



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO
EN INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERIA

**PROPUESTA Y ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE DERIVACIÓN
PARA UNA ZONA LAGUNAR EN EL ESTADO DE TABASCO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(HIDRÁULICA)**

P R E S E N T A:

ALEJANDRA CASILIMAS PEÑA

DIRECTOR DE TESIS:

DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ



MÉXICO, D.F.

MAYO DE 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO

Presidente: Dr. Fuentes Mariles Oscar
Secretario: Dr. Escalante Sandoval Carlos
Vocal: Dr. Gracia Sánchez Jesús
1^{er}. Suplente: M.I. Franco Víctor
2^{do}. Suplente: Dr. Domínguez Mora Ramón

PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA

TUTOR DE TESIS

DR. JESUS GRACIA SANCHEZ

AGRADECIMIENTOS

Mi más sincero agradecimiento a la Universidad Nacional Autónoma de México, especialmente la Coordinación de Hidráulica del Instituto de Ingeniería, por su patrocinio en esta etapa de formación y durante la elaboración de este trabajo.

A mi director de tesis, el Dr. Jesús Gracia Sánchez, por darme la oportunidad de integrarme a su equipo de trabajo, por su apoyo incondicional y amistad, durante la elaboración de mis estudios de maestría.

A mi gran amigo Gérman Daniel Rivillas, quien hizo posible mi acercamiento a la UNAM y al Instituto de Ingeniería, ya que sin su buena voluntad esto no habría sido posible.

Al M. en I. Víctor Ortiz, por su constante colaboración, comentarios, recomendaciones y disposición en la elaboración de este trabajo.

A Joel Carbajal y Fernando (laboratorio de posgrado), por su colaboración y disposición durante la realización de las pruebas.

A las familias Rivillas Cardona, Velasco Villavicencio, Reynoso Mejía, especialmente a Daniel Reynoso y Rosalía Velasco, quienes me acogieron y me hicieron sentir como parte de su familia, a todos ellos muchas Gracias.

A mis compañeros y amigos, Cesar, Rocío, Karlita, Jaime, José, Marco, Leo, Jorge, Luis (el che), Yadira y Lalo, los cuales llenaron de buenos momentos mi estancia y ayudaron a alivianar las cargas durante estos dos años.

Dedicatoria

Dedico este trabajo a Dios y a toda mi familia, en especial, a mis padres: Javier Casilimas, quien me ha ayudado a levantarme en los momentos difíciles y a no decaer jamás, a mi madre, Esther J. Peña quien me enseñó que si se puede, gracias, a mi hermano por su compañía diaria en estos dos años, a mis abuelos: Gloria, Antonia, y Luis, por sus oraciones y a mi tío Francisco, quien siempre creyó en mi

ÍNDICE

Lista de figuras	vii
Lista de tablas	xiii
Lista de símbolos	xv
Resumen	1
1. Introducción	3
2. Planteamiento del problema	7
2.1 Generalidades	7
2.2 Objetivo del proyecto	9
2.3 Condiciones iniciales	10
2.4 Estructuras	10
2.4.1 Presa tipo indio	10
2.4.2 Cimacio	12
2.4.3 Estructura alternativa	15
3. Revisión del Estado del Arte	19
3.1 Presas de derivación	19
3.1.1 Tipos de obras de derivación	19
3.2 Presas de derivación	20
3.2.1 Clasificación	20
3.2.1.1 Por su eje en planta	21
3.2.1.2 Por el tipo de material	21
3.2.1.2.1 Flexible	21
3.2.1.2.2 Rígidas	22
3.2.1.2.3 Mixtos	23
3.3 Vertedores de pared delgada	23

3.3.1	Clasificación de los vertedores	25
3.3.1.1	Según la geometría	25
3.3.1.1.1	Vertedores rectangulares	25
3.3.1.1.1.1	Vertedores de pared delgada sin contracciones	25
3.3.1.1.1.2	Vertedores de pared delgada con contracciones	26
3.3.1.1.2	Vertedores triangulares	27
3.3.1.1.3	Vertedor trapecial	29
3.3.1.1.4	Vertedero circular	30
3.4	Vertedores de pared gruesa	32
3.5	Teoría del diseño de vertedores	34
3.5.1	Vertedores de descarga	34
3.5.2	Perfil de la napa superior del flujo en vertedores	35
4.	Modelos Numéricos	39
4.1	Vertedores de pared delgada sumergida	39
4.2	Sumergencia en vertedores de pared gruesa	40
4.3	Regímenes de flujo sumergido en vertedores rectangulares	41
4.3.1	Ecuación de descarga para flujo sumergido	44
4.4	Vertedores de descarga sumergido	46
4.5	Cálculo de perfiles teóricos por el método directo por pasos	50
4.5.1	Descripción del cálculo de perfiles por el Método Directo por Pasos.	53
5.	Modelos físicos empleados	57
5.1	Escalas	57
5.1.1	Similitud hidráulica	57
5.1.2	Semejanza geométrica	58
5.1.3	Semejanza cinemática	58
5.1.4	Semejanza dinámica	59
5.1.5	Número de Reynolds	59
5.1.6	Número de Froude	61
5.1.7	Escalas de los modelos	61

5.1.8	Escalas usadas para los modelos simplificado y completo	64
5.2	Modelo físico simplificado	66
5.3	Modelo físico Completo	68
5.3.1	Consideraciones para la construcción del modelo físico	69
5.3.2	Pruebas en modelo físico completo	69
5.3.3	Escala de gastos	70
6.	Comparación de resultados en modelos físicos y numéricos	73
6.1	Modelo físico simplificado	73
6.1.1	Comparación de los resultados de la presa indio, con los modelos matemáticos	73
6.1.1.1	Comparación de los perfiles hidráulicos encontrados en el laboratorio y los calculados con el Método Directo por Pasos	73
6.1.1.2	Regímenes de flujo sumergido	79
6.1.1.3	Ecuación de descarga para flujo sumergido	83
6.1.2	Comparación de los resultados de la estructura de descarga “cimacio”, con los modelos matemáticos	84
6.1.2.1	Comparación de los perfiles hidráulicos encontrados en el laboratorio y los calculados con el Método Directo por Pasos	84
6.1.2.2	Teoría de vertedores de descarga sumergidos	89
6.1.2.3	Coeficientes de descarga	93
6.2	Modelo físico completo	94
6.2.1	Comparación de los resultados del modelo físico completo, con el simplificado y el modelo numérico directo por pasos, para la presa tipo indio	94
6.2.2	Comparación de los resultados del modelo físico completo y el modelo numérico Directo por Pasos,	

para la presa tipo indio modificada	95
6.2.3 Generalidades en las pruebas realizadas	
En el modelo físico completo presa tipo indio modificada	
98	
7. Conclusiones y Recomendaciones	103
8. Referencias y Bibliografía	107
Apéndice A. Memorias de diseño	A2
A.1 Memorias de diseño de la segunda estructura del	
experimento Cimacio y Tanque amortiguador	A2
A.1.1 Cálculo del Perfil del Cimacio	A2
A.2.1 Cálculo del tanque amortiguador	A4
Apéndice B. Proceso constructivo del modelo completo	B2
B.1 Descripción del proceso constructivo del modelo físico	B2
B.2 Proceso constructivo del modelo completo	B2
B.3 Estructuras que intervienen en el modelo	B5
B.3.1 Presa	B5
B.3.2 Carretera	B7
B.3.4 Vertedor y Limnómetro	B7
B. 3.5 Tanque amortiguador	B8
B.3.6 Canal de captación	B8
B.3.7 Tanque de recirculación	B9
B.3.8 Sistema de bombeo	B10
Apéndice C. Resultado de las pruebas	C2
C.1 Pruebas en el modelo simplificado	C2
C.1.1 Descripción	C2
C.1.2 Procedimiento	C2

C.1.3 Ubicación de las escalas para el cálculo de los perfiles de laboratorio	C3
C.1.4 Resultados	C3
C.1.4.1 Presa tipo indio	C3
C.1.4.2 Obra de descarga cimacio	C6
C.2 Pruebas en el modelo completo	C8
C2.1 Perfil encontrado en el modelo completo presa tipo indio	C8
C2.2 Perfil encontrado en el modelo presa tipo indio modificada	C8

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1.1 Delimitación geográfica del estado de Tabasco	3
Fig. 1.2 Esquema explicativo de la zona de estudio	5
Fig. 2.1.1 Orografía de Villahermosa	7
Fig. 2.1.2 Esquema de la zona	9
Fig. 2.4.1 Sección de la cortina “tipo indio” utilizada para el experimento	11
Fig. 2.4.2 Formas estándar de vertedores WES U.S (según Sotelo, 2002)	14
Fig. 2.4.3 Perfil del cimacio utilizado para el experimento	15
Fig. 2.4.4 Perfil de la estructura alternativa (imagen modificada base de datos CONAGUA)	17
Fig. 3.2.1 Algunas formas de ejes de cortinas derivadores (según Sánchez, 1981)	21
Fig. 3.2.2 Esquema de una presa de derivación flexible (según Sánchez, 1981)	22
Fig. 3.2.3 Sección típica de cortina vertedora rígida (modificado de Vega O. Arreguín, 1987)	22
Fig. 3.2.4 Esquema de una presa de derivación rígida (según Sánchez, 1981)	23
Fig. 3.3.1 Vertedero de pared delgada	24
Fig. 3.3.2 Vertedor de pared delgada	25
Fig. 3.3.3 Vertedor de pared delgada	27
Fig. 3.3.4 Vertedor triangular	27
Fig. 3.3.5 Coeficiente de gasto μ , vertedores triangulares, Universidad Católica de Chile, (según Sotelo, 2002)	29
Fig. 3.3.6 Vertedor trapecial	29
Fig. 3.3.7 Vertedor circular	30
Fig. 3.4.1 Vertedor de pared gruesa	33
Fig. 3.5.1 Diseño de la sección de un vertedor de rebose	

(según Chow, 1994)	35
Fig. 3.5.2 Relación altura-caudal para las formas estándar de vertedores WES (según Chow, 1994)	36
Fig. 3.5.3 Perfiles de la napa superior sobre vertedores WES, sin pilares (según Chow, 1994)	37
Fig.4.1.1 Vertedor de pared delgada sumergido	39
Fig . 4.3.1 Regímenes de flujo en vertedores rectangulares de cresta delgada; a) chorro de entrada, b) salto de superficie c) onda de superficie, d) chorro d superficie, (según wu y Rajaratman,1996)	42
Fig. 4.3.2 Limites de entrada de chorro y regímenes de flujo superficial (según wu y Rajaratman,1996)	44
Fig. 4.3.3 Variación del factor de reducción con la relación t/h	45
Fig. 4.4.1 Disminución del coeficiente de descarga para vertedores de rebose sumergidos. (según Chow, 1994)	48
Fig. 4.4.2 Perfiles comunes de presiones (líneas punteadas) y de la superficie (líneas continuas) para el flujo sobre presas de rebose sumergidas; a) flujo supercrítico, b) flujo con un resalto hidráulico, c) flujo con un resalto hidráulico ahogado, d) Flujo que se aproxima a la sumergencia completa (según Chow, 1994)	49
Fig. 4.5.1 Tramo del canal prismático con rugosidad uniforme (Según Sotelo, 2002)	50
Fig. 4.5.2 Perfiles hidráulicos	52
Fig. 4.5.3 Perfil encontrado usando la hoja de Excel	55
Fig. 5.2.1 Zona a modelar y modelo físico simplificado	66
Fig. 5.3.1 Topografía de la zona a modelar	68
Fig. 5.3.2 Modelo físico Don Julián en funcionamiento	69
Fig. 5.3.3 Esquema del modelo físico utilizado en el patio de modelos. (R1, R2, R3, R4, escalas)	70
Fig. 6.1.1 Perfiles encontrados en el laboratorio –represa tipo indio – $Q=72\text{m}^3/\text{s}$	74

Fig. 6.1.2 Perfiles calculados para las cuatro primeras condiciones –represa tipo indio- $Q=72\text{m}^3/\text{s}$	75
Fig. 6.1.3 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio C1 –represa tipo indio – $Q=72\text{m}^3/\text{s}$	76
Fig. 6.1.4 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio C2 –represa tipo indio – $Q=72\text{m}^3/\text{s}$	77
Fig. 6.1.5 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio C3 –represa tipo indio – $Q=72\text{ m}^3/\text{s}$	78
Fig. 6.1.6 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio C4 –represa tipo indio – $Q=72\text{m}^3/\text{s}$	79
Fig. 6.1.7 Clasificación de los regímenes de flujo sumergido	80
Fig. 6.1.8 Condición 2 represa tipo indio, salto hidráulico sobre la estructura	81
Fig. 6.1.9 Condición 3 represa tipo indio	81
Fig. 6.1.10 Condiciones 3, 4, 5, 6, 7 represa tipo indio	82
Fig. 6.1.11 Perfiles encontrados en el laboratorio –cimacio – $Q=72\text{ m}^3/\text{s}$	85
Fig. 6.1.12 Perfiles calculados –cimacio – $Q=72\text{ m}^3/\text{s}$	85
Fig. 6.1.13 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio CC1 –cimacio- $Q=72\text{m}^3/\text{s}$	86
Fig. 6.1.14 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio CC2 –cimacio $Q=72\text{m}^3/\text{s}$	87
Fig. 6.1.15 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio CC3 –cimacio $Q=72\text{m}^3/\text{s}$	88
Fig. 6.1.16 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio CC4 –cimacio $Q=72\text{m}^3/\text{s}$	89
Fig. 6.1.17 Clasificación del flujo y disminución del coeficiente de descarga. (Según Chow, 1994)	91
Fig. 6.1.18 Condiciones 1 y 2 para la estructura de descarga cimacio	92
Fig. 6.1.19 Condiciones 3, 4, 5 y 6 para la estructura de descarga cimacio	92

Fig. 6.1.20 Comparación de los coeficientes de descarga real y calculado	94
Fig. 6.2.1 Comparación del modelo simplificado, completo y calculado para la represa tipo indio	95
Fig. 6.2.2 Perfil obtenido en el modelo completo Para la represa tipo indio modificada	96
Fig. 6.2.3 Perfil calculado para la represa tipo indio modificada por el método directo por pasos	97
Fig. 6.2.4 Comparación del perfil del modelo físico completo y el calculado para la represa tipo indio modificada	97
Fig. 6.2.5 Esquema de medición de velocidades	98
Fig. 6.2.6 Ubicación de las velocidades obtenidas en el modelo completo modificado	
Fig.6.2.7 Socavación de los tapetes de concreto aguas abajo de la presa tipo indio modificada	100
Fig.6.2.7 Socavación de los tapetes de concreto aguas abajo de la presa tipo indio modificada	100
Fig. A.1.1 Método WES, para el diseño del perfil del cimacio (según Chow ,1994)	A2
Fig. A.2.1 Condiciones de diseño del tanque amortiguador	A4
Fig. A.2.2 Salto hidráulico normal. (según Sotelo, 2002)	A5
Fig. A.2.3 Longitud en términos de la profundidad secuente Y2 de resaltos en canales horizontales (con base en los datos y recomendaciones del U.S. Bureau of Reclamation). (según Chow, 1994)	A7
Fig. A.2.4 Perfil final del cimacio en estudio	A8
Fig. B.1.1 Construcción de mallas sobre la topografía	B2
Fig. B.2.1 Ubicación del área física a modelar	B3
Fig. B.2.2 Fronteras del modelo físico a construir	B3
Fig. B.2.3 Obra civil, construcción de losas y muros	B3
Fig. B.2.4 Topo- batimetría, nivelación de varillas	B4
Fig. B.2.5 Conformación del modelo físico	B4
Fig. B.2.6 Conformación y compactación del modelo físico.	B5

Fig. B.3.1 Cajón para el soporte de la estructura	B6
Fig. B.3.2 Represa tipo indio convencional	B6
Fig. B.3.3 Represa tipo indio modificada	B6
Fig. B.3.4 Modelo de la carretera	B7
Fig. B.3.5 Vertedor del modelo físico en funcionamiento	B8
Fig. B.3.6 Canal de captación	B9
Fig. B.3.7 Obras de captación y recirculación del modelo	B9
Fig. B.3.8 Sistema de bombeo	B10
Fig. B.3.9 Modelo físico completo	B10
Fig. C.1.1 Esquema utilizado en el canal de pendiente variable, (R1, R2, R3, R4, R5, escalas)	C3
Fig. C.1.2 Resultados obtenidos en el canal para presa indio y un gasto de 2000 m ³ /s	C5
Fig. C.1.3 Resultados obtenidos en el canal para cimacio y un gasto de 2000m ³ /s	C8
Fig. C.1.4 Resultados en el modelo físico completo para la represa tipo indio con un gasto de 2000 m ³ /s	C9
Fig. C.1.5 Resultados en el modelo físico completo para la represa tipo indio modificado con un gasto de 2000 m ³ /s	C9

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.4.1 Valores de K y n para el desarrollo de la ecuación 2.1 (Según Chow 1994)	12
Tabla 3.3.1 Fórmulas para el cálculo de μ , vertedora rectangular con o sin contracciones (según Sotelo, 2002)	27
Tabla 3.3.2 Valores característicos de ϕ para vertedores circulares utilizados en la ecuación 3.8 (según Sotelo, 2002)	29
Tabla 4.5.1 Datos suministrados a la hoja de Excel para el cálculo de perfiles por el método directo por pasos	50
Tabla 4.5.2 Resultados obtenidos en la hoja de calculo	51
Tabla 5.1 Escalas lineales comunes en modelos hidráulicos (Según A. Vergara.1995)	62
Tabla 6.1.1 Descripción de las condiciones para las pruebas represa tipo indio	70
Tabla 6.1.2 Cálculos del modelo numérico para la clasificación de los regímenes sumergidos	76
Tabla 6.1.3 Resultados de la aplicación del modelo de descarga de Rajaratnam y Muralidhar para la represa tipo indio	79
Tabla 6.1.4 Descripción de las condiciones para las pruebas en el cimacio	
Tabla 6.1.5 Valores de relaciones h_d/H_e y h_{d+d}/H_e , para los resultados obtenidos en las pruebas del cimacio, para un gasto de $72\text{m}^3/\text{s}$.	80
Tabla 6.1.6 Comparación de coeficientes de descarga teóricos, para el cimacio y reales para un gasto de $72\text{m}^3/\text{s}$.	86
Tabla A.1.1 coordenadas del cimacio en estudio	A3

LISTA DE SIMBOLOS

A	área transversal
b	ancho de vertedor
C	coeficiente de descarga
D	diámetro
d	profundidad aguas abajo
F_r	numero de Froude
g	aceleración debida a la gravedad
h	energía total aguas abajo del vertedor
H	carga hidráulica sobre el vertedor
H_1	altura en la sección 1
H_2	altura en la sección 2
H_d	altura de la carga de diseño
	altura de caída desde el nivel del embalse aguas arriba hasta la elevación de la
h_d	superficie aguas abajo
L	longitud del vertedor
Le	escala de longitud
m	inclinación lateral en vertedores trapeciales
n	coeficiente de Manning
P	perímetro mojado
Q	gasto
q	gasto por unidad de ancho
q_f	gasto correspondiente a un flujo para una cabeza dada
Q_s	gasto sumergido
R_e	numero de Reynolds
R_h	radio hidráulico
S_f	pendiente media de fricción del tramo del canal
S_o	pendiente del canal
t	energía total aguas arriba del vertedor
V	velocidad
β, θ	ángulos de inclinación para vertedores trapeciales y triangulares

Δ_x	distancia entre dos secciones
λ	relación entre velocidades características
μ	coeficiente que considera las pérdidas por fricción y efectos de tensión superficial
μ_r	coeficiente de descarga para vertedor rectangular con contracciones
μ_t	coeficiente de descarga para vertedor triangular
ν	viscosidad cinemática
φ	coeficiente de reducción de flujo sumergido en vertedores de pared delgada
ϕ	coeficiente en vertedores circulares

Resumen

En el presente trabajo se muestra el análisis de tres estructuras de derivación para una zona lagunar del estado de Tabasco, México. Partiendo de condiciones establecidas inicialmente con un gasto de 2000 m³/s, niveles máximos aguas arriba de 6 m y nivel mínimo aguas abajo 5m, se estudió el comportamiento hidráulico de tres estructuras de derivación: Presa tipo indio; Cimacio y Presa tipo indio modificada. Se obtuvieron los perfiles hidráulicos, con ayuda de modelos físicos completos y simplificados, los cuales fueron contrastados con los perfiles teóricos calculados por el Método Directo por Pasos.

Se encontró que las tres estructuras funcionan bien hidráulicamente con respecto a las condiciones iniciales, aunque el cimacio es un 2.6% más eficiente, dado que necesita menos carga para alcanzar el nivel de 5 m aguas abajo; también se observó que la presa tipo indio modificada, presenta socavaciones importantes en los tapetes de protección ubicados aguas abajo de la estructura derivadora.

Adicionalmente, ya que la teoría de flujo sumergido no es extensa, se realizó una comparación con dos modelos existentes para la clasificación de los regímenes de flujo sumergido, utilizando la teoría propuesta por Rajaratman y Muralidhar en 1969 para vertedores de pared delgada y el modelo propuesto por la U.S. Army Engineers Water Ways Experiment Station, para vertederos de pared gruesa, estos estudios se ajustaron a los resultados obtenidos en el modelo simplificado.

1. Introducción

El sistema fluvial de Tabasco está formado por los ríos Usumacinta y Grijalva. Constituye el 33 % de los cuerpos de agua dulce del país, con numerosos afluentes que desembocan en el Golfo de México. Este estado colinda al este con Campeche y la República de Guatemala, al sur con Chiapas, al oeste con Veracruz y su capital es Villahermosa (Fig. 1.1).



Fig.1.1 Delimitación geográfica del estado de Tabasco

En los últimos años, la población de Villahermosa se ha visto afectada por inundaciones, las cuales han sido provocadas por fuertes lluvias, que a su vez, generaron un aumento en el nivel de los ríos Carrizal y Grijalva, rebasando las cotas de los vertederos de las presas ubicadas en el río Carrizal. Esto desencadenó un incremento en el nivel de los cauces aguas abajo, originando desbordamientos e inundaciones que afectaron viviendas y cultivos, dejando miles de desplazados.

Actualmente, en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IIUNAM), se llevan a cabo distintos estudios sobre la construcción de obras de mitigación de inundaciones en diferentes zonas de Tabasco, los cuales podrían reducir en cierto modo, el impacto que tienen estos eventos sobre la población.

Una de las posibles soluciones que se analizaron fue la construcción de estructuras de control en el río La Sierra. Estas estructuras consisten en canales de derivación del gasto que transporta el río a la zona lagunar, disminuyendo así, el caudal que lleva el cauce del río aguas abajo, pero aumenta el nivel de la lámina de agua de las lagunas aledañas a donde descarga.

En el sitio existe una carretera que comunica la capital del estado, con el Aeropuerto Internacional de Villahermosa, esta vía actúa como una barrera artificial en la zona lagunar de Zapotes (Fig. 1.2), evita el drenaje natural de la misma.

Cuando el nivel de las lagunas sobrepasa la altura de la corona de la vía, esta se ve afectada, por lo que se requiere drenar de forma controlada la zona para evitar daños futuros sobre la carretera.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM, y la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), evaluaron la posibilidad de construir estructuras de drenaje por debajo de la carretera, como alcantarillas, vertedores y presas tipo indio, entre otros, para evitar aumente el nivel de las lagunas aguas arriba y contribuyan al incremento de los cauces que generan inundaciones en la zona.



Fig. 1.2 Esquema explicativo de la zona de estudio.

El objetivo de este trabajo es analizar el funcionamiento de diferentes estructuras, para revisar el comportamiento de los niveles de agua de las lagunas, e identificar cual es la mejor opción para el drenaje controlado de la zona lagunar.

Con la ayuda de modelos físicos y pruebas de laboratorio, se realizaron los ensayos correspondientes con diferentes elementos, y se obtuvieron los resultados que se analizan en este trabajo.

2. Planteamiento del problema

2.1 Generalidades

La planicie de Tabasco, Villahermosa y otras ciudades cercanas a ella son susceptibles a inundaciones recurrentes por ser la zona de descarga de los ríos Grijalva, La Sierra y Usumacinta. Su topografía es llana, con presencia de algunas colinas y lomas de poca extensión y altura. Su altitud media es de 8 msnm. Las zonas hacia donde crecieron las ciudades se encuentran en elevaciones entre 5 y 8 msnm, a veces menores, además, muchas de ellas eran zonas lagunarias que captaban y regulaban las crecientes de los ríos en años anteriores. Esto hace que toda la planicie de Villahermosa, en particular sea muy vulnerable a avenidas moderadas y consecuentemente intensas.



Fig.2.1.1 Orografía Villahermosa (tomado de informe, Domínguez 2007)

Por otro lado, el cambio de uso de suelo agrícola y ganadero en las cuencas de los ríos que confluyen hacia la planicie, junto con la deforestación incontrolada, han sido muy aceleradas en los últimos 50 años, y con frecuencia con prácticas inadecuadas de manejo de los cultivos, lo anterior ha afectado la hidrología de las regiones e incrementado la pérdida de suelo. Actualmente, el agua escurre más rápidamente hacia los cauces y presenta una menor infiltración.

La planicie de Tabasco se ve afectada año tras año por fenómenos meteorológicos que provocan lluvias de gran intensidad, y aún mayores cuando ocurren simultáneamente. Esto último tiene consecuencias más graves, en especial cuando las lluvias ocurren al mismo tiempo en las partes alta y baja de las cuencas.

El aeropuerto de Villahermosa está ubicado 15 km de la capital de Tabasco. En esta zona se encuentra la laguna los Zapotes, la cual drenaba naturalmente y ayudaba a la regulación de las crecientes del río La Sierra. Al construir la red vial que comunica a Villahermosa con el aeropuerto, la vía se convirtió en un parte-aguas o bordo que no permite el drenaje natural de la cuenca. Debido al incremento de los niveles del río La Sierra se producen desbordamientos que drenan a la zona lagunar Los Zapotes, adicionalmente, la carretera que comunica el aeropuerto con Villahermosa no permite el paso de las aguas, lo que hace que se presente un incremento en el nivel aguas arriba.



Fig.2.1.2 Esquema de la zona.

2.2 Objetivo del proyecto

El objetivo de este trabajo es analizar tres posibles estructuras de derivación: presa tipo indio, cimacio y estructura alternativa, las cuales permitan el paso de las aguas de la zona lagunar Los Zapotes, a las lagunas Don Julián de forma segura, para que éstas no afecten a la infraestructura aledaña, ni a la población. Lo anterior, con las condiciones iniciales aguas abajo de 5.0 m, aguas arriba menores o iguales a 6.0 m y un gasto de 2000 m³/s, para encontrar cual de las tres opciones es la mejor. Esto con ayuda de modelos físicos y pruebas realizadas en el laboratorio del Posgrado de Ingeniería, de la Universidad Nacional Autónoma de México. Los resultados serán comparados con modelos matemáticos establecidos para realizar un comparativo teórico y práctico.

2.3 Condiciones iniciales

Por información de la CONAGUA, el gasto que se debe drenar es de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$, la laguna cuenta con una topografía casi plana con una cota aproximadamente 3 m, por lo tanto los niveles que se deben respetar en este análisis son:

- Nivel aguas abajo 5.0 m
- Nivel de la estructura 4.m
- Nivel de piso 3.0 m
- Nivel aguas arriba menor o igual a 6 m

2.4 Estructuras analizadas

Las estructuras que se tuvieron en cuenta para el análisis de este experimento fueron tres, la primera es la presa tipo indio, la segunda es un vertedor de rebose (cimacio) y finalmente una estructura alternativa.

2.4.1 Presa tipo indio

La presa tipo indio, se constituye fundamentalmente de un elemento impermeabilizante formado por un macizo o dentellón, que puede ser de mampostería o concreto simple (de preferencia de este último material), además de un respaldo de material compactado que sirve también para aumentar la longitud del paso de filtraciones de estas cortinas. La estabilidad de la cortina se consigue principalmente con el enrocamiento acomodado, o semi acomodado de aguas abajo del dentellón (con talud exterior muy tendido).

El diseño de estas cortinas se hace en base a datos empíricos y prácticos, pues en la mayoría de los casos no siempre es posible efectuar un estudio minucioso de la mecánica de suelos que se requeriría en un diseño estricto. Es probable que las cortinas que se han construido tengan coeficientes de seguridad favorables. El rango de altura de las cortinas construidas con datos de la experiencia y que por cierto, su funcionamiento ha sido satisfactorio, varía de un metro a cinco metros. Estas cortinas se aconsejan con taludes muy tendidos y generalmente se recetan: aguas abajo 10:1 hasta 14:1 y el de aguas arriba de 3:1 a 8:1, dependiendo de las características del material a emplear y del criterio del proyectista de acuerdo con lo observado en otras presas ya construidas, así como de la bondad notoria de los materiales que se emplearan en su fabricación.

