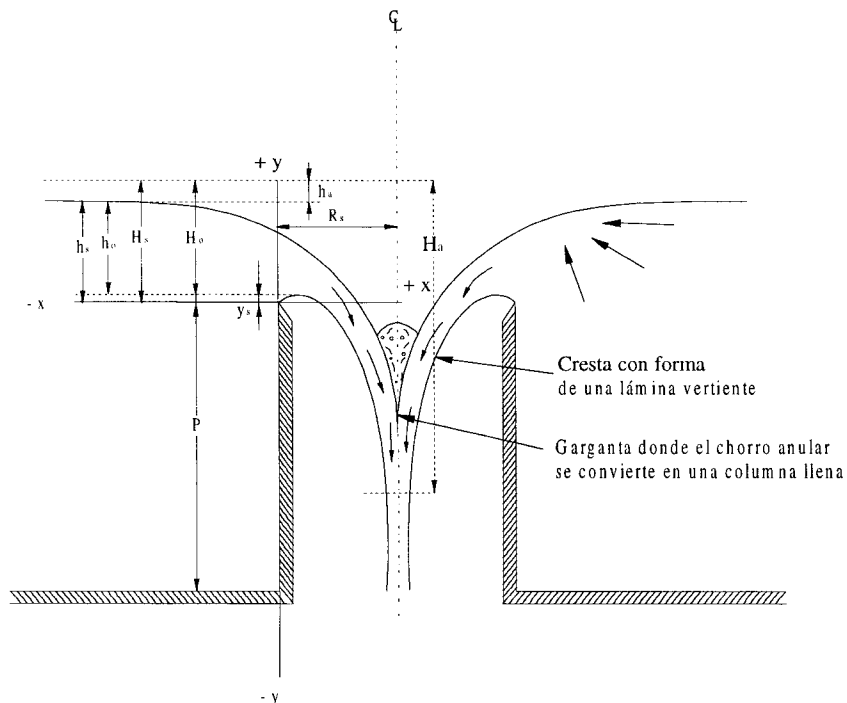


Fig. 99 Elementos de un vertedor de embudo, USBR, Design of Small Dams, 1960

Para calcular el valor del coeficiente C_o , que es diferente a los coeficientes para otro tipo de vertedores, ya que en este caso hay efectos de sumergencia y contrapresiones debidas a la convergencia de las corrientes, el USBR, ha propuesto las curvas presentadas en la fig. 100, obtenidas para relaciones de P/R_s de 2.00, 0.30 y 0.15.

Cuando se desea calcular los coeficientes para cargas diferentes a las de proyecto se puede usar la fig. 101, aunque debe hacerse notar que nunca deben aplicarse a relaciones H_e/R_s mayores de 0.40.

La determinación del radio si se tuvieran como datos de proyecto H_o y Q_o se hace en forma iterativa. Se supone un radio R , se determina H_o/R y se obtiene el coeficiente de descarga C_o con el cual se verifica Q_o . Si $H_o/R > 0.30$, existe la posibilidad de que se desarrollen presiones negativas en el cimacio; para evitar esto, el radio R se incrementa a un valor R' utilizado la fig. 102.

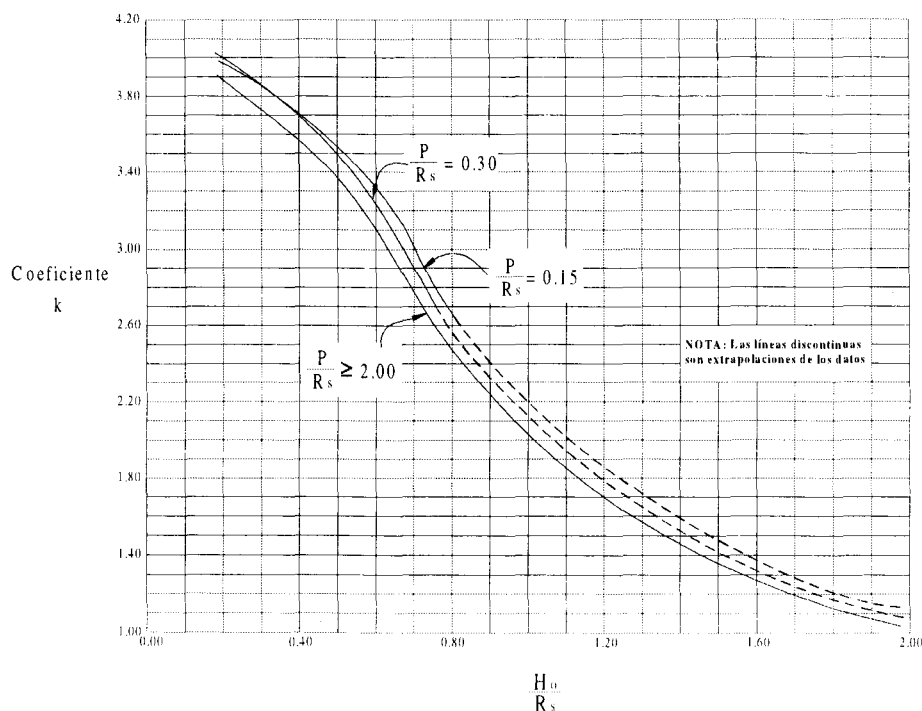


Fig. 100 Coeficientes de descarga para vertedores de embudo, USBR, Design of Small Dams, 1960

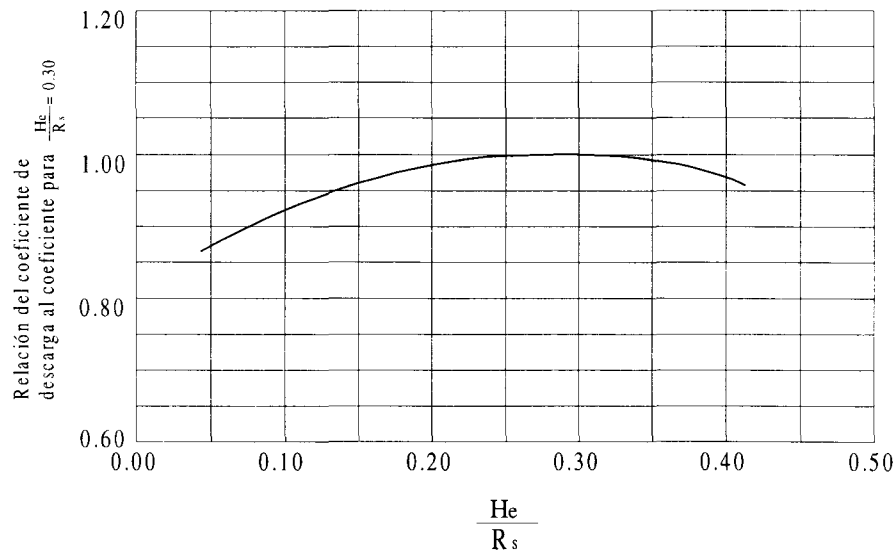


Fig. 101 Coeficientes de descarga, para cargas diferentes a las del proyecto, USBR, Design of Small Dams, 1960

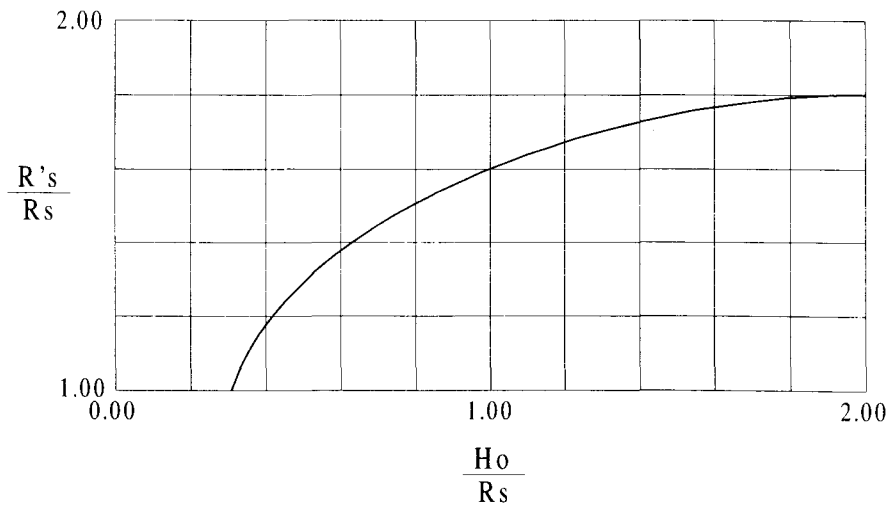


Fig. 102 Incremento del radio de la cresta circular para disminuir presiones negativas, USBR, Design of Small Dams, 1960

Para calcular el perfil de la cresta vertedora se pueden emplear los valores de las tablas 28, 29 y 30, para diferentes valores de P/Rs .

Para obtener los valores de Hs en función de Ho se puede emplear la fig. 103.

Entre el perfil del cimacio y la lumbrera vertical debe construirse una transición, que debe seguir la forma de un chorro vertical que cae de un orificio horizontal. Así el diámetro del chorro proporcionará el diámetro mínimo de la lumbrera.

Si se acepta una pérdida del 10% de la carga disponible, la ecuación del perfil del chorro vertical es:

$$R = 0.276 \frac{Q^{1/2}}{Ha^{1/4}} \quad (132)$$

donde:

Ha , diferencia en m , entre el nivel del agua correspondiente a la carga de diseño y la elevación donde se calcula el radio R .

Q , gasto de diseño en m^3/s .

R , radio del perfil del chorro en m .

Para seleccionar el diámetro de la lumbrera y el conducto de descarga, de tal manera que se cumpla una relación de llenado máximo del 75%, se sigue el siguiente método:

- a) Proponer un diámetro y localizar la elevación en la transición que tenga ese diámetro; es una sección de control.
- b) Calcular la longitud L de la lumbrera y el conducto.
- c) Calcular las pérdidas por cortante en el conducto, suponiendo una relación de llenado del 75%.
- d) Calcular la elevación de la plantilla del portal de salida, con la ecuación:

$$E_p = E_c + h_c - h_v - h_f - y_p \quad (133)$$

donde:

E_p , Elevación de la plantilla del portal de salida

E_c , Elevación en la sección de control

h_c , Carga de velocidad en la sección de control

h_v , Carga de velocidad en el conducto

h_f , Pérdidas por cortante en el conducto

y_p , Tirante en el portal de salida

Tabla 28 Coordenadas de la línea de corriente inferior de la lámina vertical para diferentes valores de $\frac{H_s}{R}$, cuando $\frac{P}{R} = 2.00$, USBR, Design of Small Dams, 1960

Hs / R	0	0.1	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2
x / Hs	y / Hs Para la porción de la sección situada arriba de la cresta del vertedor														
0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.010	0.015	0.0145	0.0133	0.013	0.0128	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0112	0.0104	0.0095	0.0086	0.0077	0.007
0.020	0.028	0.0265	0.025	0.0243	0.0236	0.0231	0.0225	0.022	0.0213	0.0202	0.018	0.0159	0.014	0.0115	0.009
0.030	0.0395	0.0365	0.035	0.0337	0.0327	0.0317	0.0308	0.0299	0.0289	0.027	0.0231	0.0198	0.0168	0.0126	0.0085
0.040	0.049	0.046	0.0435	0.0417	0.0403	0.0389	0.0377	0.0363	0.0351	0.0324	0.0268	0.022	0.0176	0.0117	0.005
0.050	0.0575	0.0535	0.0506	0.0487	0.0471	0.0454	0.0436	0.042	0.0402	0.0368	0.0292	0.0226	0.0168	0.0092	
0.060	0.065	0.0605	0.057	0.055	0.0531	0.051	0.0489	0.047	0.0448	0.0404	0.0305	0.022	0.0147	0.0053	
0.070	0.071	0.0665	0.0627	0.0605	0.0584	0.056	0.0537	0.0514	0.0487	0.0432	0.0308	0.0201	0.0114	0.0001	
0.080	0.0765	0.071	0.0677	0.0655	0.063	0.0603	0.0578	0.055	0.0521	0.0455	0.0301	0.0172	0.007		
0.090	0.082	0.0765	0.0722	0.0696	0.067	0.064	0.0613	0.0581	0.0549	0.0471	0.0287	0.0135	0.0018		
0.100	0.086	0.081	0.0762	0.0734	0.0705	0.0672	0.0642	0.0606	0.0566	0.0482	0.0264	0.0089			
0.120	0.094	0.088	0.0826	0.079	0.0758	0.072	0.0683	0.064	0.0599	0.0483	0.0195				
0.140	0.1	0.0935	0.0872	0.0829	0.0792	0.075	0.0705	0.0654	0.0585	0.046	0.0101				
0.160	0.1045	0.098	0.0905	0.0855	0.0812	0.0765	0.071	0.0651	0.0559	0.0418					
0.180	0.108	0.101	0.0927	0.0872	0.082	0.0766	0.0705	0.0637	0.0521	0.0361					
0.200	0.1105	0.1025	0.0938	0.0877	0.0819	0.0756	0.0688	0.0611	0.038	0.0292					
0.250	0.106	0.1035	0.0926	0.085	0.0773	0.0683	0.0596	0.0495	0.0174	0.0068					
0.300	0.097	0.1	0.085	0.0764	0.0668	0.0559	0.0446	0.0327							
0.350	0.0845	0.093	0.075	0.065	0.054	0.041	0.028	0.0125							
0.400	0.07	0.083	0.062	0.05	0.0365	0.022	0.006								
0.450	0.052	0.07	0.045	0.031	0.017	0									
0.500	0.032	0.052	0.025	0.01											
0.550	0.052	0.032	0.002												
0.600	0.0320	0.0080													
0.650	0.0090														
y / Hs	x / Hs Para la porción de la sección situada abajo de la cresta del vertedor														
0.000	0.668	0.615	0.554	0.520	0.487	0.450	0.413	0.376	0.334	0.2620	0.1580	0.1160	0.0930	0.0700	0.0480
-0.020	0.705	0.652	0.592	0.560	0.526	0.488	0.452	0.414	0.369	0.2930	0.1850	0.1450	0.1200	0.0960	0.0740
-0.040	0.742	0.688	0.627	0.596	0.563	0.524	0.487	0.448	0.400	0.3200	0.2120	0.1650	0.1400	0.1150	0.0880
-0.060	0.777	0.720	0.660	0.630	0.596	0.557	0.519	0.478	0.428	0.3420	0.2320	0.1820	0.1550	0.1290	0.1000
-0.080	0.808	0.752	0.692	0.662	0.628	0.589	0.549	0.506	0.454	0.3630	0.2500	0.1970	0.1690	0.1400	0.1100
-0.100	0.838	0.784	0.722	0.692	0.657	0.618	0.577	0.532	0.478	0.3810	0.2660	0.2100	0.1800	0.1500	0.1180
-0.150	0.913	0.857	0.793	0.762	0.725	0.686	0.641	0.589	0.531	0.4230	0.2990	0.2380	0.2040	0.1700	0.1320
-0.200	0.978	0.925	0.860	0.826	0.790	0.745	0.698	0.640	0.575	0.4590	0.3260	0.2600	0.2240	0.1840	0.1440
-0.250	1.040	0.985	0.919	0.883	0.847	0.801	0.750	0.683	0.613	0.4900	0.3480	0.2800	0.2390	0.1960	0.1530
-0.300	1.100	1.043	0.976	0.941	0.900	0.852	0.797	0.722	0.648	0.5180	0.3680	0.2960	0.2510	0.2060	0.1600
-0.400	1.207	1.150	1.079	1.041	1.000	0.944	0.880	0.791	0.706	0.5620	0.4000	0.3220	0.2710	0.2200	0.1680
-0.500	1.308	1.246	1.172	1.131	1.087	1.027	0.951	0.849	0.753	0.5980	0.4270	0.3420	0.2870	0.2320	0.1730
-0.600	1.397	1.335	1.260	1.215	1.167	1.102	1.101	0.898	0.793	0.6270	0.4490	0.3590	0.3000	0.2400	0.1790
-0.800	1.563	1.500	1.422	1.369	1.312	1.231	1.112	0.974	0.854	0.6730	0.4820	0.3840	0.3200	0.2530	0.1840
-1.000	1.713	1.646	1.564	1.508	1.440	1.337	1.189	1.030	0.899	0.7100	0.5080	0.4020	0.3320	0.2600	0.1880
-1.200	1.846	1.780	1.691	1.635	1.553	1.422	1.248	1.074	0.933	0.7390	0.5280	0.4170	0.3400	0.2660	
-1.400	1.970	1.903	1.808	1.748	1.653	1.492	1.293	1.108	0.963	0.7600	0.5420	0.4230	0.3440		
-1.600	2.085	2.020	1.918	1.855	1.742	1.548	1.330	1.133	0.988	0.7800	0.5530	0.4300			
-1.800	2.196	2.130	2.024	1.957	1.821	1.591	1.358	1.158	1.008	0.7970	0.5630	0.4330			
-2.000	2.302	2.234	2.126	2.053	1.891	1.630	1.381	1.180	1.025	0.8100	0.5720				
-2.500	2.557	2.475	2.354	2.266	2.207	1.701	1.430	1.221	1.059	0.8380	0.5880				
-3.000	2.778	2.700	2.559	2.428	2.119	1.748	1.468	1.252	1.086	0.8530					
-3.500		2.916	2.749	2.541	2.171	1.777	1.489	1.267	1.102						
-4.000		3.114	2.914	2.620	2.201	1.796	1.500	1.280							
-4.500		3.306	3.053	2.682	2.220	1.806	1.509								
-5.000		3.488	3.178	2.734	2.227	1.811									
-5.500		3.653	3.294	2.779	2.229										
-6.000		3.820	3.405	2.812	2.232										
Hs / R	0.00	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00

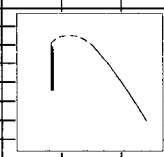
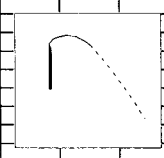


Tabla 29 Coordenadas de la línea de corriente inferior de la lámina vertiente para diferentes valores de $\frac{H_s}{R}$, cuando $\frac{P}{R} = 0.30$, USBR, Design of Small Dams, 1960

Hs / R	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
x / Hs	y / Hs Para la porción de la sección situada arriba de la cresta del vertedor								
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.010	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130	0.0125	0.0120	0.0120	0.0115	0.0110
0.020	0.0245	0.0242	0.0240	0.0235	0.0225	0.0210	0.0195	0.0180	0.0170
0.030	0.0340	0.0335	0.0330	0.0320	0.3000	0.0290	0.0270	0.0240	0.0210
0.040	0.0415	0.0411	0.0390	0.0380	0.0365	0.0350	0.0320	0.0285	0.0240
0.050	0.0495	0.0470	0.0455	0.0440	0.0420	0.0395	0.0370	0.0325	0.0245
0.060	0.0560	0.0530	0.0505	0.0490	0.0460	0.0440	0.0405	0.0350	0.0250
0.070	0.0610	0.0575	0.0550	0.0530	0.0500	0.0470	0.0440	0.0370	0.0245
0.080	0.0660	0.0620	0.0590	0.0565	0.0530	0.0500	0.0460	0.0385	0.0235
0.090	0.0705	0.0660	0.0625	0.0595	0.0550	0.0520	0.0480	0.0390	0.0215
0.100	0.0740	0.0690	0.0660	0.0620	0.0575	0.0540	0.0500	0.0395	0.0190
0.120	0.0800	0.0750	0.0705	0.0650	0.0600	0.0560	0.5100	0.0380	0.0120
0.140	0.0840	0.0790	0.0735	0.0670	0.0615	0.0560	0.0515	0.0355	0.0020
0.160	0.0870	0.0810	0.0750	0.0675	0.0610	0.0550	0.0500	0.0310	
0.180	0.0885	0.0820	0.0755	0.0675	0.0600	0.0535	0.0475	0.0250	
0.200	0.0885	0.0820	0.0745	0.0660	0.0575	0.0505	0.0435	0.0180	
0.250	0.0855	0.0765	0.0685	0.0590	0.0480	0.0390	0.0270		
0.300	0.0780	0.0670	0.0580	0.0460	0.0340	0.0220	0.0050		
0.350	0.0660	0.0540	0.0425	0.0295	0.0150				
0.400	0.0495	0.0370	0.0240	0.0100					
0.450	0.0300	0.0170	0.0025						
0.500	0.0090	-0.0060							
0.550									
y / Hs	x / Hs Para la porción de la sección situada abajo de la cresta del vertedor								
0.000	0.519	0.488	0.455	0.422	0.384	0.349	0.310	0.238	0.144
-0.020	0.560	0.528	0.495	0.462	0.423	0.387	0.345	0.272	0.174
-0.040	0.598	0.566	0.532	0.498	0.458	0.420	0.376	0.300	0.198
-0.060	0.632	0.601	0.567	0.532	0.491	0.451	0.406	0.324	0.220
-0.080	0.664	0.634	0.600	0.564	0.522	0.480	0.432	0.348	0.238
-0.100	0.693	0.664	0.631	0.594	0.552	0.508	0.456	0.368	0.254
-0.150	0.760	0.734	0.701	0.661	0.618	0.569	0.510	0.412	0.290
-0.200	0.831	0.799	0.763	0.723	0.677	0.622	0.558	0.451	0.317
-0.250	0.893	0.860	0.826	0.781	0.729	0.667	0.599	0.483	0.341
-0.300	0.953	0.918	0.880	0.832	0.779	0.708	0.634	0.510	0.362
-0.400	1.060	1.024	0.981	0.932	0.867	0.780	0.692	0.556	0.396
-0.500	1.156	1.119	1.072	1.020	0.938	0.841	0.745	0.595	0.424
-0.600	1.242	1.203	1.153	1.098	1.000	0.891	0.780	0.627	0.446
-0.800	1.403	1.359	1.301	1.227	1.101	0.970	0.845	0.672	0.478
-1.000	1.549	1.498	1.430	1.333	1.180	1.028	0.892	0.707	0.504
-1.200	1.680	1.622	1.543	1.419	1.240	1.070	0.930	0.733	0.524
-1.400	1.800	1.739	1.647	1.489	1.287	1.106	0.959	0.757	0.540
-1.600	1.912	1.849	1.740	1.546	1.323	1.131	0.983	0.778	0.551
-1.800	2.018	1.951	1.821	1.590	1.353	1.155	1.005	0.797	0.560
-2.000	2.120	2.049	1.892	1.627	1.380	1.175	1.022	0.810	0.569
-2.500	2.351	2.261	2.027	1.697	1.428	1.218	1.059	0.837	
-3.000	2.557	2.423	2.113	1.747	1.464	1.247	1.081	0.852	
-3.500	2.748	2.536	2.167	1.778	1.489	1.263	1.099		
-4.000	2.911	2.617	2.200	1.796	1.499	1.274			
-4.500	3.052	2.677	2.217	1.805	1.597				
-5.000	3.173	2.731	2.223	1.810					
-5.500	3.290	2.773	2.228						
-6.000	3.400	2.808							
Hs / R	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