Cuando se tienen los estudios de los materiales que se van a emplear en el cuerpo de la cortina y los que se encuentran en el sitio de construcción; se puede diseñar estas presas con el método ideado por el investigador Blight, el cual se basa en la teoría del recorrido de filtración en medios permeables.

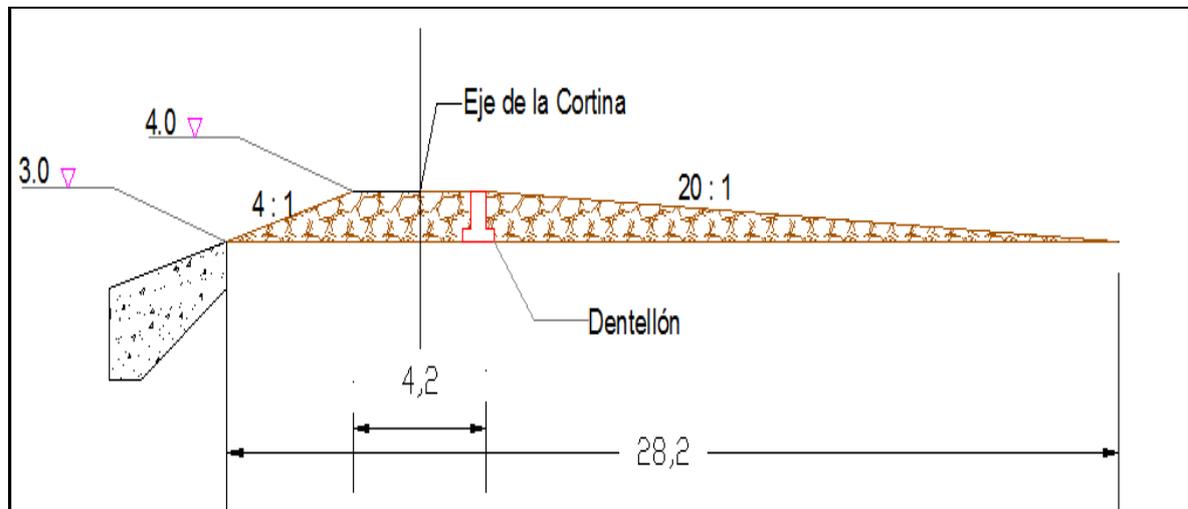


fig. 2.4.1 Sección de la cortina tipo indio utilizada para el experimento

La estructura que se uso para el experimento, cuenta con un ancho de corona de 4.2 m, una altura de la cortina de 1 m, las pendientes utilizadas en este diseño fueron de 4:1 para la entrada y 20:1 para la salida.

Como se menciona anteriormente, el criterio para tomar estos valores estuvo basado en datos empíricos, y prácticos tomados de experiencias anteriores las cuales han tenido buenos resultados.

2.4.2 Cimacio

Para el diseño del cimacio se contó con el método de diseño de la U.S. Army Corps of Engineers, quienes desarrollaron con base en los datos del Bureau of Reclamation algunas formas estándar de su Waterways Experiment Station. Tales formas, designadas como vertedores estándar WES pueden representarse mediante la siguiente ecuación:

$$X^n = KH_d^{n-1} Y \quad (2.1)$$

Donde X y Y son las coordenadas del perfil de la cresta con su origen en el punto más alto de esta; H_d es la altura de diseño excluyendo la altura de velocidad del flujo de aproximación; K y n son parámetros que dependen de la pendiente de la cara aguas arriba.

Los valores de K y n son los siguientes:

Tabla N. 2.4.1 Valores de K y n para el desarrollo de la ecuación (2.1). (según Chow 1994)

Pendientes de la cara aguas arriba	K	n
Vertical	2.000	1.850
3 en 1	1.936	1.836
3 en 2	1.939	1.810
3 en 3	1.873	1.776

Para pendientes intermedias, los valores aproximados de K y n pueden obtenerse graficando los anteriores valores contra las pendientes correspondientes e interpolando en la grafica los valores requeridos para cualquier pendiente dentro del rango graficado.

Al realizar los cálculos para el diseño del vertedor tipo cimacio, cumpliendo con las condiciones iniciales, siguiendo el método de la WES y las recomendaciones de la USBR para el cálculo del tanque amortiguador se obtuvo perfil de la figura 2.4.3, el cual fue la segunda estructura que se analizó en el experimento. Cabe mencionar que las memorias de diseño de esta estructura se encuentran en el apéndice A.

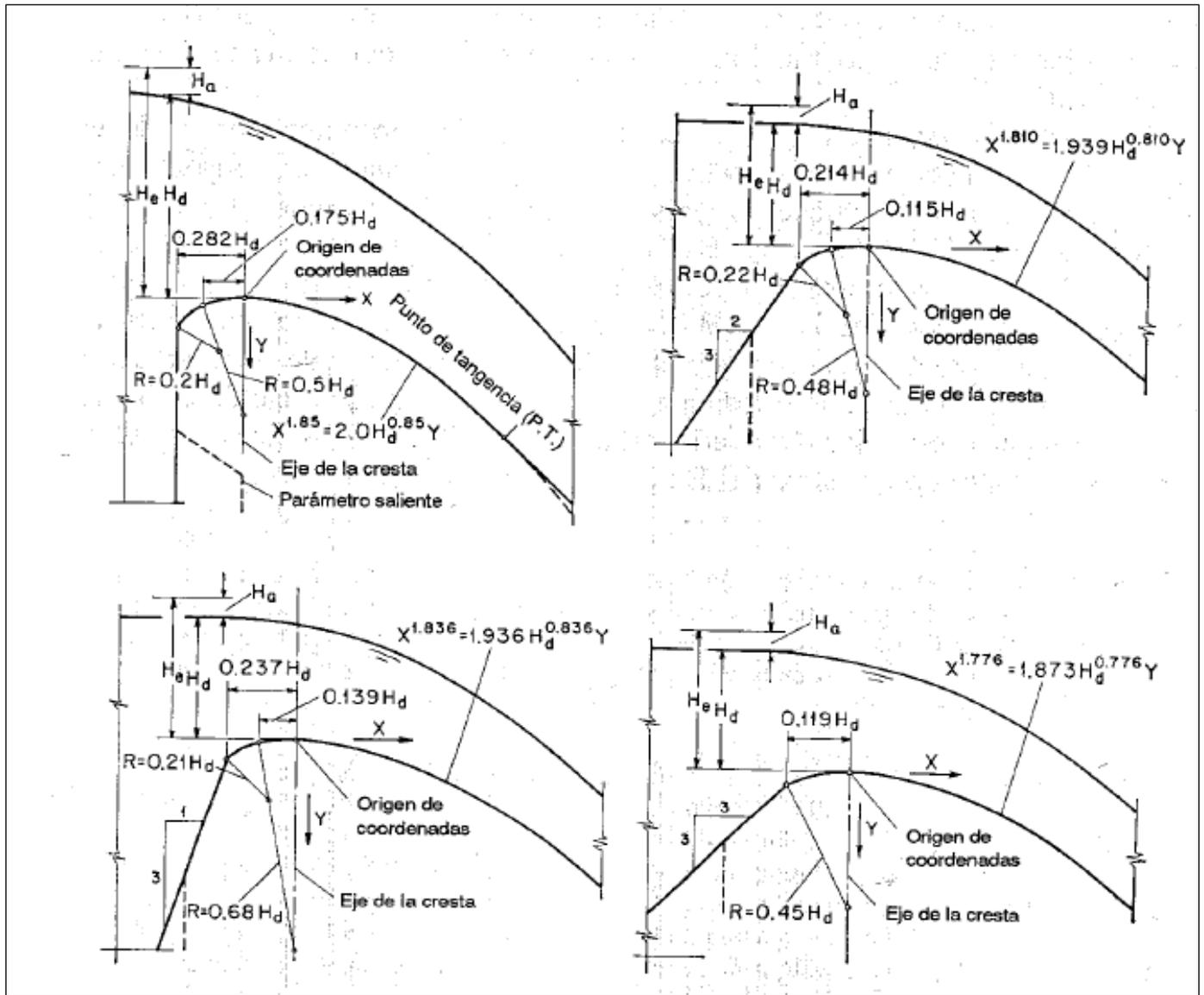


Fig. 2.4.2 Formas estándar de vertedores WES U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station. (según Sotelo 2002)

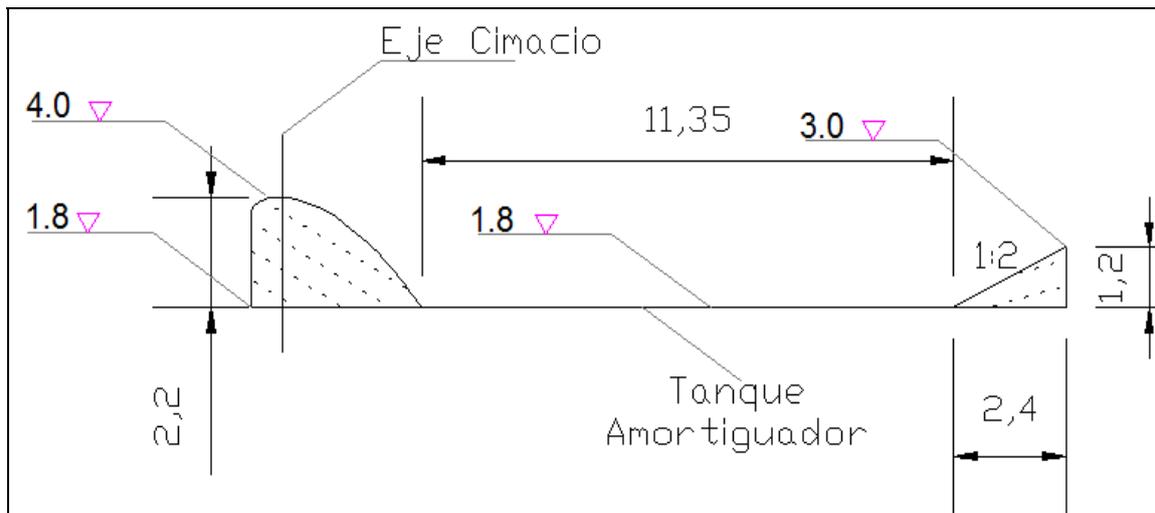


Fig. 2.4.3 Perfil del cimacio utilizado para el experimento.

2.4.3 Estructura alternativa

La estructura alternativa es una presa tipo indio modificada, conserva las mismas pendientes de la primera estructura aguas arriba 4:1 y aguas abajo 20:1, la diferencia es que las estructura tiene una rugosidad diferente tanto en la entrada como en la salida, adicionalmente, aguas abajo de la presa se tienen tres rugosidades distintas, es decir, la cortina tipo indio está conformada a la entrada por tapetes flexibles de concreto, a la salida por boleos de 0.7 m de diámetro, aguas abajo los primeros 40 m están conformados por tapetes flexibles de concreto, luego le siguen 50m de terreno natural y otros 40 m de tapete.

Los tapetes flexibles de concreto son estructuras en forma rectangular, integrados por varios elementos dependiendo de las dimensiones que incluya la especificación, están fabricados con alta resistencia y, generalmente, se adapta a la superficie del banco de material que protegen.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El concreto de los elementos monolíticos tiene una resistencia no menor a $F'_c=281.2$ Kg/cm² y son flexibles debido a que sus elementos de concreto están unidos con un cable no metálico de una resistencia no menor a 4.762.72 kilogramos de tensión, según especificaciones del fabricante.

3. Revisión del estado del arte

Con el objetivo de lograr la unión entre las lagunas Los Zapotes y Don Julián, se realizó una revisión del estado del arte de obras de interconexión de lagunas, en la cual se encontró obras como canales, cárcamos, alcantarillas, vertedores y presas derivadoras, en algunos casos son utilizados para lagunas de estabilización.

Por lo tanto, se optó por analizar el funcionamiento de elementos hidráulicos que permitan realizar esta comunicación, así que para el experimento se estudiaron dos tipos de estructuras, las presas de derivación y los vertedores.

A continuación se describen cada uno de ellos.

3.1 Presas de derivación

El objetivo de las obras hidráulicas de derivación es aprovechar las aguas superficiales en forma controlada sin alterar el régimen de la fuente de abastecimiento, ubicándolas de modo que se puedan utilizar por gravedad o por bombeo.

3.1.1 Tipos de obras de derivación

- Tomas directas
- Pantallas simples
- Presas de derivación
- Cajas en manantiales
- Galerías filtrantes
- Diques subterráneos

- Plantas de bombeo

3.2 Presas de derivación

Las presas de derivación son estructuras que nacen del mejoramiento del funcionamiento de las pantallas simples, que son la forma más rudimentaria de las obras derivadoras utilizada en ríos y arroyos. La idea que se persigue con estos, es construir una pantalla que obstaculice el paso de la corriente obligándola a formar un tirante mayor al normal, para desviar parte del agua y encauzarla a un canal localizado en una de las márgenes del río. Las pantallas se construyen transversalmente a la corriente y se forman con tablestacados, ramas de árboles y diques de arcilla o con material de acarreo del mismo río.

Partes que integran una presa derivadora:

- Cortina
- Bocatoma u obra de toma
- Estructura de limpia
- Obras complementarias

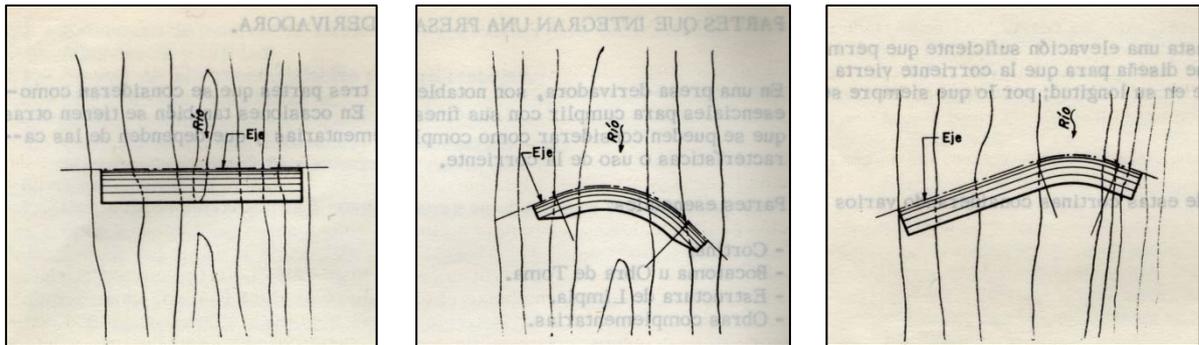
3.2.1 Clasificación

Se pueden clasificar considerando varios aspectos:

- Por su eje en planta
- Por el tipo de material

3.2.1.1 Por su eje en planta

Generalmente la línea del eje es recta, pero en ocasiones por la topografía y debido a la geología de la zona se adaptan ejes curvos o mixtos con el fin de disminuir el volumen de excavación o del material de la cortina, incluso para cimentarla en estratos de suelo más óptimos.



Eje recto

Eje curvo

Eje mixto

Fig. 3.2.1 Algunas formas de ejes de cortinas derivadoras (según Sánchez, 1981)

3.2.1.2 Por el tipo de material

- Flexible
- Rígidas
- Mixtos

3.2.1.2.1 Flexible

Las cortinas flexibles se forman con materiales naturales en forma adecuada, para aprovechar las características físicas de cada elemento, permitiendo que estas se adapten a las deformaciones plásticas de los mismos. Este tipo de cortinas flexibles son las más empleadas en presas derivadoras, y son llamados cortinas tipo indio construidas principalmente con una pantalla impermeable y enrocamientos.

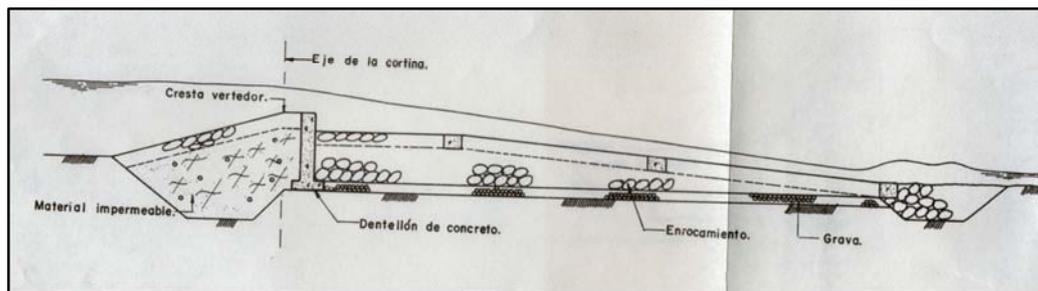


Fig. 3.2.2 Esquema de una presa de derivación flexible (según Sánchez, 1981)

La altura de la cortina en ocasiones es una limitante para el empleo de presas tipo indio debido a que los taludes que se obtienen con cargas hidráulicas grandes dan por resultados volúmenes de materiales considerables que hacen preferir cortinas rígidas.

3.2.1.2.2 Rígidas

Las cortinas rígidas se construyen con materiales pétreos unidos con algún compuesto cementante, mediante el cual, se produce casi una masa homogénea. Las cortinas rígidas más empleadas son aquellas hechas de mampostería con cemento, concreto ciclópeo, concreto simple, y en ocasiones de mampostería con morteros de cal y canto.

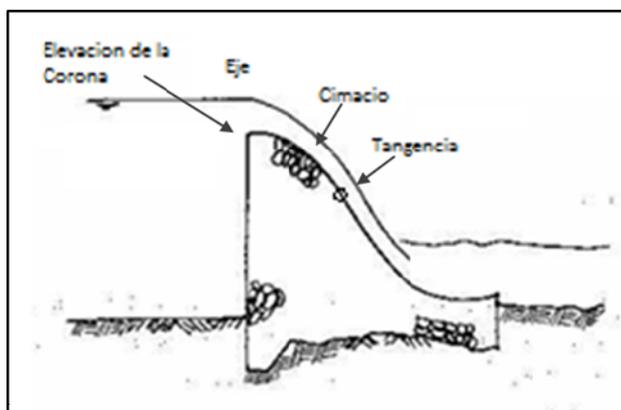


Fig.3.2.3 Sección típica de cortina vertedora rígida (modificado de Vega O. Arreguín, 1987)

La sección típica de las cortinas rígidas es de forma trapezoidal con cimacio en la corona como se indica en la figura. 3.2.3

La geometría del cimacio se aproxima a la forma parabólica de un chorro de agua con caída libre. El objeto de diseñar así es propiciar presiones bajas entre la lamina vertiente y el parámetro de aguas abajo, con lo cual se evitan fenómenos de

cavitación. Adicionalmente con el cimacio se logra aumentar la eficiencia de descarga del vertedor y se consigue acortar la longitud de carga del mismo.

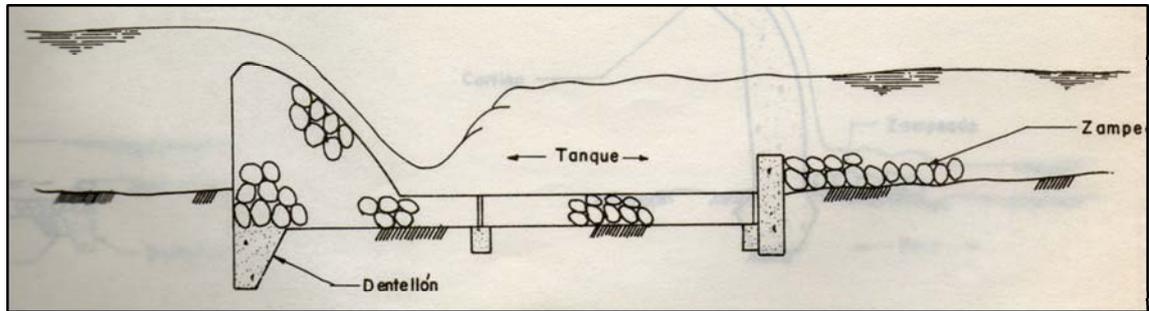


Fig.3.2.4 Esquema de una presa de derivación rígida (según Sánchez, 1981)

3.2.1.2.3 Mixtos

Las presas mixtas son aquellas que surgen de la combinación de elementos utilizados en la construcción de presas rígidas y flexibles.

3.3 Vertedores de pared delgada

Estructura hidráulica que se interpone al flujo, la cual permite el paso libre o controlado del agua del escurrimiento superficial, causa sobre-elevación del nivel de la lámina aguas arriba y disminución aguas abajo.

Las principales funciones son:

- Control de nivel de embalses, canales, depósitos, estanques, etc.
- Aforo de medición de gastos
- Elevar los niveles del flujo.
- Evacuación de crecientes.
- Derivación de un gasto estimado.

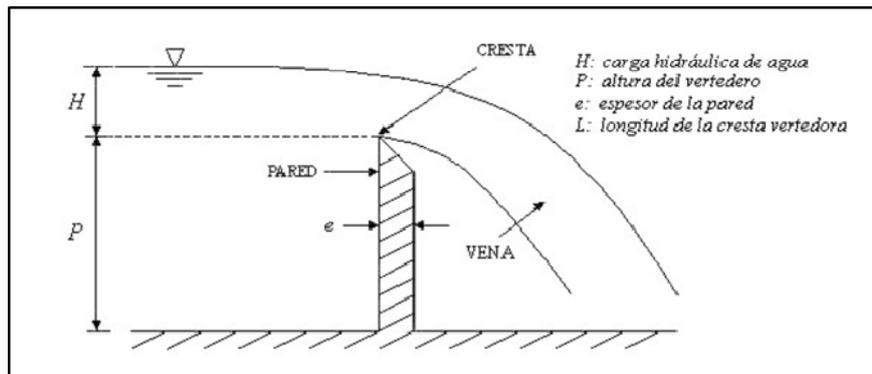


Fig.3.3.1 Vertedor de pared delgada. (tomado de manual laboratorio Universidad del Cauca)

La ecuación general para un vertedor está dada por el modelo matemático:

$$Q = CbH^{3/2} \quad (3.1)$$

Donde:

Q: Gasto

C: Constante de calibración dada por la siguiente ecuación:

$$C = \frac{2}{3} \sqrt{2g\mu} \quad (3.2)$$

H: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedor

b : Ancho del vertedor

3.3.1 Clasificación de los vertedores

3.3.1.1 Según la Geometría

Los vertedores se pueden clasificar según la geometría en rectangulares (con y sin contracciones), triangulares, trapezoidales, circulares, y cada uno de ellos tiene sus propias ecuaciones para calcular el gasto.

3.3.1.1.1 Vertedores rectangulares

3.3.1.1.1.1 Vertedores de pared delgada sin contracciones

Al aplicar la ecuación de la energía en los puntos uno y dos se obtienen la expresión para calcular el gasto:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} L \mu \left(H + \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} \quad (3.3)$$

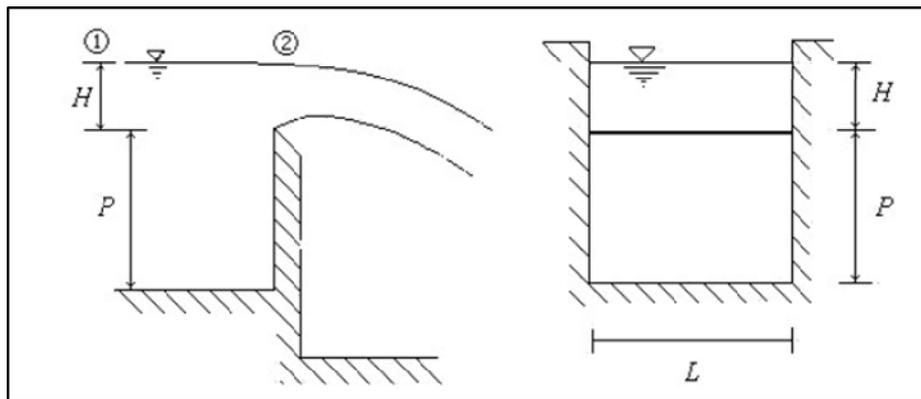


Fig. 3.3.2 Vertedor de pared delgada (tomado de manual laboratorio Universidad del Cauca)

Donde:

Q: Gasto

g: Aceleración de la gravedad

L: Longitud del vertedor

H: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedor

μ : Coeficiente que considera las pérdidas por fricción y los efectos de tensión superficial.

3.3.1.1.1.2 Vertedores de pared delgada con contracciones

En el caso de vertedores con contracciones la longitud efectiva es: $L' = L - n(0.1H)$ donde se tiene en cuenta la contracción restándole a la longitud de la cresta del vertedor L , el número de contracciones multiplicado por $0.1H$. Por lo tanto la ecuación del vertedor sería:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} L \mu (L - 0.1nH) H^{3/2} \quad (3.4)$$

Donde:

Q: Gasto

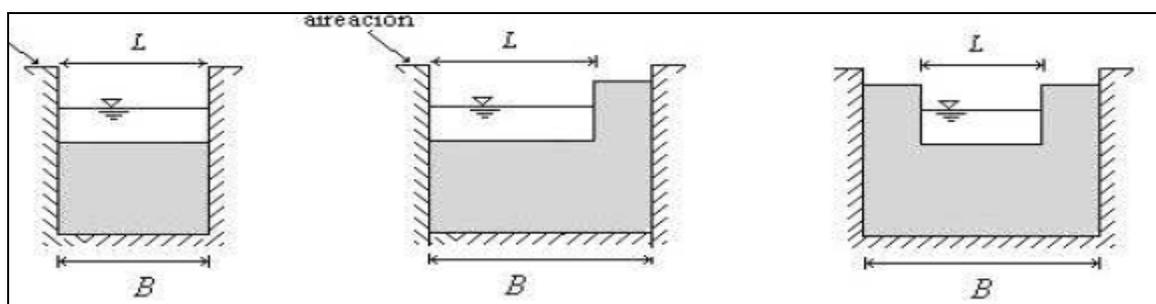
g: Aceleración de la gravedad

L: Longitud del vertedor

n: Número de contracciones laterales.

H: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedor

μ : Coeficiente que considera las pérdidas por fricción y los efectos de tensión superficial.



Sin contracción

n=0

Con una contracción

n=1

Con dos contracciones

n=2

Fig.3.3.3 Vertedor de pared delgada. (tomado de manual laboratorio Universidad del Cauca)

Existen formulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto μ , aplicable a las ecuaciones mencionadas para vertedores rectangulares con contracciones laterales o sin ellas, en la tabla 3.3.1 se muestran algunas ecuaciones recomendadas para el cálculo de μ .

3.3.1.1.2 Vertedores Triangulares

Los vertedores triangulares o en "V", tienen una ventaja marcada sobre un vertedor de pared delgada rectangular cuando se van a medir reducidos. El flujo sobre un vertedor triangular empieza en un punto y tanto el gasto como el ancho del flujo aumentan como función del tirante.

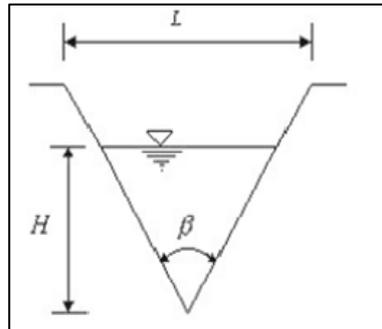


Fig. 3.3.4 Vertedor triangular. (tomado de manual laboratorio Universidad del Cauca)

Tabla 3.3.1 Fórmulas para el cálculo de μ , vertedora rectangular con o sin contracciones (según sotelo, 2002)

Autor	Fórmula	Límites de aplicación	Observaciones
Hegly (Ref. 30) (1921)	$\mu = \left[0.6075 - 0.045 \left(\frac{B-b}{B} \right) + \frac{0.0041}{h} \right] \times \left[1 + 0.55 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right]$	$0.10 \text{ m} \leq h \leq 0.60 \text{ m}$ $0.50 \text{ m} \leq b \leq 2.00 \text{ m}$ $0.20 \text{ m} \leq w \leq 1.13 \text{ m}$	El primer límite de aplicación es el más importante. Para $h/b > 0.13$ tiene mayor precisión que la fórmula SIAS.
Sociedad de Ingenieros y Arquitectos Suizos (1924) (Ref. 9) (Fórmula SIAS)	$\mu = \left[0.578 + 0.037 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + \frac{3.615 - 3(b/B)^2}{1000h + 1.6} \right] \times \left[1 + 0.5 \left(\frac{b}{B} \right)^4 \left(\frac{h}{h+w} \right)^4 \right]$	$0.025 \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $b \leq 0.3 B$ $w \geq 0.30 \text{ m}$ $\frac{h}{w} \leq 1$ en el caso de contracciones laterales	Para vertedores sin contracciones laterales los límites son: $0.025 \text{ m} \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $0.30 \text{ m} \leq w$ $\frac{h}{w} \leq 1$ Para $h/b \leq 0.13$, es más precisa que la de Hegly.
Hamilton-Smith	$\mu = 0.616 \left(1 - \frac{b}{10B} \right)$	$0.075 \text{ m} \leq h \leq 0.60 \text{ m}$ $0.30 \text{ m} \leq b$ $0.30 \text{ m} \leq w$ $h \leq \frac{w}{2}$ $b \leq (B - 2h)$ $\frac{h}{b} \leq 0.5$	Si $B(h+w) < 10bh$, se deberá reemplazar en la Ec. (7.5) el valor de h por h' donde $h' = h + 1.4 \left(\frac{V_0^2}{2g} \right)$ donde: $V_0 = \left[\frac{Q}{B(h+w)} \right]$ es la velocidad de llegada
Francis (Ref. 31)	$\mu = 0.623 \left[1 - 0.1n \frac{h}{b} \right] \left[\left(1 + \frac{V_0^2}{2gh} \right)^{3/2} - \left(\frac{V_0^2}{2gh} \right)^{3/2} \right]$	$0.18 \text{ m} \leq h \leq 0.50 \text{ m}$ $2.40 \text{ m} \leq b \leq 3.00 \text{ m}$ $0.60 \text{ m} \leq w \leq 1.50 \text{ m}$ $b \geq 3h$	$V_0 = \frac{Q}{B(h+w)}$ velocidad de llegada. $n = 2$ en vertedores con contracciones laterales $n = 0$ en vertedores sin contracciones laterales.
Rehbock (1929) (Ref. 9)	$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2}$	$0.01 \text{ m} \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $b \geq 0.30 \text{ m}$ $w \geq 0.06 \text{ m}$ $\frac{h}{w} \leq 1$	Vale sólo para vertedores sin contracciones laterales. Es muy precisa y de las más utilizadas, por su sencillez.

Donde:

$$Q = \frac{8}{15} \mu \sqrt{2g} \left(\tan \frac{\beta}{2} \right) H^{5/2} \tag{3.5}$$

sí $\beta = 90^\circ$ entonces:

$$Q = 1.4 H^{5/2} \tag{3.6}$$

En el sistema M.K.S.

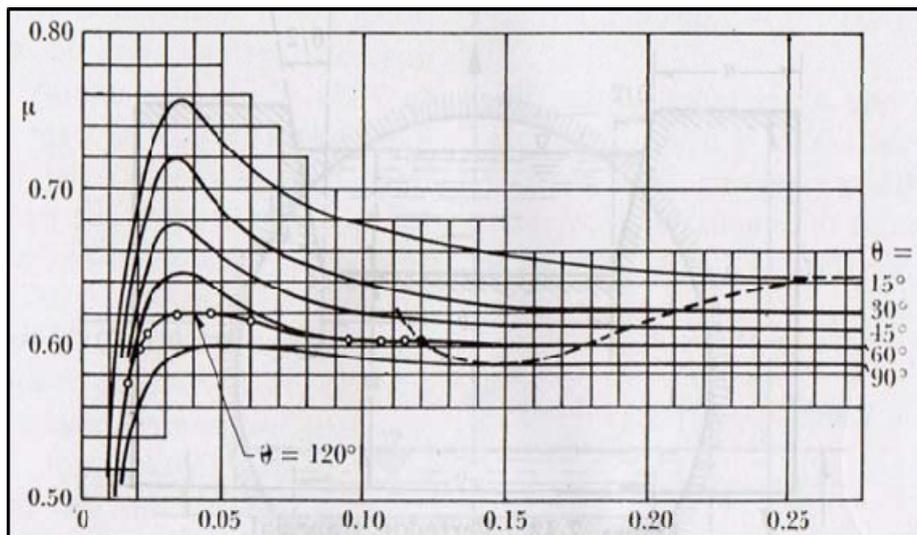


Fig. 3.3.5 Coeficiente de gasto μ , vertedores triangulares, Universidad Católica de Chile, (según Sotelo, 2002)

3.3.1.1.3 Vertedor trapecial

La geometría de este vertedor ha sido obtenida de manera que ampliaciones laterales compensen el gasto disminuido por las contracciones laterales en un vertedor rectangular, de longitud de cresta L en igualdad de condiciones.

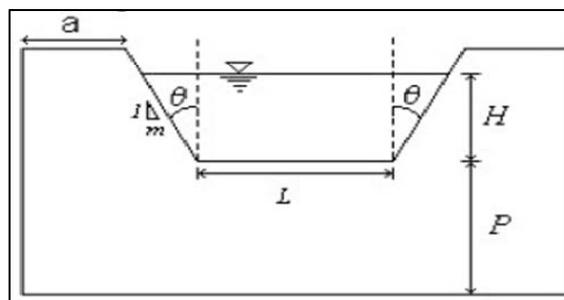


Fig.3.3.6 vertedor trapecial. (tomado de manual laboratorio Universidad del Cauca)

El gasto se calcula con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left(\mu_r 1 + \frac{4}{5} \frac{H}{L} \mu_t \tan \theta \right) LH^{3/2} \quad (3.7)$$

Donde:

Q: Gasto

g: Aceleración de la gravedad

L: Longitud del vertedor

μ_r : Coeficiente de descarga para el vertedor rectangular con contracciones

μ_t : Coeficiente de descarga para el vertedor triangular

L: Longitud de la cresta

m: Inclinación lateral

θ : Ángulo de inclinación

3.3.1.1.4 Vertedor circular

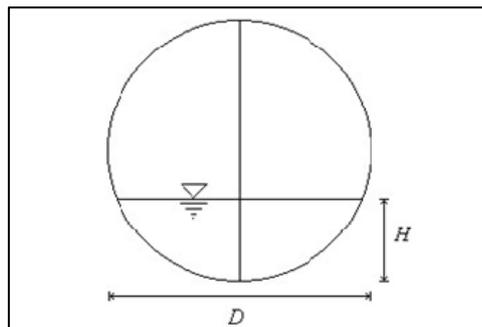


Fig. 3.3.7 Vertedor circular, (tomado de manual laboratorio Universidad del Cauca)

Tabla 3.3.2 Valores característicos de ϕ para vertedores circulares utilizados en la ecuación

(3.8)

(según, Sotelo 2002)

H/D	ϕ	H/D	ϕ
0.1	0.1072	0.60	3.2939
0.15	0.2380	0.65	3.7900
0.20	0.4173	0.70	4.3047
0.25	0.6428	0.75	4.8336
0.30	0.9119	0.80	5.3718
0.35	1.2223	0.85	5.9133
0.40	1.5713	0.9	6.4511
0.45	1.9559	0.95	6.9756
0.50	2.3734	0.1	7.4705

La ecuación utilizada para calcular el gasto es la siguiente:

$$Q = \phi \left(0.555 + \frac{D}{110h} + 0.041 \frac{H}{D} \right) D^{5/2} \quad (3.8)$$

$$\mu = \left(0.555 + \frac{D}{110h} + 0.041 \frac{H}{D} \right) \quad (3.9)$$

$$Q = \phi \mu D^{5/2} \quad (3.10)$$

Donde:

H: Carga hidráulica (decímetros)

D: Diámetro (decímetros)

Q: Gasto

ϕ : Esta en función de la relación entre H/D dada por la tabla 3.3.2

La ecuación anterior es válida si $1.2 \text{ m} \leq D \leq 0.3 \text{ m}$; $0.075 < H/D < 1$

3.4 Vertedores de pared gruesa

Son vertedores robustos, de construcción fuerte que suelen ser parte integral de proyectos hidráulicos. El vertedor típico de pared gruesa aparece como la sección de cresta para una presa vertedora o la sección de entrada de un vertedor de desahío o un canal. Ese vertedor puede utilizarse para el aforo del flujo, pero su propósito normal es de control y regulación.

El gasto sobre un vertedor de pared gruesa se obtiene con:

$$Q = CLH_1^{\frac{3}{2}} \quad (3.11)$$

Donde:

Q: Gasto

C: Coeficiente de descarga

L: Longitud efectiva de la cresta

H₁: Carga total en la cresta, incluida la carga de velocidad de llegada.

La carga de agua que produce la descarga sobre un vertedor, es el total de la carga H medida y de la carga de velocidad de llegada H_v. La carga de velocidad de llegada ya se ha tenido en cuenta en el coeficiente de descarga para los vertedores de pared delgada, pero se debe considerar por separado para vertedores de pared gruesa.

Por lo tanto, para esos vertedores, la ecuación 3.11 se escribe como:

$$Q = CL \left(H + \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} \quad (3.12)$$

Donde:

H: Carga medida

V: Velocidad de llegada

V²/2g: Carga de Velocidad de llegada, sin tener en cuenta el grado de turbulencia

g: Aceleración debida a la gravedad

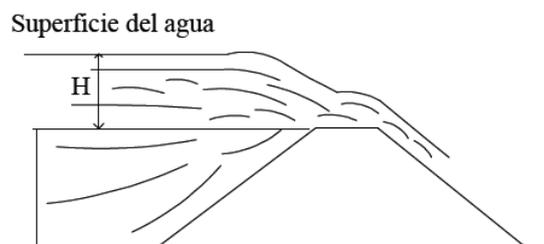


Fig. 3.4.1 Vertedor de pared gruesa.

Dado que la velocidad y el gasto dependen una de la otra, en esta ecuación ambas son incógnitas, se debe encontrar el gasto en una serie de aproximaciones. Esto puede hacerse como sigue:

Primero se calcula un gasto con la carga medida, sin tener en cuenta la carga de velocidad. Después, con este gasto, se calculan la velocidad de llegada, carga de velocidad y se determina la carga total. Con esta carga total se corrige el primer gasto supuesto. Este gasto corregido tendrá suficiente exactitud si la velocidad de llegada es pequeña. Pero, cuando las velocidades de llegada son grandes, se requiere repetir el proceso a partir del valor corregido.

El coeficiente C de descarga se determina de forma experimental para los vertedores de pared gruesa. Si se va a construir un vertedor de una conformación que no se ha probado, se calibra en el sitio o hacer un estudio con un modelo para determinar su relación carga-gasto. El problema de establecer una relación fija entre la carga y el gasto, se complica por el hecho de que la lámina del flujo de agua puede adoptar una gran variedad de formas al pasar sobre el vertedor. Para cada cambio en la forma de la lámina, hay una modificación correspondiente en la relación entre carga y gasto. En este efecto es sumamente crítico para cargas bajas. La lamina vertiente sufre distintos cambios sucesivos según varía la carga y las formas sucesivas que aparecen con una etapa creciente, pueden diferir de las pertenecientes a etapas similares con carga decreciente. Ha de tenerse cuidado al usar estos vertedores para aforos y, por lo tanto cerciorarse de que las condiciones son similares a las del momento de calibración.

3.5 Teoría del diseño de vertedores

3.5.1 Vertedores de descarga

El perfil de un vertedor de descarga (WES) puede diseñarse solo para un nivel, el de diseño, éste por lo general produce una napa de flujo inferior que es muy similar al perfil del vertedor. Sin embargo, el vertedor también debe operar con otros niveles, menores o mayores que la altura de diseño. Para valores menores la presión en la

cresta será superior a la atmosférica pero seguirá siendo inferior a la hidrostática. Para niveles mayores, por lo tanto, la presión será menor que la atmosférica y puede ser tan baja que ocurra separación del fluido. Modelos experimentales, indican que la altura de diseño con seguridad puede ser excedida al menos en un 50%; por encima de esto, pueden desarrollarse fenómenos de cavitación peligrosos.

Las ecuaciones utilizadas para el diseño de vertedores de descarga son:

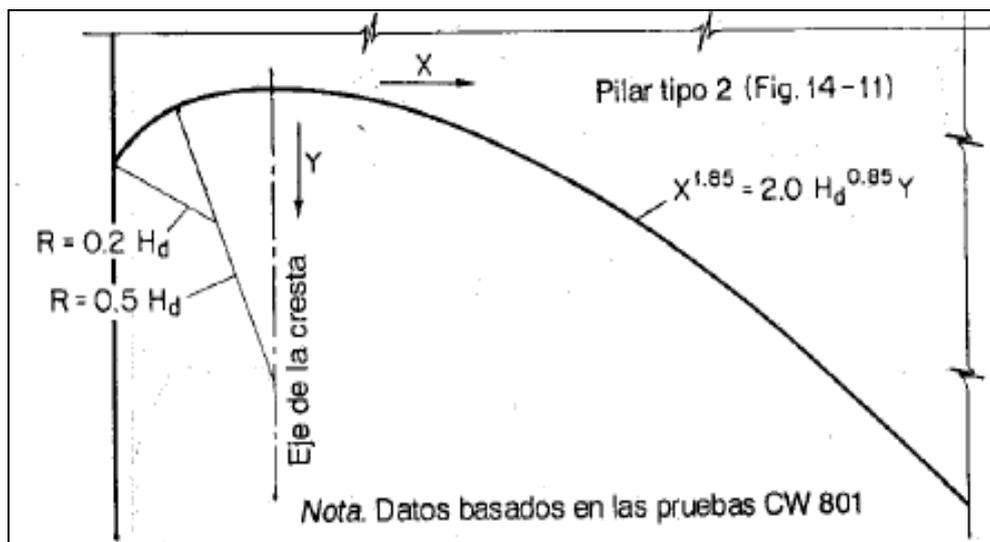


Fig. 3.5.1 Diseño de la sección de un vertedor de rebose – WES (según Chow, 1994)

$$X^{1.85} = 2H_d^{0.85}Y \quad R_1 = 0.2H_d \quad R_2 = 0.5H_d \quad (3.13)$$

Donde:

X, Y: Coordenadas para el cálculo del perfil de la napa superior.

R_1, R_2 : Radios

H_d : Altura de carga de diseño

Para vertedores diseñados con las formas WES, las curvas dadas en la fig. 3.5.2, pueden utilizarse para determinar el coeficiente de descarga para las alturas de calibración del vertedor.

3.5.2 Perfil de la napa superior del flujo en vertedores

La forma del perfil del flujo sobre la napa superior de la cresta de un vertedor es importante para el diseño de muros de contención, y en este caso para el cálculo de los perfiles hidráulicos de la estructura. Las curvas WES para vertedores de rebose altos con cara vertical de aguas arriba han sido investigadas por medio de pruebas en modelo por el U. S. Army Engineers Waterways Experiment Station. En la figura 3.5.3 se muestra la grafica y coordenadas X y Y para el perfil de la napa superior, obtenida a partir de pruebas con velocidades de aproximación insignificantes, para condiciones con pilares o sin ellos y para tres diferentes relaciones de altura.

Donde:

H_d : Es la altura de diseño

H : Es la altura de operación diferente a la altura de diseño.

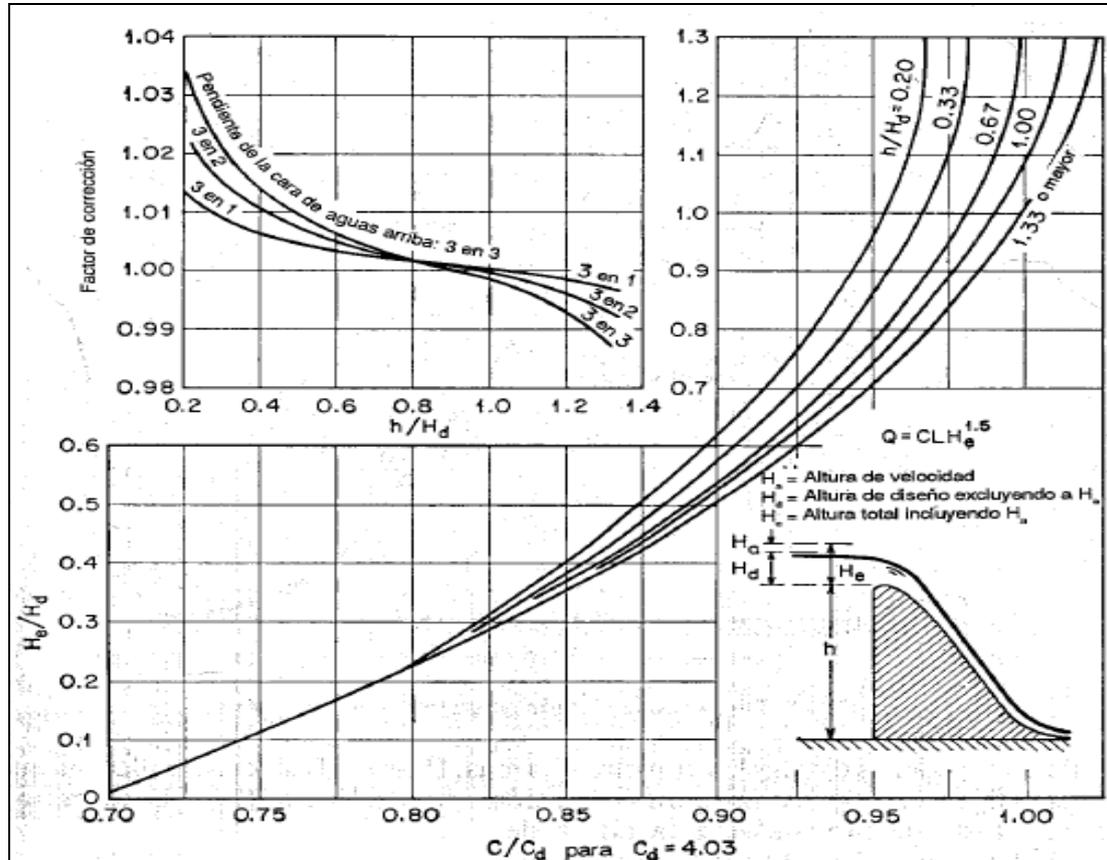


Fig. 3.5.2 Relación altura-caudal para las formas estándar de vertedores WES. (según Chow, 1994)

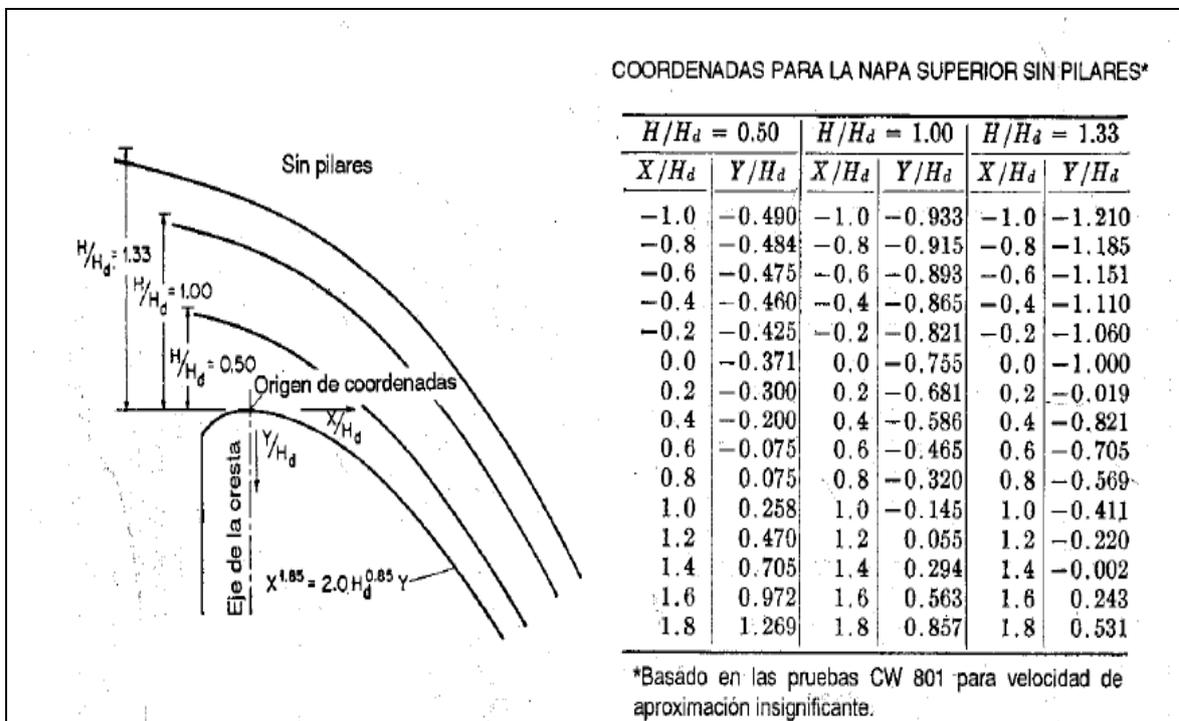


Fig. 3.5.3 Perfiles de la napa superior sobre vertedores WES, sin pilares. (según, Chow 1994)

4. Modelos numéricos

4.1 Vertedores de pared delgada sumergida

El gasto sobre un vertedor de pared delgada sumergido, se afecta no solo por la carga H_1 en el lado de aguas arriba, sino también por la carga H_2 aguas abajo. También hay cierta influencia sobre el flujo por la altura P de la cresta del vertedor encima del piso del canal.

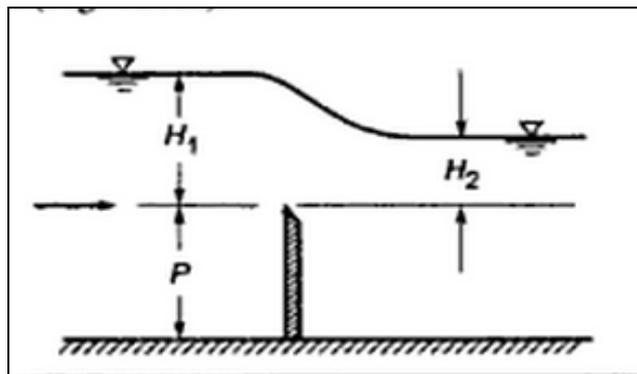


Fig.4.1.1 Vertedor de pared delgada sumergido

Q_s en m^3/s ., para un vertedor sumergido, está relacionado con el gasto Q , libre o sin sumergir de ese vertedor, en m^3/s , por una función de H_2/H_1 , Villemonte expreso esta relación con la ecuación:

$$\frac{Q_s}{Q} = \left[1 - \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^n \right]^{0.385} \quad (4.1)$$

En el cual n es el exponente de H en la ecuación para la descarga libre para la forma del vertedor (El valor de n es igual a $3/2$ para un vertedor de pared delgada rectangular y de $5/2$ para un vertedor triangular). Para usar la ecuación de Villemonte,

primero se calcula el flujo Q para el vertedor cuando no está sumergido y, luego con ese valor de Q y los tirantes requeridos, se obtiene el gasto Q_s sumergido.

La Ecuación de Villemonte puede utilizarse al calcular el gasto de un vertedor sumergido de pared delgada, de cualquier forma, con solo cambiar el valor de n , se encontró que la desviación máxima de la ecuación de Villemonte para los resultados de las pruebas era de un 5%. Cuando se necesita mayor exactitud se recomienda probar el vertedor en un laboratorio con condiciones semejantes a las del punto que se destina.

4.2 Sumergencia en vertedores de pared gruesa

Los vertedores de demasías y otros de pared gruesa, están sumergidos cuando su nivel del agua en la descarga o salida es lo bastante alto para afectar el gasto. Debido a los disturbios en la superficie producidos en la vecindad de la cresta, ese vertedor es insatisfactorio para un aforo exacto.

Los valores aproximados del gasto pueden encontrarse aplicando las siguientes reglas propuestas por E. F. Brater

1. Si el nivel en la descarga no es mayor de 0.2 veces la carga, no se tome en cuenta la inmersión y trátase el vertedor como si tuviera descarga libre.
2. Para vertedores estrechos que tienen un borde agudo de entrada aguas arriba, utilícese una fórmula de vertedor sumergido para vertedores de pared delgada.
3. Los vertedores de cresta ancha no se afectan por la inmersión hasta más o menos 0.66 veces la carga.
4. para vertedores con crestas estrechas, redondeadas, aumentese el gasto obtenido con una fórmula para vertedores sumergidos de pared delgada en 10% o más.

De las reglas anteriores, es probable que 1, 2 y 3 se apliquen con bastante exactitud, mientras que la 4 solo es una burda aproximación.

4.3 Regímenes de flujo sumergido en vertedores rectangulares

Los vertedores de cresta rectangular puestos perpendicularmente a través de un canal rectangular, son ampliamente usados para mediciones de flujo en el laboratorio, así como en canales pequeños en el campo. El flujo sobre estos vertedores está bien entendido, pero el conocimiento de los flujos sumergidos es muy pobre. Para flujo libre sobre un vertedor de altura P , y despreciando los efectos de tensión superficial, la unidad de descarga q , sobre el vertedor depende de la altura de carga H , por encima de la cresta del vertedor, y es independiente de la profundidad aguas abajo y_v .

La ecuación de flujo contiene un coeficiente de descarga que puede ser obtenido de la ecuación de Rehbock o una ecuación similar. Cuando la profundidad aguas abajo se incrementa y alcanza aproximadamente el nivel de la cresta, el flujo sobre el vertedor comienza a depender de ambas cabezas h , y la profundidad aguas abajo por encima de la cresta del vertedor t . Esta condición, cuando la descarga sobre el vertedor se ve afectada por ambas cargas h , y t , es conocida como flujo sumergido. Para el flujo sumergido la descarga es predecible usando la ecuación de flujo con un coeficiente de reducción ψ , que es principalmente una función de la relación t/h (Lakshmana Rao 1975).

Para una descarga dada como la relación t/h incrementada, el flujo sumergido sobre el vertedor pasa a través de varios regímenes. Según un estudio realizado, estos se pueden clasificar como: (1) entrada del chorro, (2) ruptura de la ola o salto de superficie, (3) ola de superficie, (4) chorro de superficie. En el régimen 1, el flujo sobre el vertedor se sumerge en el agua de descarga y se difunde en forma de un chorro plano sumergido, y finalmente llega al lecho del canal aguas abajo. En los otros tres regímenes los cuales pueden ser llamados colectivamente regímenes de flujo superficial, el flujo se comporta como un chorro en la superficie en el canal aguas abajo, con un espesor que se incrementa aguas abajo debido a la mezcla turbulenta.

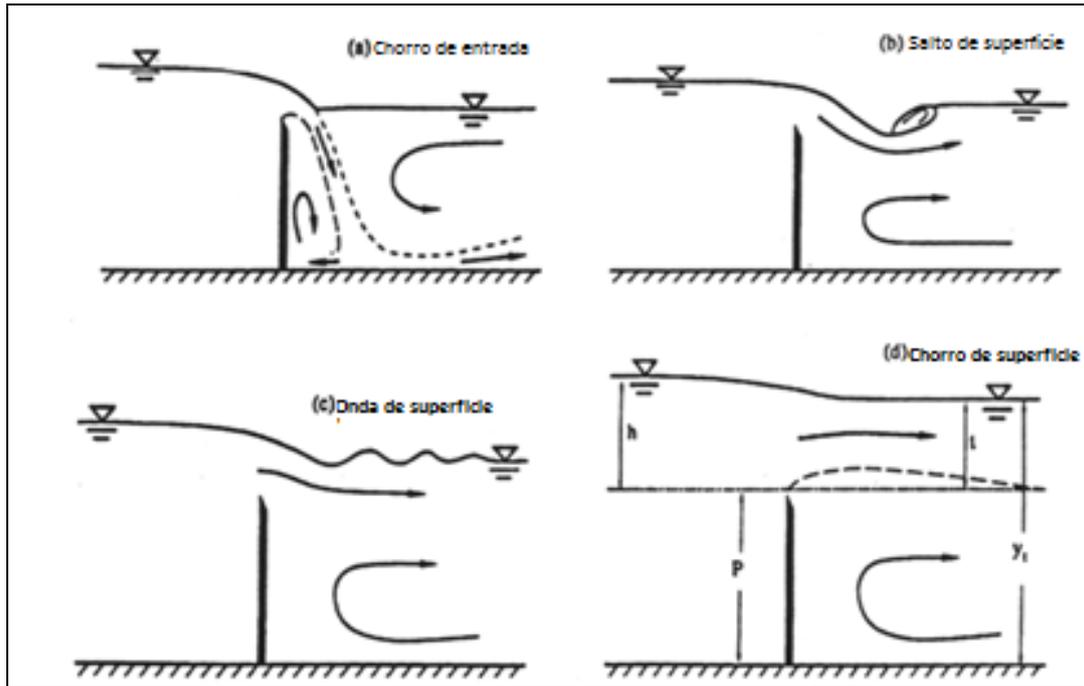


Fig . 4.3.1 Regímenes de flujo en vertedores rectangulares de cresta delgada a) chorro de entrada b) salto de superficie c) onda de superficie, d) chorro de superficie. (según Wu y Rajaratman, 1996)

El régimen de flujo superficial (4) fue estudiado por Rajaratnam y Muralidhar (1969), quienes encontraron que el flujo se comporta como un chorro de superficie sobre una distancia longitudinal $2t$, donde t , es la profundidad de la corriente aguas abajo, medida desde la cresta del vertedor, como se puede apreciar en la figura 4.3.1 d. Después de eso, el flujo se comporta como un chorro de superficie turbulenta. Por otra parte, Rajaratnam y Muralidhar (1969) encontraron una gran región de recirculación debajo del chorro de superficie de expansión, que tiene una longitud cerca de siete a ocho veces la altura del vertedor P .