VERTEDORES DE EMBUDO

Tabla 30 Coordenadas de la línea de corriente inferior de la lámina vertical para diferentes valores de $\frac{H_s}{R}$, cuando $\frac{P}{R} = 0.15$, USBR, Design of Small Dams, 1960

Hs / R	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
x / Hs	y / Hs Para la porción de la sección situada arriba de la cresta del vertedor								
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.010	0.0120	0.0120	0.0115	0.0115	0.0110	0.0110	0.0105	0.0100	0.0090
0.020	0.02100	0.0200	0.0195	0.0190	0.0185	0.0180	0.0170	0.0160	0.0140
0.030	0.0285	0.0270	0.0265	0.0260	0.0250	0.0235	0.0225	0.0200	0.0165
0.040	0.0345	0.0335	0.0325	0.0310	0.0300	0.0285	0.0265	0.0230	0.0170
0.050	0.4050	0.0385	0.0375	0.0360	0.0345	0.0320	0.0300	0.0250	0.0170
0.060	0.4500	0.0430	0.0420	0.0400	0.0380	0.0355	0.0330	0.0265	0.0165
0.070	0.0495	0.0470	0.0455	0.0430	0.0410	0.0380	0.0350	0.0270	0.0150
0.080	0.0525	0.0500	0.0485	0.0460	0.0435	0.0400	0.0365	0.0270	0.0130
0.090	0.0560	0.0530	0.0510	0.0480	0.0455	0.0420	0.0370	0.0265	0.0100
0.100	0.0590	0.0560	0.0535	0.0500	0.0465	0.0425	0.0375	0.0255	0.0065
0.120	0.0630	0.0600	0.0570	0.0520	0.0480	0.0435	0.0365	0.0220	
0.140	0.0660	0.0620	0.0585	0.0525	0.0475	0.0425	0.0345	0.0175	
0.160	0.0670	0.0635	0.0590	0.0520	0.0460	0.0400	0.0305	0.0110	
0.180	0.0675	0.0635	0.0580	0.0500	0.0435	0.0365	0.0260	0.0040	
0.200	0.0670	0.0625	0.0560	0.0465	0.0395	0.0320	0.0020		
0.250	0.0615	0.0560	0.0470	0.0360	0.0265	0.0160	0.0015		
0.300	0.0520	0.0440	0.0330	0.0210	0.0100				
0.350	0.0380	0.0285	0.0165	0.0030					
0.400	0.0210	0.0090							
0.450	0.0015								
0.500									
0.550									
y / Hs	x / Hs Para la porción de la sección situada abajo de la cresta del vertedor								
0.000	0.454	0.422	0.392	0.358	0.325	0.288	0.253	0.189	0.116
-0.020	0.499	0.467	0.437	0.404	0.369	0.330	0.292	0.228	0.149
-0.040	0.540	0.509	0.478	0.444	0.407	0.368	0.328	0.259	0.174
-0.060	0.579	0.547	0.516	0.482	0.443	0.402	0.358	0.286	0.195
-0.080	0.615	0.583	0.550	0.516	0.476	0.434	0.386	0.310	0.213
-0.100	0.650	0.616	0.584	0.547	0.506	0.462	0.412	0.331	0.228
-0.150	0.726	0.691	0.660	0.620	0.577	0.526	0.468	0.376	0.263
-0.200	0.795	0.760	0.729	0.685	0.639	0.580	0.516	0.413	0.293
-0.250	0.862	0.827	0.843	0.743	0.692	0.627	0.557	0.445	0.319
-0.300	0.922	0.883	0.947	0.797	0.741	0.671	0.594	0.474	0.342
-0.400	1.029	0.988	1.040	0.893	0.828	0.749	0.656	0.523	0.381
-0.500	1.128	1.086	1.129	0.980	0.902	0.816	0.710	0.567	0.413
-0.600	1.220	1.177	1.285	1.061	0.967	0.869	0.753	0.601	0.439
-0.800	1.380	1.337	1.420	1.202	1.080	0.953	0.827	0.655	0.473
-1.000	1.525	1.481	1.537	1.317	1.164	1.014	0.878	0.696	0.498
-1.200	1.659	1.610	1.639	1.411	1.228	1.059	0.917	0.725	0.517
-1.400	1.780	1.731	1.729	1.480	1.276	1.096	0.949	0.750	0.531
-1.600	1.897	1.843	1.809	1.533	1.316	1.123	0.973	0.770	0.544
-1.800	2.003	1.947	1.879	1.580	1.347	1.147	0.997	0.787	0.553
-2.000	2.104	2.042	2.017	1.619	1.372	1.167	1.013	0.801	0.560
-2.500	2.340	2.251	2.105	1.690	1.423	1.210	1.049	0.827	
-3.000	2.550	2.414	2.153	1.738	1.457	1.240	1.073	0.840	
-3.500	2.740	2.530	2.180	1.768	1.475	1.252	1.088		
-4.000	2.904	2.609	2.198	1.780	1.487	1.263			
-4.500	3.048	2.671	2.207	1.790	1.491				
-5.000	3.169	2.727	2.210	1.793					
-5.500	3.286	2.769							
-6.000	3.396	2.800							
Hs / R	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

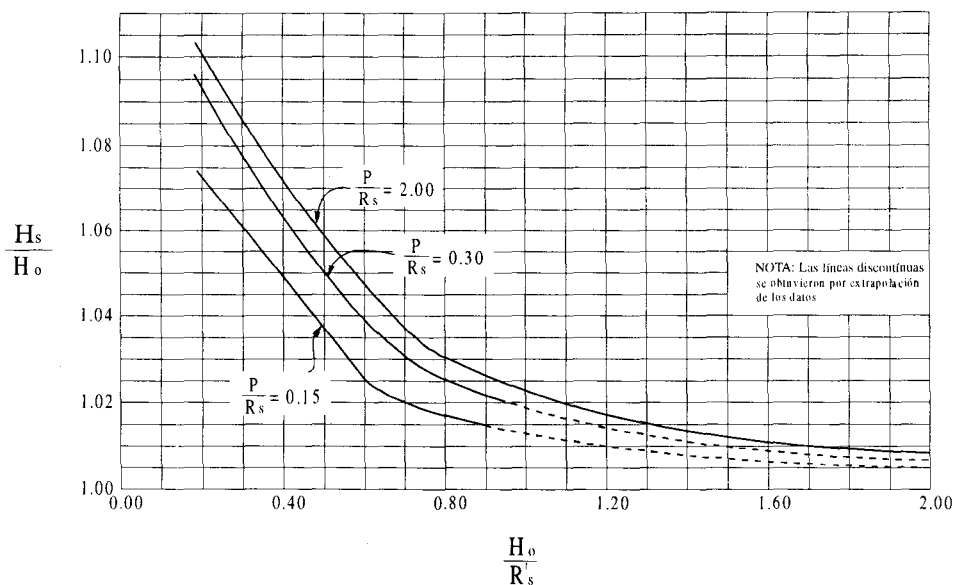


Fig.103 Relación H_o / R_s y H_s / H_o , USBR, Design of Small Dams, 1960

Esta elevación debe coincidir con la plantilla impuesta por la topografía, si esto no ocurre se repite el procedimiento con un nuevo diámetro.

e) Calcular el perfil del agua en el conducto

Ejemplo 26 Proyectar un vertedor de embudo para descargar $Q_o = 101.90 \text{ m}^3/\text{s}$ con una carga de 5.00 m. Los demás datos se presentan en la figura 104. Considere que se pueden tolerar presiones negativas a lo largo de la cresta vertedora

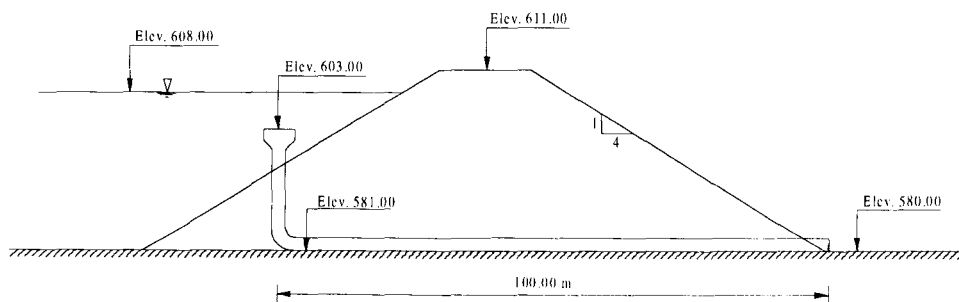


Fig. 104 Datos del ejemplo 26

Solución:

Suponiendo $\frac{P}{R_s} \geq 2.00$, el radio se puede calcular por aproximaciones.

$$1^a \text{ propuesta: } R_s = 4.00 \text{ m}$$

$$\frac{H_o}{R_s} = \frac{5.00}{4.00} = 1.25$$

Con este valor y la fig. 100, se obtiene:

$$K = 1.63 \therefore C_o = \frac{1.63}{\sqrt{3.28}} = 0.90$$

De aquí puede calcularse el gasto de descarga:

$$Q = C_o \cdot 2\pi R_s H_o^{\frac{3}{2}} = 0.90 \times 2\pi \times 4.00 \times 5.00^{\frac{3}{2}} = 252.90 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Como:

$Q = 252.90 > Q_o = 101.90 \text{ m}^3/\text{s}$, se debe reducir el radio:
Si se considera ahora $R_s = 2.50 \text{ m}$.

$$\frac{H_o}{R_s} = \frac{5.00}{2.50} = 2.00; \quad C_o = 0.579$$

$$Q = C_o \cdot 2\pi R_s H_o^{\frac{3}{2}} = 0.579 \times 2\pi \times 2.50 \times 5.00^{\frac{3}{2}} = 101.90 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_o = 101.90 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Se puede emplear la tabla Núm. 28, para diseñar el cimacio del vertedor obteniéndose los siguientes valores:

Tabla 31 Sección aguas arriba de la cresta del vertedor

x / H_s	y / H_s	x	y
0.01	0.007	0.05	0.035
0.02	0.009	0.1	0.045
0.03	0.0085	0.15	0.0425
0.04	0.005	0.2	0.025

Tabla 32 Sección aguas abajo de la cresta del vertedor

y / Hs	x/ Hs	x	y
0.00	0.048	0.24	0.00
-0.02	0.074	0.37	-0.10
-0.04	0.088	0.44	-0.20
-0.06	0.100	0.50	-0.30
-0.08	0.110	0.55	-0.40
-0.10	0.118	0.59	-0.50
-0.15	0.132	0.66	-0.75
-0.20	0.144	0.72	-1.00
-0.25	0.153	0.77	-1.25
-0.30	0.160	0.80	-1.50
-0.40	0.168	0.84	-2.00
-0.50	0.174	0.87	-2.50
-0.60	0.179	0.90	-3.00
-0.80	0.184	0.92	-4.00
-1.00	0.188	0.94	-5.00

Cálculo de la forma de la transición. Este puede hacerse empleando la ecuación 132. Los puntos calculados se muestran en la tabla Núm. 33.

Tabla 33 Cálculo de la transición

Elevación	Ha	Ha^(1/4)	R
603.00	5.00	1.50	1.86
602.00	6.00	1.57	1.78
601.00	7.00	1.63	1.71
600.00	8.00	1.68	1.66
599.00	9.00	1.73	1.61
598.00	10.00	1.78	1.57
597.00	11.00	1.82	1.53
596.00	12.00	1.86	1.50
595.00	13.00	1.90	1.47
594.00	14.00	1.93	1.44
593.00	15.00	1.97	1.42
592.00	16.00	2.00	1.39
591.00	17.00	2.03	1.37

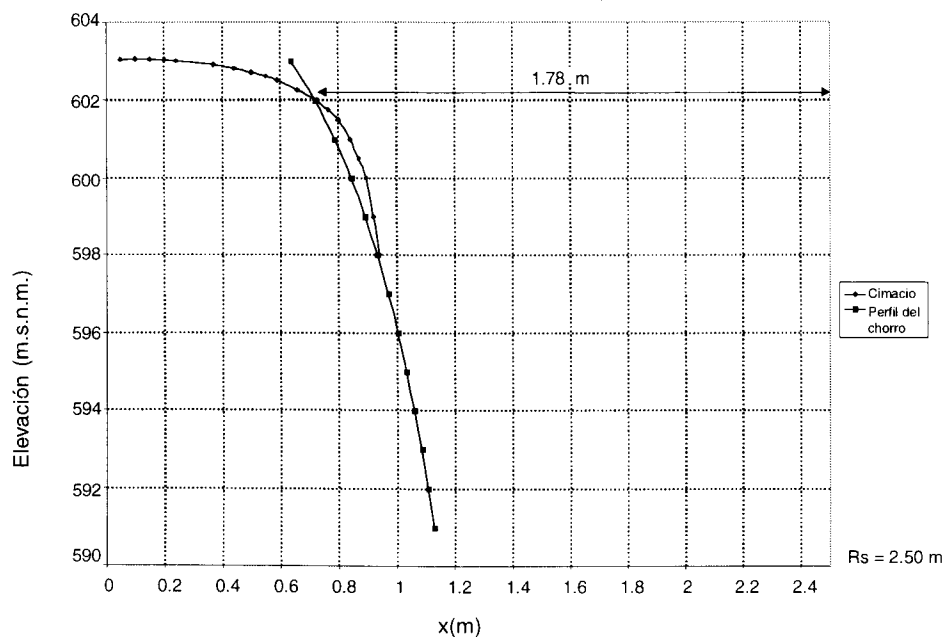


Fig. 105 Cimacio de un vertedor de embudo y perfil de un chorro

Cálculo del conducto de descarga. Supóngase un diámetro de 2.88 m que corresponde a la elevación 594.00 msnm , ver tabla Núm. 33. La longitud del túnel será:

$$L = 113.00\text{ m} \text{ (longitud tomada del plano)}$$

Como se requiere que el conducto trabaje a una relación de llenado del 75% se tiene:

$$A = \left(\frac{\pi \times 2.88^2}{4} \right) 0.75 = 4.88\text{ m}^2$$

$$V = \frac{101.90}{4.88} = 20.85\text{ m/s}$$

$$hv = \frac{20.85^2}{2 \times 9.81} = 22.17\text{ m}$$

Para una relación de llenado del 75%, con:

$$R = \frac{0.28D^{\frac{8}{3}}}{A}$$

entonces el radio hidráulico vale:

$$R = \frac{0.28(2.88)^{\frac{8}{3}}}{4.88} = 0.963 \text{ m}$$

Considerando un coeficiente n de Manning de 0.017 y empleando la ecuación del mismo autor se obtiene:

$$s = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}$$

$$s = \frac{(20.85)^2 \times (0.017)^2}{(0.963)^{4/3}} = 0.132$$

Además:

$$hf = 0.132 \times 113.00 = 14.93 \text{ m}$$

La elevación del fondo del portal será:

$$\begin{aligned} \text{Elev. portal} &= 594.00 + \frac{1}{1.1} (608.00 - 594.00) - 14.93 - 22.17 - 0.70(2.88) \\ &= 567.61 \text{ msnm} \end{aligned}$$

Como la elevación del fondo del portal es inferior a la establecida (580.00), es necesario proponer un diámetro mayor, por ejemplo $D = 3.18 \text{ m}$ que corresponde a una elevación 599.54 msnm. Se obtienen los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} A &= 5.95 \text{ m}^2 \\ V &= 17.11 \text{ m/s} \\ h_v &= 14.915 \text{ m} \\ R &= 1.028 \text{ m} \\ S &= 0.081 \\ l &= 118.54 \text{ m} \\ h_f &= 9.66 \text{ m} \end{aligned}$$

Pudiéndose establecer la ecuación:
 $Elev. port. = 598.56 + 9.44/1.1 - 14.915 - 9.66 - 0.70 (3.18) = 580.30 \text{ msnm}$

Valor aproximado a la elevación prefijada.
 El diseño final se presenta en la fig. 106.

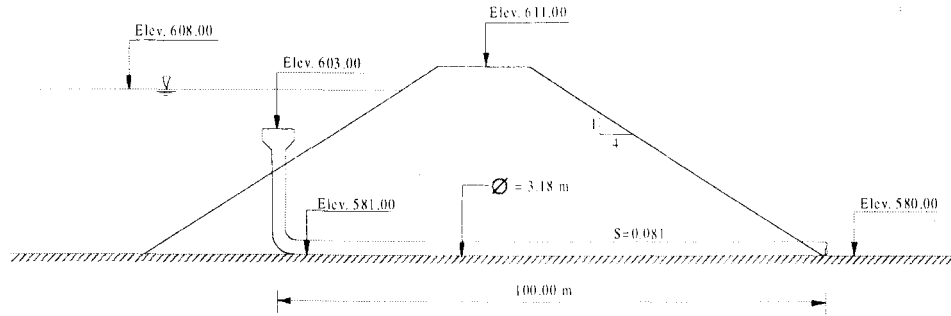


Fig. 106 Diseño final del vertedor de embudo del ejemplo 26

18 PROYECTO ESTRUCTURAL

Una vez se termina el proyecto hidráulico de los vertedores, es necesario implementar el proyecto estructural que se puede dividir básicamente en los estudios siguientes:

- a) Análisis de estabilidad del cimacio.
- b) Análisis de estabilidad de los muros de contención.
- c) Detalles de diseño.
- d) Revestimiento de los canales.
- e) Diseño estructural de túneles. (Cuando esto sea necesario)

18.1 Análisis de estabilidad del cimacio.

Este puede realizarse como si se tratara de una presa vertedora.

Los tres efectos que atentan contra la estabilidad del cimacio son:

- a) El vuelco.
- b) El deslizamiento.
- c) Los esfuerzos excesivos.

Vuelco. Bajo la acción de las fuerzas externas el cimacio tiende a girar alrededor de su pie, fig. 107. Antes de que el cimacio llegara a voltearse como cuerpo rígido, tendrían que haber fallado sus materiales por tensión en el talón o por agrietamiento en el pie.

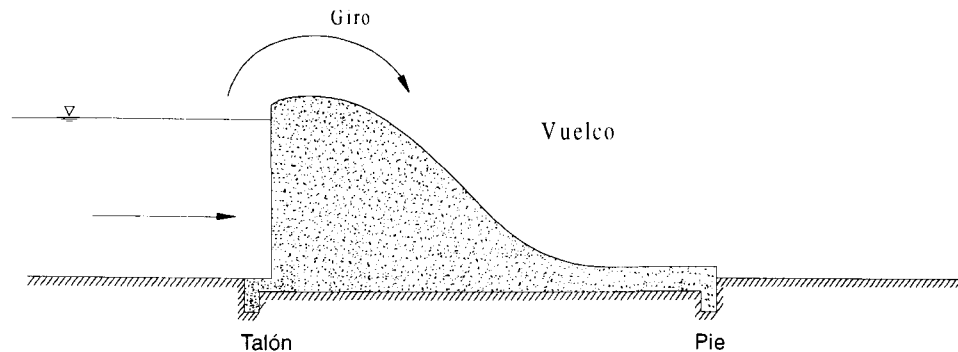


Fig. 107 Tendencia al giro alrededor del pie del cimacio debido a fuerzas externas

Deslizamiento. La fuerza horizontal ΣH , tiende a desplazar en dirección horizontal al cimacio, las fuerzas resistentes son las producidas por la fricción y por la resistencia al cortante del concreto o la cimentación, ver fig. 108.

Antes de que el cimacio deslizará como cuerpo rígido, habrían fallado sus materiales (o la liga con la cimentación, o esta última) por esfuerzo cortante.

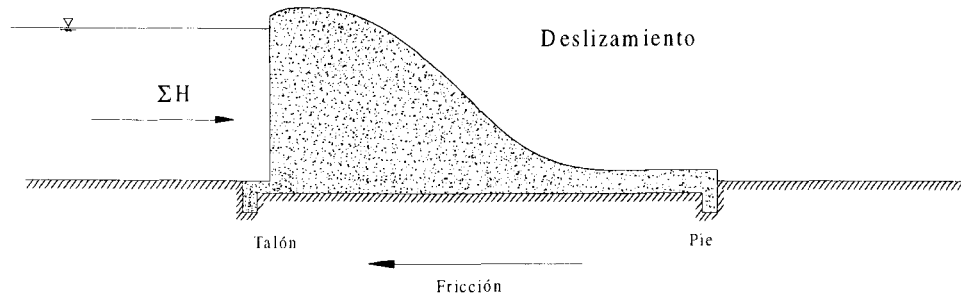


Fig. 108 Deslizamiento del cimacio

Esfuerzos excesivos. La estabilidad de la estructura irá asociada siempre a la ruptura de sus materiales por esfuerzos excesivos, por lo que la atención debe enfocarse a mantenerlos dentro de límites aceptables. En general, al menos en lo que respecta a la compresión, es relativamente fácil cumplir con esa condición, pues los esfuerzos en el concreto de los cimacios, inducidos por fuerzas externas son normalmente muy bajos si el diseño se ha elaborado con el suficiente cuidado.

Cargas que actúan en el cimacio

Peso propio. El peso propio se calculará con la ecuación:

$$W = \gamma_m V \quad (134)$$

donde:

W , peso propio

γ_m , peso volumétrico del material

V , volumen de la estructura

Siendo $\gamma_m = 2.40 \text{ ton/m}^3$ para el concreto y 2.20 ton/m^3 para la mampostería (dependiendo de la densidad de la piedra usada). Se deben tomar en cuenta el

peso de las pilas, puentes, compuertas y sus mecanismos considerando cada uno en su línea de acción.

Empujes hidrostáticos

Se consideran dos niveles de análisis: el NAME y el NAMO, bajo dos hipótesis:

- a) El peso específico del agua es de 1.00 ton/m^2 .
- b) Es válida la ley de Pascal: "La presión actúa en cada punto con igual magnitud en todas las direcciones y sentidos, los empujes resultantes son normales a las superficies sobre las que actúan".

Sismo. Los sismos comunican aceleraciones a los cimacios que pueden aumentar las presiones del agua sobre ellas, así como los esfuerzos dentro de ellos mismos. Así, se producirán fuerzas horizontales que actuarán en el paramento aguas arriba y se producirán también fuerzas verticales que se traducen en choques de la cimentación hacia abajo. Entonces el sismo deberá analizarse en la masa de concreto y la masa del agua.

Subpresión. Cuando se construyen drenes, el diagrama original de subpresiones se abate como se muestra en la fig.109.

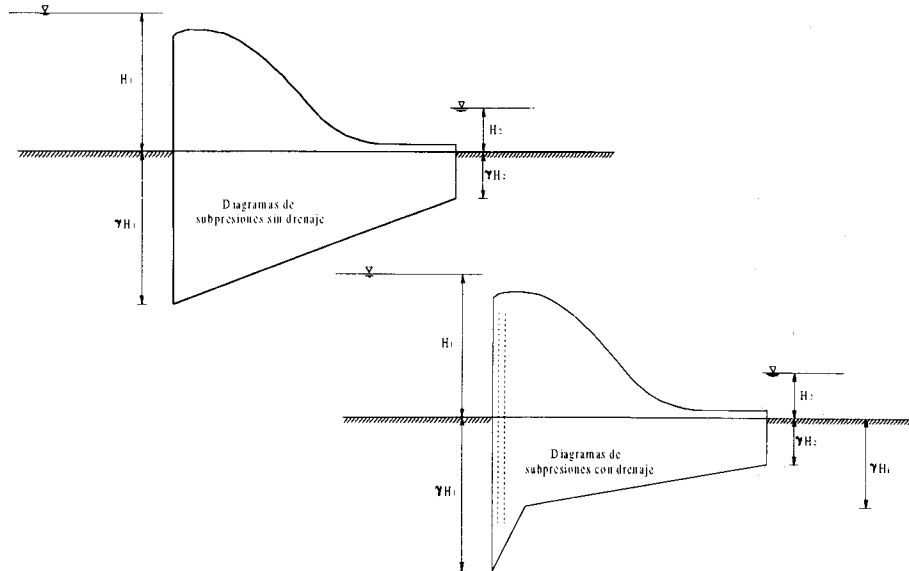


Fig. 109 Diagramas de subpresión

El valor de H_i , según el USBR, 1960 se calcula con la ecuación:

$$H_i = H_2 + 0.33(H_i - H_2) \quad (135)$$

También en este caso la revisión se hará al NAMO y al NAME.

Combinaciones de cargas

En el análisis de cargas deben considerarse las siguientes combinaciones:

a) Condiciones ordinarias

Presas llenas al NAMO.
Empuje hidrostático.
Peso propio y de accesorios.
Subpresión.

b) Condiciones extraordinarias

Presas llenas al NAME.
Empuje hidrostático.
Peso propio y de accesorios.
Subpresión.

c) Condiciones extremas

Presas llenas al NAMO.
Empuje hidrostático.
Peso propio y accesorios.
Subpresión.
Sismo de diseño.

d) Agua abajo del nivel del piso del canal de llegada

Con sismo, o
sin sismo.

e) Otras condiciones de carga especiales a juicio de proyectista

Condiciones de seguridad

Se deberán analizar los siguientes conceptos:

- a) Esfuerzos máximos de compresión (principales) que deben ser menores que los permisibles.
- b) Esfuerzos mínimos (principales) (pueden ser negativos, tensiones en algunos casos) mayores que los permisibles.
- c) Resistencia al deslizamiento que debe ser superior a las fuerzas deslizantes.

Esfuerzos permisibles. La resistencia a la compresión que desarrolla el concreto en forma definitiva, no es alcanzada a los 28 días, sino que oscila entre los 90 días y los dos años. Esta resistencia viene a ser del orden de $1.75 f'c$, donde $f'c$ representa la resistencia a los 28 días, medida en pruebas tipo A.C.I.

El USBR recomienda para esfuerzos de compresión:

$$Resistencia\ de\ diseño = \frac{Resistencia\ última}{F.S.}$$

Siendo:

- F.S. = 3.00 Para combinaciones de carga ordinarias.
- F.S.= 2.00 Para combinaciones de carga extraordinarias.
- F.S.= 1.00 Para combinaciones de carga extremas.

Considerando para condiciones iniciales $f'c$ y para condiciones finales $1.75 f'c$. Para el cálculo de esfuerzos mínimos se emplea la siguiente ecuación:

$$\sigma_{zu} = "p" \gamma H - \frac{f't}{F.S.} \quad (136)$$

donde:

- σ_{zu} , Esfuerzos mínimos
- γH , Subpresión máxima
- "p", Término de reducción de subpresión: igual a uno si no hay drenes y 0.40 si los hay.
- f'_p Resistencia última a la tensión en el concreto. $f'_t = 0.05$ de la resistencia última a con presión: $f'_t = 0.05 \times 1.75 f'c$ en condiciones finales.
- F.S. factor de seguridad igual a 3 para condiciones ordinarias, a 2 para condiciones extraordinarias y a 1 para condiciones extremas.

Deslizamiento. Para que no haya deslizamiento debe cumplirse que:

$$FC > FS$$

Donde *FS* es un factor de seguridad que vale:

- 3 para combinaciones de carga ordinarias
- 2 para combinaciones de carga extraordinarias
- 1 para combinaciones de carga extremas

Calculándose *FC* con la ecuación:

$$F.C. = \frac{c A + N \tan \phi}{\Sigma \text{ fuerzas horizontales}} \quad (137)$$

donde:

- FC*, coeficiente de fricción – cortante.
- c*, cohesión del concreto (del orden de $0.10 f'c$) o de la liga con la cimentación.
- ϕ , ángulo de fricción interna del concreto 45° o de la liga en la cimentación.
- A*, área de la superficie de desplante o de la sección horizontal a un nivel *Z* cualquiera al que se está realizando el análisis.

Agrietamiento. Cuando la subpresión es mayor que los esfuerzos efectivos en el extremo aguas arriba del cimacio se formará una grieta horizontal que llegará hasta el punto en que los esfuerzos efectivos y la subpresión son iguales, a partir de este punto hacia aguas abajo se delimitará la sección donde se apoya el cimacio, ver fig. 110.

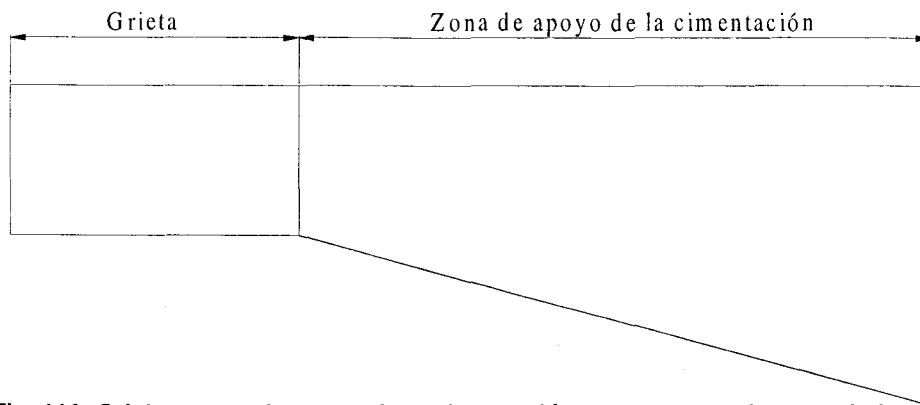


Fig. 110 Grieta y zona de apoyo de la cimentación en una presa de gravedad

Ejemplo 27 Hacer el análisis de estabilidad del cimacio presentado en la fig. 111, si se ha construido de concreto, $\gamma_m = 2.4 \text{ ton/m}^3$. Se colocarán drenes a 1.50 m del paramento aguas arriba. Suponer un coeficiente sísmico $\alpha = 0.20$

Solución:

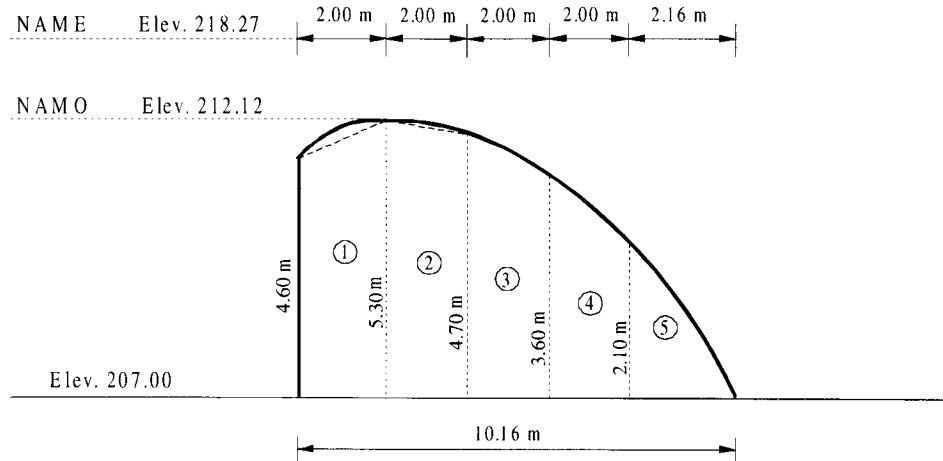


Fig. 111 Sección del cimacio

Como puede observarse en la figura 111, la sección del cimacio se ha dividido en cinco dovelas cuyas dimensiones se acotan en la misma. Además se establece el siguiente sentido de los ejes: abscisas hacia la izquierda, ordenadas hacia abajo y el momento se considera antihorario.

a) *Cálculo de cargas*

Se considera que el ancho de la sección mide 1.00 m. Así, con esta consideración y las dimensiones de la fig. 111, se pueden hacer los siguientes cálculos.

Dovela 1

$$\text{Área} = \frac{(4.60 + 5.30) \times 2.00}{2} = 9.90 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso } W_1 = V \gamma_m = 9.90 \times 1.00 \times 2.40 = 23.76 \text{ t}$$

Posición del centro de gravedad respecto al trapecio:

$$x = \frac{h}{3} \frac{2b+B}{b+B} = \frac{2}{3} \frac{(2 \times 4.6) + 5.3}{4.6 + 5.3} = 0.9764 \text{ m}$$

Para fijar la posición del centro de gravedad del trapecio con respecto al del cimacio es necesario hacer la siguiente operación:

$$\bar{x} = \frac{10.16}{2} - 2 + 0.9764 = 4.056 \text{ m}$$

El momento del peso propio con respecto al C.G. del cimacio vale:

$$M = 23.76 \times 4.056 = 96.38 \text{ t-m}$$

El cálculo para todas las dovelas se presenta en la tabla No. 34

Tabla 34 Cálculo de fuerzas y momentos producidos por peso propio

Dovela (no)	Area (m ²)	Wi (t)	\bar{x} (m)	M (t-m)
1	9.90	23.76	4.056	96.38
2	10.00	24.00	2.100	50.40
3	8.30	19.92	0.124	2.47
4	5.70	13.68	-1.832	-25.06
5	2.27	5.44	-3.640	-19.80
Total	36.17	86.80		104.39

b) Cálculo de empujes hidrostáticos

Nivel al NAMO

$$E_h = \frac{\gamma h^2 b}{2} = \frac{1.00 \times 5.12^2 \times 1}{2} = -13.11 \text{ t}$$

El momento vale:

$$M = E_h \frac{h}{3} = -13.11 \times \frac{5.12}{3} = -22.42 \text{ t-m}$$

Nivel al NAME para hacer este cálculo considérese la fig. 112.

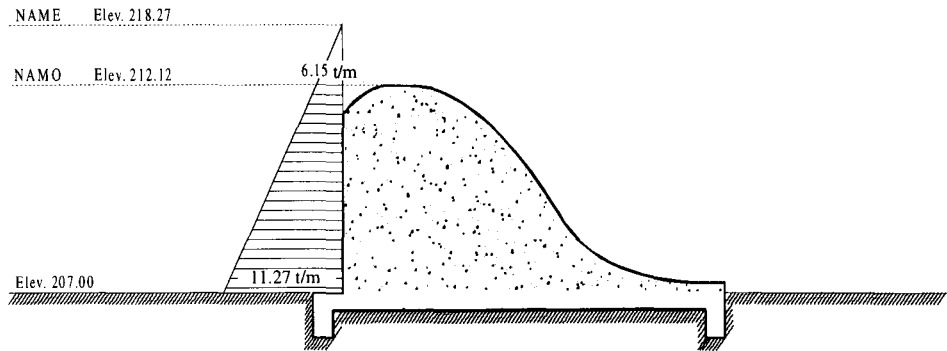


Fig. 112 Presiones sobre el cimacio al NAME

El empuje vale:

$$E_h = \frac{1 \times (6.15 + 11.27) \times 5.12}{2} = -44.60 \text{ t}$$

El punto de aplicación se encuentra en:

$$\bar{h} = \frac{5.12}{3} \left(\frac{2 \times 6.15 + 11.27}{6.15 + 11.27} \right) = 2.31 \text{ m}$$

Y el momento:

$$M = -44.60 \times 2.31 = -103.02 \text{ t-m}$$

c) *Subpresión* :

Considerando que se colocarán drenes, se tienen las siguientes situaciones:

Nivel al NAMO, ver fig. 113.

Cálculo de SP_1 y SP_2 .

$$SP_1 = \frac{1 \times (5.12 + 1.707)}{2} (1.50) = -5.12 \text{ t}$$

$$SP_2 = \frac{1 \times (1.707 \times 8.66)}{2} = -7.39 \text{ t}$$

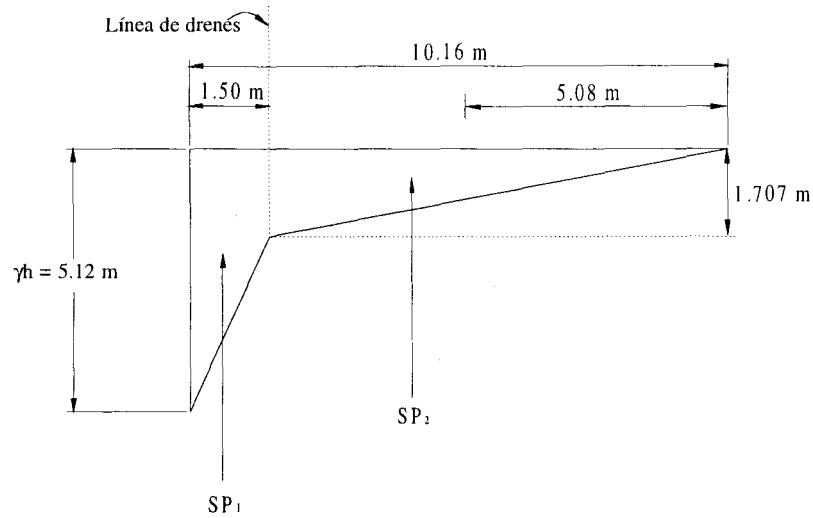


Fig. 113 Diagrama de subpresiones, nivel al NAMO

Tabla 35 Momentos con respecto al centro de gravedad

	Fza (ton)	\bar{x} (m)	M (t-m)
	-5.12	4.455	-22.81
	-7.39	0.694	-5.13
Totales	-12.51		-27.94

Nivel al NAME, ver fig. 114.

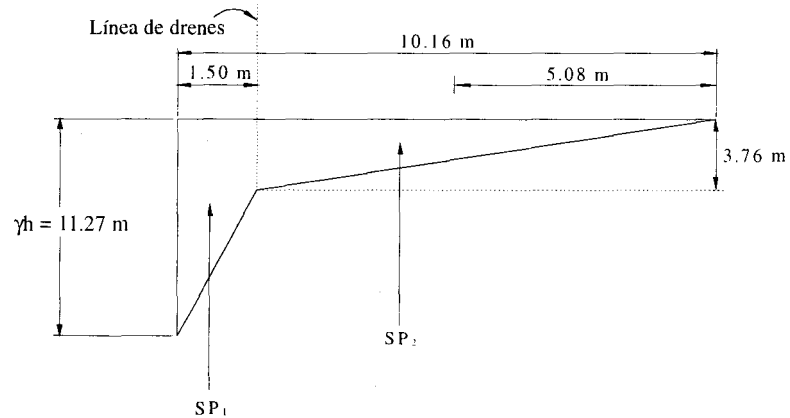


Fig. 114 Diagrama de subpresiones, nivel al NAME

$$SP_1 = \frac{1 \times (11.27 + 3.76)}{2} (1.50) = -11.27 \text{ t}$$

$$SP_2 = \frac{1 \times (3.76 \times 8.66)}{2} = -16.28 \text{ t}$$

Tabla 36 Momentos con respecto al centro de gravedad:

Fza (ton)	\bar{x} (m)	M (t-m)
-11.27	4.455	-50.208
-16.28	0.694	-11.30
Totales -27.55		-61.508

d) Sismo

d.1) Sismo en la masa del concreto

Para la dovela 1 se tiene:

$$A = \frac{(5.30 + 4.60) \times 2}{2} = 9.90 \text{ m}^2$$

El punto de aplicación se ubica con el auxilio de la fig. 115.

$$\bar{y} = \frac{(9.20 \times 2.30) + 0.70 \left(4.60 + \frac{0.70}{3} \right)}{9.20 + 0.70} = 2.48 \text{ m}$$

Los datos para las demás dovelas se presentan en la tabla Núm. 37.

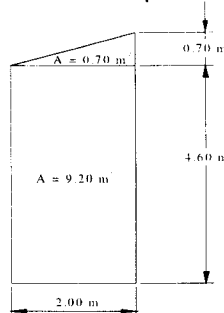


Fig. 115 Diagrama para la ubicación del punto de aplicación de la fuerza producida por el sismo

Tabla 37 Puntos de aplicación. Sismo

Dovela (no)	Área (m ²)	Yi m	AiYi M ² x m
1	9.90	2.48	24.55
2	10.00	2.50	25.03
3	8.30	2.09	17.32
4	5.70	1.46	8.31
5	2.27	0.700	1.59
Totales	36.17		76.80

El punto de aplicación de toda la sección será:

$$\bar{y}_c = \frac{76.80}{36.17} = 2.123 \text{ m}$$

La fuerza sísmica vale:

$$Ws = W\alpha = -86.80 \times 0.20 = -17.36 \text{ t}$$

Y el momento respectivo:

$$Ms = W\alpha \bar{y}_c = -17.36 \times 2.127 = -36.85 \text{ t}$$

d.2) Sismo en la masa del agua

Para calcular el empuje del agua el USBR, recomienda emplear la ecuación:

$$P = C\alpha\gamma h^2 \quad (138)$$

Para este caso particular $C = 0.53$, por lo tanto el empuje vale:

$$Es = 0.53 \times 0.20 \times 1.00 \times 5.12^2 = -2.78 \text{ t/m}$$

El punto de aplicación según este mismo organismo vale:

$$\bar{y} = 0.412 h = 0.412 \times 5.12 = 2.11 \text{ m}$$

Entonces el momento debido a sismo es:

$$M = 0.412 \times 5.12(-2.78) = -5.86 \text{ t-m}$$

Con los datos obtenidos se pueden hacer las combinaciones de carga anteriormente citadas como se muestra en la tabla Núm. 38:

Tabla 38 Combinaciones de carga

Condición	Ordinaria		Extraordinaria		Extrema		Vacía	
	Fza	Mom	Fza	Mom	Fza	Mom	Fza	Mom
Peso propio	86.80	104.39	86.80	104.39	86.80	104.39	86.80	104.39
Empuje hidrostático	-13.11	-22.42	-44.60	-103.02	-13.11	-22.42		
Subpresión	-12.51	-27.94	-27.55	-61.51	-12.51	-27.94		
Sismo concreto					-17.31	-36.82	17.31	36.82
Sismo Agua					-2.78	-5.86		
Fy (ton)	74.29		59.25		74.29		86.80	
Fx (ton)	-13.11		-44.60		-33.20		17.31	
Mz (ton m)		54.03		-60.15		11.35		141.11

Revisión de esfuerzos: para ello se aplicará la fórmula de la escuadría:

$$\sigma_{B,A} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y_{m\acute{a}x} \quad (139)$$

donde:

$\sigma_{\beta,A}$ Esfuerzos. σ_{β} de compresión si se considera el signo positivo, σ_A de tensión si se considera el signo negativo.