También encontraron que en el flujo profundamente sumergido, se forma una región de remolinos debajo de los vertedores rectangulares de cresta delgada.

En experimentos llevados a con vertedores de diferentes alturas se identificaron todos los regímenes descritos para cada descarga, adicionalmente a esto encontraron que en la frontera entre el régimen 1 (entrada de chorro) y los regímenes de flujo de

superficie, aparecen efectos de histéresis. Las dos profundidades en las cuales el mismo régimen ocurrió fueron llamadas etapa de transición superior e inferior.

Después de varios intentos para encontrar las correlaciones generales para los estados de transición superior en inferior se desarrollo la figura 4.3.2. En esta figura se muestran todos los resultados para los estados de transición superior e inferior, con relación, t/h contra el parámetro λ , donde:

$$\lambda = \sqrt{g(h-t)/(q/y_i)} \quad (4.2)$$

En el régimen de flujo superficial, $\sqrt{2\lambda}$ puede ser interpretado como la relación entre dos velocidades características, la velocidad de flujo superficial y la velocidad en el canal aguas abajo. Las dos curvas (1 y 2 en la figura 4.3.2) definen los estados de transición inferior y superior. Por encima de la curva 2, el flujo esta en el régimen de flujo superficial, y debajo de la curva 1, el flujo esta en régimen de entrada de chorro. Entre las dos curvas el flujo esta en transición y puede cambiar de un estado al otro por un disturbio externo.

Si aguas abajo se incrementa gradualmente el tirante, el régimen de entrada de chorro persistirá como en la curva 2, mientras que si la profundidad aguas abajo es gradualmente disminuida, el régimen de flujo superficial persistirá como en la curva 1.

Se encontró que la curva inferior en la figura 4.3.2 puede ser descrita por la ecuación:

$$(t/h)_1 = 1 - 0.215\lambda + 0.0142\lambda^2 - 0.00031\lambda^3 \quad (r^2=0.990) \quad (4.3)$$

Para un λ en el rango de cero a 15, para λ mayores que 15, $(t/h)_1 = -0.07$.

La curva dos puede ser descrita por la siguiente ecuación:

$$(t/h)_2 = 1 - 0.126\lambda + 0.0075\lambda^2 - 0.00017\lambda^3 \quad (r^2=0.969) \quad (4.4)$$

Para un λ en el rango de cero a 15, para λ mayores que 15, $(t/h)_2=0.27$

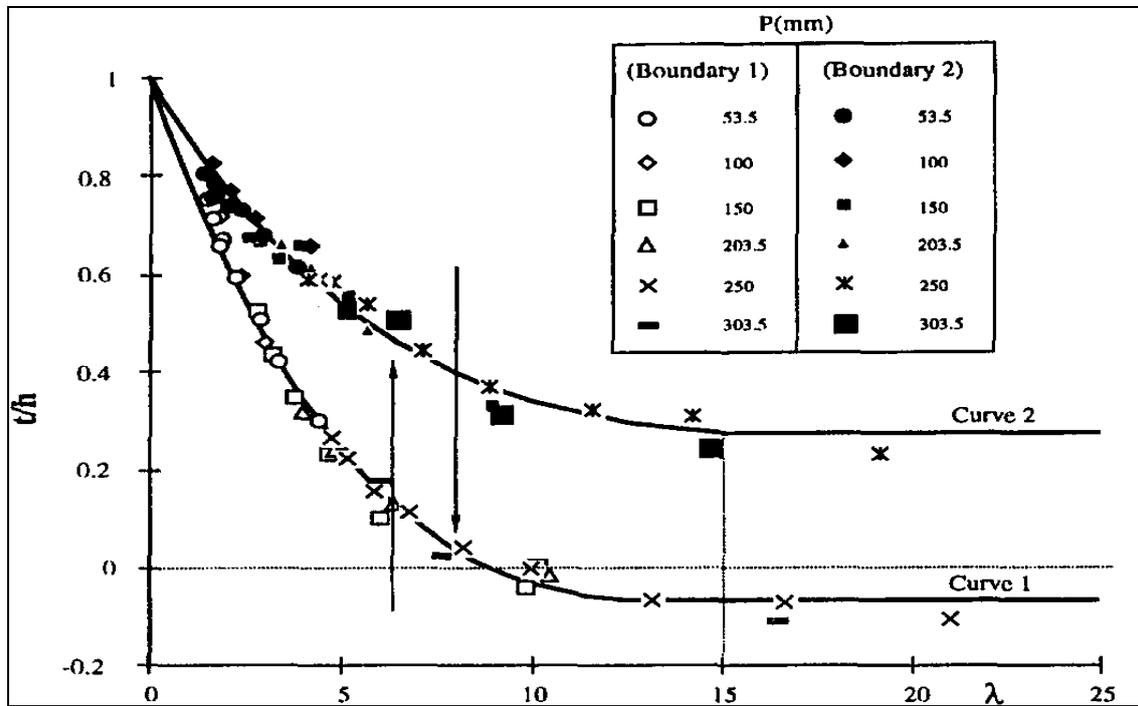


Fig. 4.3.2 límites de entrada de chorro y regímenes de flujo superficial (según Wu y Rajaratman, 1996)

4.3.1 Ecuación de descarga para flujo sumergido

Al considerar la ecuación de flujo para vertedores sumergidos, Si q es la descarga por unidad de ancho (para el flujo sumergido con una cabeza h , y una profundidad aguas abajo t , por encima de la cresta del vertedor rectangular) y q_f es el correspondiente flujo para la cabeza h , de acuerdo con Lakshmana Rao (1975) esto se puede escribir como:

$$q = \psi q_f \tag{4.5}$$

Donde ψ = factor de reducción, el cual es una función de t/h . Observaciones sobre la variación de ψ con t/h se muestran en la figura 4.3.3, donde ψ disminuye con la relación t/h como se esperaba, pero apareciendo en intervalos.

Esta curva puede ser utilizada para valores de t/h hasta de 0.95 y puede ser descrita con la siguiente ecuación:

$$\psi = 1 + 1.162(t/h) - 1.33 \text{sen}^{-1}(t/h) \quad (r^2=0.934) \quad (4.6)$$

Para t/h mayor a 0.9 Rajaratnam y Muralidhar (1969) encontraron una ecuación de descarga que puede ser escrita como:

$$q = 0.90t\sqrt{g(h-t)} \quad (4.7)$$

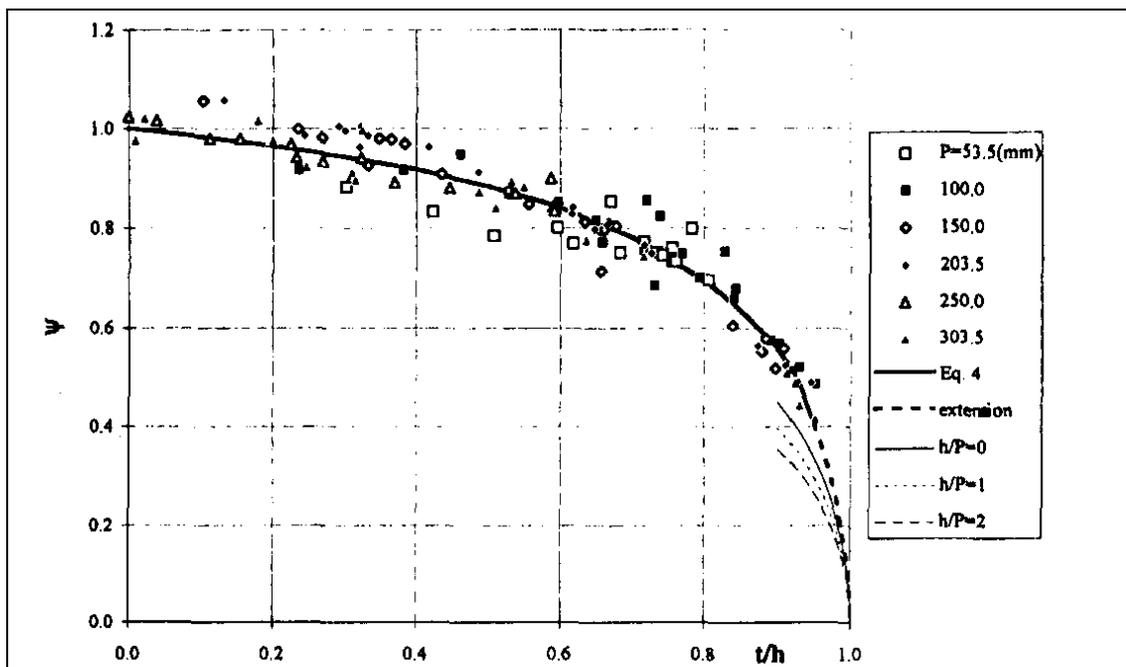


Fig. 4.3.3 Variación del factor de reducción con la relación t/h (según *wu* y *Rajaratman*, 1996)

Que también puede ser reescrita como:

$$\psi = \frac{0.955t}{c_d h} \sqrt{1 - \frac{t}{h}} \quad (4.8)$$

Donde C_d es el coeficiente de descarga en la ecuación

$$q = \frac{2}{3} c_d \sqrt{2gh^{3/2}} \quad (4.9)$$

La ecuación 4.9 indica que la relación h/p es un tercer parámetro en la variación de ψ con t/h mayor que 0.9. Esta ecuación fue evaluada para tres valores h/p (0, 1, 2) y los resultados se muestran en la figura 4.3.3. Se debe señalar que para valores muy grandes de t/h , se cree que los vertedores sumergidos no son los indicados para la medición de la descarga.

4.4 Vertedores de descarga sumergidos

Los vertedores de cresta delgada están sumergidos cuando la profundidad de aguas abajo es mayor que la altura de la cresta. Debido a que el flujo sumergido a menudo es inestable y tiene perturbaciones superficiales considerables inmediatamente para aguas abajo, estos vertedores de cresta delgada no son satisfactorios para mediciones precisas de flujo.

El U.S. Bureau of Reclamation, ha realizado extensos estudios sobre vertedores de cresta redondeada sumergidos, en estos estudios los flujos se clasifican en cuatro tipos distintos de acuerdo con la condición de flujo prevaleciente en la cara de aguas abajo:

1. Flujo supercrítico.
2. Flujo subcrítico que involucra un resalto hidráulico.
3. Flujo acompañado por un resalto ahogado con un chorro que se sumerge.
4. Flujo que se aproxima a una sumergencia completa.

La sumergencia del vertedor reducirá el coeficiente de descarga correspondiente a un flujo no sumergido. Los resultados de la prueba del U.S Bureau of Reclamation, sobre

reducciones expresadas en porcentaje del coeficiente de descarga para el flujo no sumergido, se muestran en la figura. 4.4.1 con los cuatro tipos de flujo antes mencionados. El cuadro también es aplicable a la determinación de los coeficientes correspondientes a las formas WES en condiciones sumergidas.

Donde:

h_d : caída desde el nivel del embalse aguas arriba hasta la elevación de la superficie aguas abajo

H_e : Altura total por encima de la cresta

d : Profundidad aguas abajo.

El patrón general de las curvas muestra que para relaciones bajas de $\frac{(h_d + d)}{H_e}$, el flujo es tipo 1 ó supercrítico y la reducción en el coeficiente se afecta esencialmente por esta relación y es independiente de $\frac{h_d}{H_e}$, por otro lado, la reducción en el coeficiente esencialmente se afecta por la relación $\frac{h_d}{H_e}$. En estas condiciones para valores de $\frac{h_d}{H_e}$ menores que 0.1, el flujo es tipo 4, el chorro se localiza en la superficie y no ocurre resalto. Para valores de $\frac{h_d}{H_e}$ superiores a 0.1 el flujo es tipo 3 acompañado por un resalto ahogado con un chorro que se sumerge. La sección transversal AA muestra las relaciones $\frac{h_d}{H_e}$ en $\frac{(h_d + d)}{H_e}$ cercano a 5.0. El flujo subcritico o flujo tipo 2 ocurre en la región indicada en el cuadro. También se muestran otras regiones para condiciones de flujo transicional.

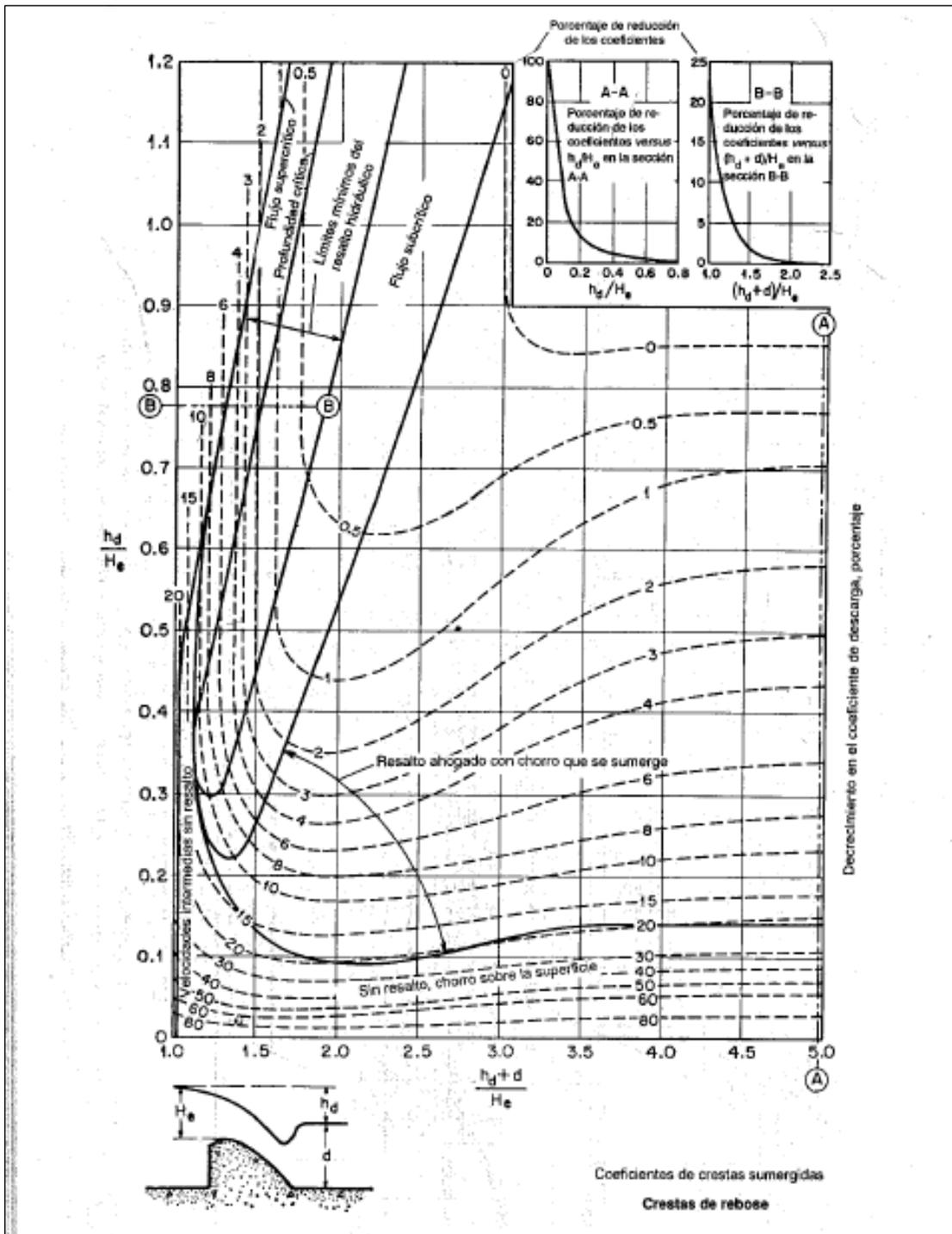


Fig.4.4.1 Disminución del coeficiente de descarga para vertedores de rebose sumergidos.

(según, Chow, 1994)

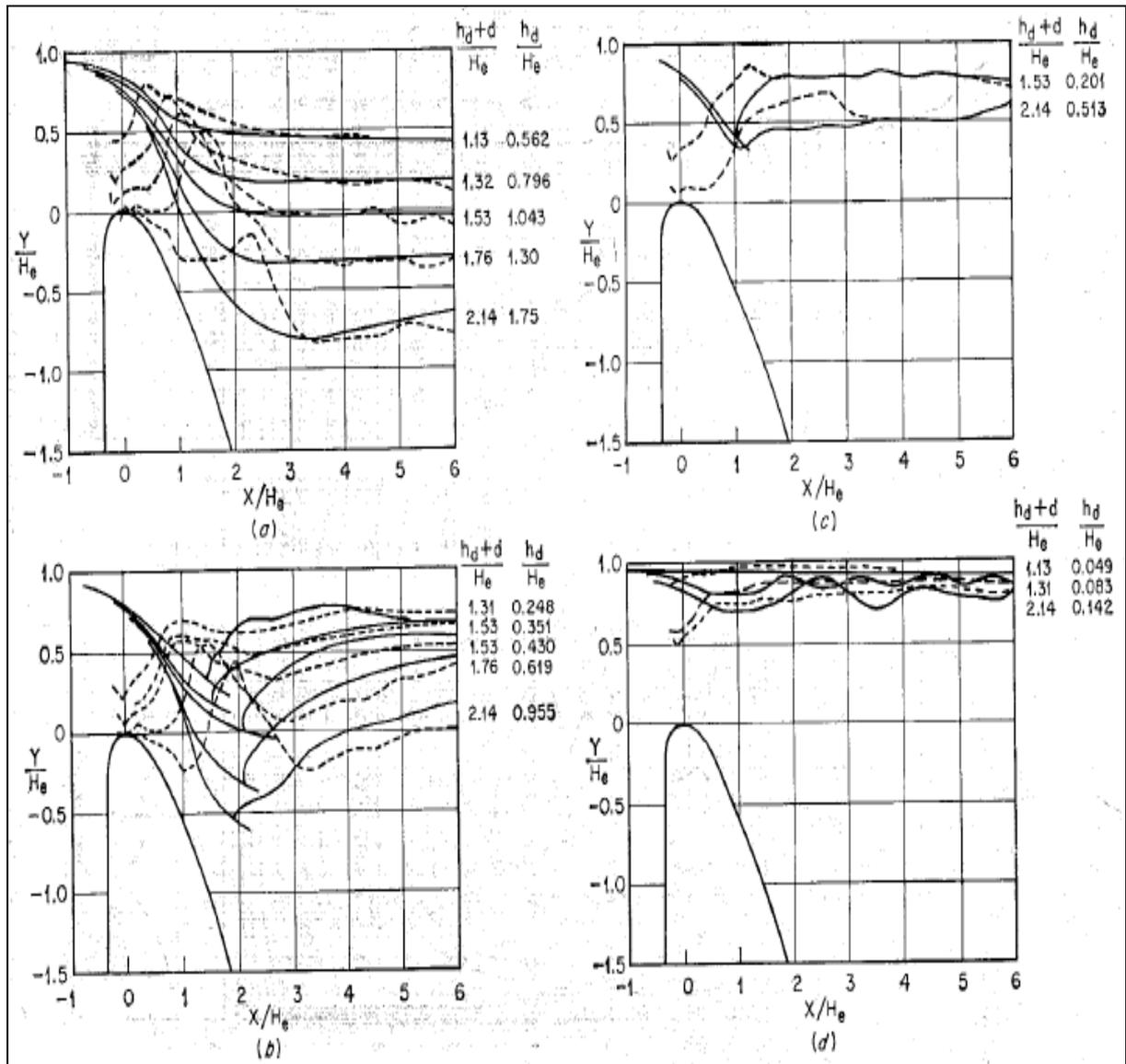


Fig. 4.4.2 Perfiles comunes de presiones (líneas punteadas) y de la superficie (líneas continuas) para el flujo sobre presas de rebose sumergidas. (a) flujo supercrítico; (b) flujo con un resalto hidráulico; (c) flujo con un resalto hidráulico ahogado; (d) flujo que se aproxima a la sumergencia completa. (según Chow, 1994)

Las presiones y los perfiles superficiales comunes para flujo sobre vertederos sumergidos se muestran para diferentes valores de $\frac{(h_d + d)}{H_e}$ y $\frac{h_d}{H_e}$ para los cuatro tipos de flujo. Estos se seleccionaron de los datos del Bureau of Reclamation y son útiles en el diseño de vertederos para obtener estabilidad.

4.5 Cálculo de perfiles teóricos por el método directo por pasos

El método utiliza la ecuación de la energía aplicada entre dos secciones de un canal prismático con rugosidad uniforme. Permite el cálculo de la distancia que separa las secciones, una de tirante previamente calculado y la otra de diferente tirante, estimado dentro del intervalo que varía. La distancia entre las dos secciones debe ser pequeña.

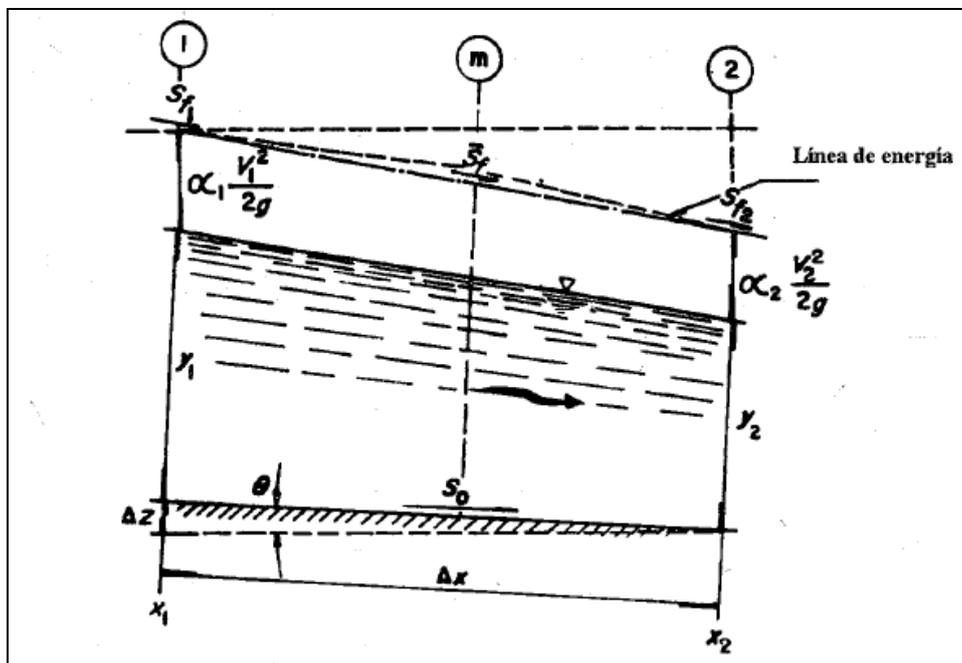


Fig. 4.5.1 tramo del canal prismático con rugosidad uniforme (según Sotelo, 2002)

En la figura 4.5.1 se muestra el tramo del canal prismático con rugosidad uniforme, limitado por las secciones 1 y 2 separadas por la distancia Δx . Al aplicar la ecuación

dinámica $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{(1 - F^2) \cos \theta}$ entre ambas secciones en términos de incrementos

finitos, resulta:

$$\Delta x = \frac{(1 - \bar{F}^2) \cos \theta \Delta y}{S_0 - \bar{S}_f} \tag{4.10}$$

Donde \bar{F} es el valor medio del número de Froude en las dos secciones y \bar{S}_f es la pendiente media de fricción representativa del tramo.

Existen distintas expresiones para seleccionar un valor representativo de la pendiente media de fricción en el tramo. A continuación se muestra la ecuación que se utilizó en este caso:

$$S_{f1} = \left[\frac{V_1 n}{R_{h1}^{2/3}} \right]^2 \quad (4.11)$$

$$S_{f2} = \left[\frac{V_2 n}{R_{h2}^{2/3}} \right]^2 \quad (4.12)$$

Conociendo el tipo de perfil y la dirección en que se efectúa el cálculo, se conocen las características hidráulicas en alguna de las dos secciones: en la 1, si el cálculo es en la dirección del flujo, o en la 2 si es en la dirección opuesta. A partir de una sección de control de tirante conocido, se procede a seleccionar un tirante en la sección próxima, y con alguna de las ecuaciones dadas se calcula la distancia que las separa.

El tirante que se utiliza en la sección cuya ubicación se desconoce deber ser cercano al conocido, principalmente en las zonas donde haya cambios importantes del perfil de flujo que se calcula, a fin de no perder precisión en el resultado, toda vez que el error se acumula en la distancia total que se maneja.

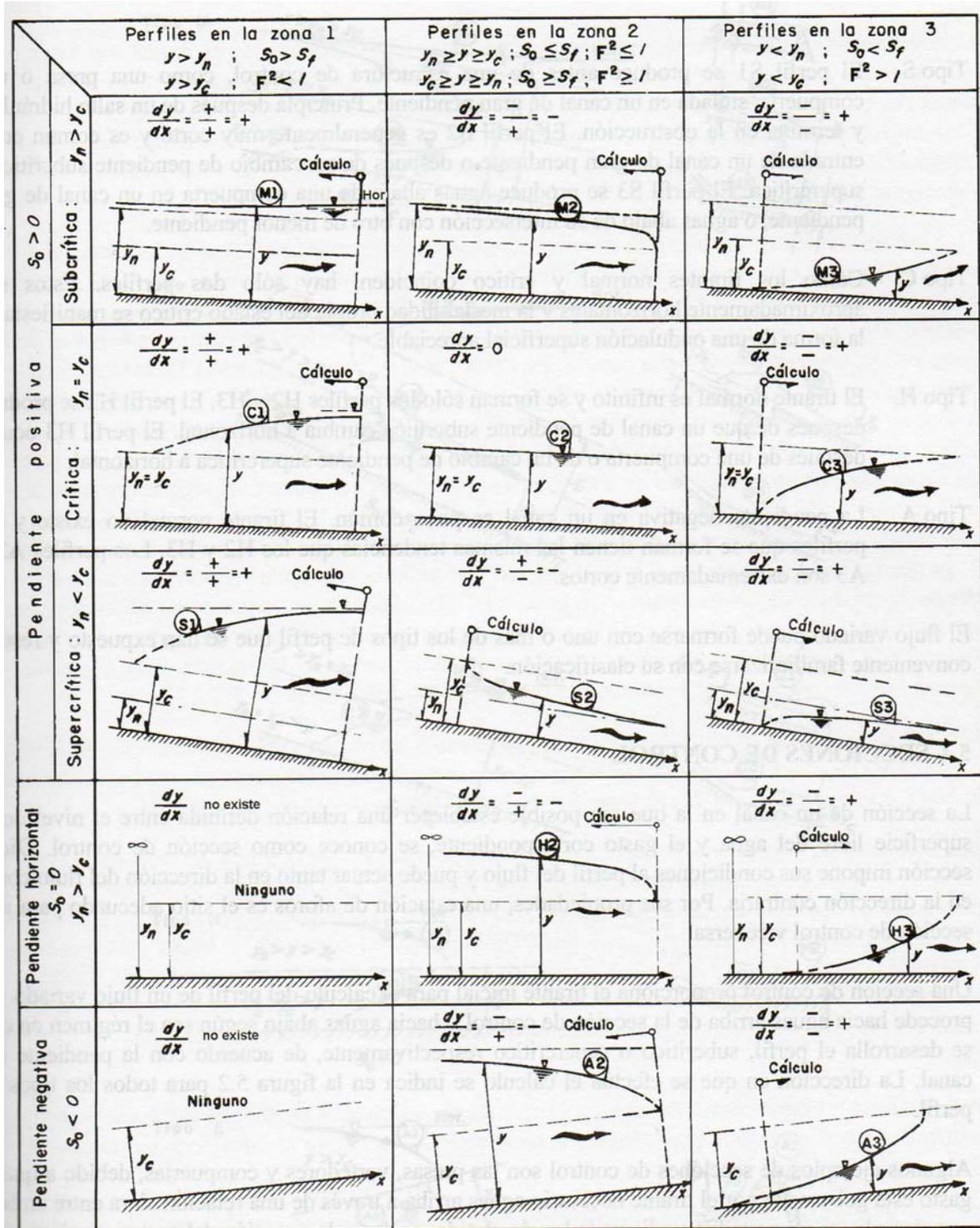


Fig. 4.5.2 perfiles hidráulicos. (según Sotelo 2002)

De este modo, se conoce la localización de la sección cuyo tirante se estimó, el cual pasa a ser un tirante conocido en el siguiente paso. Asimismo, el incremento o decremento sucesivo del tirante y el cálculo de la posición de la sección donde ocurre, permiten conocer el perfil del flujo en la longitud deseada del canal.