N , Cargas normales

A , Área de contacto entre la cimentación y el cimacio

M , Momento actuante

I , Momento de inercia

$y_{m\acute{a}x}$, Distancia máxima al punto de análisis

En este caso se tiene:

$$A = 1.00 \times 10.16 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 10.16^3}{12} = 87.40 \text{ m}^4$$

$$y_{m\acute{a}x} = 10.16 / 2 = 5.08 \text{ m}$$

Condiciones ordinarias

De la tabla Núm. 38 se tiene:

$$F_y = 74.29 \text{ t}$$

$$M_z = 54.03 \text{ t-m}$$

Entonces:

$$\sigma_B = \frac{74.29}{10.16} + \frac{54.03}{87.40} 5.08 = 10.45 \text{ t/m}^2 = 1.045 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_A = \frac{74.29}{10.16} - \frac{54.03}{87.40} 5.08 = 4.09 \text{ t/m}^2 = 0.417 \text{ kg/cm}^2$$

Como los dos valores son positivos, no hay tensiones, ver fig. 116.

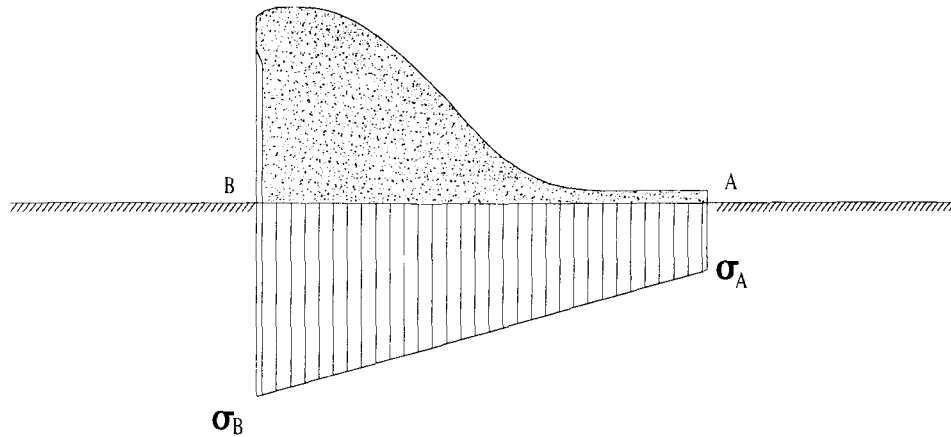


Fig. 116 Distribución de esfuerzos en la cimentación

Con un factor de seguridad $FS = 3$, los esfuerzos que se tendrían son:

$$\sigma_B = 3 \times 1.045 = 3.135 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_A = 3 \times 0.417 = 1.251 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto se recomienda un concreto con $f'c = 70.00 \text{ kg/cm}^2$, con ello se garantiza durabilidad, no disgregación y buen aspecto. En las partes expuestas al flujo se colocará un concreto de mayor resistencia para evitar erosión.

Análisis de deslizamiento. El coeficiente de fricción se calcula con la ecuación siguiente:

$$F.C. = \frac{\sum N \tan \phi + CA}{\sum F_h} \quad (140)$$

Y entonces se tiene:

$$\begin{aligned} \sum N &= 74.04 \text{ t} \\ \sum F_h &= -13.11 \text{ t} \\ C &= 0.12 \rightarrow f'c = 84 \text{ t/m}^2 \\ \tan \phi &= 0.80 \end{aligned}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$FC = \frac{74.29 \times 0.80 + 84.00 \times 10.16}{13.11} = 69.63 \text{ t}$$

Para condiciones ordinarias $FS = 3.00$.

Como puede verse $69.63 > 3.00$, por lo tanto tampoco hay problemas en este aspecto tampoco.

Análisis de agrietamiento. Para hacer este análisis es necesario calcular los esfuerzos de compresión mínimos con la ecuación:

$$\begin{aligned} \sigma_{zu} &= p'' \gamma h - \frac{f't}{F_s} = 0.40 \times 1.00 \times 5.12 - \frac{0.05 \times 700.00}{3} \\ \sigma_{zu} &= -9.62 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Como la resistencia a la tensión en concreto vale $f'_t = 0.05 f'c = 0.05 \times 700 = 35 \text{ t/m}^2$.

Entonces $-9.62 < 35.00 \text{ t/m}^2$, por lo tanto es aceptable esta condición.

Si se taparan los drenes y fallaran, $p = 1.00$, entonces:

$$\sigma_{zu} = 1.00 \times 1.00 \times 5.12 - \frac{0.05 \times 700.00}{3} = -6.54 \text{ t/m}^2,$$

es decir, también se permiten tensiones en estas condiciones.

El esfuerzo compresible aguas arriba sin considerar subpresión en condiciones normales vale (ver tabla No. 38).

$$\begin{aligned} F_y &= 86.80 \text{ t} \\ M_z &= 141.11 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\sigma_B = \frac{86.80}{10.16} + \frac{141.11}{87.40} \cdot 5.08 = 16.79 \text{ t/m}^2$$

como $16.79 > -6.50$ no se presenta agrietamiento.

La revisión para las demás combinaciones de carga se presenta en la tabla No. 39.

Tabla 39 Combinaciones de carga

Esfuerzos	Combinaciones de carga			
	Ordinaria	Extraordinaria	Extrema	Vacía
Compresión s_B	3.14<70.00	1.86<70.00	1.59<70.00	1.671
Tensión s_A	1.25<70.00	0.47<70.00	1.33<70.00	0.034
Deslizam. FC	69.63>3.00	20.20>2.00	27.49>2.00	
Agrietamiento	16.79>-6.20	16.78>-6.50		

En el análisis por agrietamiento se aceptó el valor calculado bajo condiciones ordinarias, el cual es negativo y por lo tanto cualquier valor calculado sería mayor que él.

Como puede notarse para condiciones extremas se ha considerado $FS = 2.00$, en vez de $FS = 1.00$, debido a que no se conoce el «sismo máximo» posible.

Ya que no se sobrepasan los esfuerzos permisibles y factores de seguridad al deslizamiento y no existe agrietamiento, el cimacio se considera estable.

18.2 Análisis de estabilidad de los muros de contención del canal de llamada

Cuando el canal de llamada se ha excavado en roca sana o material resistente, el revestimiento se coloca sobre los taludes excavados, si es que estos son estables. En caso contrario es necesario construir muros de estabilidad cuyo comportamiento es semejante al de las presas de gravedad y habrá que revisar su estabilidad contra el vuelco, el deslizamiento, así como la reacción de la cimentación.

Cargas actuantes. Las cargas que actúan sobre un muro de estabilidad son las siguientes; ver fig. 117.

- a) Peso propio, W_1
- b) La presión de la tierra contra el respaldo del muro. E_1
- c) La presión de la tierra contra el frente del muro. E_2
- d) Las fuerzas de los pesos de los accesorios que hubiera sobre el muro. W_2
- e) Los empujes hidrostáticos. H_1

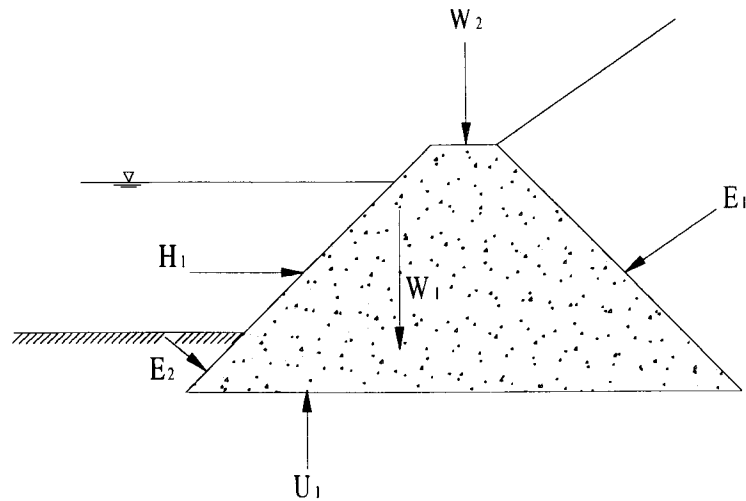


Fig. 117 Cargas actuantes sobre un muro de contención

- f) La subpresión. U_1
- g) Las vibraciones que pudieran ser inducidas sobre el muro, por ejemplo el tránsito de vehículos o ferrocarriles
- h) Los sismos
- i) Las expansiones debidas a cambios de humedad en el relleno
- j) Las sobrecargas en el relleno

El empuje del suelo sobre el muro puede calcularse con la teoría de Rankine, de esta manera el empuje activo ejercido por un relleno de suelo friccionante, de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical se calcula con la ecuación:

$$Ea = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} Ka \gamma H^2 \quad (141)$$

donde:

- Ea , Empuje activo del relleno
- $N\phi$, Número adimensional que relaciona el esfuerzo principal mayor con el menor, $N\phi = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$.
- γ , Peso volumétrico del material de relleno
- H , Altura del muro sobre la que actúa el relleno
- Ka , Coeficiente activo de presión de tierras

Además se tiene que:

$$K_a = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (142)$$

donde:

ϕ , Ángulo de fricción interna

El empuje pasivo para las mismas condiciones se calcula con la ecuación:

$$E_p = \frac{1}{2} N_\phi \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (143)$$

donde:

E_p , Empuje pasivo del relleno

K_p , Coeficiente pasivo de presión de tierras.

Además se debe considerar que:

$$K_p = N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (144)$$

Es importante recordar que los empujes activos pueden relacionarse con los empujes del suelo sobre los muros, en tanto que los pasivos se relacionan con los empujes de los muros contra el relleno.

En la teoría de Rankine se acepta que el punto de aplicación de las fuerzas calculadas anteriormente está a un tercio de la altura del muro a partir de la base.

Si la superficie de relleno forma un ángulo β con respecto a la horizontal, los empujes se calculan así:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad (145)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad (146)$$

Cuando se trata de suelos cohesivos, los empujes pueden calcularse con la ecuación:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad (147)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH \quad (148)$$

donde:

c , cohesión del material

Los puntos de aplicación pasan por el centroide de la cuña de presiones
Para suelos con cohesión y fricción los empujes valen:

$$Ea = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} H \quad (149)$$

$$Ep = \frac{1}{2} N_\phi \gamma H^2 + 2c \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} H \quad (150)$$

Los puntos de aplicación coinciden con el centroide del área total de presiones.

Condiciones de carga

Las condiciones de análisis para los muros de estabilidad son:

- a) Combinación ordinaria
 - Canal vacío
 - Relleno participando como empuje activo
 - Sobrecarga
- b) Combinación extraordinaria
 - Canal vacío
 - Relleno participando como empuje activo
 - Acción del sismo en sentido desfavorable
 - Sobrecarga.
- c) Otras que considere el proyectista.

Factores de seguridad para muros de contención

- a) Volteo

$$FS = \frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momentos actuantes}}$$

Condición ordinaria $FS \geq 2.00$

Condición extraordinaria $FS \geq 1.20$

b) Deslizamiento (fricción cortante)

$$F.C. = \frac{\sum N \tan \phi + CA}{\sum F_h} \quad (151)$$

c) Revisión de esfuerzos

Se hace en la cimentación con la fórmula de la escuadría para condición ordinaria y extraordinaria.

Ejemplo 28 Calcular la estabilidad de un muro de contención con las características geométricas señaladas en la fig. 118. Además las condiciones del suelo de relleno son las siguientes:

Peso volumétrico seco = 1674.00 kg/m³

Peso volumétrico a la humedad óptima = 2000.00 kg/m³

Cohesión C = 4.50 t/m²

Ángulo de fricción interna $\phi = 5^\circ$

Además el coeficiente sísmico vale $\alpha = 0.20$

Sobrecarga $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

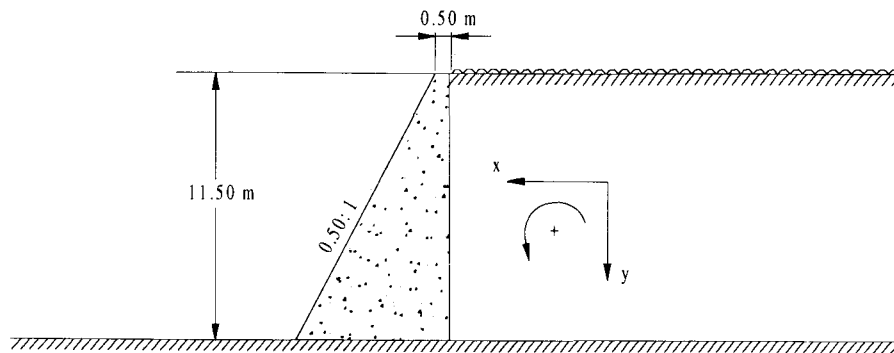


Fig. 118 Datos para el ejemplo No. 27

Solución:

a) Cálculo de cargas

a.1) Empuje activo de Rankine. De la ecuación 142:

$$\frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left(45.00 - \frac{5.00}{2.00} \right) = 0.84$$

$$N\phi = 1.19$$

Sustituyendo valores en la ecuación 149:

$$Ea = \frac{1}{2(1.19)} (2)H^2 - \frac{(2)(4.5)}{\sqrt{1.19}} H$$

$$Ea = 0.84 H^2 - 8.25 H$$

El punto de aplicación estará ubicado a la altura:

$$\bar{y}_1 = \frac{H}{3}$$

Y el momento debido al empuje activo:

$$M_{EA} = Ea \frac{H}{3} = 0.84 \frac{H^3}{3} - 8.25 \frac{H^2}{3}$$

a.2) *Empuje debido a la sobrecarga*, se calcula con la ecuación:

$$Es = \frac{1}{N\phi} \gamma H = (0.84)(1)(H) = 0.84 H$$

El punto de aplicación se encuentra a:

$$\bar{y}_2 = \frac{H}{2}$$

Y el momento provocado por este empuje vale:

$$M_{es} = Es \frac{H}{2} = \frac{0.84}{2} H^2 = 0.42 H^2$$

a.3) *Empuje total debido al relleno*:

$$E_T = E_A + Es = 0.84 H^2 - 8.25 H + 0.84 H$$

$$E_T = 0.84 H^2 - 7.41 H$$

El material empieza a presionar cuando el empuje vale cero, entonces:

$$0.84 H^2 - 7.41 H = 0$$

$$H = 8.82 \text{ m}$$

El momento total actuante vale:

$$M_T = M_{EA} + M_{es} = 0.84 \frac{H^3}{3} - 8.25 \frac{H^2}{3} + 0.42 H^2$$

$$M_T = 0.28 H^3 - 2.33 H^2$$

a.4) *Sismo en el relleno*

Si se considera sismo en su forma más crítica, el momento debido a empuje activo se incrementa en un 20%, es decir:

$$M_{AS} = 1.20 M_{EA}$$

a.5) *Peso propio*

Área; $A = 0.25 H^2 + 0.50 H$

El peso W , vale (se considera $\gamma_c = 2.30 \text{ t/m}^3$):

$$W = \gamma V = 0.575 H^2 + 1.15 H$$

Punto de aplicación:

Si se hace uso de la siguiente figura 119.

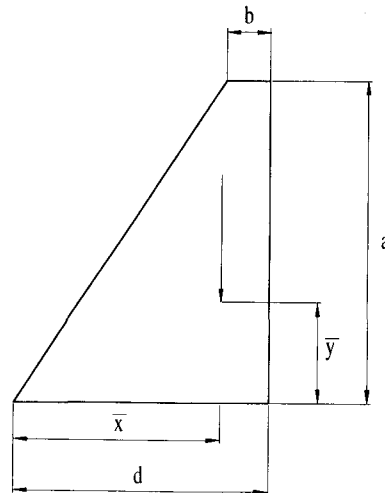


Fig. 119 Elementos geométricos del muro de contención

Centroides:

$$\bar{x} = \frac{2}{3} \left(d - \frac{0.5b^2}{b+d} \right)$$

$$\bar{y} = \frac{a}{3} \left(\frac{d+2b}{d+b} \right)$$

La ecuación en el sentido x puede escribirse en función de H así:

$$\bar{x} = \frac{1}{3} \left(H - \frac{1}{2H+4} + 1 \right)$$

El momento debido al peso (es un momento resistente) vale:

$$M_E = W \bar{x}$$

a.6) *Sismo en el muro:*

$$Fx = 0.20 W$$

La ecuación en el sentido y en función de H puede escribirse:

$$\bar{y} = \frac{H}{3} \left(\frac{H+3}{H+2} \right)$$

Y su respectivo momento valdrá:

$$M_{SM} = F x \bar{y}$$

Revisión al volteo

Para hacer este análisis se compararán los momentos actuantes contra los resistentes para cada altura H .

Momentos actuantes. Se consideran los siguientes:

$$M_T = (0.28 H^3 - 2.33 H^2)(2) \text{ Debido al empuje del relleno}$$

Nótese que se ha multiplicado por dos que es el factor de seguridad para condiciones ordinarias.

Para condiciones extraordinarias se tiene que multiplicar M_{EA} por 1.2 y 1.2, estos últimos valores se deben al sismo en el relleno ($\alpha = 0.20$) y al factor de seguridad $FS = 1.2$

$$M_{SM} = F \times \bar{y} \quad (\text{Debido al sismo en el muro})$$

Momentos resistentes

$$M_R = W \bar{x} \quad (\text{Debido al peso propio})$$

Se hará el cálculo para $H = 10.00 \text{ m}$, para otros valores de H los resultados se presentan en la tabla No. 40.

$$H = 10.00 \text{ m}$$

$$M_R = [0.575(10.00)^2 + 1.15(10.00)] \left[\frac{1}{3} \left(10.00 - \frac{1}{2 \times 10.00 + 4.00} + 1 \right) \right]$$

$$M_R = 252.04 \text{ t-m}$$

Considerando $FS = 2.00$, se tiene:

$$2M_A = 2[0.28(10.00)^3 - 2.329(10.00)^2]$$

$$2M_A = 94.00 \text{ t-m}$$

Para condiciones extraordinarias:

$$1.44M = 1.2 \times 1.2 [0.28(10.00)^3 - 2.329(10.00)^2] = 67.82 \text{ t-m}$$

Momento por sismo en el muro:

$$M_{SM} = 0.20 \left[0.575(10.00)^2 + 1.15(10.00) \right] \frac{10}{3} \left(\frac{10+3}{10+2} \right)$$

$$M_{sm} = 49.80 \text{ t-m}$$

Y la suma para esta condición será

$$1.44 M_A + M_{SM} = 67.68 + 49.80 = 117.65 \text{ t-m}$$

Tabla 38 Momentos actuantes y resistentes

H (m)	M_R (t-m)	$2M_A$ (t-m)	$1.44 M_A$ (t-m)	M_{SM} (t-m)	$1.44 M_A + M_{SM}$
10.00	252.04	94.00	67.82	49.83	117.66
12.00	417.45	296.64	213.79	82.80	296.59
14.00	642.66	623.28	449.04	127.73	576.77
16.00	936.87	1100.8	792.94	186.45	979.40
18.00	1309.27	1756.08	1264.84	260.82	1525.66

Estos valores pueden graficarse como se muestra en la fig. 120.

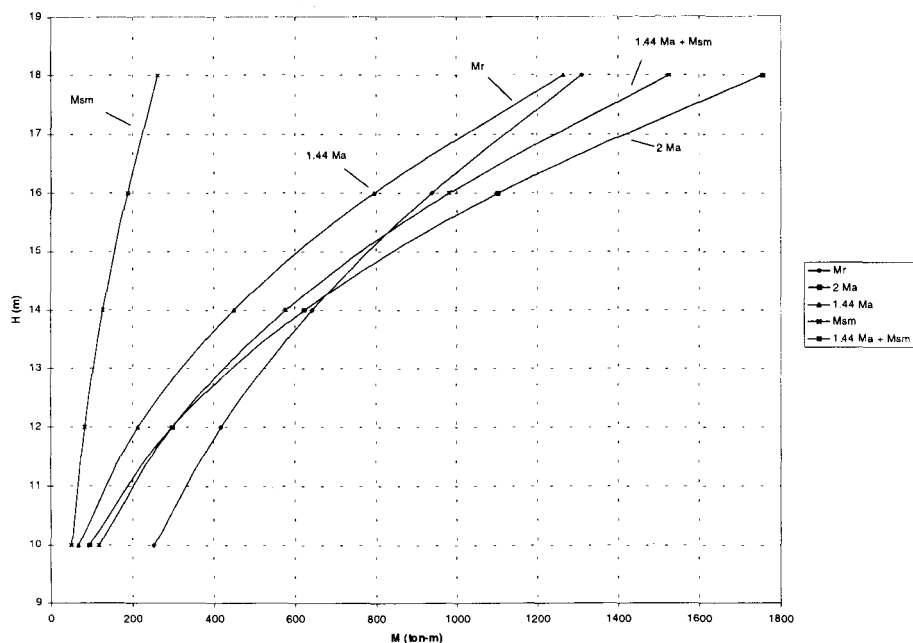


Fig. 120 Comparación de momentos actuantes y resistentes

Como puede notarse el muro es estable hasta una profundidad aproximada de 14.00 m, por lo tanto se acepta como estable.

Revisión al deslizamiento

No se revisarán las condiciones ordinarias, pues son más desfavorables las extraordinarias con $H = 14.00$ m. Utilizando la ecuación:

$$F.C. = \frac{\sum N \tan \phi + cA}{\sum F_h}$$

que debe ser mayor o igual que 1.50

$$\sum N = 0.575 (14.00)^2 + 1.15(14.00) = 128.80 \text{ t}$$

$$\tan \phi = 0.55$$

$$c = 140.00 \text{ t/m}^2$$

$$A = [(14.00 \times 0.50) + 0.50] \times 1.00 = 7.50 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sum F_h = & \left\{ (0.84)(14.00)^2 - 8.247(14.00) \right\} + (0.84)(14.00) \times 1.20 \} + \\ & + \left\{ (0.575)(14.00)^2 + (1.15)(14.00) \right\} \times 0.20 \} = 89.05 \text{ t} \end{aligned}$$

$$F.C. = \frac{128.80(0.55) + 140.00(7.50)}{89.054} = 12.586 > 1.50$$

Por lo tanto es aceptable el diseño bajo esta revisión.

Revisión de esfuerzos: se utiliza la ecuación de la escuadría:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y_{m\acute{a}x}$$

Se tiene:

$$N = 128.80 \text{ t}$$

$$A = 7.50 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.00 \times 7.50^3}{12.00} = 35.16 \text{ m}^4$$

Se hará uso de la fig. 121 para ilustrar el desarrollo matemático:

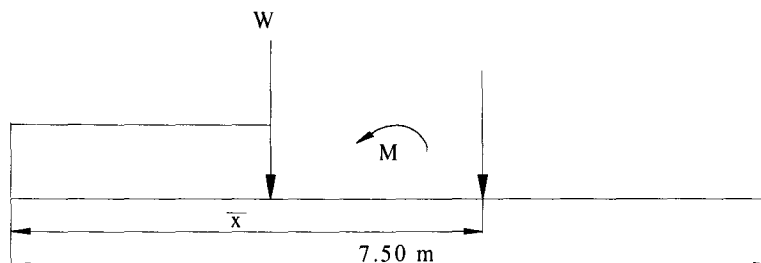


Fig. 121 Elementos geométricos del muro

Así:

$$W = V\gamma = 0.575 (14.00)^2 + 1.15 (14.00) = 128.80 \text{ t}$$

Con la ecuación obtenida:

$$\bar{x} = \frac{1}{3} \left(14.00 - \frac{1}{(2.00 \times 14.00) + 4.00} + 1 \right) = 4.99 \text{ m}$$

El momento debido al peso propio será:

$$M_R = 128.80 (\bar{x} - 3.75) = 128.80 (4.99 - 3.75)$$

$$M_R = -159.71 \text{ t} - \text{m}$$

El momento debido al sismo en el muro vale:

$$F_x = 0.2 W = 0.20 \times 128.80 = 25.76 \text{ t}$$

$$\bar{y} = \frac{14}{3} \left(\frac{14+3}{14+2} \right) = 4.96 \text{ m}$$

$$M_{SM} = F_x \bar{y} = 25.76 \times 4.96 = 127.77 \text{ t} - \text{m}$$

El momento debido al empuje activo se calcula así:

$$M_T = 0.28(14.00)3 - 2.33(14.00)2 = 311.64 \text{ t} - \text{m}$$

Considerando sismo se tiene:

$$1.2 M_T = 1.2 \times 311.64 = 374.16 \text{ t} - \text{m}$$

Así la suma de momentos vale:

$$\sum M = 1.2 M_T + M_{SM} + M_R = 373.97 + 127.77 - 159.712 = 342.026 \text{ t} - \text{m}$$

Sustituyendo en la ecuación de la escuadría:

$$\sigma_B = \frac{128.80}{7.50} + \frac{342.026}{35.16} 3.75 = \frac{53.65 \text{ t} / \text{m}^2}{5.37 \text{ kg} / \text{m}^2}$$

$$\sigma_A = \frac{128.8}{7.50} - \frac{342.026}{35.16} 3.75 = \begin{matrix} -19.307 \text{ t} / \text{m}^2 \\ -1.93 \text{ kg} / \text{m}^2 \end{matrix}$$

El acero de refuerzo por temperaturas para concretos masivos se calculará considerando un espesor de concreto de 37.50 *cm* (15") *máximo*, y para revestimiento de concreto reforzado se calculará considerando todo el espesor del concreto.

En el caso de los vertedores, el espesor mínimo considerado es de 25.00 *cm* y el más común de 30.00 centímetros.

18.3 Revestimiento de los canales

Los canales de descarga se revisten para formar una superficie protectora impermeable que evite la erosión o daños a la cimentación. Durante las descargas del vertedor, el revestimiento queda sujeto a fuerzas hidrostáticas debidas al peso del agua contenida en el canal, a fuerzas de arrastre producidas por el flujo, a fuerzas dinámicas producidas por el agua y a fuerzas de subpresión producidas por el agua bajo el canal.

Cuando no hay escurrimiento, el revestimiento está sujeto a la acción de los elementos naturales, incluyendo la dilatación y contracción debida a las variaciones de la temperatura, al deterioro químico y al producido por el intemperismo, a los efectos de los asentamientos y del pandeo, y a las subpresiones producidas por las filtraciones subterráneas o por elevados niveles freáticos. Normalmente no es posible evaluar las diferentes fuerzas que puedan estar presentes, ni construir el revestimiento lo suficientemente grueso para que las resista; su espesor se determina generalmente con un criterio más o menos arbitrario y se utilizan drenes subterráneos, anclajes, dentellones, etc., para estabilizar el revestimiento.

El espesor variará también con el tipo de cimentación, no es lo mismo colocar una losa sobre una superficie rocosa, que sobre una arenosa. Así Creager P, 1929, afirma que "no hay un método racional para determinar el espesor del revestimiento de los canales de descarga de los vertedores... el espesor variará de acuerdo a las condiciones de la cimentación y de la experiencia del diseñador". Sin embargo establece que se han usado espesores de 4 pulgadas a 5 pies, aunque los primeros no se recomiendan en climas extremos.

El USBR, 1960, recomienda que el espesor mínimo nominal sea de 8 pulgadas. Las losas y el revestimiento se diseñarán de acuerdo a la teoría estructural correspondiente. En México existen especificaciones propuestas por la entonces Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, SARH, como las siguientes:

El revestimiento de los taludes, así como el de la plantilla, se colará alternadamente en losas de las dimensiones indicadas en la fig. 122. Los colados de las losas contiguas deberán hacerse a intervalos de cinco días mínimo. Colóquese el esfuerzo continuo a través de las juntas de construcción.

El acero de refuerzo por temperaturas para concretos masivos se calculará considerando un espesor de concreto de 37.50 cm (15") *máximo*, y para revestimiento de concreto reforzado se calculará considerando todo el espesor del concreto.

En el caso de los vertedores, el espesor mínimo considerado es de 25.00 cm y el más común de 30.00 centímetros.

El recubrimiento del acero en superficies sujetas a la erosión por flujo del agua será de 13.00 mm para velocidades hasta de 3.05 m/s, y se aumentará este recubrimiento en 13.00 mm por cada 3.05 m/s de incremento de velocidad.

Colado de losas en módulos de 5.00 x 10.00 m
distribución de anclas y lloraderos

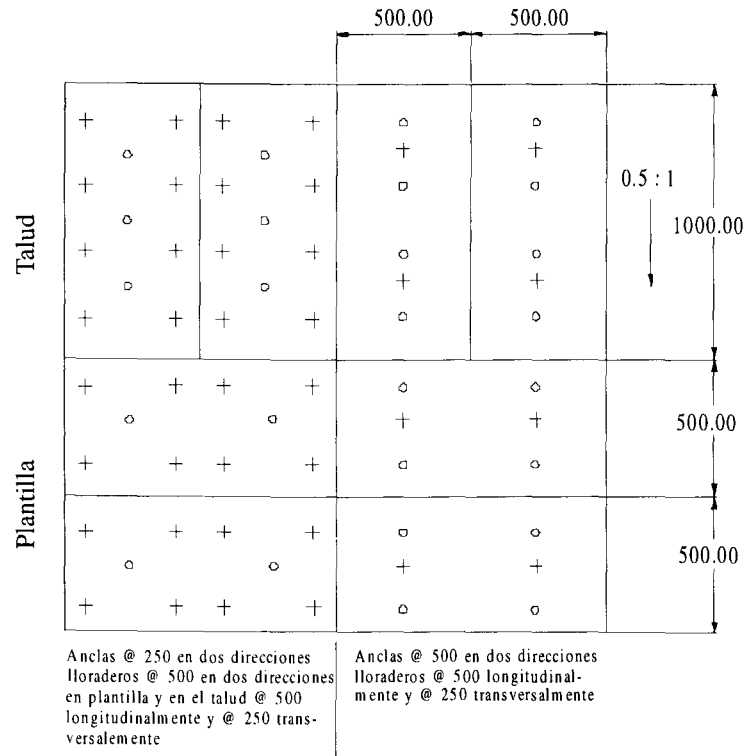


Fig. 122 Juntas de construcción

Si la velocidad en el canal de descarga de un vertedor alcanza la velocidad de 30.50 m/s.

$$\frac{30.5 \text{ m/s}}{3.05 \text{ m/s}} = 10.00 \text{ veces; recubrimiento} = 13.00 \text{ mm} \times 10.00 = 13.00 \text{ cm}$$

18.4 Detalles de diseño

En esta sección se presentarán detalles complementarios al diseño de los canales de descarga.

Drenaje del canal

Causas de la necesidad el drenaje

Con frecuencia existen capas freáticas altas que, en caso de que el canal se vacíe, pueden producir el levantamiento del revestimiento y su rotura. Estas capas freáticas están originadas por la lluvia que se infiltra por el terreno o por las propias filtraciones del canal a través del revestimiento, de las juntas o de las grietas del concreto. Debe anotarse que el drenaje no sólo debe preverse para la plantilla del canal, sino también para los taludes.

Tipos de drenaje

Los tipos de drenaje son diversos e incluyen todos aquellos elementos destinados a conseguir la evacuación del agua antes de que pueda infiltrarse en el terreno, así como todos aquellos otros que tratan de eliminarla después de haberse infiltrado.

Los *drenajes exteriores* para aguas superficiales son los más económicos y los más fáciles de conservar. Son capaces de eliminar volúmenes de agua muy superiores a los que pueden eliminar los drenes interiores.

Los *drenes superficiales* están formados por cunetas, que pueden estar situadas en la ladera donde está ubicado el canal y a mayor altura que éste, en cuyo caso, se llaman *cunetas de coronación*. También se colocan cunetas en el mismo nivel del canal, pudiendo estar también en las bases de los terraplenes o inclusive en la ladera a cotas inferiores a la del canal, para eliminar las filtraciones de éste.

Los *drenajes enterrados*, destinados a la protección del revestimiento del canal, son fundamentalmente tubos porosos situados bajo del revestimiento y a lo largo del canal, o bien capas de material filtrante, situadas entre el revestimiento propiamente dicho y el terreno de la cimentación.

Entre los elementos del *drenaje interior*, destinados a estabilizar el canal, se encuentran los sondeos drenantes, en cualquiera de sus múltiples formas y patentes, así como las capas filtrantes colocadas en la base o en medio de los terraplenes.

También pueden preverse a veces filtros en el pie de los taludes.

Drenes longitudinales con tubos porosos bajo la plantilla

Los drenes formados por tubos porosos bajo la plantilla del canal tienen como misión fundamental recoger el agua y transportarla a algún punto donde puedan ser desaguados.

Su característica fundamental es la facilidad de transporte del agua en el sentido del dren, más que en sentido transversal.

El mayor caudal que debe ser evacuado normalmente por los drenes longitudinales bajo la plantilla es precisamente el caudal filtrado a través del revestimiento.

Aceptando que las mayores pérdidas permisibles en un canal sean del orden de 25.00 a 50.00 $l/m^2/día$; este es precisamente el caudal de cálculo que debe preverse en un drenaje de estas características.

Ahora bien, todo este caudal, producto de esa pérdida unitaria por el perímetro de la sección tipo del canal, debe ser admitido por unidad de longitud del dren, lo que exige que el perímetro del tubo del dren, multiplicado por su permeabilidad, tenga valores adecuados.

Si se desea que el tubo drenante sea capaz de eliminar la mayor filtración admisible en un canal o sea 50.00 $l/m^2/día$, equivalente a 1/1730 cm/s o bien equivalente a 0.035 $l/min/m^2$, resulta que un tubo drenante de 8.00 cm de diámetro interior es capaz de absorber por filtración las fugas de un canal cuyo perímetro no se supere los 10.00 m de longitud en su sección transversal o 20.00 m como máximo si se reduce la filtración máxima admisible en el revestimiento a sólo 25 $l/m^2/día$. Con el mismo razonamiento resulta que el diámetro comercial inmediatamente superior para tubos porosos, que es de 125.00 mm , está indicado para canales comprendidos entre 15.00 y 30.00 m de perímetro en su sección transversal.

Para secciones de canal más grande será necesario, o aumentar proporcionalmente el diámetro o el número de tubos drenantes de forma tal, que entre todos ellos alcancen la superficie adecuada.

Existen otros tubos comerciales que se aplican para drenajes. Los más frecuentes entre ellos son los formados por plástico y que pueden admitir el agua en su interior o bien por perforaciones existentes, o sencillamente por admisión a través de las juntas de unión entre cada dos consecutivas.

Los tubos drenantes suelen colocarse en una zanja rellena a su vez de material filtrante. Este material es indispensable cuando los tubos admiten el agua a través de las juntas, ya que la trayectoria que ésta sigue es la de entrar primero al relleno filtrante y a continuación escurrir a través de él, paralelamente al tubo, hasta alcanzar la junta más próxima.

Según la clase de los tubos, será necesario que este material permeable tenga una granulometría adecuada, como un filtro para evitar la entrada del material dentro del tubo y, al mismo tiempo, evitar la colmatación del material con el propio terreno circundante.

Para cierto tipo de tubos fabricados con hormigón poroso, el tamaño de los poros es tal que el relleno no puede ser sencillamente arena, sin exigir una clasificación especial.

Pero aún en estos casos puede ser necesario la existencia de material de relleno, para evitar la colmatación del tubo con el terreno circundante.

El lugar para la ubicación del dren debajo de la plantilla es el centro de la plantilla siguiendo el eje del canal, de esta forma se evita a que el tubo tenga que soportar los empujes producidos por un posible deslizamiento del revestimiento del talud. Sin embargo, si el canal es ancho y hay que poner más de un dren, debe colocarse uno a cada lado de la plantilla, a pesar del inconveniente mencionado.

Es fundamental que el relleno del material granular de la zanja donde va alojado el tubo se compacte perfectamente, de otra forma la plantilla trabajaría como una viga y podría fracturarse.

La aportación de las filtraciones al tubo se realiza de una forma aproximadamente continua, desde el comienzo del dren hasta su desembocadura. Ello hace que el caudal a lo largo del dren comience por un valor nulo y acabe con un valor máximo.

En ocasiones se ha utilizado el mismo procedimiento, combinado con una válvula de cierre automático, que se abre cuando la subpresión supera en un cierto valor a la presión interior, fig. 123.

También deben colocarse drenes transversales que incrementen la capacidad de desagüe, formándose así una cuadrícula bajo la plantilla del canal.

Lloraderos

Consisten en filtros de grava y arena colocados en la parte posterior de los muros, ver fig. 124, del revestimiento o en la plantilla del vertedor. Cuando se colocan en los respaldos de los muros o atrás del revestimiento se evita el empuje del agua sobre ellos; cuando se colocan en la plantilla alivian la subpresión. Su distribución debe ser tal que en todos tengan la misma área de captación. Los filtros se comu-

nican con tubos de acero, generalmente de unos 5.00 cm de diámetro, que atraviesan los muros para comunicarse con el exterior. En la fig. 125, se presentan varias clases de lloraderos y su colocación en un muro de contención.

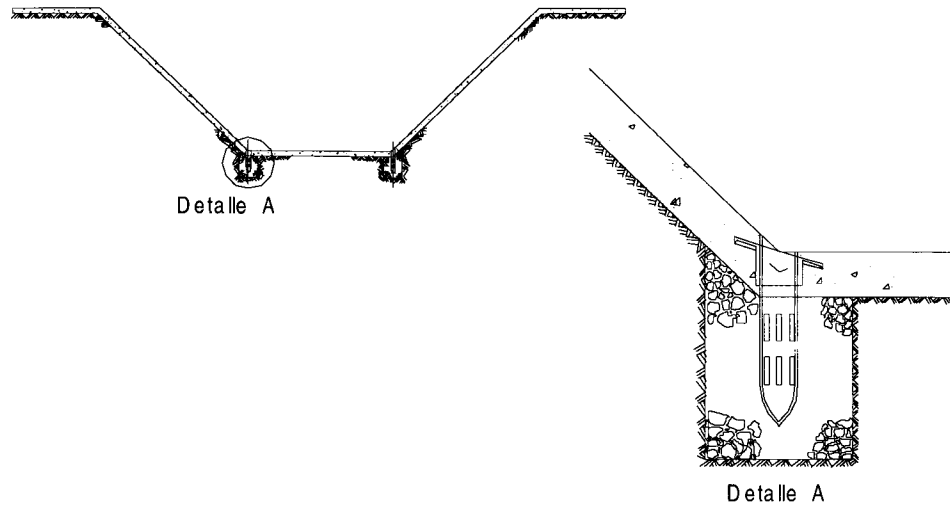


Fig. 123 Tubo drenante (detalle)

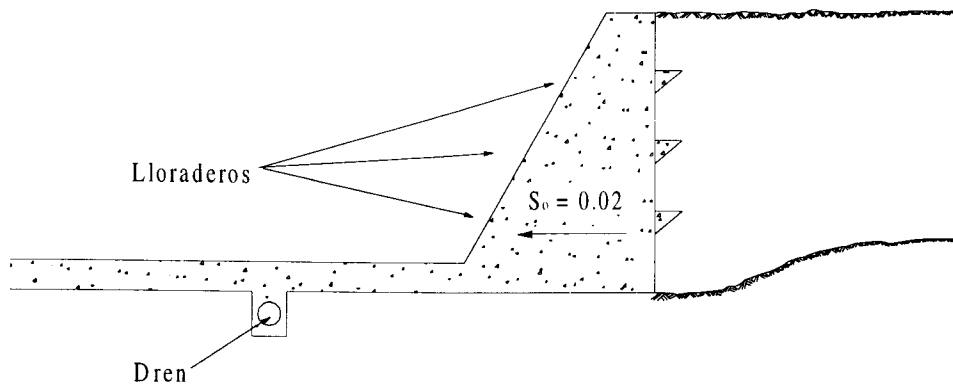


Fig. 124 Lloraderos en el respaldo de un muro

En México, la SARH, hizo las siguientes recomendaciones: los lloraderos se pondrán solamente en el canal colector de los vertedores y estarán formados por un tubo de lámina galvanizada de 6.35 cm (2½"φ) llevando además un filtro cónico con grava cribada. En el caso de tener una cimentación rocosa se elimina el filtro cónico invertido dejándose únicamente el lloradero de 6.35 cm (2")φ.

De acuerdo a las dimensiones del colado de las losas del revestimiento, se hará la distribución de los lloraderos y de las anclas, alternándolos.

Si el colado de las losas se hace en módulos de 5.00 m x 10.00 m, la distribución de lloraderos y anclas será 2.50 m o 5.00 metros.