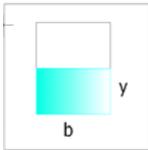
4.5.1 Descripción del cálculo de perfiles por el método directo por pasos

Para obtener los perfiles teóricos con el método directo por pasos, se programo una hoja de Excel en la cual se pueden realizar los cálculos de los perfiles con diferentes pendientes y distintas rugosidades, es decir, permite calcular perfiles en superficies compuestas con secciones de control.

Partiendo del tirante critico, el tirante normal y la pendiente, se conoce el tipo de perfil y la dirección del cálculo, utilizando la figura 4.5.2.

La hoja de Excel arroja el perfil al ingresar los datos de la altura de lámina, longitud, rugosidad y pendiente de cada uno de los tramos en estudio.

Tabla 4.5.1 Datos suministrados a la hoja de Excel para el cálculo de perfiles por el Método Directo por Pasos

Gasto	Q =	72			
Ancho del canal	b =	18	s3	s2	S1
Pendiente	S4 =	0.05	0	-0.25	0
Talud	k =	0			
Gravedad	g =	9.81			
Coefficiente de manning					
tramo revestido	n =	0.012			
tramo no-revestido	n =	0.045			
			$Y_c = [(Q/b)^2 / (g)]^{1/3}$		
			yc	1.1775	
Cálculo del tirante normal					
$Q n / S^{1/2} = A R_h^{2/3}$					
$Q n / S^{1/2} =$		14.49			
	P =	19.83			
	A =	16.43			
	R_h =	0.829			
		14.49			
y_n =	0.9125 m				

En la tabla 4.5.2 se muestran los resultados obtenidos con los datos suministrados en la tabla 4.5.1.

Tabla 4.5.2 Resultados obtenidos en la hoja de cálculo

	y	P	A	R _h	V	V ² /2g	E					Elev.	3		
	m	m	m ²	m	m/s	m	m	n	S _f	S _{fm}	Δx m	x m	z m	elevación estructura	Cota final
Perfil S1 pendiente 0.05	3.5000	25.000	63.000	2.5200	1.143	0.067	3.567	0.045	0.0008			48.40			
	3.4000	24.800	61.200	2.4677	1.176	0.071	3.471	0.045	0.0008	0.0008	-1.952	46.45	6.400	0.098	6.498
	3.3000	24.600	59.400	2.4146	1.212	0.075	3.375	0.045	0.0009	0.0009	-1.947	44.50	6.300	0.195	6.495
	3.2000	24.400	57.600	2.3607	1.250	0.080	3.280	0.045	0.0010	0.0010	-1.942	42.56	6.200	0.292	6.492
	3.1000	24.200	55.800	2.3058	1.290	0.085	3.185	0.045	0.0011	0.0011	-1.937	40.62	6.100	0.389	6.489
	3.0000	24.000	54.000	2.2500	1.333	0.091	3.091	0.045	0.0012	0.0012	-1.930	38.69	6.000	0.485	6.485
	2.9000	23.800	52.200	2.1933	1.379	0.097	2.997	0.045	0.0014	0.0013	-1.922	36.77	5.900	0.582	6.482
	2.8000	23.600	50.400	2.1356	1.429	0.104	2.904	0.045	0.0015	0.0014	-1.914	34.86	5.800	0.677	6.477
	2.7000	23.400	48.600	2.0769	1.481	0.112	2.812	0.045	0.0017	0.0016	-1.904	32.95	5.700	0.772	6.472
	2.6000	23.200	46.800	2.0172	1.538	0.121	2.721	0.045	0.0019	0.0018	-1.892	31.06	5.600	0.867	6.467
2.5000	23.000	45.000	1.9565	1.600	0.130	2.630	0.045	0.0021	0.0020	-1.878	29.18	5.500	0.961	6.461	
2.4400	22.880	43.920	1.9196	1.639	0.137	2.577	0.045	0.0023	0.0022	-1.119	28.06	5.440	1.017	6.457	
PERFIL H2	2.4400	22.880	43.920	1.9196	1.639	0.137	2.577	0.045	0.0023			28.20			
	2.4410	22.882	43.938	1.9202	1.639	0.137	2.578	0.045	0.0023	0.0023	-0.389	27.81	5.441	1.000	6.441
	2.4430	22.886	43.974	1.9214	1.637	0.137	2.580	0.045	0.0023	0.0023	-0.780	27.03	5.443	1.000	6.443
	2.4450	22.890	44.010	1.9227	1.636	0.136	2.581	0.045	0.0023	0.0023	-0.783	26.25	5.445	1.000	6.445
	2.4470	22.894	44.046	1.9239	1.635	0.136	2.583	0.045	0.0023	0.0023	-0.785	25.46	5.447	1.000	6.447
	2.4480	22.896	44.064	1.9245	1.634	0.136	2.584	0.045	0.0023	0.0023	-0.393	25.07	5.448	1.000	6.448
	2.4490	22.898	44.082	1.9251	1.633	0.136	2.585	0.045	0.0023	0.0023	-0.394	24.68	5.449	1.000	6.449
	2.4495	22.899	44.091	1.9255	1.633	0.136	2.585	0.045	0.0023	0.0023	-0.197	24.48	5.450	1.000	6.450
	2.4497	22.899	44.095	1.9256	1.633	0.136	2.586	0.045	0.0023	0.0023	-0.079	24.40	5.450	1.000	6.450
2.4509	22.902	44.116	1.9263	1.632	0.136	2.587	0.045	0.0023	0.0023	-0.474	23.93	5.451	1.000	6.451	
PERFIL A2	2.4509	22.902	44.116	1.9263	1.632	0.136	2.587	0.045	0.0023			23.93		1.000	
	2.5000	23.000	45.000	1.9565	1.600	0.130	2.630	0.045	0.0021	0.0022	-0.174	23.75	5.500	0.957	6.457
	2.6000	23.200	46.800	2.0172	1.538	0.121	2.721	0.045	0.0019	0.0020	-0.358	23.39	5.600	0.867	6.467
	2.7000	23.400	48.600	2.0769	1.481	0.112	2.812	0.045	0.0017	0.0018	-0.362	23.03	5.700	0.777	6.477
	2.8000	23.600	50.400	2.1356	1.429	0.104	2.904	0.045	0.0015	0.0016	-0.366	22.67	5.800	0.685	6.485
	2.9000	23.800	52.200	2.1933	1.379	0.097	2.997	0.045	0.0014	0.0014	-0.370	22.30	5.900	0.593	6.493
	3.0000	24.000	54.000	2.2500	1.333	0.091	3.091	0.045	0.0012	0.0013	-0.373	21.92	6.000	0.499	6.499
	3.1000	24.200	55.800	2.3058	1.290	0.085	3.185	0.045	0.0011	0.0012	-0.375	21.55	6.100	0.406	6.506
	3.2000	24.400	57.600	2.3607	1.250	0.080	3.280	0.045	0.0010	0.0011	-0.378	21.17	6.200	0.311	6.511
	3.3000	24.600	59.400	2.4146	1.212	0.075	3.375	0.045	0.0009	0.0010	-0.380	20.79	6.300	0.216	6.516
	3.4000	24.800	61.200	2.4677	1.176	0.071	3.471	0.045	0.0008	0.0009	-0.381	20.41	6.400	0.121	6.521
3.5000	25.000	63.000	2.5200	1.143	0.067	3.567	0.045	0.0008	0.0008	-0.383	20.03	6.500	0.025	6.525	

Con estos valores la hoja de Excel grafica un perfil, como el que se muestra a continuación:

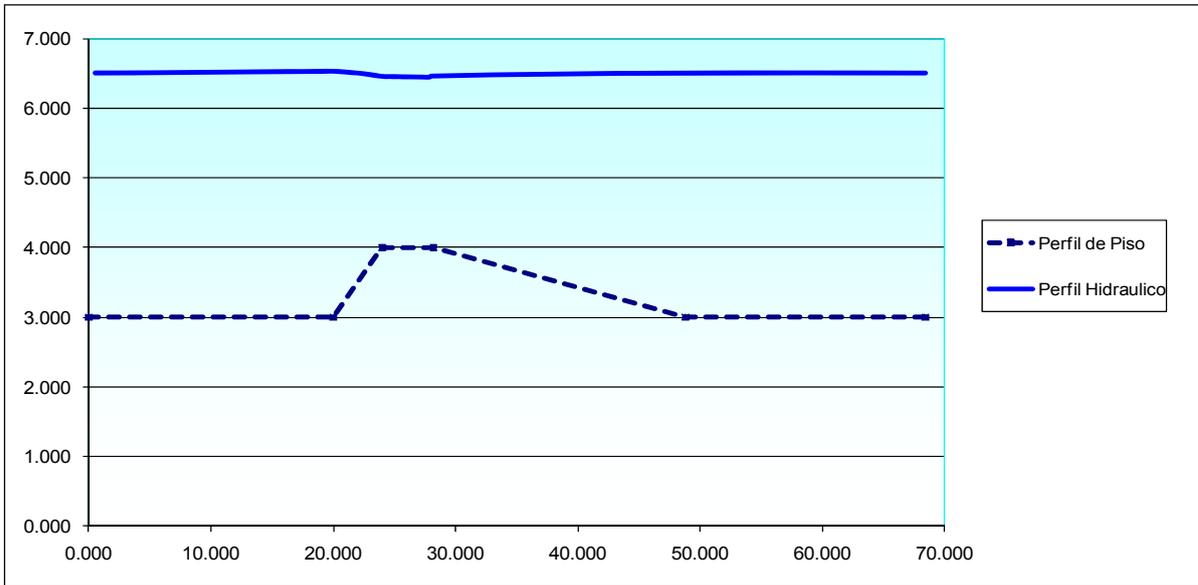


Fig. 4.5.3 Perfil encontrado usando la hoja de Excel.

La tabla también permite encontrar los valores de velocidades, radio hidráulico, área, perímetro mojado etc., de cada una de las secciones estudiadas. Luego los perfiles teóricos calculados son comparados con los encontrados en los modelos físicos para su respectivo análisis

5. Modelos físicos empleados

En hidráulica por la complicación de los fenómenos que se presentan es necesario predecir el comportamiento de una estructura, y aunque se tengan herramientas computarizadas para la modelación matemática es importante realizar el análisis de los modelos físicos, ya que estos permiten ver de una forma cualitativa el comportamiento tanto de las estructuras que se involucran el diseño como el flujo, además ayudan a identificar algunas fallas, e incluso llegar a diseños más óptimos y proyectos más eficientes.

Para el experimento se utilizaron dos tipos de modelos físicos, uno simplificado el cual se hizo en el Laboratorio de hidráulica en el edificio de posgrado de la UNAM y otro completo el cual se construyó en el patio de modelos, del IIUNAM

La idea de construir un modelo simplificado, nace de la inquietud de conocer resultados previos para entender el comportamiento de las estructuras en estudio.

Antes de construir el modelo completo, una vez analizado los resultados del modelo simplificado, se compararon con los obtenidos en el modelo complejo.

5.2 Escalas

5.1.1 Similitud hidráulica

El objetivo principal es relacionar el comportamiento hidráulico del prototipo con el modelo, es decir que las condiciones deben ser iguales tanto en el modelo, como en el prototipo, por tanto se debe cumplir con ciertas características de semejanza las cuales

deben ser similitud geométrica (forma), similitud cinemática (movimiento) y similitud dinámica (fuerzas).

5.1.2 Semejanza geométrica

Debe existir una semejanza geométrica entre el modelo y el prototipo, es decir, que el cociente de longitudes correspondientes, debe ser el mismo. La similitud geométrica significaría, por ejemplo, que donde l_e es la escala de líneas que cuantifica el tamaño de los dos sistemas.

$$l_e = \frac{H_p}{H_m} = \frac{B_p}{B_m} = \frac{S_p}{S_m} \quad (5.1)$$

Una consecuencia de la similitud geométrica es que la relación de áreas y volúmenes se puede expresar como el cuadrado y el cubo de l_e .

$$A_e = \frac{A_p}{A_m} = l_e^2 \quad (5.2)$$

$$V_e = \frac{V_p}{V_m} = l_e^3 \quad (5.3)$$

5.1.3 Semejanza cinemática

La similitud cinemática entre dos sistemas de flujo se interpreta como la semejanza geométrica entre las líneas de corriente entre ambos flujos, es decir, que los componentes de velocidad de todos los puntos son correspondientes geoméricamente, sin distorsión o con ella.

$$V_e = \frac{V_{yp}}{V_{ym}} = \frac{V_{xp}}{V_{xm}} = \frac{V_{zp}}{V_{zm}} \quad (5.4)$$

5.1.4 Semejanza dinámica

La similitud dinámica implica que haya similitud geométrica, o bien, distorsionada, además, de que sea la misma relación de las fuerzas dinámicas en puntos homólogos.

En similitud dinámica, al igual que en similitud geométrica, existe escalas de velocidades, fuerzas, densidades, viscosidades, etc., que miden la relación entre las características de los flujos o propiedades de los fluidos utilizados.

Los parámetros adimensionales que se utilizan en los modelos hidráulicos con flujo a superficie libre en régimen turbulento, son el Número de Froude y el de Reynolds.

5.1.5 Numero de Reynolds

El número de Reynolds se denota como Re , y se define como la relación que hay entre las fuerzas de inercia y las fuerzas viscosas.

$$Re = \frac{VL}{\nu} \quad (5.5)$$

Donde:

V: Velocidad

L: longitud característica

ν : Viscosidad cinemática

Las fuerzas viscosas son aquellas que se presentan dentro de un fluido viscoso, dando lugar a que exista una distribución de velocidades en la sección transversal de un canal.

Dichas fuerzas viscosas se obtiene de la ley de Newton para fluidos laminares, la cual se expresa como:

$$\tau = \mu \frac{\partial v}{\partial y} \quad (5.6)$$

Donde τ es el esfuerzo cortante que hay entre dos planos que se mueven a diferente velocidad, dado por $\partial v / \partial y$, v es la velocidad del flujo, la distancia al fondo está representado por y , y μ es la viscosidad dinámica. Con base en estos conceptos se puede demostrar que el número de Reynolds, para un flujo a superficie libre se expresa como:

$$\text{Re} = \frac{VR_h}{\nu} \quad (5.7)$$

Con
$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (5.8)$$

Donde ν es la viscosidad cinemática (m^2/s). Para agua a una temperatura de 20°C , $\nu = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$, V es la llamada velocidad media del flujo, y R_h el radio hidráulico.

Este parámetro sirve para saber si un flujo en un canal o en una tubería esta en régimen laminar, de transición o turbulento, como sigue:

Si $\text{Re} \leq 500$ el flujo esta en régimen laminar

Si $\text{Re} \geq 2000$ el flujo esta en régimen turbulento

Si $500 < \text{Re} < 2000$ el flujo esta en régimen de transición.

5.1.6 Numero de Froude

Se denota como F_r , y se define como la relación que existe entre la raíz cuadrada de las fuerzas de inercia y las gravitacionales.

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (5.8)$$

Donde:

V: Velocidad media del flujo

D: Tirante hidráulico A/T

A: Área hidráulica

T: Ancho de superficie libre

g: Aceleración de la gravedad.

Este parámetro sirve para saber si el flujo esta en régimen subcritico, crítico o supercrítico, como sigue:

Si $F_r < 1$ el flujo esta en régimen subcritico

Si $F_r = 1$ el flujo esta en régimen critico

Si $F_r > 1$ el flujo esta en régimen supercrítico

5.1.7 Escalas de los modelos

Por tratarse de un flujo a superficie libre, las fuerzas predominantes son las gravitacionales, por esto se usó como base el Número de Froude.

En prototipo y modelo se debe cumplir que:

$$f_p = f_m \quad (5.9)$$

Los subíndices p y m indican prototipo y modelo, respectivamente. Así se tiene que:

$$\frac{V_p}{\sqrt{g_p Y_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m Y_m}} \quad (5.10)$$

Agrupando términos comunes se tiene que:

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{\sqrt{g_p D_p}}{\sqrt{g_m D_m}} = \sqrt{\frac{g_p}{g_m}} \sqrt{\frac{D_p}{D_m}} \quad (5.11)$$

De la definición general de escala, que es la relación entre prototipo y modelo, la ecuación 5.11 se escribe como:

$$V_e = \sqrt{g_e} \sqrt{D_e} \quad (5.12)$$

Donde V_e , g_e , D_e son las escalas de velocidades, aceleraciones de la gravedad y profundidades hidráulicas, respectivamente. Si se considera que $g_p = g_m$, se cumple que $g_e = 1$, y la ecuación 5.12 se reduce a:

$$V_e = \sqrt{D_e} \quad (5.13)$$

Como la profundidad hidráulica es una variable que tiene dimensiones de longitud, y además, el modelo es no distorsionado, se tiene que $D_e = L_e$, donde L_e es la escala de longitud, por tanto:

$$V_e = \sqrt{L_e} \quad (5.14)$$

Esto último significa que la escala de velocidades es igual a la raíz cuadrada de la escala de líneas.

De la definición de velocidad media, que es distancia entre tiempo, la escala de tiempos es igual a:

$$t_e = \frac{L_e}{V_e} = \frac{L_e}{\sqrt{L_e}} = \sqrt{L_e} \quad (5.15)$$

Con base en la ecuación de continuidad para flujo unidimensional en régimen permanente se tiene que:

$$Q_e = A_e V_e \quad (5.16)$$

Como el área tiene dimensiones de longitud al cuadrado, la ecuación 5.16 se reduce a:

$$Q_e = L_e^2 V_e = L_e^2 \sqrt{L_e} = L_e^{5/2} \quad (5.17)$$

Esto indica que la escala de gastos es igual a la escala de longitudes elevada a la 5/2.

De la fórmula de Manning, la velocidad media expresada en forma de escalas se escribe como:

$$V_e = \frac{1}{n_e} R_{He}^{2/3} S_e^{1/2} \quad (5.18)$$

Donde n_e , R_{He} y S_e son las escalas de rugosidades, radios hidráulicos y pendientes, respectivamente. Como el radio hidráulico es una variable en dimensiones de longitud, entonces $R_{He} = L_e$. Las pendientes, S , en prototipo y modelo deben ser iguales, entonces $S_e = 1$, por tanto la ecuación 5.18 se simplifica a:

$$V_e = \frac{1}{n_e} L_e^{2/3} \quad (5.19)$$

De donde:

$$n_e = \frac{L_e^{2/3}}{V_e} = \frac{L_e^{2/3}}{\sqrt{L_e}} = L_e^{1/6} \quad (5.20)$$

La ecuación 5.20 indica que, con base en la fórmula de Manning, la relación de las rugosidades entre prototipo y modelo es igual a la escala de líneas a la 1/6.

5.1.8 Escalas usadas para los modelos simplificado y completo

Generalmente la selección de escalas lineales tanto horizontales, (E_x), y verticales, (E_y), se hace en forma independiente, buscando que el modelo resulte lo más grande posible, como las dimensiones horizontales (longitud y ancho del cauce) son considerablemente mayores a las verticales (tirante), existen dos formas para dar la escala al modelo físico, una es mediante un modelo distorsionado, y la otra mediante un modelo no distorsionado.

Generalmente suelen presentarse efectos en la escala cuando se construyen modelos distorsionados en Hidráulica, los cuales no muestran fielmente todos los fenómenos que se presentan, por lo tanto, en este caso se realizó con una escala no distorsionada.

Existen recomendaciones, como las obtenidas del libro de A. Vergara (1995) para la selección de escalas, según el tipo de construcción.

Para seleccionar la escala de un modelo, además de las consideraciones anteriores se debe tener en cuenta, el presupuesto, espacio, tiempo, la instrumentación, las rugosidades a producir y el gasto a suministrar al modelo.

Tabla.5.1 Escalas lineales comunes en modelos hidráulicos (Según A. Vergara 1995)

MODELOS DE OBRAS HIDRÁULICAS	ESCALAS LINEALES	OBSERVACIONES
Vertedores, tanques, amortiguadores, rápidos, y túneles. Cárcamos de bombeo y compuertas Conductos cerrados con flujo a superficie libre Flujo alrededor de estructuras.	De 1:20 a 1:70 De 1:5 a 1:30 De 1:10 a 1:25 De 1:5 a 1:25	Modelos sin distorsión y de fondo fijo

En este análisis se escogió una escala de 1:60, ya que se tenían limitantes en el espacio, es importante notar, que con esta escala sí se pueden detectar bien las variaciones en los niveles del agua.

También se consideró que las escalas de los dos modelos, tanto el simplificado como el complejo coincidieran, con el objetivo de realizar comparaciones en los resultados, por lo tanto la escala 1:60 fue la que mejor se acomodó a los requerimientos del experimento.

5.2 Modelo físico simplificado

Partiendo de la idea de tener resultados previos que permitieran conocer el comportamiento de las estructuras hidráulicas en estudio, se decidió construir un modelo simplificado en el laboratorio del Posgrado en Ingeniería de la UNAM. Usando el canal de pendiente variable y teniendo en cuenta las condiciones iniciales (2.3), la topografía de la zona, la longitud del canal (4 m) y el ancho (0.3 m) se construyó el modelo simplificado, el cual modela una franja de 18 m del prototipo.



Fig.5.2.1 Zona a modelar y modelo físico simplificado

Dado que el modelo físico fue construido con una escala de 1:60 y tratándose de un flujo a superficie libre gobernado solo por fuerzas gravitacionales, el principio de similitud que se aplica es el de Froude.

Aplicando la ecuación 5.17, la escala de gastos resultante es:

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} = L_e^{5/2} = (60)^{5/2} = 27885.48$$

Donde:

Q_e : Factor de escala

Q_p : Gasto en el prototipo

Q_e : Gasto en el modelo

Despejando Q_m de la expresión anterior se tiene:

$$Q_m = \frac{Q_p}{Q_e} = \frac{2000m^3/s}{27885.48} = 0.0717291m^3/s$$

El gasto que se espera pasar de una laguna a otra es de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ y el ancho de la estructura es de 500m , por lo tanto para una franja de 18 m , se necesitara un caudal de $72\text{m}^3/\text{s}$, es decir que para el modelo simplificado se necesitan:

$$\frac{0.0717291\text{m}^3 / \text{s}}{500\text{m}} = 0.00014346\text{m}^2 / \text{s}$$

$$0.00014346\text{m}^2 / \text{s} * 18\text{m} = 0.002582\text{m}^3 / \text{s}$$

Es así como el gasto que representa $72 \text{ m}^3/\text{s}$ en el prototipo son 2.582 l/s en el modelo.

5.3 Modelo físico completo

Para la construcción del modelo físico es indispensable contar con la topográfica de la zona, la cual permite conocer todas las características del relieve del sitio, y así representar de forma exacta las condiciones de diseño. En este caso la topografía y la ubicación de la estructura fueron suministradas por la CONAGUA.

Conociendo principalmente la problemática a analizar y la topografía del sitio, se escogió la zona a modelar teniendo en cuenta las posibles soluciones, como vertedores y obras de derivación, su longitud, tamaño, la cercanías con la población, el espacio para la construcción del modelo (zona de modelos) y la escala del modelo. En el apéndice B, se puede encontrar la descripción de la construcción del modelo físico complejo.

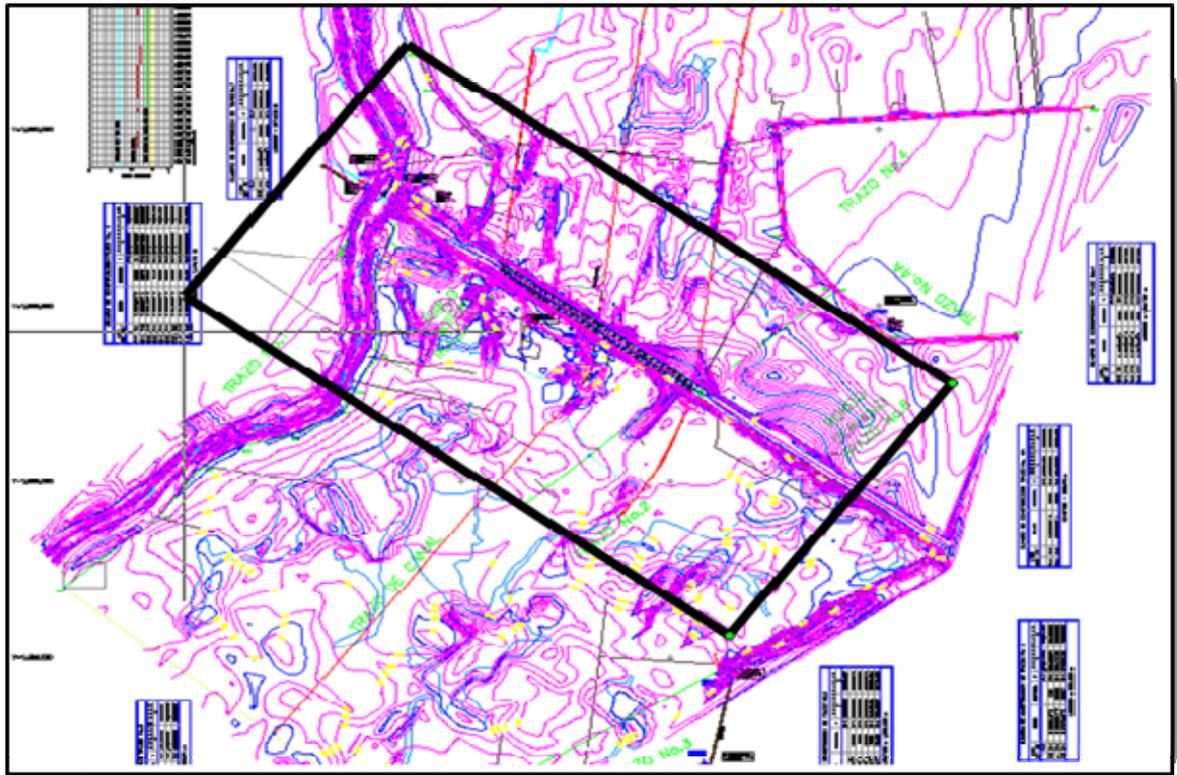


Fig. 5.3.1 Topografía de la zona a modelar

5.3.4 Consideraciones para la construcción del modelo físico

- La estructura a modelar es la zona entre las lagunas Zapotes y Don Julián , donde el flujo natural fue interrumpido por el paso de la carretera que va desde Villahermosa hasta el aeropuerto, la idea principal es construir una obra de derivación, de 500 m de longitud en el prototipo, la cual transporte un gasto de 2000 m³/s y determinar los niveles aguas arriba y aguas abajo que generan este gasto, es decir el objetivo principal es conocer si con un gasto de 2000 m³/s se sobrepasa el nivel máximo aguas arriba de 6 m.
- El área necesaria para construir el modelo a escala 1:60 debe ser de 422 m², y el gasto máximo que se puede obtener usando la infraestructura del Instituto de Ingeniería de la UNAM, es de 120 l/s.
- El modelo consta de dos partes, la zona lagunar (fondo móvil) y la obra de derivación (presa o vertedor).

5.3.5 Pruebas en el modelo físico completo



Fig. 5.3.2 Modelo físico Don Julián en funcionamiento

Las pruebas en el modelo físico se realizaron teniendo en cuenta la topografía de la zona, y colocando en la parte superior de la presa tipo indio una tabla de madera, con sus respectivos pilotes que simularían el puente sobre la zona lagunar.

Adicionalmente se colocaron regletas para obtener los tirantes y así construir los perfiles que se presentan en el modelo.

Estas fueron colocadas a diferentes dimensiones en el modelo, como se muestra en la figura 5.3.3

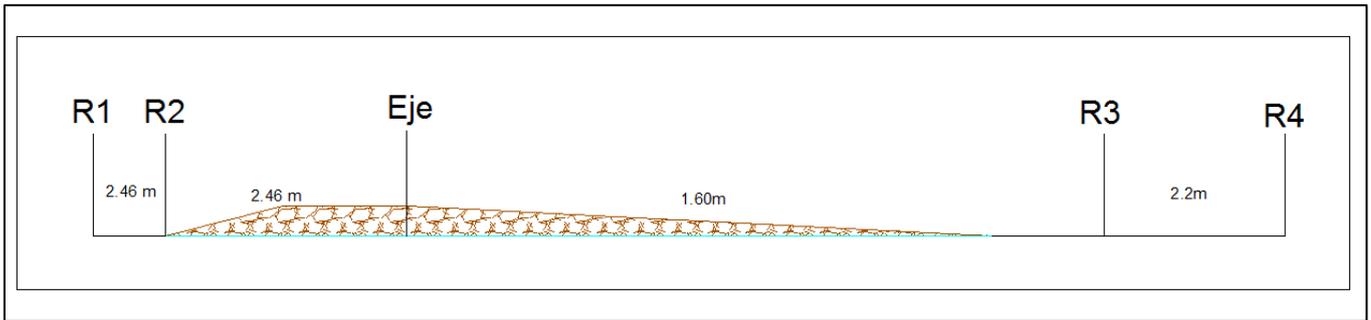


Fig.5.3.3 Esquema del modelo físico utilizado en el patio de modelos. (R1, R2, R3, R4, Escalas)

5.3.3 Escala de Gastos

El modelo físico complejo, también cumple con las condiciones de flujo a superficie libre, por lo tanto se aplica el principio de similitud de Froude.

Aplicando la ecuación 5.17, la escala de gastos resultante es:

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} = L_e^{5/2} = (60)^{5/2} = 27885.48$$

Despejando Q_m de la expresión anterior se tiene:

$$Q_m = \frac{Q_p}{Q_e} = \frac{2000m^3/s}{27885.48} = 0.0717291m^3/s$$

Es así como el gasto que representa $2000\text{m}^3/\text{s}$ en el prototipo son 71.73 l/s en el modelo, por lo tanto con la infraestructura del Instituto de Ingeniería, se puede dar el gasto y realizar las pruebas satisfactoriamente.

6. Comparación de resultados en modelos físicos y numéricos

6.1 Modelo físico simplificado

En el modelo físico simplificado se analizaron dos estructuras, la presa tipo indio y la obra de descarga cimacio, a las cuales se les comparó con los métodos numéricos mencionados en el capítulo cuatro, a continuación se muestra un análisis de cada una de ellas.

6.1.1 Comparación de los resultados de la presa indio, con los modelos matemáticos

La presa indio que se modeló, fue una estructura rocosa para la cual se propuso un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.045, para el resto se tomó un coeficiente de rugosidad de 0.012, el cual corresponde a madera cepillada, misma que utilizó en el canal.

6.1.1.1 Comparación de los perfiles hidráulicos encontrados en el laboratorio y los calculados con el método directo por pasos

Al realizar las pruebas en el canal de pendiente variable se obtuvieron diferentes perfiles hidráulicos para un gasto de 72 m³/s, y diferentes niveles aguas abajo, como se observa en la tabla 6.1.1 la descripción de las condiciones establecidas.

Tabla. 6.1.1 Descripción de las Condiciones para las pruebas presa tipo indio

CONDICION	CARACTERISTICA
C1	Q=72m ³ /s Nivel aguas abajo: 5.0m
C2	Q=72m ³ /s Nivel aguas abajo: 5.5m
C3	Q=72m ³ /s Nivel aguas abajo: 6.0 m
C4	Q=72m ³ /s Nivel aguas abajo: 6.5m
C5	Q=72m ³ /s Nivel aguas abajo: 7.0 m
C6	Q=72m ³ /s Nivel aguas abajo: 7.5 m

En la figura 6.1.1 se pueden observar los perfiles obtenidos en el modelo físico simplificado para las seis condiciones de niveles aguas abajo.

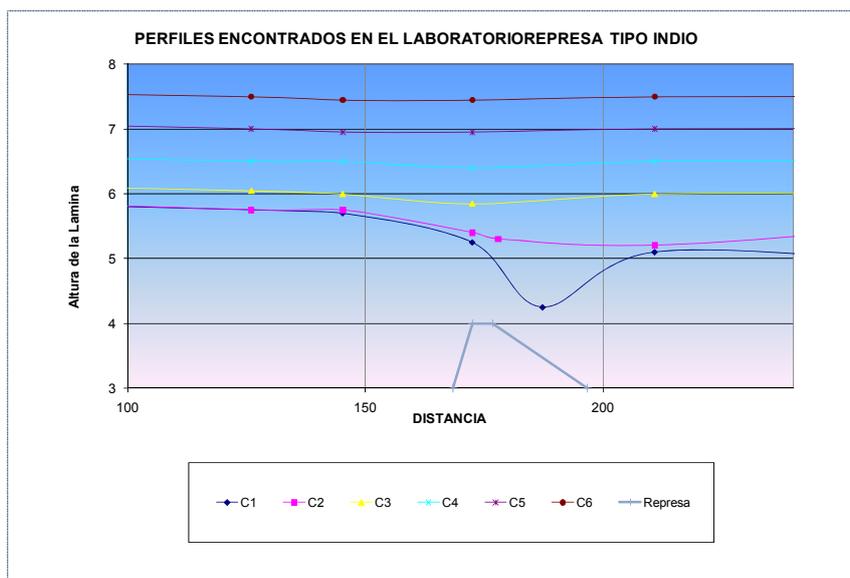


Fig. 6.1.1 Perfiles encontrados en el laboratorio –presa indio –Q=72m³/s

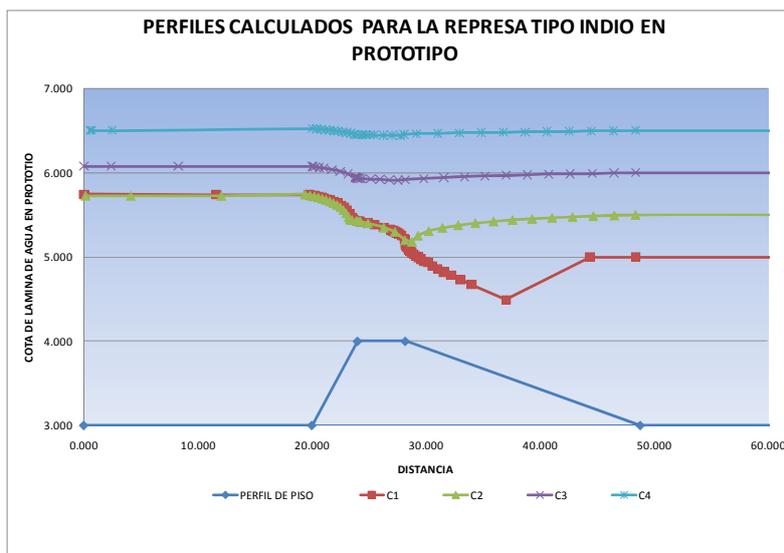


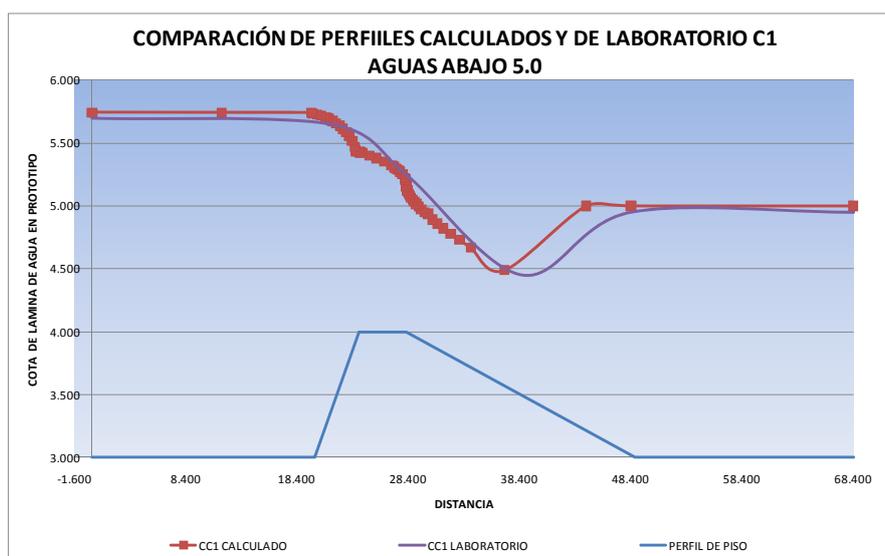
Fig. 6.1.2 Perfiles calculados para las cuatro primeras condiciones –presa tipo indio –
 $Q=72\text{m}^3/\text{s}$

Adicionalmente para las primeras cuatro condiciones, se realizó el cálculo matemático de los perfiles teóricos por el método numérico directo por pasos, con un gasto de $72\text{ m}^3/\text{s}$ un ancho de 18 m. Para los cuales se obtuvieron los perfiles que se muestran en la figura 6.1.2.

Para realizar un análisis más completo, se hizo una comparación de cada uno de los perfiles encontrados en el laboratorio y los calculados con el método directo por pasos, con el fin de encontrar algunas diferencias o similitudes.

- a. Condición 1, obra derivadora: presa tipo indio, gasto $72\text{ m}^3/\text{s}$, nivel aguas abajo: 5 m

Se puede observar en la figura 6.1.3 los niveles aguas arriba (5.75 m y 5.7 m) y aguas abajo (5m) para ambos perfiles, son muy similares aunque en el calculado, el resalto se encuentra más ahogado que en el de laboratorio.



**Fig. 6.1.3 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio C1 –presa tipo indio –
Q=72m³/s**

Otra observación importante, es que los niveles obtenidos aguas abajo (5m) se encontraron usando únicamente el gasto requerido y la topografía del canal, no se utilizó la compuerta abatible para conseguir la lámina aguas abajo.

Esta condición es la más importante del estudio, ya que el objetivo principal era observar si con el gasto de 2000m³/s y en el modelo simplificado 72m³/s se cumplían las condiciones iniciales del estudio. En este caso se observa que sí se cumplen ya que el nivel aguas arriba nunca supera los 6 m y aguas abajo conserva la altura de 5 m.

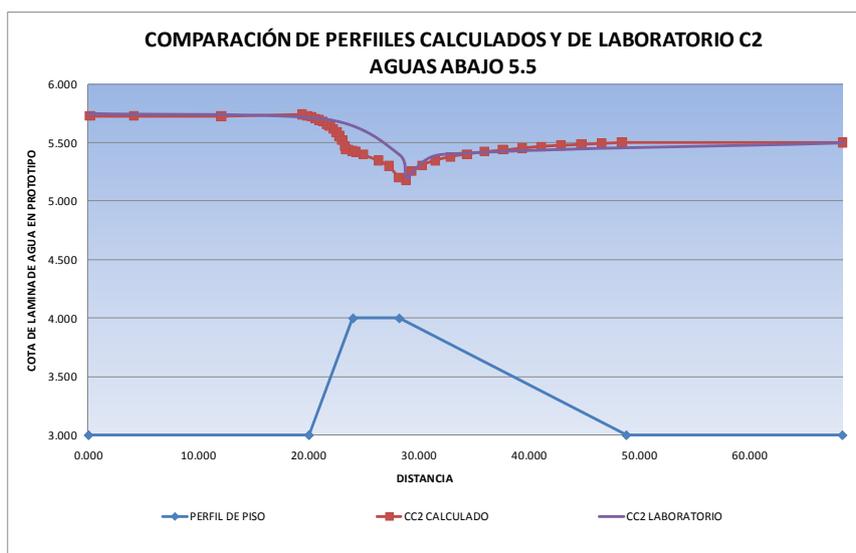
Por lo tanto, según los resultados del modelo físico simplificado una presa indio con estas características sí puede derivar un gasto de 2000m³/s respetando las condiciones iniciales.

- b. Condición 2 , obra derivadora: presa tipo indio, gasto: 72 m³/s, nivel aguas abajo: 5.5 m

En el perfil de la figura 6.1.4 se puede observar que los niveles aguas arriba (5.75 m) y aguas abajo (5.5m) se conservan, a diferencia del perfil anterior, aquí coincide el lugar

donde se presenta el salto hidráulico, que se encuentra en un grado mayor de ahogamiento que en la condición uno.

En este caso se presentan algunas diferencias en los perfiles al iniciar la descarga, aunque después de la misma los perfiles son casi idénticos.



**Fig. 6 .1.4 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio C2 –presa tipo indio –
 $Q=72\text{ m}^3/\text{s}$**

- c. Condición 3 , obra derivadora: presa tipo indio, gasto: 72 m³/s, nivel aguas abajo: 6m

Para este caso Los perfiles coinciden aguas abajo (6.0 m). La lamina aguas arriba es de 6.1 m para el calculado y 6.0 m para el encontrado en el laboratorio, también se puede observar que tienen la misma tendencia y valores aproximados durante todo el trayecto. Es importante mencionar que en este caso el salto se ahoga por completo, y la estructura funciona totalmente ahogada.

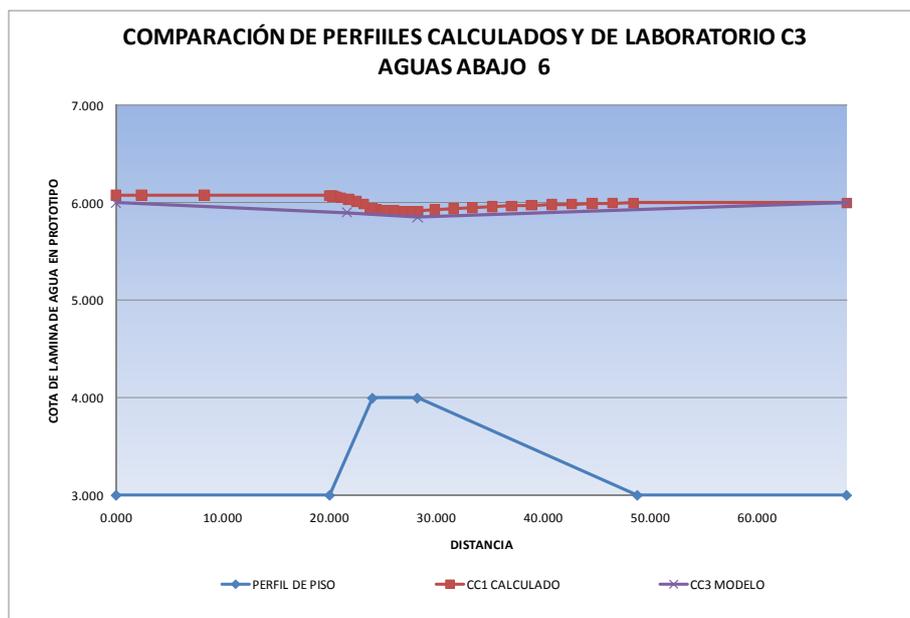
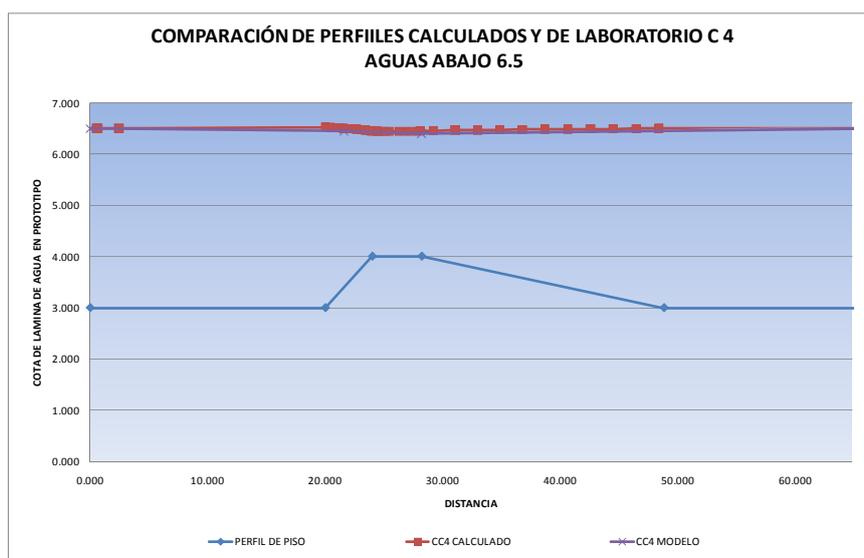


Fig. 6.1.5 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio C3 –Presa indio –Q=72 m³/s

- d. Condición 4 , obra derivadora: presa tipo indio, gasto: 72 m³/s, nivel aguas abajo: 6.5 m

El resalto está totalmente ahogado y los perfiles hidráulicos coinciden tanto en las laminas aguas arriba (6.5 m), como aguas abajo (6.5 m); prácticamente son idénticos a lo largo del trayecto. Los perfiles se mantienen casi constantes, aunque tienen variaciones sobre la estructura.

Otra anotación es que tanto aguas arriba como aguas abajo la altura de lamina es 6.5 m, esto nos lleva a pensar que cuando la estructura funciona totalmente ahogada el perfil se puede definir como una línea de horizontal que conserva la altura de cota, en este caso 6.5 m.



**Fig. 6.1.6 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio C4 –presa tipo indio –
Q=72m³/s**

6.1.1.2 Regímenes de flujo sumergido

La literatura sobre vertedores sumergidos es escasa, y aún cuando se encuentran algunas publicaciones o teoría en los libros, básicamente solo existe para vertedores de pared delgada o de cresta redondeada, por lo tanto, fue difícil disponer modelos matemáticos para calcular los gastos, coeficientes de descarga, o datos que permitieran la clasificación del régimen en vertedores de pared gruesa sumergidos. Por lo tanto, se realizó una comparación de los resultados obtenidos en el modelo simplificado, con un modelo matemático que permitiera tener una clasificación de los regímenes de flujo sumergido para vertedores de pared delgada. Cabe anotar que este modelo solo es aplicable para este tipo de vertedores, sin embargo, por la ausencia de modelos numéricos, se hizo esta comparación.

Según por Rajaratnam y Muralidhar (1969), los regímenes de flujo se pueden clasificar en dos grupos, el régimen 1, entrada de chorro y los otros tres regímenes, flujo de superficie.

Con los resultados obtenidos en el modelo simplificado para cada una de las condiciones de lámina aguas abajo y utilizando en la ecuación 4.2, se encontraron los resultados de λ , que se muestran en la tabla 6.1.2:

Tabla 6.1.2 cálculos del modelo numérico para la clasificación de los regímenes sumergidos

Condición	h	t	y_t	q	λ
C1	2	0.95	1.95	4	1.56380396
C2	2.05	1.5	2.5	4	1.45102335
C3	2.25	2	3	4	1.17393569
C4	2.7	2.5	3.5	4	1.225
C5	3.2	3	4	4	1.4
C6	3.65	3.5	4.5	4	1.36399001
C7	4.1	4	5	4	1.23743687

Las curvas 1 y 2 que se muestran en la figura 6.1.7 se calcularon con las ecuaciones 4.3 y 4.4, estas muestran los límites para las dos clasificaciones de los regímenes de flujo sumergido. Tomando en cuenta los resultados de laboratorio y haciendo los cálculos correspondientes para cada una de las 7 condiciones (tabla 6.1.7) se obtuvieron los valores que se graficaron en la figura 6.1.7.

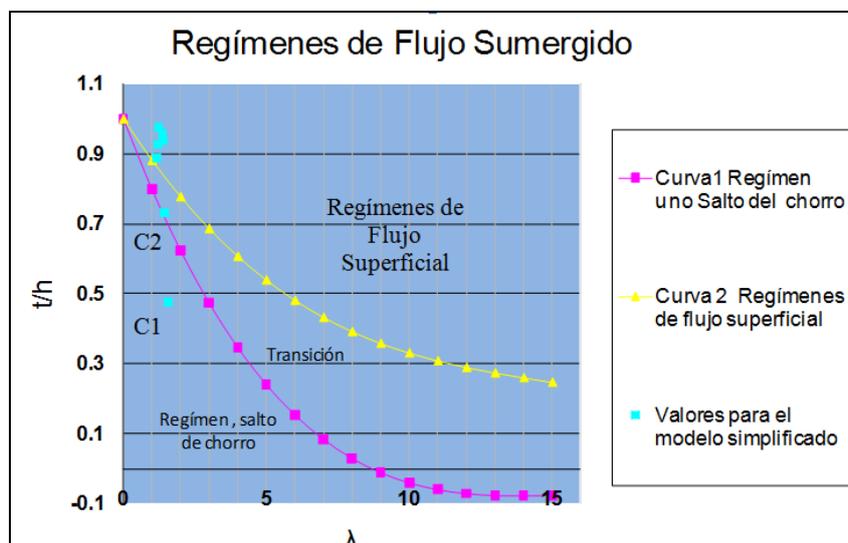


Fig. 6.1.7 clasificación de los regímenes de flujo sumergido (modificada de wu y Rajaratman, 1996)

Si observamos la figura 6.1.7 con detalle, se puede apreciar que la condición uno (C1), entra en la clasificación del régimen de salto de chorro según los cálculos del modelo numérico, por lo tanto se asume que en este régimen se presenta un salto hidráulico (Fig. 4.3.1a). Si se observa la imagen de la figura 6.1.8, se presenta un salto barrido sobre la presa tipo indio, por lo tanto en este caso, el modelo físico se apega al modelo matemático.



Fig. 6.1.8 Condición 2 Presa tipo indio, salto hidráulico sobre la estructura

En la condición dos, el punto C2 ubicado en la figura 6.1.7 se encuentra justamente en el límite del régimen de salto del chorro y la transición, por lo tanto se esperaría que se presentara un salto en la superficie como se muestra en la figura. 4.3.1b.

Si se observa la imagen de la fig. 6.1.9, el modelo físico, responde al modelo matemático.

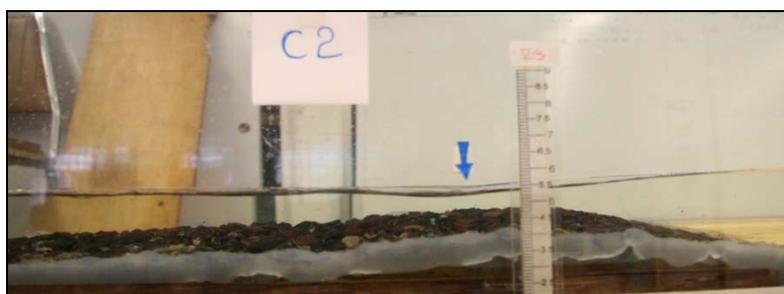


Fig. 6.1.9 Condición 3 Presa tipo indio

Las condiciones 3, 4, 5, 6, y 7 según el modelo numérico pertenecen al régimen de flujo superficial, donde se presentan ondulaciones en la superficie (Fig. 4.3.1.c) y un chorro en la misma, el cual se observa en el perfil hidráulico casi como una línea

horizontal (Fig. 4.3. c) en la figura 6.1.10 se nota que estas se encuentran en este régimen de Flujo superficial. Las condiciones C3, C4, C5, C6, Y C7 presentan un régimen de flujo superficial parecido al de la figura 4.3.1d, que es chorro de superficie. Lo cual nuevamente coincide con el modelo numérico y la figura 6.1.7.

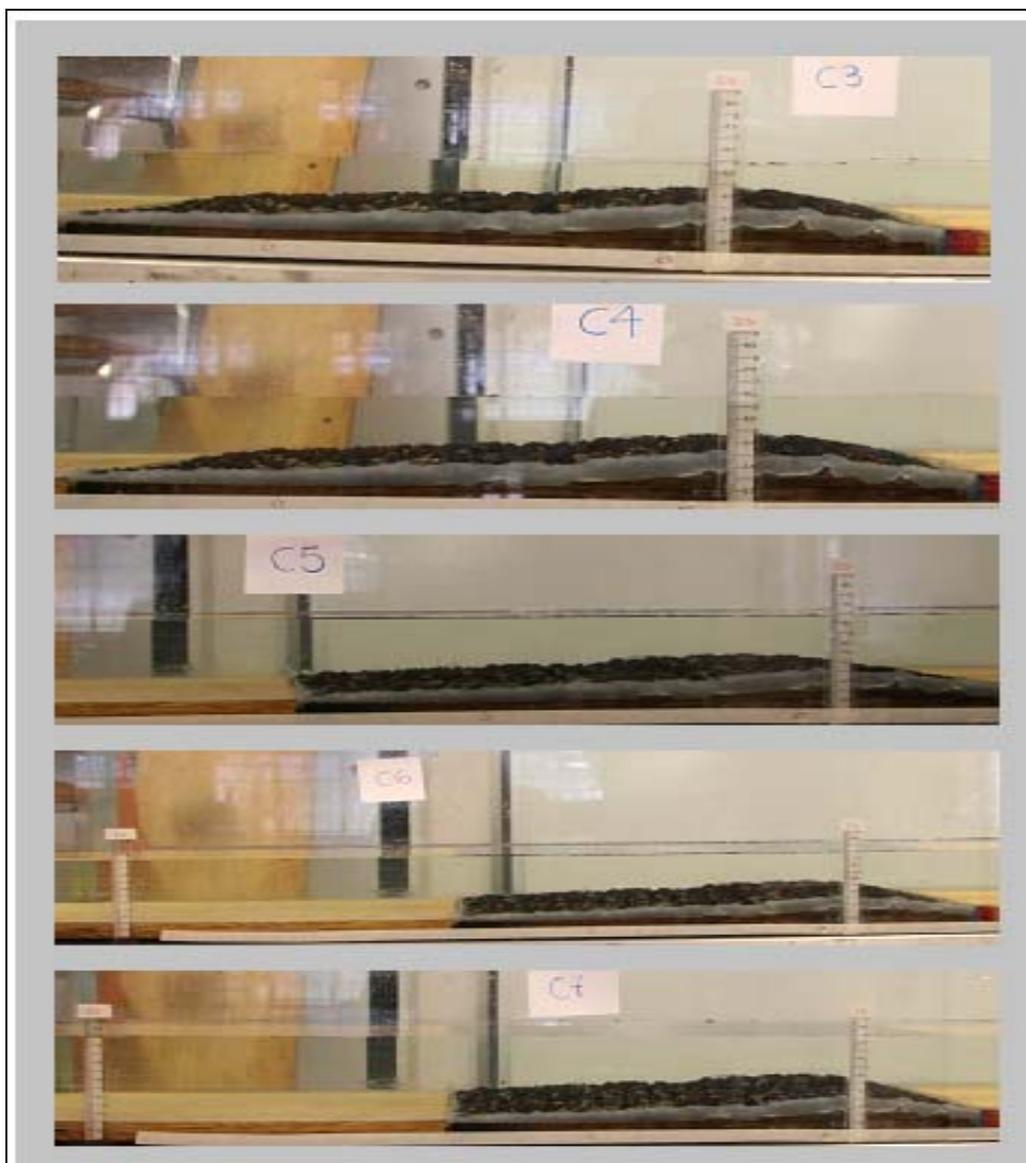


Fig. 6.1.10 Condiciones 3, 4, 5, 6, 7 presa tipo indio

6.1.1.3 Ecuación de descarga para flujo sumergido

Teniendo en cuenta las ecuaciones del modelo numérico de descarga para flujo sumergido 4.6, 4.7, 4.8, 4.9 propuestas por Rajaratnam y Muralidhar (1969), estas se pueden usar para relaciones de t/h menores o iguales a 0.95. En este caso, se pudo aplicar a las primeras 6 condiciones, sin embargo los datos calculados de los gastos no corresponden ni se acercan al usado de $72\text{m}^3/\text{s}$, como se observa en la tabla 6.1.3 los resultados obtenidos por este método para el gasto (Q) están en el rango de 22 a $33\text{m}^3/\text{s}$, lo cual corresponde al 30.5% y el 48.5% del gasto real usado.

Tabla 6.1.3 resultados de la aplicación del modelo de descarga de Rajaratnam y Muralidhar (1969), para la presa tipo indio

Condición	h	t	t/h	ψ	cd	q	Q
C1	2	0.95	0.475	-1.35618075	0.32868254	1.6314956	29.3669208
C2	2.05	1.5	0.73170732	-0.14035415	0.36194717	1.83019496	32.9435094
C3	2.25	2	0.88888889	0.31979242	0.28296296	1.53427518	27.6169532
C4	2.7	2.5	0.92592593	0.41171527	0.24066489	1.49614034	26.930526
C5	3.2	3	0.9375	0.43941697	0.22382813	1.58057066	28.450272
C6	3.65	3.5	0.95890411	0.48944712	0.18564265	1.44688553	26.0439396
C7	4.1	4	0.97560976	0.52746352	0.14550824	1.23740608	22.2733095

Aunque el modelo propuesto por Rajaratnam y Muralidhar (1969), se pueda utilizar para realizar la clasificación de los regímenes de flujo sumergido, no se recomienda el uso de las ecuaciones de descarga, ya que estas solo son aplicables para vertedores de pared delgada, y los valores obtenidos solo se aproximan al 50% del gasto real utilizado.

6.1.2 Comparación de los resultados de la estructura de descarga cimacio, con los modelos matemáticos

Para la estructura de descarga cimacio, la cual es de concreto, se propuso un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.010, para el resto del canal se tomó un coeficiente de rugosidad de 0.012.