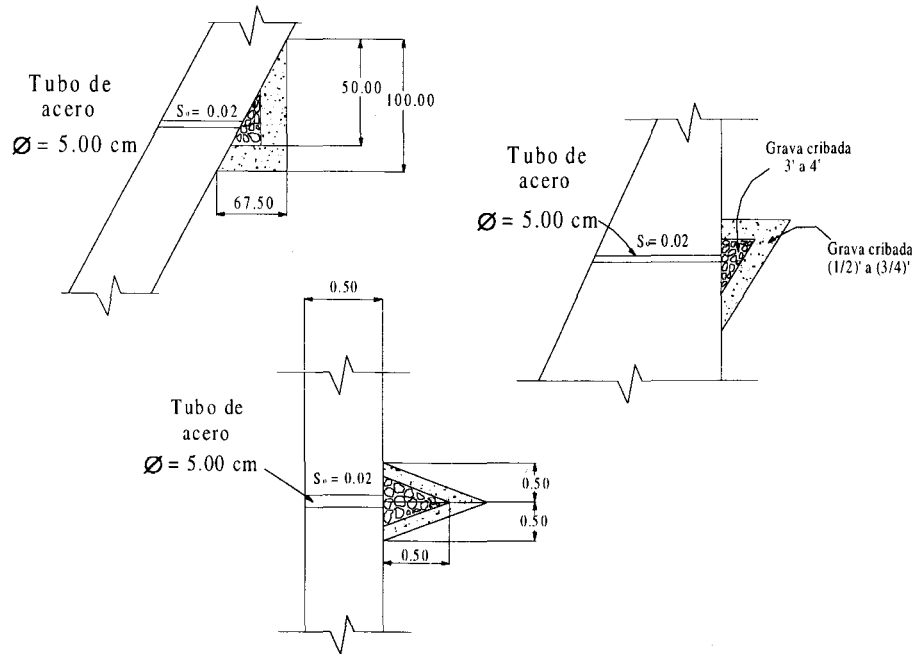


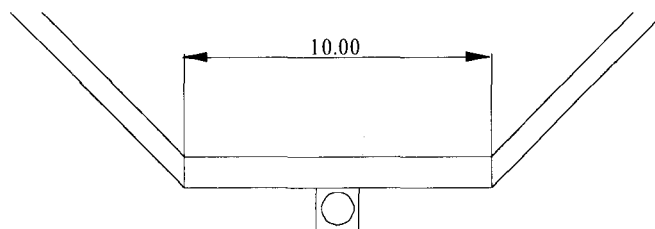
Fig. 125 Detalles de diferentes tipos de lloraderos

Para el colado de losas con otras dimensiones, se hará una distribución semejante a la mostrada en la figura 126, pero adecuada a las dimensiones correspondientes.

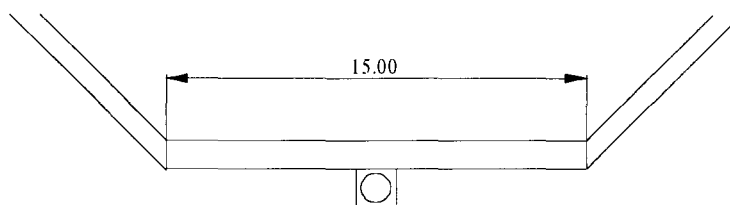
En cuanto al sistema de drenaje se anota lo siguiente: para el canal de descarga del vertedor con plantilla hasta de 10.00 m, se usará tubería de 45.00 cm (18")φ para el dren longitudinal y de 20.00 cm (8")φ para los transversales.

Para canales de descarga con plantillas mayores de 10.00 m y menor de 15.00 m, llevará un dren central longitudinal de 50.00 cm (20")φ, alternados descargando en el dren longitudinal central.

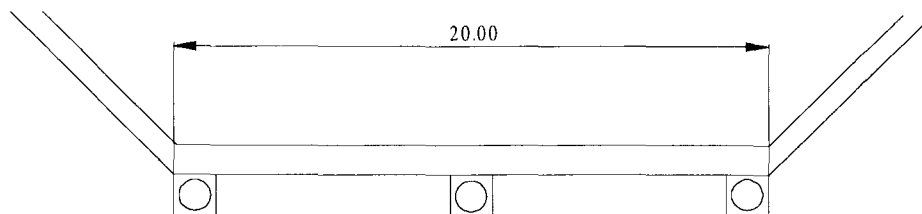
Para plantillas de 15.00 m y menores de 40 m , se pondrán más drenes longitudinales con sus correspondientes drenes transversales diagonales, ver fig. 126.



Hasta 10.00 m de longitud, un dren longitudinal de $45.00\text{ cm } \phi$, 20.00 cm o $8.00'' \phi$ (drenes transversales).



Hasta 15.00 m de longitud, un dren longitudinal de $50.00\text{ cm } \phi$ (drenes longitudinales), 25.00 cm o $10.00'' \phi$ (drenes transversales).



De 16.00 a 19.00 m , tres drenes longitudinales de $45.00\text{ cm } \phi$ ($18.00''$)
 De 20.00 a 40.00 m , tres drenes longitudinales de $50.00\text{ cm } \phi$ ($20.00''$)

Fig. 126 Colocación de drenes en canales de descarga

Juntas de construcción

Las juntas de construcción son espacios vacíos practicados en el revestimiento de concreto de los canales para romper su carácter monolítico y, de ese modo, permitir su libre movimiento, con esto se evita la presencia de grietas nocivas a la estructura del canal.

Al mismo tiempo la junta de construcción debe impedir el paso de agua a través de la misma (debe ser impermeable).

La junta de construcción puede considerarse como una grieta proyectada de forma adecuada, en un lugar previamente elegido para evitar grietas indeseables e incontrolables.

Los cambios volumétricos de la masa de concreto se producen por dos causas distintas:

- a) Los efectos del fraguado que tienen solamente un carácter transitorio, ya que no se presentan al terminar éste.
- b) Los cambios de temperatura ambiental que por el contrario tienen un carácter permanente.

En la primera causa influye la acción química de los elementos del concreto, el calor motivado por la hidratación del cemento, etc.; en la segunda influyen los coeficientes de contracción y dilatación del concreto debido a los cambios de temperatura o pérdidas de humedad.

Para dar una idea de lo anteriormente señalado, con un coeficiente de dilatación del concreto de $1/100000$ y una diferencia de temperatura de 40° , la contracción de un tramo de 6.00 m de largo será:

$$\frac{6000.00 \times 40.00}{100000} = 2.40\text{ mm}$$

Lo que quiere decir que en canales cuya longitud llega a ser de varios kilómetros, se presentaría una serie de grietas a lo largo de él, que reduciría la eficiencia de esta estructura.

Tipos de juntas

Los principales tipos de juntas de construcción son los siguientes:

- a) Las que rellenan su espacio vacío con un material impermeable.

- b) Las que utilizan de una banda permeable, empotrada dentro del revestimiento de concreto, la cual forma una barrera impermeable a través de la junta.

Como material de relleno, se emplea normalmente una emulsión asfáltica de aplicación en frío, otras menos frecuentes son emulsiones a base de productos sintéticos tipo caucho de polisulfuro, resinas epóxicas, y como bandas impermeables se usan las de hule, butilo, neopreno, estireno, poliuretano y P.V.C., ver fig. 127.

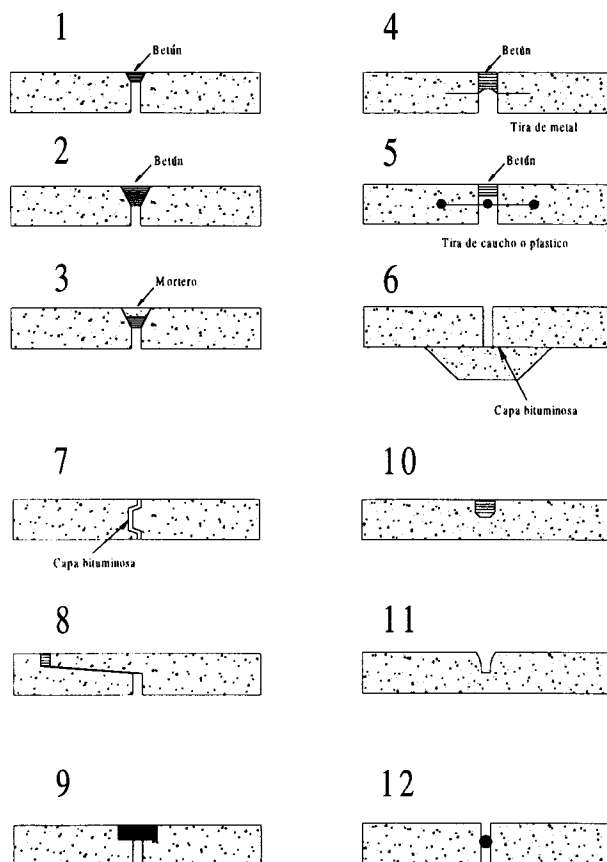


Fig. 127 Diferentes tipos de juntas

Clases de juntas

Las principales clases de juntas de construcción son:

- Juntas de contracción transversales.
- Juntas de contracción longitudinales.
- Juntas de dilatación.

Las *juntas de contracción transversales* se instalan para combatir el agrietamiento transversal.

Las *juntas longitudinales* sirven para combatir el agrietamiento longitudinal irregular de las losas no armadas en las que el perímetro de revestimiento es de 9.00 m o más y su separación entre sí es de 2.50 a 4.50 metros.

Los revestimientos de concreto no requieren por lo general de *juntas dilatación* a no ser que estos revestimientos estén en contacto con estructuras fijas o se encuentran en otras condiciones extremas.

La experiencia ha demostrado que el empleo de *juntas de dilatación* implica siempre un aumento del número de aberturas en las juntas de contracción cercanas, lo que conviene en los revestimientos de canales, porque hace más difícil mantener estancas las juntas.

Separación entre las juntas de construcción

Se ha pretendido establecer por medio de cálculos la distancia permisible entre las juntas de construcción, pero por falta de los datos necesarios y la diversidad de condiciones que se presentan en la realidad se aconseja basarse en los resultados empíricos.

En canales antiguos sin juntas de construcción o en algunos que tienen estas juntas pero excesivamente separadas, se han observado separaciones de grietas a cada 6.00 m aproximadamente; en la mayoría de los casos, se cree que es recomendable adoptar esta medida como separación entre las juntas bajo circunstancias normales y con espesores de revestimiento no mayores de 15.00 cm, para espesores mayores se puede aumentar la separación.

Por otro lado, existe información de que en canales que forman parte de obras de toma en centrales hidroeléctricas tienen una separación de 8.00 m entre las juntas, siendo el espesor del revestimiento 20.00 cm (dichos canales se encuentran en España).

El USBR, recomienda el siguiente espaciado de las juntas en el concreto sin armar:

Espesor del revestimiento	Separación de las juntas (valores aproximados)
5.00 - 6.50 <i>cm</i>	unos 3.00 <i>m</i>
7.50 - 10.00 <i>cm</i>	3.50 - 4.50 <i>m</i>

La separación media es cincuenta veces el espesor de la losa.

El uso de bandas hechas con materiales como el hule, butilo, neopreno, estireno, poliuretano y PVC, ha aumentado en forma notable en los últimos años, cabe aclarar que el material que más aceptación ha tenido es el PVC, esto se debe a que el citado material absorbe los movimientos de la junta y es completamente impermeable, a diferencia de los elementos metálicos. Las bandas de PVC son fáciles de cortar, asimismo son sumamente fáciles de unir; el único problema que presentan es el de su fijación correcta a lo largo de la junta ya que la banda cambia de posición con frecuencia por el impacto y presión del concreto al realizarse el vaciado, desplazamiento que trae como consecuencia la mala colocación de la banda y la posibilidad de filtraciones.

Es muy importante establecer que todo producto que se vaya emplear en la obra se le compruebe la calidad, asimismo que se analice el ancho para ver si es el adecuado al sitio de su colocación.

Finalmente se hacen las siguientes recomendaciones para el empleo adecuado de las bandas.

- El ancho de la banda no debe ser mayor que el peralte del elemento en que se colocará.
- Para lograr un correcto anclaje en el concreto, el ancho de la banda no debe ser menor a seis veces el tamaño máximo del agregado grueso, más el ancho de la junta específica, por ejemplo:

Una junta de $\frac{3}{4}$ " de ancho, donde el agregado máximo del concreto es de $1\frac{1}{2}$ ", el ancho mínimo de la banda debe ser igual a:

$$6.00 \times 1\frac{1}{2} + \frac{3}{4} = 9\frac{3}{4}$$

- La distancia de la superficie al punto donde se coloca la banda no debe ser menor que la mitad del ancho de la banda.
- La distancia mínima entre el acero de refuerzo y la banda debe ser igual a dos veces el tamaño máximo del agregado.

Los productos especiales fabricados para el sellado impermeable de juntas de contracción comprenden los tres grupos siguientes:

Emulsiones asfálticas.
Masillas a base de materiales sintéticos.
Bandas prefabricadas de materiales sintéticos.

Las características de estos productos determinan el tipo de la junta a emplear. A continuación se indica su composición y principales condiciones que deben cumplir.

Emulsiones asfálticas

Son compuestos de consistencia plástica, fabricados normalmente a base de asfaltos oxidados, con adición de plastificantes especiales resistentes al envejecimiento; contiene como refuerzo fibras de amianto y microminerales. Las masillas se presentan listas para el uso, se aplican en frío y su peso específico oscila alrededor de 1.50.

Estas masillas deben reunir las condiciones siguientes

Adherencia. Se realiza este ensayo según la Norma D.1.191-52T de la ASTM. Después de cinco ciclos de ensayos a $-10.00\text{ }^{\circ}\text{C}$, en las condiciones descritas en las citadas normas, no deben observarse grietas ni separaciones en el material, ni en la interfase entre éste y los bloques de mortero.

Penetración. Se realiza utilizando un cono de diseño especial con punta de acero. Las penetraciones se realizan a dos temperaturas diferentes y con peso y tiempos distintos:

a $25\text{ }^{\circ}\text{C}$: peso de 150 gr y tiempo de 5 s.
a $0\text{ }^{\circ}\text{C}$: peso de 200 gr y tiempo de 60 s.

Las penetraciones obtenidas en el ensayo anterior deberán tener, los valores siguientes:

para la penetración a $25\text{ }^{\circ}\text{C}$: de 2.20 cm.
para la penetración a $0\text{ }^{\circ}\text{C}$: mayor de 1.00 m.

Fluencia. El ensayo consiste esencialmente en la exposición de una probeta de masilla colocada sobre una placa metálica dispuesta en un soporte con una inclinación de 75° . Las condiciones que debe tener una influencia máxima de 0.50 cm después de una exposición de 5.00 hrs. a 65° centígrados.

Envejecimiento. En los ensayos de envejecimiento acelerado no debe observarse ninguna pérdida aparente de plasticidad o adherencia, admitiéndose solamente una pérdida de brillo y un ligero endurecimiento de la capa superficial.

Para el sellado de juntas en los cajeros es preciso emplear una masilla de consistencia semidura con un valor mínimo de la fluencia, con el fin de evitar su desprendimiento. En cambio, en las soleras y sobre todo al realizar la separación de sus juntas, puede resultar ventajosa la utilización de una masilla de consistencia blanda, cuya fluencia sobrepase los límites.

Debido a su mayor fluencia, la masilla se introduce con mayor facilidad dentro de la junta, rellenando las irregularidades de su superficie y taponando los huecos y poros que puedan existir. Además, la masilla de consistencia blanda es más fácilmente aplicable que la semidura, sobre todo en tiempo frío.

Masillas a base de materiales sintéticos

Se emplea normalmente masillas a base de caucho de polisulfuro THIOKOL, que se fabrican también en colores claros, lo que representan una ventaja estética en comparación con los productos asfálticos.

Se presenta como un compuesto formado por dos componentes, que una vez mezclados, vulcanizan a temperatura ambiente, obteniéndose una masilla sumamente elástica. Su alargamiento a la rotura puede alcanzar un 450 por 100, volviendo a su estado normal al cesar el esfuerzo. Posee una excelente resistencia al envejecimiento, así como al desgaste. Las masillas a base de THIOKOL se emplean en frío.

Bandas prefabricadas de materiales sintéticos

Para la fabricación de bandas destinadas al sellado de juntas de contracción, se emplean dos clases distintas de productos sintéticos, los termoplásticos y los elastómeros.

Para el sellado propiamente dicho de las juntas de contracción, su papel es, en cierto modo, secundario, por lo que no ha parecido necesario detallar sus características dentro del marco de este trabajo.

Referente a las láminas asfálticas, se recomienda la utilización de una lámina asfáltica con armadura de fibra de vidrio, por ser éste un material imputrescible, debiendo ser suficiente el tipo más ligero, o sea, la lámina L 18 de unos 1.80 kg/m², y un espesor de unos 1.8 milímetros.

Cubre juntas de metal y empaques de hule

Cuando es necesario que el revestimiento sea impermeable a las cargas hidráulicas exteriores se instalan cubrejuntas de metal o empaques de hule para cerrar las juntas.

Dichos cierres se colocan en las losas de revestimiento aguas arriba de la estructura de control, si la impermeabilidad se desea para aumentar la trayectoria de las filtraciones debajo de la estructura. Generalmente se colocan en las juntas transversales a lo largo de las porciones curvas cóncavas del canal de aguas abajo, donde las presiones dinámicas sobre el revestimiento producen una carga elevada para introducir el agua en la junta.

Los cierres pueden ser convenientes a lo largo de las juntas longitudinales en los estanques amortiguadores que se construyen sobre una base permeable. Las cargas diferenciales que resultan en la superficie inclinada del agua del resalto, pueden producir la circulación del agua debajo de la losa si se permite que las filtraciones atraviesen la junta en el extremo de aguas arriba.

Los materiales basados en cloruro de polivinilo (PVC) pertenecen al grupo de los termoplásticos. Son sensibles en cierto grado a los cambios de temperatura, y su consistencia depende de la misma. Se reblandecen con temperaturas elevadas, por lo que, por medio de calentamiento, es relativamente fácil lograr la unión de las distintas piezas de PVC. Sin embargo, retienen cierta deformación permanente.

Las bandas de PVC no deben estar normalmente en contacto con materiales asfálticos, ya que los aceites contenidos en éstos emigran dentro del PVC, modificando sus propiedades.

Al grupo de elastómetros pertenecen los cauchos sintéticos a base de butilo y los basados en policloropreno. No son sensibles a los cambios de temperatura, y no están sujetos a deformación permanente, ni a la acción de los aceites contenidos en los materiales asfálticos.

Para la unión de las distintas piezas es preciso emplear adhesivos sintéticos especiales.

Ambas clases de los citados materiales tienen una muy elevada resistencia al envejecimiento y debe cumplir según las normas alemanas las siguientes condiciones:

Alargamiento a la rotura:	<i>mín</i> 350.00 por 100.00
Resistencia a la rotura:	<i>mín</i> 100.00 kp/cm^2
Dureza Shore A:	60.00 – 70.00

Otros materiales

Aparte de las masillas y de las bandas que hemos indicado anteriormente para el sellado de las juntas de contracción y de acuerdo con el tipo de las mismas, el empleo de láminas y pastas asfálticas, de pintura imprimible y de fibra de vidrio.

Se trata de materiales que se utilizan en forma usual en los trabajos de impermeabilización.

Dentellones

Cuando se excava en tierra el canal colector, la losa debe colocarse directamente sobre la superficie excavada, o puede ser necesario usar un colchón intermedio impermeable, según la naturaleza de la cimentación con respecto a la permeabilidad, susceptibilidad a hincharse por efecto de las heladas, y su heterogeneidad que en un momento dado pueda afectar los asentamientos diferenciales. Debido a que la losa no está unida a la cimentación, está sujeta a los movimientos producidos por la dilatación y la contracción, y deberá evitarse que se corra cuando lo construyen en un talud. Esto se puede lograr por medio de dentellones, que podrán mantenerse en una posición más o menos fija con respecto a la losa y la cimentación.

Los dentellones se pueden usar también para interceptar el escurrimiento en los estratos permeables de la cimentación, para disminuir las filtraciones y evitar la formación de subpresiones debajo del vertedor o de las áreas adyacentes. Cuando la zanja para el dentellón de la presa se prolonga al vertedor, generalmente se une al dentellón de aguas arriba del vertedor para disponer de una barrera continua entre las laderas.

Generalmente se dispone un dentellón en el extremo de aguas abajo del vertedor, como una medida de seguridad contra la erosión y la socavación del extremo de la estructura. Algunas veces, se construyen dentellones en puntos intermedios para que sirva de barreras contra el agua que corre a lo largo de las superficies de contacto entre la estructura y la cimentación, y para alargar el recorrido de las filtraciones debajo de la estructura.

Cuando el vertedor es un conducto debajo de la presa, el dentellón toma la forma de collares, colocados a intervalos alrededor del cañón del conducto. Siempre que existe la posibilidad, se colocan dentellones en las cimentaciones de roca en zanjas verticales. En las cimentaciones de tierra donde los dentellones deben formarse en una zanja con sus costados en talud, debe tenerse cuidado en compactar cuidadosamente el relleno, usando material impermeable para obtener una barrera razonablemente impermeable.

Los dentellones se pueden construir de madera, concreto, de cortinas de concreto o cemento, de ataguías de tablestacas de acero o de tierra impermeable en una zanja.

Anclas

La SARH, recomendó lo siguiente: se pondrán anclas en el canal colector, canal de descarga y tanque amortiguador. Las anclas estarán formadas por varillas de 1.91 cm ($3/4''$) ϕ alojadas en perforaciones de 7.62 cm ($3''$) ϕ rellenas con mortero de cemento $1:3$ y un aditivo expansor. La profundidad de estas anclas será de 1.50 m a 3.00 m en el canal de descarga dependiendo del tamaño de la sección por el canal.