6.1.2.1 Comparación de los perfiles hidráulicos encontrados en el laboratorio y los calculados con el método directo por pasos

En este caso para el cimacio se encontraron los perfiles de laboratorio y finalmente fueron calculados teniendo en cuenta las mismas condiciones de niveles aguas abajo, por lo tanto a continuación se presentan las figuras 6.1.11 y 6.1.12 donde se muestran los perfiles encontrados en el laboratorio y los perfiles calculados para un gasto de $72\text{m}^3/\text{s}$ y un ancho de 18 m.

En la tabla 6.1.4 se encuentra la descripción de cada una de las condiciones de estudio para la estructura de descarga.

Tabla 6.1.4 Descripción de las condiciones para las pruebas en el cimacio

CONDICION	CARACTERISTICA
C1	Q=72m3/s Nivel aguas abajo: 5.0m
C2	Q=72m3/s Nivel aguas abajo: 5.5m
C3	Q=72m3/s Nivel aguas abajo: 6.0 m
C4	Q=72m3/s Nivel aguas abajo: 6.5m
C5	Q=72m3/s Nivel aguas abajo: 7.0 m
C6	Q=72m3/s Nivel aguas abajo: 8.0 m

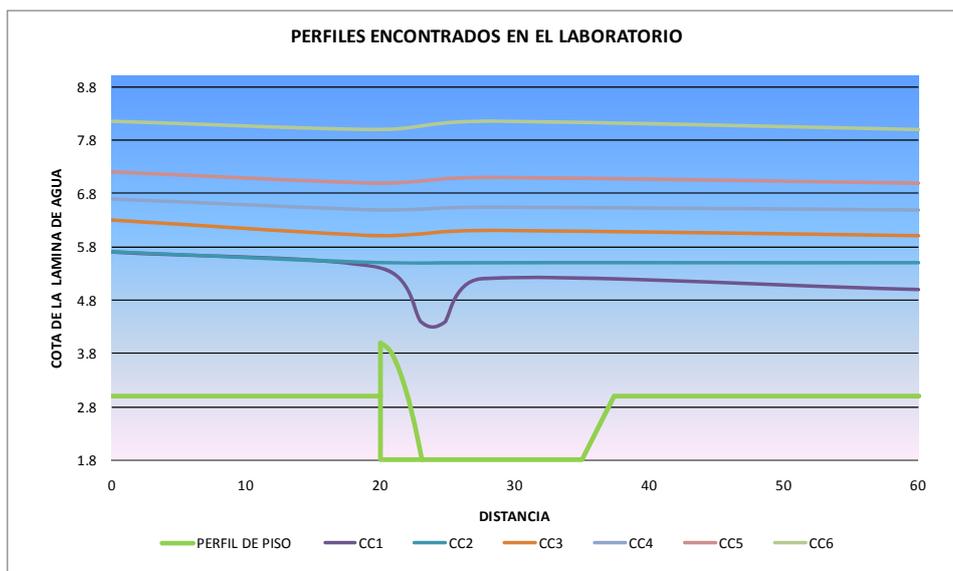


Fig. 6.1.11 Perfiles encontrados en el laboratorio –cimacio – $Q=72 \text{ m}^3/\text{s}$

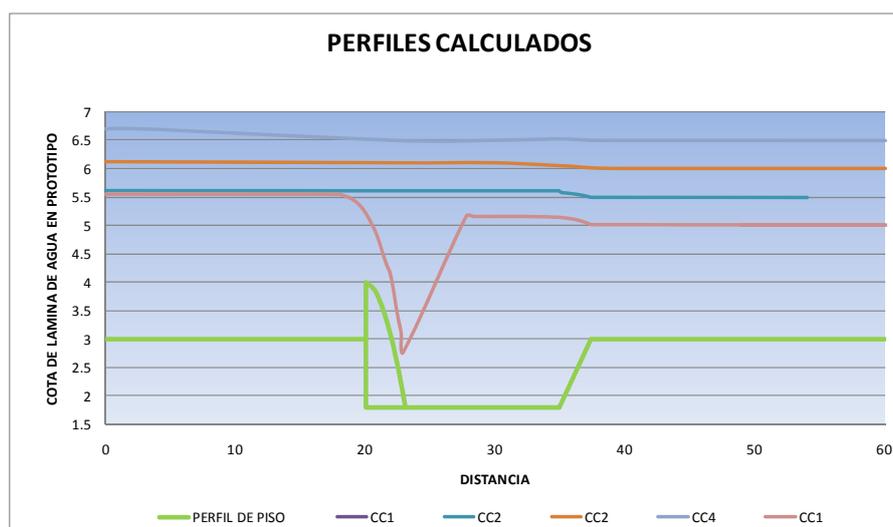


Fig. 6.1.12 Perfiles calculados –cimacio – $Q=72 \text{ m}^3/\text{s}$

A continuación se muestra una comparación de las primeras cuatro condiciones obtenidas en el laboratorio y el perfil calculado por el método directo por pasos para la obra de descarga cimacio.

- a. Condición 1 , obra derivadora: vertedor de descarga cimacio, gasto: $72\text{m}^3/\text{s}$, nivel aguas abajo: 5 m

Se observa que conservan un perfil muy similar en el tramo aguas arriba de la estructura, en este caso el resalto que se presenta en el modelo físico, no está representado en el perfil calculado, ya que este se encuentra más pronunciado, y el del modelo está más ahogado, tampoco coinciden los perfiles entre la estructura y el tanque amortiguador, aunque aguas abajo tienen tendencias similares y terminan en el mismo nivel 5.0 m.

Si se compara estos datos con los obtenidos en la presa tipo indio, se puede decir que el cimacio es más eficiente, ya que para obtener una cota de 5 m aguas abajo, necesita una altura de carga de 1.6 m, en el caso de la presa indio se necesitarían 1.75 m, aunque solo sean 15 cm de diferencia se puede decir que el cimacio es más eficiente en un 2.6%.

Este análisis teniendo en cuenta los resultados arrojados en el modelo simplificado.

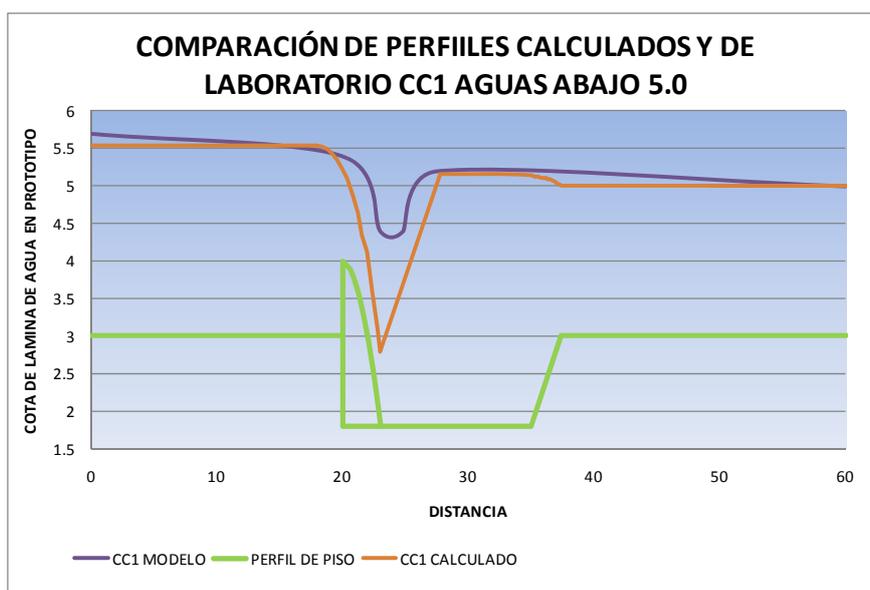


Fig. 6.1.13 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio CC1 –cimacio – $Q=72m^3/s$

Como ya se mencionó en el análisis realizado en la presa tipo indio, la condición uno (C1) es la más importante, ya que el objetivo de este trabajo fue estudiar el comportamiento hidráulico de las estructuras, y saber si cumplen con las condiciones establecidas inicialmente, en este caso para el cimacio, observamos que tanto aguas

arriba como aguas abajo se respetan los niveles de 5 m y 6 m, por lo tanto , esta estructura también cumple con los requisitos establecidos, además es más eficiente que la presa tipo indio en un 2.6% según los datos obtenidos en el modelo simplificado.

- b. Condición 2 , obra derivadora: vertedor de descarga cimacio, gasto: 72 m³/s, nivel aguas abajo: 5.5 m

El nivel aguas abajo se conserva en los dos perfiles (5m). En esta condición no se presenta un salto hidráulico ya que la estructura se encuentra totalmente ahogada, se puede observar que los perfiles siguen la misma tendencia aunque tengan una pequeña diferencia en el nivel aguas arriba de 5.6 para el calculado y 5.7 para el de laboratorio, cabe señalar que entre la estructura y el tanque amortiguador también se ven algunas diferencias aunque no afectan la tendencia de las curvas.

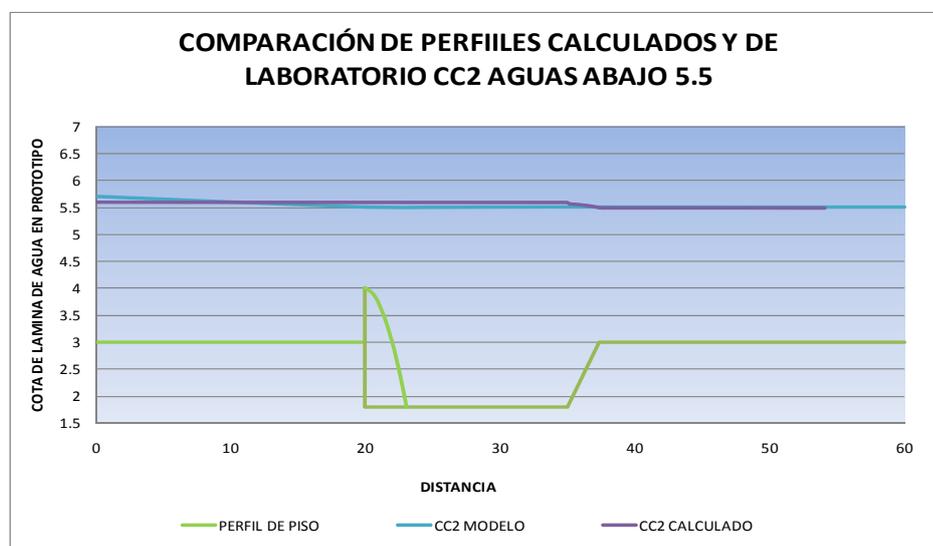


Fig. 6.1.14 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio CC2 –cimacio – $Q=72\text{m}^3/\text{s}$

- c. Condición 3 , obra derivadora: vertedor de descarga cimacio, gasto: 72 m³/s, nivel aguas abajo 6.0 m

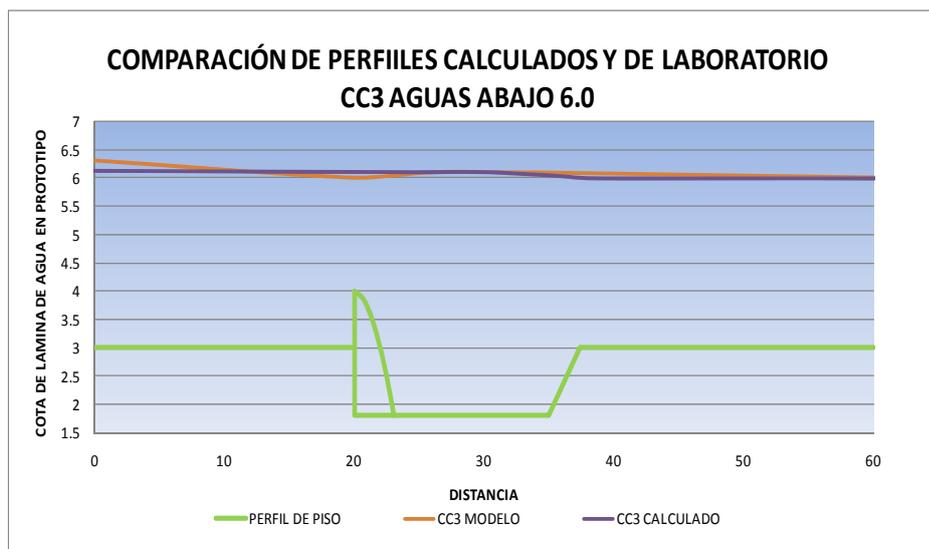


Fig. 6.1.15 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio CC3 –cimacio – $Q=72m^3/s$

Los niveles de aguas arriba difieren en 0.18 m, ya que en el perfil calculado se observa 6.12 m y para el de laboratorio 6.3 m. Aunque se observa algunos valores distintos en el trayecto del perfil, continúan con la misma tendencia.

- d. Condición 4 , obra derivadora: vertedor de descarga cimacio, gasto: $72m^3/s$, nivel aguas abajo 6.5 m

Se puede observar que solo hay una línea de perfil ya que el calculado y el que se encontró en el laboratorio son iguales, adicionalmente los niveles aguas arriba (6.7 m) y aguas abajo (6.5 m) son los mismos en ambos perfiles.

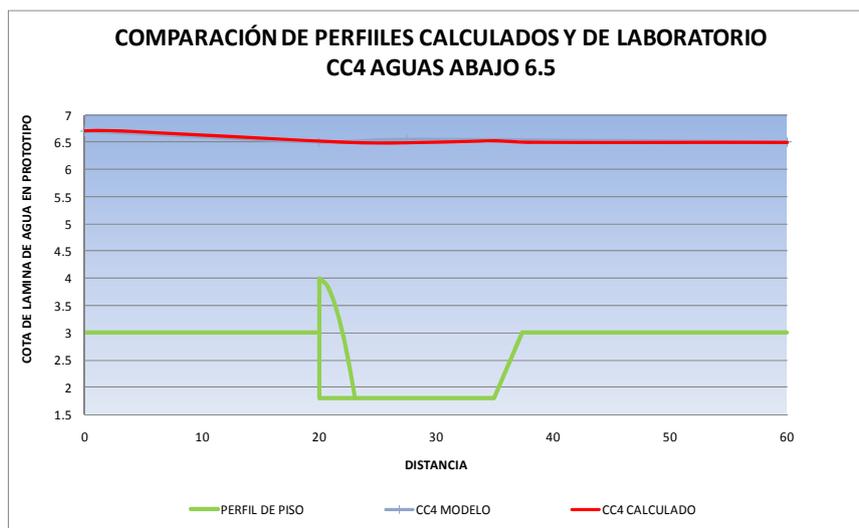


Fig. 6.1.16 Comparación de perfiles calculado y de laboratorio CC4 –cimacio – $Q=72\text{m}^3/\text{s}$

En esta estructura a diferencia de la presa tipo indio, se mantiene una diferencia entre las cotas aguas arriba y aguas abajo, a diferencia de la presa indio que con el mismo grado de ahogamiento, el perfil tiende a ser el mismo tanto aguas arriba como aguas abajo.

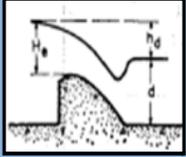
6.1.2.2 Teoría de vertedores de descarga sumergidos

Nuevamente, al buscar información sobre vertedores de descarga sumergidos, se encontró que es muy poca la que existe, sin embargo hay un modelo numérico que permite realizar la clasificación de los regímenes de flujo sumergido para vertedores de cresta redondeada, es decir, que en este caso sí se puede aplicar a la obra de descarga estudiada.

Este modelo numérico también permite calcular el coeficiente de descarga, en función de los valores de diseño del cimacio. Para utilizar el modelo, es necesario conocer los niveles obtenidos de carga para cada una de las condiciones de estudio (Tabla 6.1.5).

Tabla 6.1.5 Valores de relaciones h_d/H_e y h_{d+d}/H_e , para los resultados obtenidos en la pruebas del cimacio, para un gasto de $72m^3/s$

Condición	H_e	h_d	d	h_d/H_e	h_{d+d}/H_e
C1	1.9	1	1.9	0.52631579	1.52631579
C2	2.2	0.7	2.5	0.31818182	1.45454546
C3	2.45	0.45	3	0.18367347	1.40816327
C4	2.9	0.4	3.5	0.13793103	1.34482759
C5	3.4	0.4	4	0.11764706	1.29411765
C6	4.3	0.3	5	0.06976744	1.23255814



Donde H_d es la caída desde el nivel del embalse aguas arriba hasta la elevación de la superficie aguas abajo, H_e es la altura total por encima de la cresta y d es la profundidad aguas abajo.

En estos estudios los flujos se clasifican en cuatro tipos distintos de acuerdo con la condición de flujo prevaleciente en la cara de aguas abajo.

1. Flujo supercrítico
2. Flujo subcrítico que involucra un resalto hidráulico.
3. Flujo acompañado por un resalto ahogado con un chorro que se sumerge
4. Flujo que se aproxima a una sumergencia completa.

Si se sigue el modelo del U.S. Bureau of Reclamation, y se entra en la curva de la figura 6.1.17, se puede encontrar que la clasificación del flujo para cada una de las condiciones es la siguiente:

Para la condición uno (C1), se observa que se encuentra en los límites mínimos del resalto hidráulico, las condiciones dos y tres (C2, C3) clasifican como resalto ahogado con chorro que se sumerge, mientras que C4, C5 Y C6 pertenecen al tipo sin resalto flujo sobre la superficie.

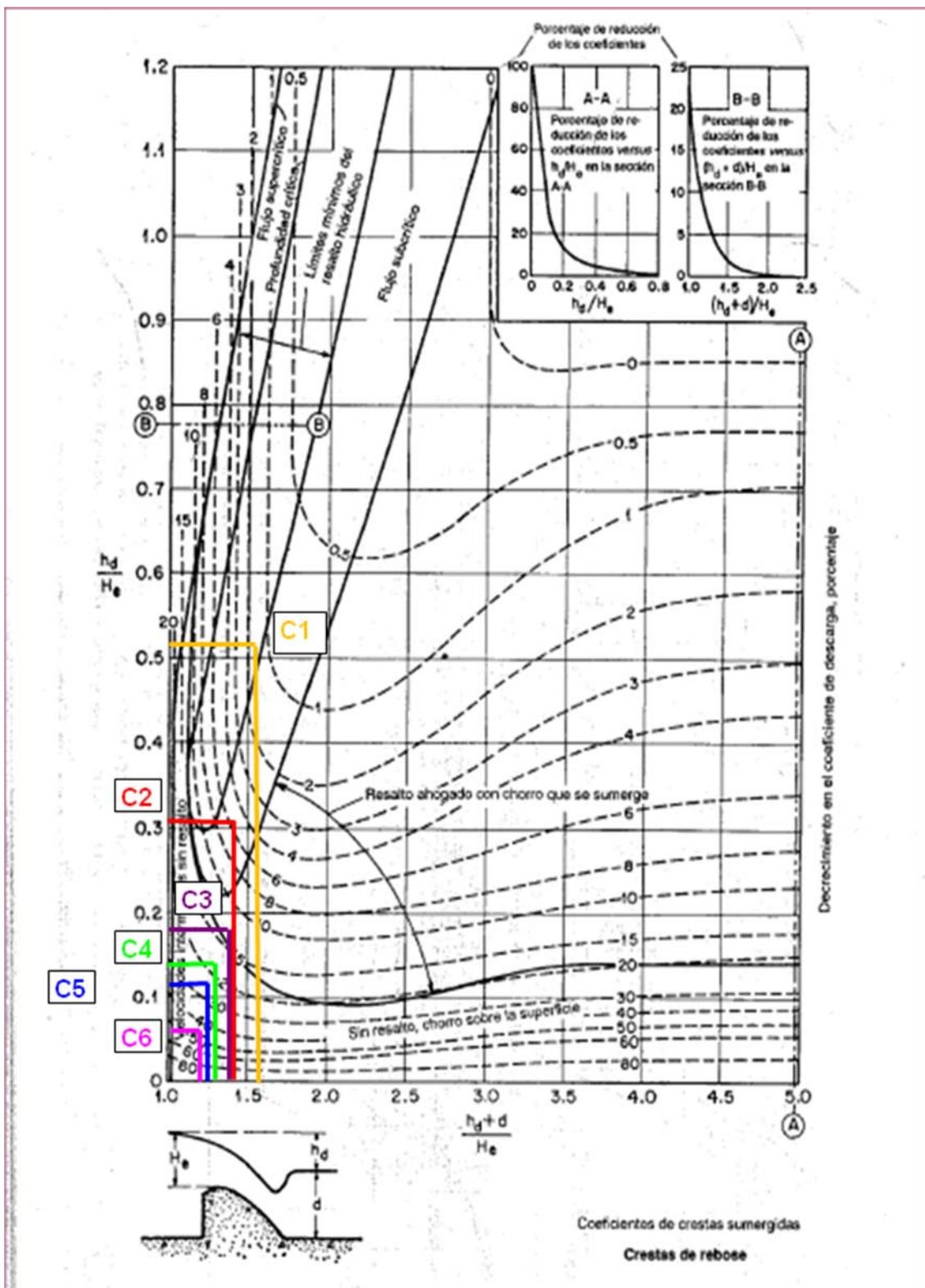


Fig. 6.1.17 Clasificación del flujo y disminución del coeficiente de descarga. U.S Army Engineers Water ways Experiment Station (modificada de Chow, 1994)

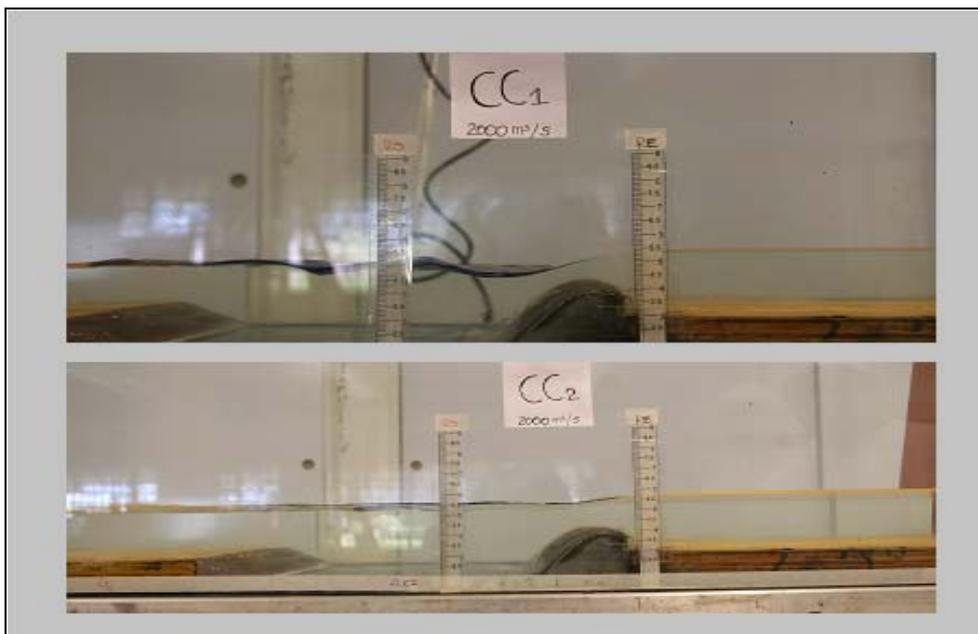


Fig. 6.1.18 condiciones C1 y C 2 para la estructura de descarga cimacio

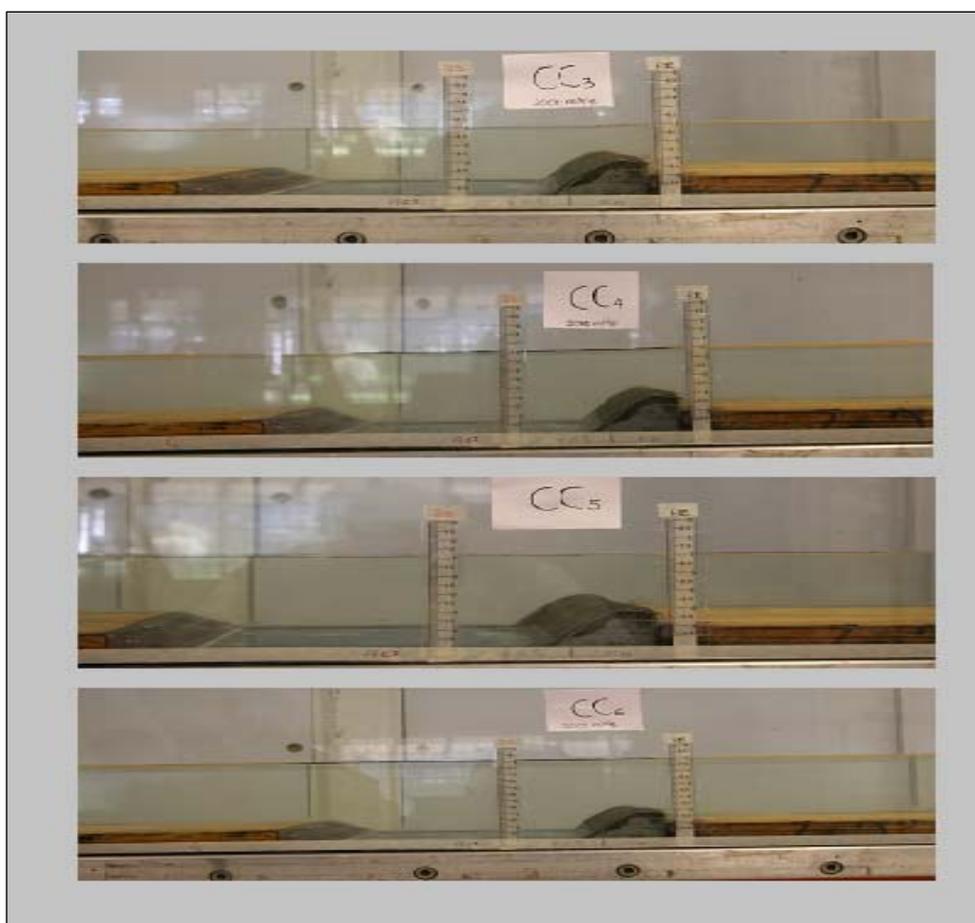


Fig. 6.1.19 Condiciones C3,C 4, C5 y C6 para la estructura de descarga cimacio

En la condición tres (C3), se presentan ondulaciones en la descarga, aunque el perfil tiene a ser mas lineal, esto posiblemente a que esta con la siguiente clasificación, sin resalto chorro sobre la superficie.

En conclusión, este modelo numérico, se ajusta mucho mejor a los resultados encontrados en el laboratorio, ya que todas las condiciones clasifican en tres diferentes regímenes, los cuales concuerdan con los resultados obtenidos en el laboratorio, los cuales se pueden observar en las figuras 6.1.18 y 6.1.19

6.1.2.3 Coeficientes de descarga

Según la teoría de vertederos de descarga sumergida, se pueden calcular los coeficientes de descarga, obteniendo las disminuciones en porcentaje de la figura 6.1.17, con respecto al coeficiente de diseño.

En este caso el se realizó la comparación de los coeficientes de descarga reales obtenidos de las pruebas de laboratorio, y los Cd obtenidos con la figura 6.1.17 con respecto al Cd de diseño y una altura de carga de 2 m (Tabla 6.1.6).

Tabla 6.1.6 Comparación de Coeficientes de descarga teóricos, para e cimacio y reales para un gasto de 72m³/s

Condición	%Disminucion del Cd	Clasificacion según U. S Army	Cd(diseño)	Según Curva	Cd real	Q(m3/s)
C1	2	Limites minimos del resalto hidraulico	1.414213562	1.385929291	1.527318421	72
C2	5	Resalto ahogado con chorro que se sumerge		1.343502884	1.225817932	
C3	12	Resalto ahogado con chorro que se sumerge		1.244507935	1.04306378	
C4	17	Sin resalto , chorro sobre la superficie		1.173797257	0.809958923	
C5	25	Sin resalto , chorro sobre la superficie		1.060660172	0.638030758	
C6	45	Sin resalto , chorro sobre la superficie		0.919238816	0.448597974	

Al realizar la comparación de los valores obtenidos, se encontró que aunque parece que tienen la misma tendencia con $H_e=2$ m, a medida que aumenta el valor de la carga, la diferencia de los coeficientes de descarga es mayor (Figura 6.1.20).