Para el canal colector y tanque amortiguador deben verificarse las anclas aumentando el peso propio del revestimiento, el peso del volumen de la cimentación incorporado por el anclaje.

De acuerdo a la cimentación que se tenga, las anclas se podrán reducir en número y longitud o suprimirse, a juicio del ingeniero residente de la obra, si existe muy buena roca o se tiene un talud mayor de $0.5:1$; en taludes iguales o mayores de $1.5:1$ no se consideran anclas. En la fig. 128 y 129 se presentan los revestimientos típicos sobre cimentaciones de roca y de tierra.

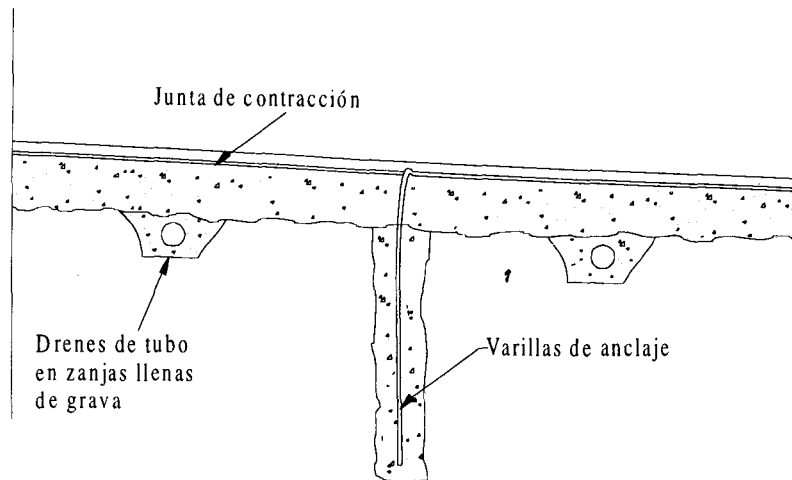


Fig. 128 Revestimiento típico sobre cimentaciones de roca. Design of Small Dams, 1960

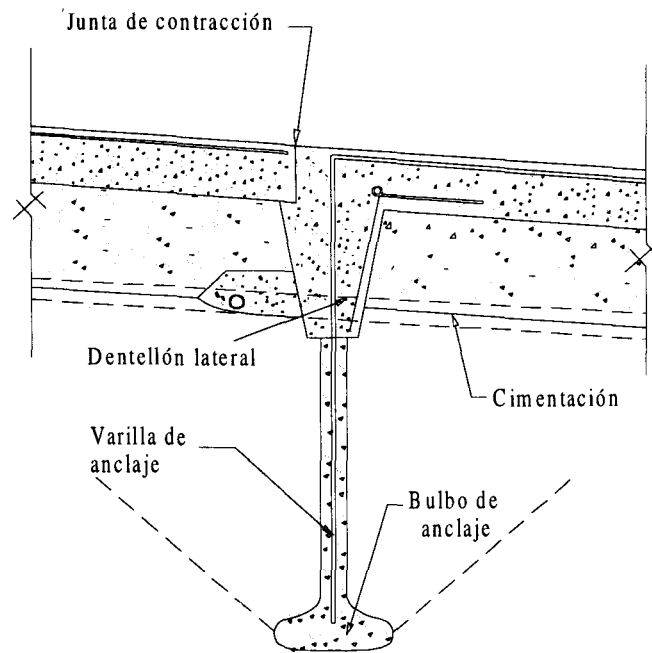
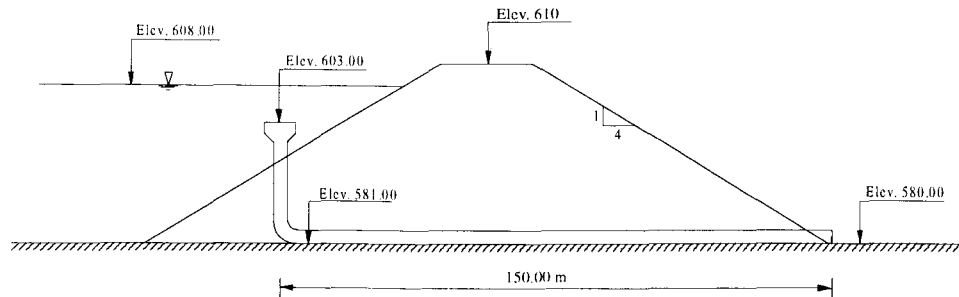


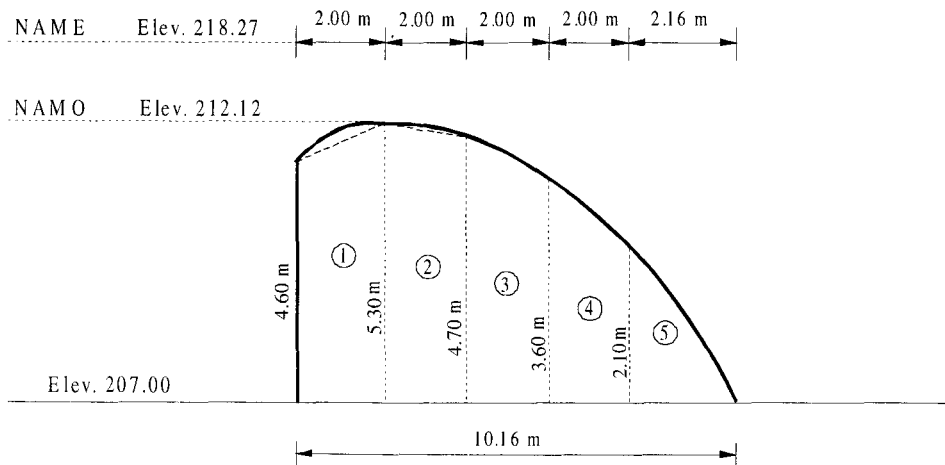
Fig. 129 Revestimiento típico sobre cimentaciones de tierra. Design of Small Dams, 1960

Problemas propuestos

31. Proyectar un vertedor de embudo para descarga $Q_0 = 210.00 \text{ m}^3/\text{s}$ con una carga de 6.60 m . Los demás datos se presentan en la figura siguiente. Considere que la forma del radio de la cresta, tiene la forma de una torre separada de la ladera y se pueden tolerar presiones negativas a lo largo de la cresta vertedora $n=0.017$.



32. Hacer el análisis de estabilidad del cimacio presentado en la fig. siguiente, si se ha construido de concreto, $\gamma_m = 2.4 \text{ t/m}^3$. Se colocarán drenes a 1.00 m del paramento aguas arriba. Suponer un coeficiente sísmico $\alpha = 0.20$.



33. Calcular la estabilidad de un muro de contención con las características geométricas señaladas en la fig. siguiente. Además las condiciones del suelo de relleno son las siguientes, omita la sobrecarga

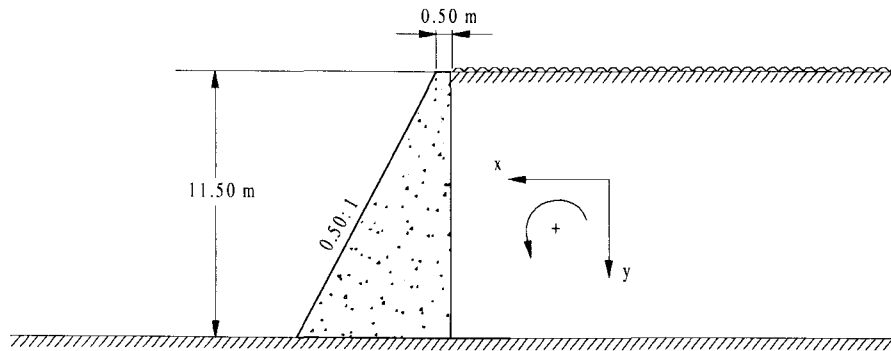
Peso volumétrico seco = 1674.00 kg/m^3

Peso volumétrico a la humedad óptima = 2000 kg/m^3

Cohesión $C = 4.50 \text{ t/m}^2$

Ángulo de fricción interna $\phi = 5^\circ$

Además el coeficiente sísmico vale $\alpha = 0.20$





Solución de los problemas propuestos

1.

Cuadrante aguas abajo

estación	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x	205.00	205.50	206.00	206.50	207.00	207.50	208.00	208.50	208.60
y	500.00	499.96	499.87	499.73	499.54	499.31	499.03	498.71	498.64

Cuadrante aguas arriba

estación	1	2	3	4	5	6	7
x	205.00	204.70	204.40	204.10	203.80	203.70	203.65
y	500.00	499.98	499.92	499.81	499.61	499.49	499.37

3.

Cuadrante aguas abajo

estación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
x	205.00	206.00	207.00	208.00	209.00	210.00	211.00	212.00	213.00	214.00	214.22
y	500.00	499.96	499.86	499.71	499.51	499.26	498.97	498.64	498.26	497.85	497.75

Cuadrante aguas arriba

$$x_c = 3.58 \text{ m}; y_c = 0.92 \text{ m}; R_1 = 8.50 \text{ m}; R_2 = 4.00 \text{ m}$$

5.

Cuadrante aguas abajo

estación	1	2	3	4	5	6
x	205.00	205.50	206.00	206.50	207.00	207.11
y	500.00	499.96	499.87	499.72	499.53	499.26

Cuadrante aguas arriba

$$x_c = 1.20 \text{ m}; y_c = 0.43 \text{ m}; R_1 = 2.75 \text{ m}; R_2 = 0.88 \text{ m}$$

7.

Cuadrante aguas abajo

estación	1	2	3	4	5	6
x	300.00	300.50	301.00	301.50	302.00	302.05
y	500.00	499.96	499.87	499.72	499.52	499.50

Cuadrante aguas arriba

$$x_c = 1.185 \text{ m}; y_c = 0.695 \text{ m}; R_1 = 3.40 \text{ m}; R_2 = 1.05 \text{ m}$$

9.

Cuadrante aguas abajo

estación	1	2	3	4	5	6
x	205.00	206.00	207.00	208.00	209.00	209.27
y	500.00	499.85	499.47	498.91	498.18	497.96

Cuadrante aguas arriba

estación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
x	205	204.9	204.8	204.7	204.6	204.5	204.45	204.4	204.35	204.3	204.275
y	500	499.998	499.992	499.982	499.9675	499.9485	499.9375	499.925	499.9115	499.8965	499.8885

estación	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
x	204.25	204.225	204.2	204.175	204.15	204.125	204.1	204.075	204.05	204.025	204
y	499.8805	499.8715	499.8625	499.8535	499.8435	499.8335	499.823	499.812	499.8005	499.788	499.775

11. $C = 2.162$

13. $L_e = 98.62 \text{ m}$

15. $C_0 = 2.13; C_1 = 2.26; C_2 = 2.26; C_3 = 1.40; C_{\text{final}} = 1.40$

17. $q = 63.245 \text{ m}^2/\text{s}/\text{m}; C_0 = 2.10; C_{\text{final}} = 2.12; L_e = 77.11 \text{ m}; L_t = 110.26 \text{ m}.$

19.

The screenshot shows a GWBASIC window with a menu bar containing 'Auto' and several icons. The main area displays a list of coordinates:

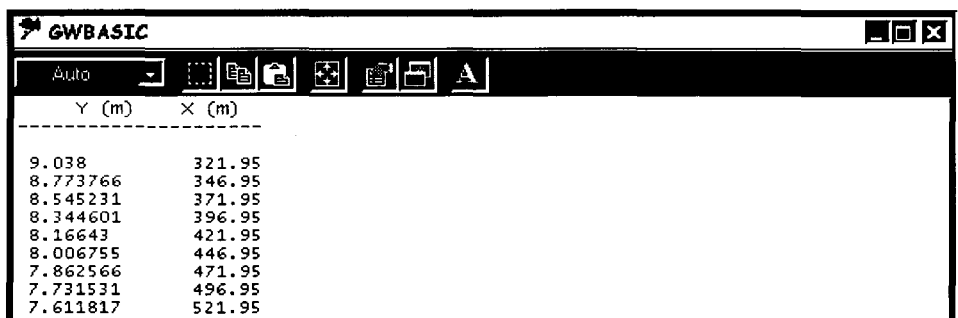
Y (m)	X (m)
4.11	293.36
4.026108	318.36
3.949702	343.36
3.879835	368.36
3.815722	393.36
3.756712	418.36
3.702237	443.36
3.651823	468.36
3.605066	493.36
3.561608	518.36
3.521136	543.36
3.483384	568.36
3.448121	593.36
3.415125	618.36
3.384212	643.36

Estación	z	d	dcos t	A	P	V	v2/2g	dv^2/gr
142.00	--	--	--	--	--	--	--	--
164.00	493.52	7.47	7.05	338.34	58.81	14.78	11.13	--
184.42	486.35	5.69	5.37	255.17	55.14	19.59	19.57	0.37
219.50	474.10	4.45	4.20	198.30	52.58	25.21	32.40	0.48
256.20	470.73	4.28	4.27	190.55	52.23	26.24	35.09	0.50
293.36	467.38	4.11	4.10	182.73	51.88	27.36	38.16	--
343.36	462.83	3.95	3.94	175.42	51.55	28.50	41.41	--
393.36	458.28	3.82	3.80	169.32	51.27	29.53	44.45	--
443.36	453.73	3.70	3.69	164.16	51.03	30.46	47.29	--
493.36	449.18	3.61	3.59	159.75	50.83	31.30	49.93	--
543.36	444.63	3.52	3.51	155.94	50.66	32.06	52.40	--
593.36	440.08	3.45	3.43	152.63	50.51	32.76	54.69	--
624.43	437.26	3.41	4.04	150.80	50.43	33.16	56.03	--
642.22	438.26	3.49	4.31	154.37	50.59	32.39	53.47	0.62
660.00	445.00	3.76	4.07	166.86	51.16	29.97	45.77	0.57

H'	R	R^(4/3)	sf	sf'	E	E2-E1	Dx	hf	H
521.00	--	--	--	--	--	--	--	--	521.00
512.13	5.75	10.31	0.00415	--	18.61	--		8.87	512.13
511.98	4.63	7.71	0.00976	0.00696	25.26	6.66	20.42	0.14	511.98
511.44	3.77	5.87	0.02123	0.01549	36.86	11.60	35.08	0.54	511.44
510.61	3.65	5.62	0.02403	0.02263	39.38	2.52	36.70	0.83	510.61
509.65	3.52	5.36	0.02738	0.02571	42.27	2.90	37.16	0.96	509.65
508.19	3.40	5.12	0.03111	0.02925	45.36	3.09	50.00	1.46	508.19
506.54	3.30	4.92	0.03476	0.03293	48.26	2.90	50.00	1.65	506.54
504.72	3.22	4.75	0.03830	0.03653	50.99	2.72	50.00	1.83	504.72
502.72	3.14	4.60	0.04172	0.04001	53.54	2.55	50.00	2.00	502.72
500.55	3.08	4.48	0.04500	0.04336	55.92	2.38	50.00	2.17	500.55
498.22	3.02	4.37	0.04814	0.04657	58.14	2.22	50.00	2.33	498.22
496.70	2.99	4.31	0.05001	0.04907	59.44	1.30	31.07	1.52	496.70
495.84	3.05	4.43	0.04646	0.04823	56.96	2.48	17.79	0.86	495.84
495.10	3.26	4.84	0.03638	0.04142	49.53	7.43	17.78	0.74	495.10

21.

Programa Hidrac



The screenshot shows the GWBASIC program window with a table of coordinates. The table has two columns: Y (m) and X (m). The data points are as follows:

Y (m)	X (m)
9.038	321.95
8.773766	346.95
8.545231	371.95
8.344601	396.95
8.16643	421.95
8.006755	446.95
7.862566	471.95
7.731531	496.95
7.611817	521.95

Estación	Dx	Z	d/D	d	d cos t	θ calculado	A	P	V
210.00	---	---	---	---	---	---	---	---	---
321.95	111.95	456.16	0.753	9.038	8.951	2.101706	91.380	25.220	30.094
371.47	49.52	449.23	0.712	8.549	8.466	2.009552	86.189	24.115	31.907
420.99	49.52	442.29	0.681	8.172	8.093	1.941262	82.035	23.295	33.522
470.51	49.52	435.36	0.656	7.870	7.794	1.887710	78.618	22.653	34.979
520.03	49.52	428.43	0.635	7.620	7.546	1.844179	75.749	22.130	36.304
535.29	15.26	426.29	---	6.188	6.129	1.602188	74.260	24.377	37.032
557.80	22.51	426.80	---	6.890	6.888	1.719663	82.679	25.780	33.261
580.00	22.20	435.00	---	5.390	5.056	1.468910	86.236	26.779	31.889

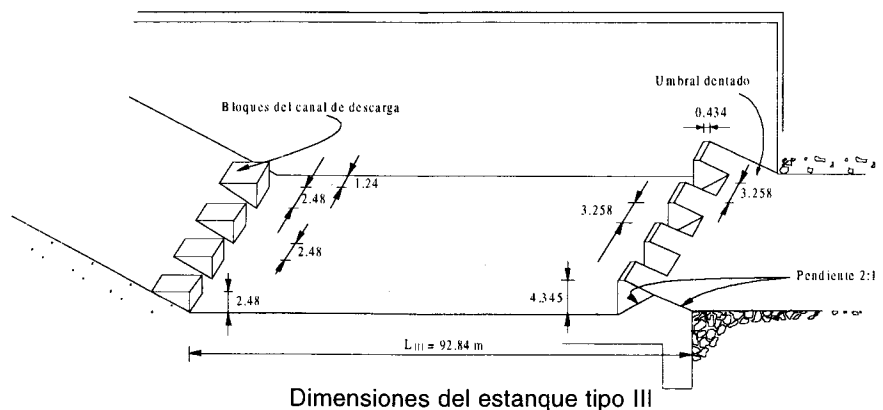
$\frac{V^2}{2g}$	$\frac{dV^2}{g r}$	H'	R	$\frac{d}{R^2}$	Sf	\bar{S}_f	x	hf	H
---	---	521.00							521.00
46.160	---	511.36	3.623	5.565	0.0319	---	111.95	9.64	511.36
51.888	---	509.66	3.574	5.465	0.0365	0.034	49.52	1.69	509.66
57.275	---	507.74	3.522	5.358	0.0411	0.039	49.52	1.92	507.74
62.363	---	505.59	3.471	5.255	0.0456	0.043	49.52	2.15	505.59
67.175	---	503.22	3.423	5.159	0.0501	0.048	49.52	2.37	503.22
69.897	---	502.38	3.046	4.416	0.0609	0.055	15.26	0.85	502.38
56.387	11.100	501.18	3.207	4.730	0.0458	0.053	22.51	1.20	501.18
51.831	7.982	500.20	3.220	4.755	0.0419	0.044	22.20	0.97	500.20

23.

x	h	hpi	$\frac{dV^2}{g r}$	hp
321.95	55.80	8.951	---	8.951
371.47	63.22	8.466	---	8.466
420.99	70.53	8.093	---	8.093
470.51	77.77	7.794	---	7.794
520.03	84.95	7.546	---	7.546
535.29	88.52	6.129	---	6.129
557.80	87.31	6.888	11.100	17.988
580.00	80.61	5.056	7.982	13.037

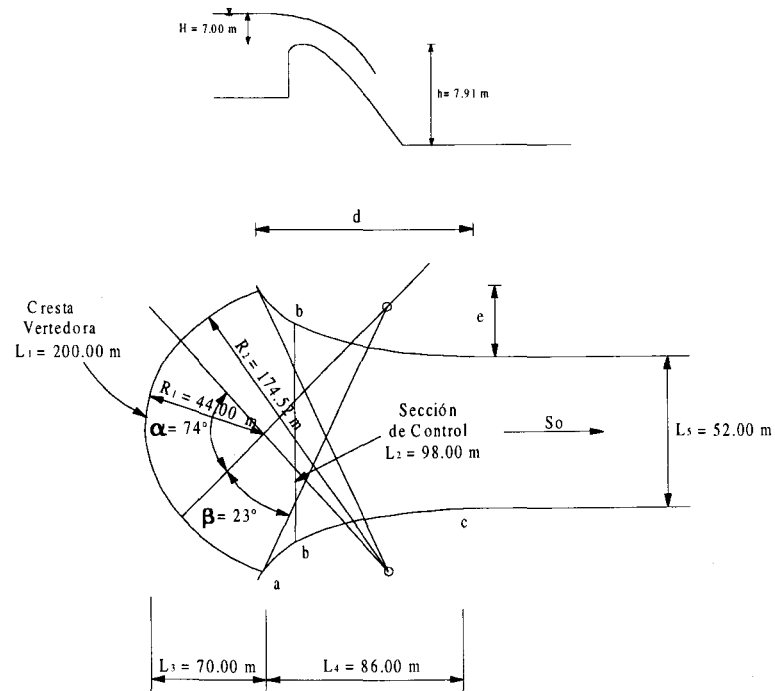
$\left(\frac{x}{k}\right) 10^{-3}$	$\frac{V_k}{\sqrt{2gh}}$	$\frac{V_k^2}{2g}$	σ_k	σ_{kp}
53.658	0.332	6.152	3.03966445	2.31202277
61.912	0.328	6.802	2.67794117	2.03688961
70.165	0.325	7.430	2.40144578	1.82658231
78.418	0.322	8.042	2.18160784	1.65936967
86.672	0.319	8.640	2.00187655	1.52266286
89.215	0.318	8.960	1.77212363	1.34790871
92.967	0.317	8.778	3.15988981	2.40346831
96.667	0.316	8.053	2.82969203	2.15231402

25.



27.

Vertedor en Abanico y geometría



29.

x	Dx	desnivel	Zo	$\Delta Y'$	Z	Y	A	P	Q
107.01		8.55		18.21	9.661	52.80	22.97	428.04
98.90	8.1084739	1.05	9.60	0.829	19.04	9.436	51.04	22.50	395.60
80.00	18.900581	2.46	12.06	1.8849268	20.92	8.864	46.68	21.32	320.00
60.00	20	2.60	14.66	1.9213759	22.85	8.185	41.71	19.92	240.00
40.00	20	2.60	17.26	1.7756514	24.62	7.361	36.00	18.22	160.00
20.00	20	2.60	19.86	1.5164493	26.14	6.277	29.00	15.99	80.00
0.00	20	2.60	22.46	0.7758854	26.91	4.453	18.54	12.23	0.00

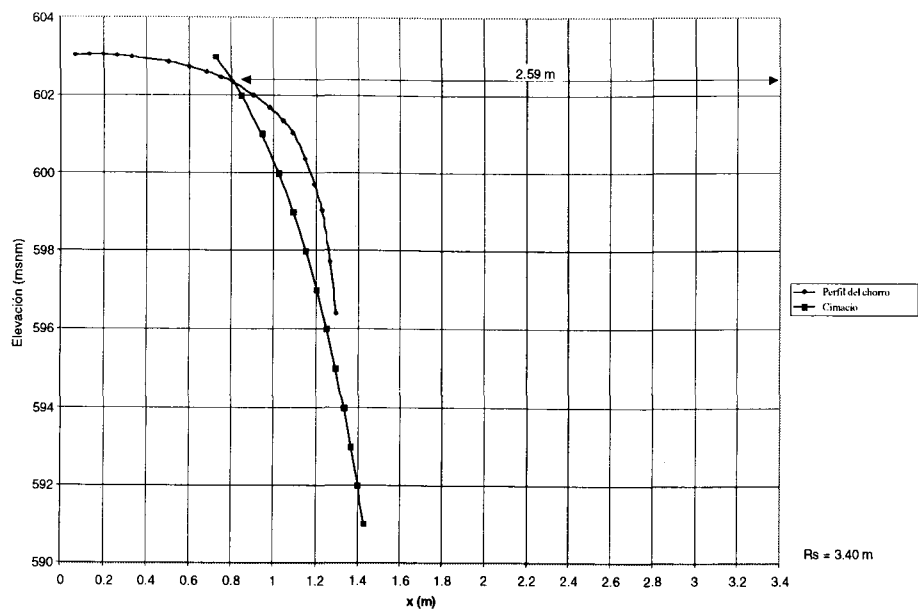
V	Q1+Q2	V1+V2	ΔQ	ΔV	R	Sf	hf	$\Delta Y'$
8.11								
7.75	823.64	15.86	32.43	0.36	2.27	0.00454	0.4486	0.829
6.86	715.60	14.61	75.60	0.90	2.19	0.00372	0.2976	1.886
5.75	560.00	12.61	80.00	1.10	2.09	0.00278	0.1668	1.922
4.44	400.00	10.20	80.00	1.31	1.98	0.00179	0.0718	1.776
2.76	240.00	7.20	80.00	1.69	1.81	0.00077	0.0155	1.516
0.00	80.00	2.76	80.00	2.76	1.52	0.00000	0.0000	0.776

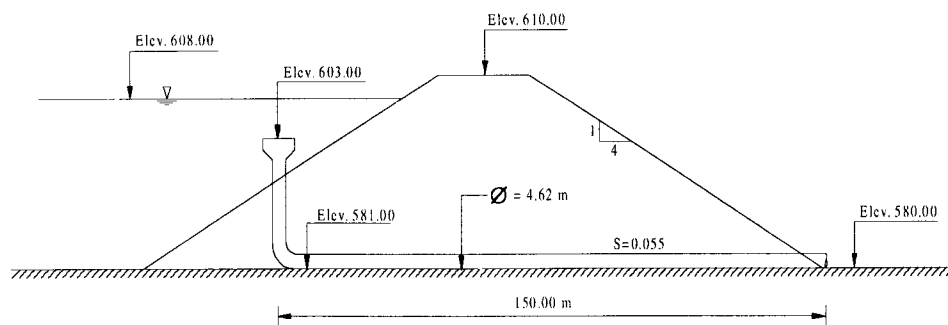
Flujo supercrítico, cálculo por pasos en la dirección aguas abajo

x	Dx	desnivel	Zo	$\Delta Y'$	Z	Y	A	P	Q
107.01	---		8.55	---	18.21	9.66	52.80	22.97	428.04
110.00	2.9909451	0.39	8.94	0.293	17.92	9.74	53.42	23.13	440.00
120.00	10	1.30	10.24	1.042	16.87	10.00	55.50	23.67	480.00
130.00	10	1.30	11.54	1.060	15.81	10.24	57.45	24.16	520.00
140.00	10	1.30	12.84	1.070	14.74	10.47	59.34	24.63	560.00
150.00	10	1.30	14.14	1.080	13.66	10.69	61.17	25.09	600.00

V	Q1+Q2	V1+V2	ΔQ	ΔV	R	Sf	hf	$\Delta Y'$
8.11								
8.24	868.04	16.34	11.96	0.13	2.31	0.00500	0.5499	0.310
8.65	920.00	16.88	40.00	0.41	2.35	0.00540	0.6482	1.041
9.05	1000.00	17.70	40.00	0.40	2.38	0.00581	0.7552	1.061
9.44	1080.00	18.49	40.00	0.39	2.41	0.00621	0.8689	1.071
9.81	1160.00	19.25	40.00	0.37	2.44	0.00660	0.9893	1.081

31.





33.

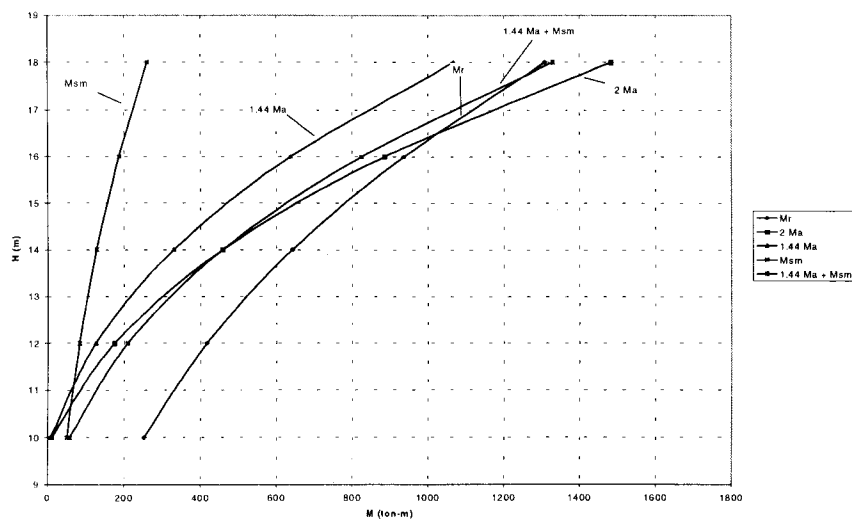
Revisión al volteo

$$M_R = 252.04 \text{ t-m}$$

$$M_T = 10.00 \text{ t-m}$$

$$M_{SM} = 49.80 \text{ t-m}$$

H m	M _R t-m	2 M _A t-m	1.44 M _A t-m	M _{SM} t-m	1.44 M _A + M _{SM} t-m
10.00	252.04	10.00	7.20	49.83	57.03
12.00	417.45	175.68	126.49	82.80	209.29
14.00	642.66	458.64	330.22	127.73	457.95
16.00	936.87	885.76	637.75	186.45	824.20
18.00	1309.28	1483.92	1068.42	260.82	1329.24



Muro estable = 14.00 m

Revisión por deslizamiento

$$\Sigma Fh = 89.054 t$$

$F.C. = 12.58 > 1.50$ es aceptable el diseño

Revisión de esfuerzos

$$M_R = 159.71 t\cdot m$$

$$M_{SM} = 127.77 t\cdot m$$

$$M_T = 229.51$$

$$s_B = 4.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$s_A = -0.88 \text{ kg/cm}^2$$

Referencias

- Aparicio, J., *Fundamentos de hidrología superficial*, Ed. Limusa-Noriega Editores, 1996, pp. 258-265.
- Arreguín F., *Aireación y superficies poliédricas*, Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Septiembre, 1985.
- Arreguín F., Echávez, G., *Aireación en obras de excedencia*, Ingeniería Hidráulica en México, pp. 59-73, septiembre - diciembre, 1985.
- Arreguín F., Echávez, G., "Aireación en flujos de alta velocidad. Región gradualmente aireada", X Congreso de la Academia Nacional de Ingeniería, 1984, pp. 258-262.
- Arreguín F., Echávez, G., "Aireación en flujos de alta velocidad. Zonas parcial y totalmente aireadas", XI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Buenos Aires, Argentina, 1984, pp. 645-656.
- Arreguín, F., Echávez, G., "Aireación natural en flujos de alta velocidad. Región gradualmente aireada", Parte I. VII Congreso Nacional de Hidráulica, pp. C68-C77.
- Arreguín F., Echávez G., "Aireación natural en flujos de alta velocidad, Región parcialmente aireada", Parte II VIII Congreso Nacional de Hidráulica, 1984 pp. C78-C90.
- Anderson, A. y Straub, F., *Self-aerated Flow in Open Channels*, ASCE, Vol. 125, 1960 pp. 456-481.
- Ball, J. W., *Cavitation from Surface Irregularities in High Velocity*, Journal of the hydraulics Division, 102, Sep, p. 1073.
- Bazin, H.E., *Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir* ("Recent experimentals on the flow of water over weirs"), *Mémoires et documents, Annales des ponts et chaussés*, Ser. 6, Vol. 16, 2° semestre de 1888, pp. 393-448; Ser. 6, Vol. 19, 1er. Semestre de 1890, pp.9-82; Ser. 7, Vol. 2, 2° semestre de 1891, pp. 445-520; Ser. 7, Vol. 7, 1er. Semestre de 1894, pp. 249-357; Ser. 7, Vol. 2, 2° semestre de 1896, pp. 645-731; y Ser. 7, Vol. 15, 2° trimestre de 1898, pp. 151-264. La primera parte traducida al inglés por Arthur Marichal y John C. Trautwine, Jr., *Proceedings, Engineering'Club of Philaphelphia*, Vol. 7, N° 5, 1890, pp. 259-310; Vol. 9, N° 3, 1892, pp. 231-244; W. Rafter en *Report on special water-supply investigation*, Congressional Documents, N°s. 4146 y

- 4147, Washington, D.C., 1900, pp. 571 - 950; e *Hidrology of the State of New York*, New York State Museum, Bulletin 85, Albany, N.Y., 1905.
- Carlsaw, H., Jaeger, J., "Conduction of Heat in Solids", p. 233, Clarendon Press, Oxford, 1947.
- Colgate, D., *Cavitation Damage of Roughened Concrete Surfaces*, Journal of the Hydraulics Division ASCE, Noviembre, 1959.
- C.N.A., Disco Compacto, *Grandes presas de México*, 1999.
- C.F.E., Manual de Diseño de Obras Civiles, Sección E, Hidráulica, pp. 1380-1427, 1970.
- Creager W.P., *Engineering for Masonry Dams*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1929, p.106.
- Creager, W. P., *Engineering for Masonry Dams*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1929, p. 258.
- Daily J., Harleman D., "Dinámica de los fluidos", Editorial Trilla, México, 1975, p. 453.
- Design of Small Dams, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Washington, D.C., 1960.
- Douma J. H., *Discussion on Open Channel Flow at High Velocities*, by L. Standish Hall, in *Entrainment of air in flowing water: a symposium*, Transactions, American Society of Civil Engineers, vol 108, pp. 1462-1473, 1943.
- Eccher, L. y Siegenthaler, A., "Spillway Aeration of the San Roque Project", Water Power and Dam Construction, Sep, 1982, pp. 37-41.
- Echávez, G., *Cavitación en obras vertedoras de alta caída*, Instituto de Ingeniería, UNAM 285, Marzo 1971.
- Echávez, G., *Protección de zonas expuestas a cavitación. Aplicaciones parte IV*, Instituto de Ingeniería, UNAM, 286, 1971.
- Echávez, G. y Arreguín, F., *Comportamiento de varias resinas epóxicas bajo excitaciones turbulentas y de cavitación*, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe a CFE, 1976.
- Echávez, G. y Arreguín, F., *Ampliación del proyecto sobre comportamiento de recubrimientos de concreto bajo excitaciones turbulentas y de cavitación*, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe a CFE, 1976
- Echávez, G., *Cavitación en vertedores*, 415 Instituto de Ingeniería, UNAM, Febrero, 1979, p. 5.
- Echávez, G. y Arreguín, F., *Diseño poliédrico de obras de excedencia*, X Congreso Latinoamericano de Hidráulica, México D. F., 1982, pp. 270-278.
- Engineering Report on Design, *Construction and Operation of Bratsk Hydropower Plant (named for 50th Anniversary of the Great October)*, Vol. 1, pp. 440, Energiya, Moscow, 1974.

- Escande, L., *Investigaciones sobre las grandes obras de evacuación de las crecientes*, Ingeniería Hidráulica en México, vol. 13, México, 1959.
- Escande, L. y Claria, J., *A propos des lames déversantes*, VII Convegno di Idraulica, Comunicazione A – 8, Pisa, 1963.
- Gainzburg, Ts G., Tchistyakov, A. M., *Design of a Ewar-Resistant Anticavitation Concrete Gosenergoizdath*, M L, 1959.
- Gal'perin, R. S., Oskolkov, A. G., Semenov V. M. and Tsedrov G. N., *Cavitation in Hydraulic Structures*, Energiya, Moscow, 1977.
- Gangadharaiah, T., Rao, L., *Inception and Entrainment in Self-aerated Flows*, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, July 1970, pp. 1549-1563.
- Govinda Rao, H. S., *Erosion Resistance, Cavitation-its Inception and Damage Irrigation and Power*, V. 18, No. 1, 1961.
- Govinda, R. y Thiruvengadam, A., *Prediction of Cavitation Damage*, Journal of the American Society of Civil Engineering, Sep, 1961.
- Grün, W., *Sperrbeton für Moderne Wasserbauten Wasservirtschaft*, Proc Amer Soc Civ Eng. No. 7, 1960.
- Halbronn, G., *Etude de la mise en regimedes ecoulements sur les aouvrages a fortuptente*, La houller Blanche, No. 1, 1951, pp. 21-40.
- Hamilton, W S, "Aeration of Flows down Spillway", an unpublished Harza Engineering Company Memorandum, Feb. 27, 1980.
- Hickox, G. H., *Air Entrainment on Spillways Faces*, Vol. 15, No. 12, 1945, pp. 562-563.
- Hinze, J. O., *Turbulence*, McGraw-Hill, Second Edition, 1975.
- Hiriart, F., *Diseño hidráulico de vertedores de abanico*, Ingeniería Hidráulica en México, Vol. 3, No. 2, México, 1949, pp. 46.47.
- Holl, J. W., *The Estimation of the Effect of Surface Irregularities on the Inception of Cavitation*, Universidad Estatal de Pensilvania, 1965.
- Hunter, R., Bhoota, B.V., E.Y. Hsu, *Design of Channel Expansions*, 4th paper in High – Velocity flow in open channels: A symposium, Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol. 116, 1951, pp. 347-363.
- Inozemtev y P., *Cavitation Erosion Resistance of Hidrotechnical Concretos fo Cement and Plimer Brinders*, XI Congreso AIHR, I, 48, Leningrado, 1965.
- Ippen, A. T., Dawson, J. H., *Design of Channel Contractions, High-Velocity Flow in Open Channels: A symposium*. Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol 116, 1951, pp. 326 – 346.
- Keller, R. y Wood, I., *Developing Region In Self-Aerated Flows*, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, April, 1974, pp. 553-567.
- Knapp, T. R., *Design of Channel Curves for Supercritical Flow*, 2d paper in High-velocity flow in open channels: A symposium, Transactions, American Society of civil Engineers, vol. 116, 1951, pp. 296-325.

- Kudriashov, G. V., Zharov, N. I., Rosanov, N. P., Niet Kaliev, A. T., "*Cavitation and Cavitation Erosion of Members of Water Outlet Structures*", International Association for Hydraulic Research, Moscú, 1983, pp. 453-467.
- Lane, E. W., *Entrainment of Air Inswiftly Flowing Water*, Civil Engineering, Vol. 9, No. 2, 1939, pp. 88-91.
- Lázzari, E., *Ricerca sullo sfioratore a pianta circolare*, L'Energia Elettrica, Vol 31, Milán, 1954, pp. 838-849.
- Lebreton, A., *Les et accidents graves de bajares de 1964 a 1983*, La Houille Blanche, No. 6/7, 1985.
- Levi, E. y Aldama, A., *Diseño hidrodinámico y automatización fluidica en obras hidráulicas*, UNAM, Instituto de Ingeniería, octubre de 1979 (D-14), pp. 18-61.
- Li Wen-Hsiung, *Open Channels with Nonuniform Discharge*, Transactions, American Society of Civil Engineers, vol. 120, 1955, pp. 255-274.
- Marcano y Castillejo, "*Model-Prototype Comparison of Aeration Devices of Guri Dam Spillway*", Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, IAHR, Sep 1984, pp. 4.6-1 4.6-5.
- Marengo, H., *Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas*, Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, enero de 1994, pp. 9-26.
- Marengo, H., *Análisis de riesgo de falla por desbordamiento del proyecto hidroeléctrico Infiernillo*, Revista Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XV, Núm. 1, enero-abril de 2000, pp. 73-79.
- Nowothy, H., *Destruction of Materials by Cavitation*, DVI Verlag, Berlin, 1942.
- Peterka, A.J., *The Effect of Entrained Air on Cavitation Pitting*, Proceedings Minnesota International Hydraulics Convention, USA, 1965.
- Pinto, S. y Neidert, S. H., "*Aeration of High Velocity Flow*", Water Power and Dam Construction, Feb 1982, pp. 34; 38, March, pp. 42, 44.
- Prusza, Z. Mantellini, T., Semenkov, V., "*Remedial Measures Against Spillway Cavitation*", International Association for Hydraulic Research, Moscú, 1983, pp. 468-476.
- Sánchez Bribiesca, *Behavior of Spillways in Mexican Dams*, UNAM, Instituto de Ingeniería (preparado para la SARH), octubre, 1979, pp. 61-65.
- Sciemeni, E., *Sulla forma delle vene tracimanti. (The form of flow over weirs)*, L'Energia elettrica, Vol. 7, N° 4, Milán, abril de 1930, pp. 293-305.
- Shalnev, K. K., *Cavitation due to Unevenness of the Surface and Erosion Caused by it*, Dokl Adak, Nawk, USSR, 78, 1951.
- Shames, I., *La mecánica de los fluidos*, McGraw-Hill, México, 1967, pp. 348-351.
- Silveria, A., *Some Considerations on the Durability of Dams*, Water Power and Dam Construction, pp. 19-28, feb., 1990.

- Rozanov, N., Moys, P., Paskkovy Vorobjob, G., *Research of Vacuum and Cavitation Characteristics of Elements of Hydrotechnical Structures*, Eleventh International Congress, 1.33, Leningrado, 1965.
- US Army Corps of Engineering, U.S.A.C.E., *Recommended Guidelines for Safety Inspection of Dams*, Vol. 1, Appendix D, National Program Inspection of Dams, USA, 1976.
- USBR, *Erosion of Concrete by Cavitation and Solids in Flowing Water*, No. C342, Denver, Colorado, Jul 1947.
- USBR, *Erosion Resistance Test of Concrete and Protective Coatings*, Concrete laboratory, Informe NO. C-445, Denver Colorado, Feb., 1952.
- Veronese, F., *Hidroelectricita / Sull' efficacia del dispositi di attenuazione delle onde positive generate nei canali adduttori alle turbine*, Venecia, Istituto di Idraulica Giovanni Poleni, 11/ilust., Studi E. Ricerche;354, Agosto, 1983.
- Viparelli, C., *Dissipatori a griglia di fondo*, Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche della Universita di Napoli, No.148.
- Volkart, P. y Rutschmann, P., *Rapid Flow in Spillway Chutes with and without Deflectors A Model-Prototype Comparison*, Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures IAHR, September 3-6, 1984, pp. 4.5-1 4.5-8.

Obras de excedencia

se terminó de imprimir el mes de noviembre de 2000
en los talleres de Impresión y Diseño.

Se utilizó tipografía *Helvética* de 10:12.

Para los interiores se usó papel couché de 135 kg.

La edición consta de quinientos ejemplares.



SECRETARÍA
DE MEDIO AMBIENTE
RECURSOS NATURALES Y PESCA



IMTA
INSTITUTO MEXICANO
DE TECNOLOGÍA DEL AGUA