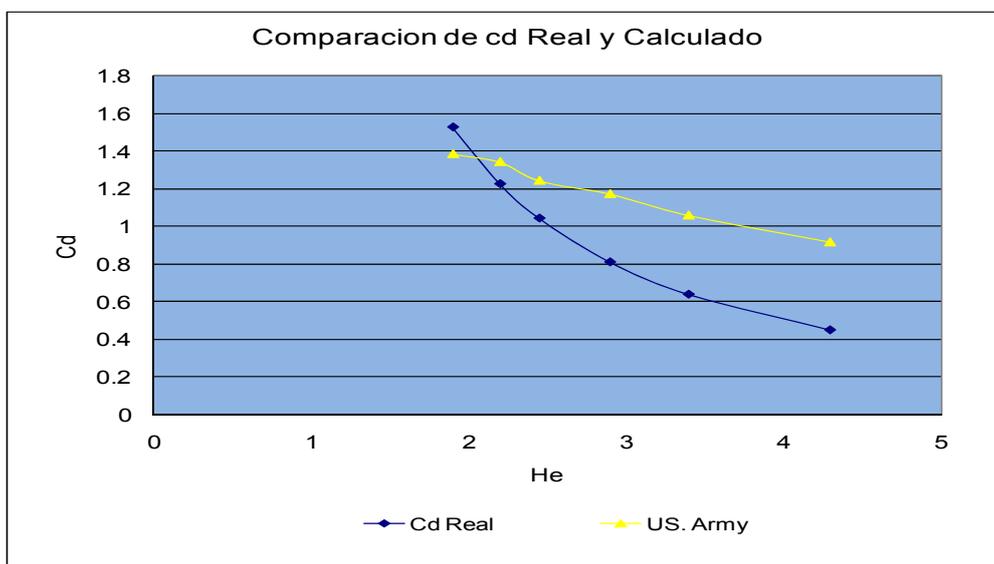


Fig. 6.1.20 Comparación de los coeficientes de descarga Reales y calculados

Como el coeficiente de descarga tiene variaciones muy grandes, se puede decir en este caso específico que el modelo no es muy confiable para calcular coeficientes de descarga.

6.2 Modelo físico completo

6.2.1 Comparación de los resultados del modelo físico completo con el simplificado y el modelo numérico directo por pasos para la presa tipo indio

Los modelos estudiados en el modelo completo fueron la presa tipo indio y la presa tipo indio modificada, los resultados obtenidos en el modelo de la primera estructura indican que se cumplen las condiciones iniciales aguas abajo.

Aguas arriba difiere en 10 cm ya que el nivel es de 6.1 m y las condiciones exigen un valor de 6.0 m pero esto no es tan relevante ya que solo corresponde al 1.7%.

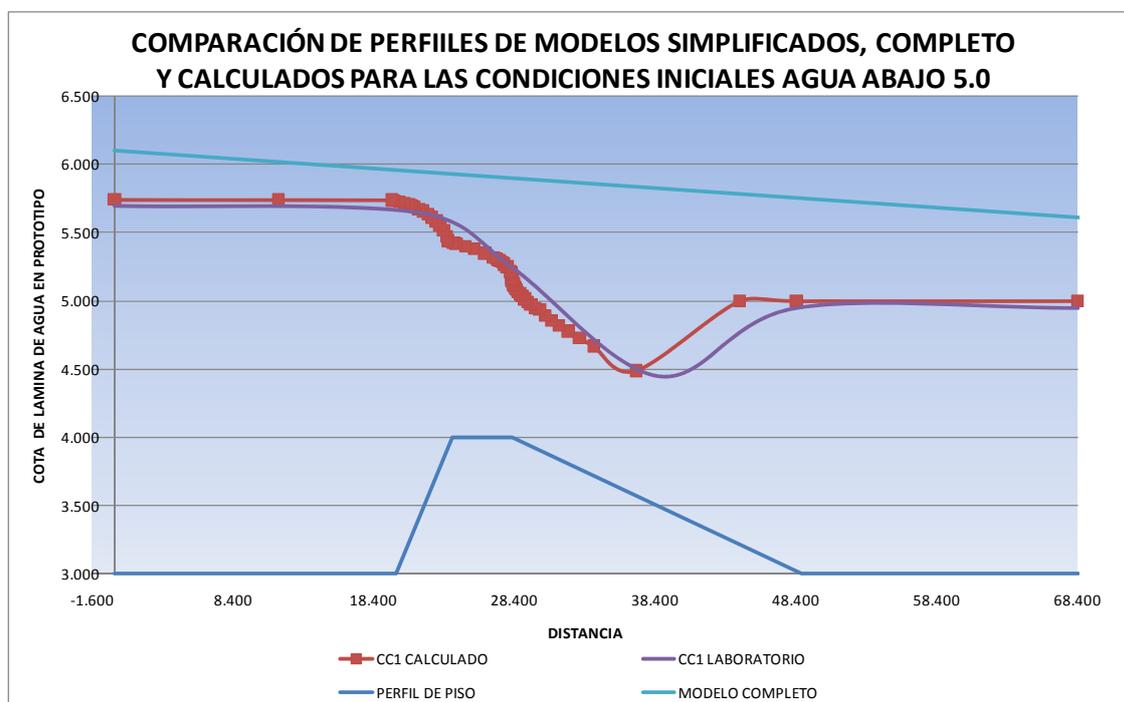


Fig. 6.2.1 Comparación del modelo simplificado, completo y calculado para la presa tipo indio

En el modelo completo se hizo un estudio de los niveles aguas arriba y aguas abajo para longitudes mayores a los 150 m, por lo tanto al sobreponer los tres resultados en la curva (Figura. 6.2.1) parece que el modelo completo no cumple con las condiciones iniciales, pero los resultados nos dicen lo contrario, hay que tener en cuenta que el modelo simplificado y el modelo numérico, se calcularon para distancias más pequeñas y así poder observar el comportamiento hidráulico sobre la estructura.

6.2.2 Comparación de los resultados del modelo físico completo y el modelo numérico directo por pasos, para la presa tipo indio modificada

El perfil obtenido en el modelo completo para la presa tipo indio modificada, se presenta en la figura 6.2.2, en la cual se puede observar los niveles aguas arriba (5.9 m) y aguas abajo (5.3 m).

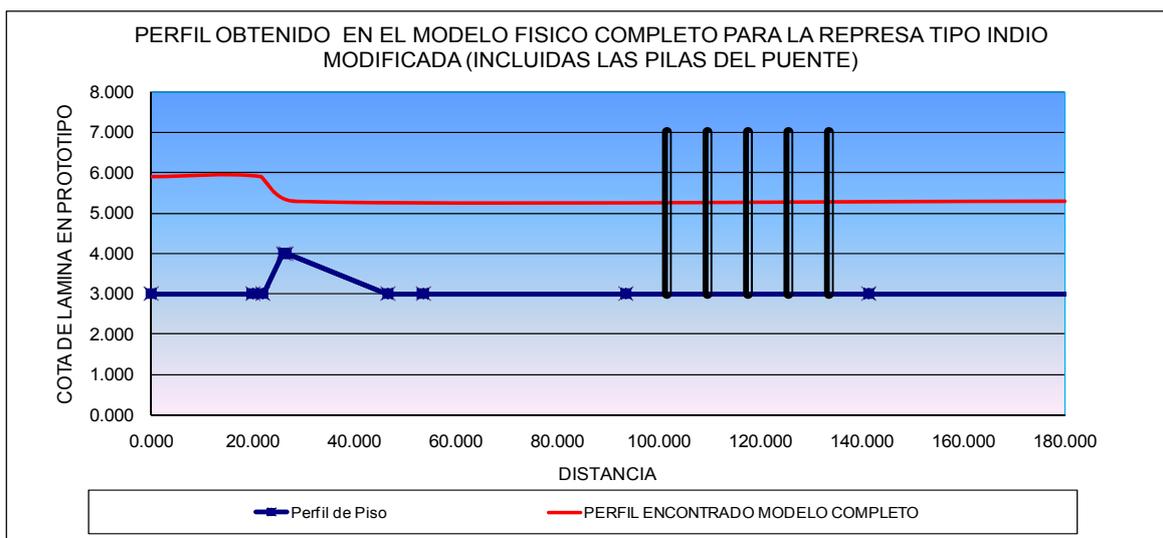


Fig. 6.2.2 Perfil obtenido en el modelo completo para la presa tipo indio modificada

Para calcular el perfil se propusieron las siguientes rugosidades:

Terreno natural $n = 0.030$

Tapete de concreto $n = 0.050$

Boleos $n = 0.045$

En la figura 6.2.3, se encuentra el perfil calculado por el método directo por pasos, en este se puede ver un salto hidráulico, el cual no es muy apreciable en el modelo físico completo y no aparece en la figura 6.2.2, pero que según los cálculos se presenta sobre la estructura. Adicionalmente parece que la lámina se incrementa aguas arriba de las pilas del puente, ya que estas disminuyen el área, actuando como un obstáculo que genera un aumento del nivel aguas arriba de las pilas.

Se podría decir que los coeficientes de rugosidad propuestos son muy aproximados ya que al comparar los resultados de ambos perfiles en la figura 6.2.4, estos son ligeramente distintos en los niveles aguas arriba y aguas abajo, pero siguen la misma tendencia durante todo el recorrido.

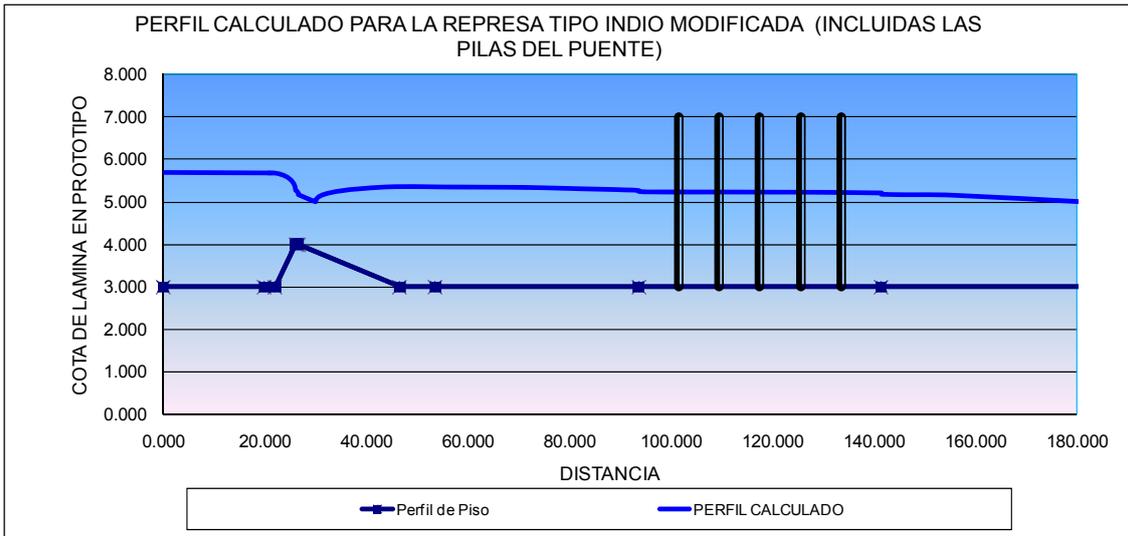


Fig. 6.2.3 Perfil calculado para la presa tipo indio modificada por el Método Directo por Pasos

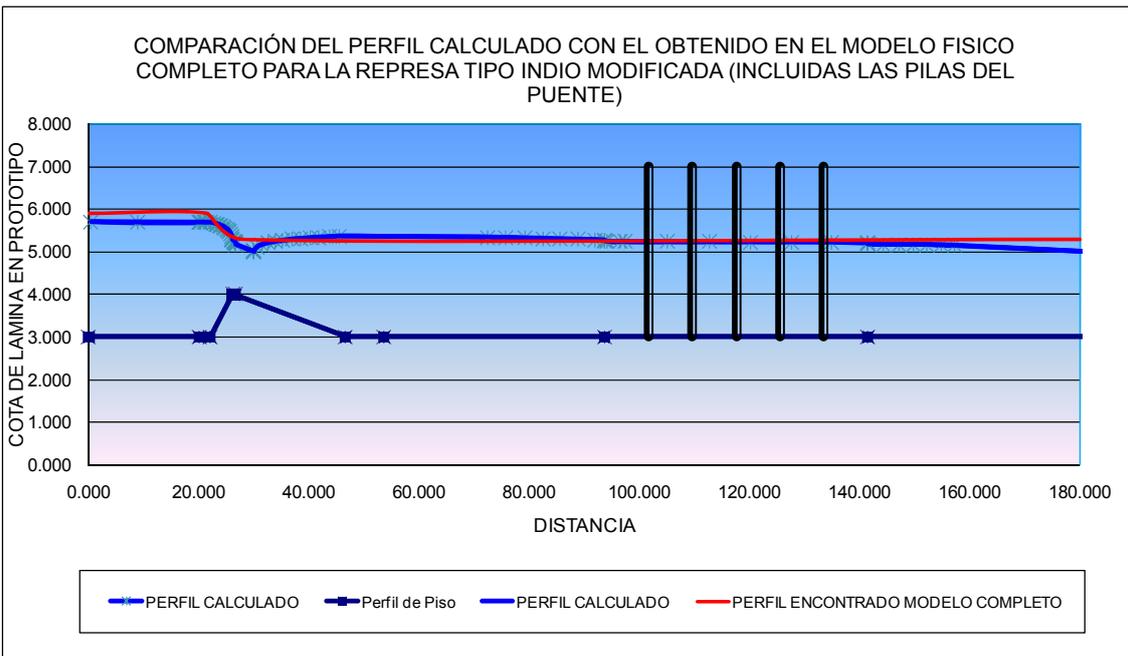


Fig. 6.2.4 Comparación del perfil del modelo físico completo y el calculado Presa tipo indio modificada

A pesar de que en el perfil encontrado en el modelo no se puede observar el aumento de la lámina sobre las pilas como en el calculado, los dos resultados superpuestos, muestran una tendencia donde si se representa en ambos perfiles los incrementos de lamina debido a las pilas.

El perfil encontrado en el modelo completo, se calculó para cada uno de los tipos de rugosidades que se presentan en el trayecto de la estructura, puede ser que esta sea una de las razones por la cual se presentan algunas diferencias en los perfiles, ya que estas fueron propuestas según datos experimentales, aún así parece que ambos cumplen con las condiciones iniciales que se debían respetar en este estudio aguas arriba (6 m), y aguas abajo (5 m).

6.2.3 Observaciones generales en las pruebas realizadas en el modelo físico completo

Presa tipo indio modificada

Al realizar las pruebas en el modelo completo, usando la estructura de la presa tipo indio modificada, al pasar un gasto de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$, se encontraron velocidades diferentes en cada una de las secciones que conforman toda la estructura.

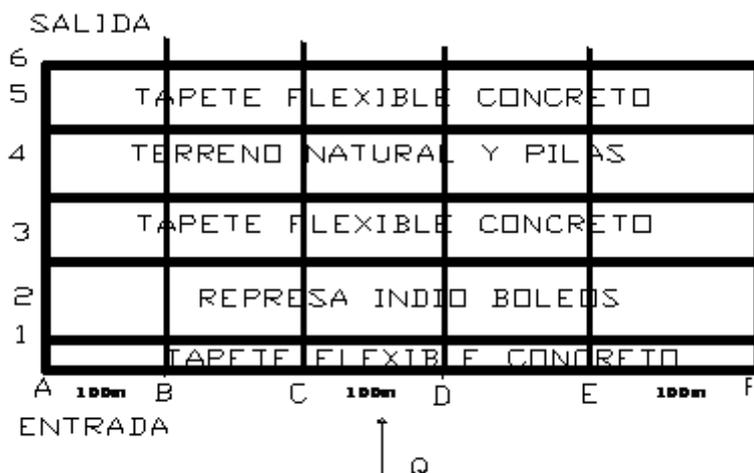


Fig. 6.2.5 Esquema de medición de velocidades.

Se tomaron velocidades, cada 100 m en prototipo, en cada una de las secciones (A1, A2...A6, B1, B2,...B6, C1, C2,...C6, D1, D2,...D6, E1, E2,...E6, F1, F2,...F6.) Como se muestran en la figura 6.2.5. Al promediar estas velocidades se obtuvieron los resultados de la tabla 6.2.1.

Tabla 6.2.1 Velocidades promedio encontradas en el modelo completo presa tipo indio modificada

Sección	Prototipo
	V_x Promedio
	m/s
1 (Tapete, Entrada)	1.79190029
2 (Presa tipo indio)	1.55952129
3(Tapete)	1.7673714
4(Terreno y pilas)	1.98038548
5(Tapete, Salida)	2.12626786

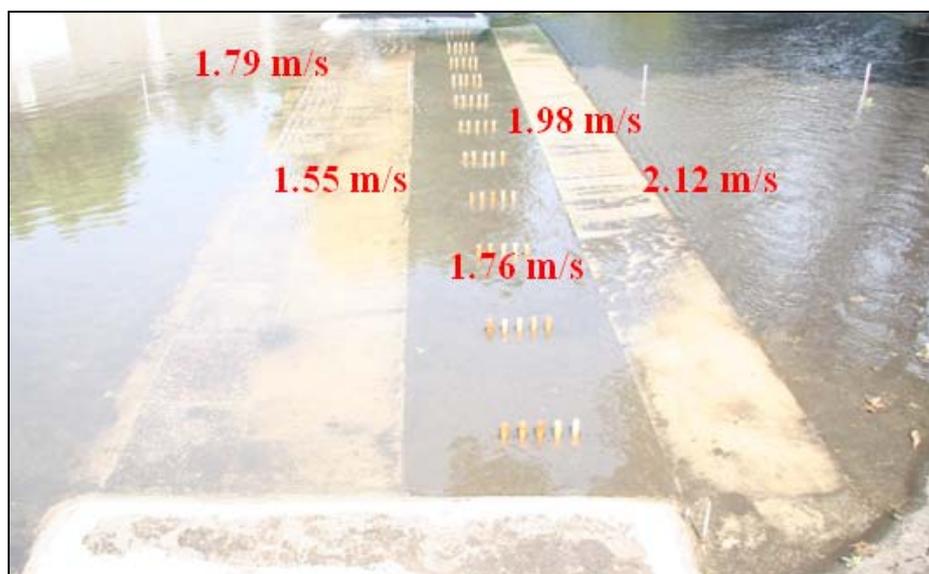


Fig. 6.2.6 Ubicación de las velocidades obtenidas en el modelo completo modificado

Según los resultados que se presentan en la tabla anterior, la velocidad en la salida es la mayor, después que el agua pasa por la presa tipo indio, se generan incrementos, pero la mayor es la que se presenta en el tapete flexible de concreto al final de toda esta estructura, es decir en la salida de 2.12m/s.



Fig. 6.2.7 Socavación de los tapetes de concreto aguas abajo de la presa tipo indio modificada



Fig. 6.2.8 Socavación de los tapetes de concreto aguas abajo de la presa tipo indio modificada

Al finalizar las pruebas, se encontró que se presentaron socavaciones importantes en los tapetes flexibles de concreto localizados aguas abajo de la estructura derivadora, como se puede apreciar en las figuras 6.2.7 y 6.2.8.

7. Conclusiones y recomendaciones

El objetivo principal de la tesis fue realizar el estudio hidráulico de tres estructuras la presa tipo indio, la presa tipo indio modificada y la estructura de descarga cimacio, así como analizar si con un gasto de $2000\text{m}^3/\text{s}$ y un ancho de la estructura de 500 m si cumplieron con los aguas arriba menor igual a 6 m y aguas abajo 5 m, lo anterior con la ayuda de modelos físicos.

Se observó que las tres estructuras cumplen con el objetivo y son eficientes para la descarga que se necesita en este sitio. Con los resultados obtenidos en los dos modelos, se encontró que el cimacio es una estructura ligeramente más eficiente que las demás, ya que necesita menos carga que las otras obras para lograr un nivel de 5 m aguas abajo.

Los modelos simplificados ayudan a tener una idea del funcionamiento hidráulico de las estructuras en estudio, si no se tienen los recursos, el espacio y el tiempo para construir un modelo completo, adicionalmente, son una herramienta muy útil para tener una idea aproximada del comportamiento de las estructuras *a priori*. En este caso los resultados fueron muy similares ya que tanto el modelo completo, como el simplificado tenían una topografía plana aguas arriba y aguas abajo con una cota de 3 m.

Cabe resaltar que según este estudio, se mostró que el uso de los modelos simplificados permite obtener resultados muy aproximados a los que arrojan los modelos completos, siempre y cuando no existan obstáculos en la entrada de las estructuras de derivación. Cuando no se tienen abultamientos en el terreno, se recomienda el uso de los modelos simplificados para obras de derivación con

topografía plana, como en este caso, de lo contrario, contemplar en el diseño la nivelación de la entrada en las obras de derivación.

Debido a que la teoría de flujo sumergido en vertedores y obras de descarga es escasa, se realizaron comparaciones numéricas con modelos que correspondían a vertedores de pared delgada.

En las observaciones realizadas a los resultados obtenidos con los modelos numéricos y los encontrados en los modelos simplificado y completo, en la presa tipo indio, se encontró que las ecuaciones propuestas por Rajaratnam y Muralidhar se ajustan muy bien en la clasificación de los regímenes de flujo sumergido, sin embargo en el cálculo del gasto usando los modelos matemáticos, existen variaciones importantes, las cuales indican que no es recomendable el modelo numérico para la obtención de gastos sumergidos.

En el caso del cimacio, se encontró una teoría que permite realizar al igual que con los vertedores de pared delgada, una clasificación del régimen de flujo sumergido. Los valores obtenidos para cada una de las condiciones de niveles aguas abajo fueron comparados con el modelo numérico de la U.S Army Engineers Waterways Experiment station., notándose resultados satisfactorios, aunque al comparar los valores de coeficientes de descarga calculados por este método y los reales, encontramos grandes diferencias para alturas de carga mayores a 2 m. Por lo tanto para este caso específico, no es recomendable el uso del modelo en cálculos de coeficientes de descarga sumergidos.

El Método numérico Directo por Pasos permite calcular los perfiles hidráulicos en condiciones normales de descarga y ahogados, es una buena herramienta y en este estudio se nota que a medida que las estructuras están más ahogadas los perfiles calculados tienden a ser más exactos y se apegan más a los perfiles encontrados en los modelos físicos. También cuando los niveles aumentan aguas arriba y aguas abajo significativamente, tienden a ser horizontales, y no parece afectarles la estructura de descarga.

Aunque este estudio determinó que la estructura óptima para la descarga es el cimacio, cabe mencionar que los costos son un elemento importante a la hora de elegir una estructura; sin embargo, en este caso se puede elegir cualquiera de ellas, ya que la eficiencia hidráulica del cimacio es solo 2.6% mayor que las demás.

Según el modelo completo, las presa tipo indio, y la presa tipo indio modificada son obras que funcionan bien hidráulicamente y cumplen con el objetivo principal de la tesis. Se recomienda realizar estudios de arrastre de sedimentos, ya que se observó que la presa tipo indio presenta socavaciones importantes en los tapetes de protección ubicados aguas abajo de la estructura, y en dado caso este factor sería determinante en la elección de la obra de derivación.

Se encontró que la teoría general de flujo sumergido es muy limitada, por lo tanto una futura línea de investigación, sería el estudio del comportamiento de los vertedores de pared gruesa sumergidos con diferentes geometrías (inclinados, rectangulares, etc.) y su relación gasto-coeficientes de descarga.

8. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

Referencias

- Ortiz, V. M., 2007, “Relaciones de Descarga en Compuertas Radiales Comparando los Métodos Propuestos por Toch y Tel Con mediciones en un Modelo Físico”, Tesis, Maestría en ingeniería, UNAM, México.
- Domínguez, M. R., 2007, “Informe en elaboración Inundación planicie de Tabasco”, México.
- Ramos A., 2006, “Solución efectiva en taludes, y protección de ductos”, AMH, México.
- Torres. F. , 2005 “ Vertedor de Embudo y Caída Libre” , Tesis, licenciatura en ingeniería, Instituto Politécnico Nacional, México.
- By S. Wu and N. Rajartman, 1996, “Submerged Flow Regmenes of Rectangular Sharp-Crested Weirs”, ASCE.
- Vega, R. O. y Arreguín C., 1987, F. I. Presas de Almacenamiento y Derivación. UNAM. México.
- Rajaratnam,N., and Muralidhar, D. , 1969 “Flow below deeply submerged rectangular weirs”, J. Hydr. Res.
- Villemonte, J. R., 1947, “Submerged weirs discharge studies”, Engineering News –Record.

Bibliografía

- **Chow, V. T. ,1994, “Hidráulica de Canales Abiertos”, McGraw Hill.**
- **Sotelo, A. G., 2002 “Hidráulica de Canales” Facultad de ingeniería, UNAM, México.**
- **Echavez, A. G. 1996 “Introduccion a los modelos hidraulicos de fondo fijo y a la ingenieria experimental”, Mexico.**
- **Vergara, S. M., 1995, “Técnicas de Modelación en Hidráulica”, alfaomega, México.**
- **Sánchez, O., 1981, “Presas de Derivación”, Secretaria de agricultura y recursos hidráulicos (SARH), México.**
- **Sotelo, A. G., 1974 “Hidráulica General”, Fundamentos Vol. 1, Ed. LIMUSA, México.**
- **Domínguez, F.J. , 1959, “Hidráulica”, Edit. Universitaria, Santiago de Chile.**
- **Vergara ,M. V. , “Presas”, edit. Universitaria, Colombia.**
- **“Manual de practicas de laboratorio”, Universidad del Cauca, Colombia.**

Mediografía

- http://books.google.com.co/books?id=XGH5OZaWScC&pg=PA336&lpg=PA336&dq=weirs+and+barrages&source=bl&ots=VPeujXX0iF&sig=q8wHn8L8ElrcbNII8aVBSsDFbIk&hl=es&ei=iMy8S6jbdIi28wTs7JD8Bw&sa=X&oi=book_result&ct=result&resnum=5&ved=0CCUQ6AEwBA#v=onepage&q=weirs%20and%20barrages&f=false
- Vertederos_ <http://fluidos.eia.edu.co/lhidraulica/guias/vertederosparedelgada/vertederosdelgados.html>
- Vertederos_ http://es.wikipedia.org/wiki/Vertedero_hidr%C3%A1ulico#Aliviadero_como_elemento_de_canal
- http://herkules.oulu.fi/isbn9514259777/html/chapter7.html#CHAPTER7_1
- <http://www.scribd.com/doc/34265225/Tesis-Presas>
- <http://jeffreydiaz.files.wordpress.com/2008/08/11121.pdf>

Apéndice A.

Memorias de diseño

A.1 Memorias de diseño de la segunda estructura del experimento cimacio y tanque amortiguador

A.1.1 Cálculo del perfil del cimacio.

Las condiciones iniciales para el diseño del cimacio fueron:

Gasto (Q): $2000\text{m}^3/\text{s}$

Ancho de la estructura (B): 500m

Altura de carga (H_d): 2m

Al utilizar el método de la WES, con las ecuaciones se puede calcular la primera parte de la cresta, donde los radios mayor y menor se encuentran en función de la carga ($0.2H_d$ y $0.5H_d$), al igual que las distancias en el eje X ($0.282H_d$ y $0.175H_d$)

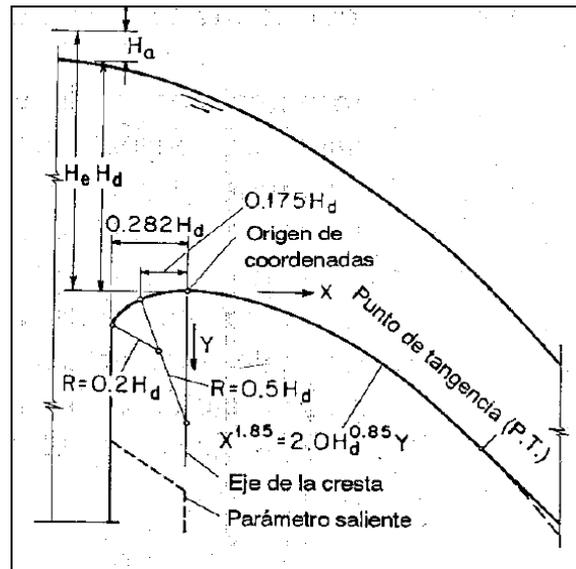


Fig. A.1.1 Método WES, para el diseño del perfil del cimacio (según Chow, 1994)

Donde:

$$0.2H_d = 0.4$$

$$0.5H_d = 1.0$$

$$0.282H_d = 0.564$$

$$0.175H_d = 0.35$$

Para calcular el perfil de la estructura se utiliza la siguiente ecuación:

$$X^{1.85} = 2H_d^{0.85} Y$$

Donde X y Y son las coordenadas del perfil de la cresta con su origen en el punto más alto de ésta, altura de diseño. En la siguiente tabla se encuentran los valores para X y Y.

Tabla. A.1.1 coordenadas del cimacio en estudio.

Y	X
0.0	0
0.1	0.576088831
0.2	0.83793122

0.3	1.043260672
0.4	1.218785527
0.5	1.375026535
0.6	1.517440785
0.7	1.649298282
0.8	1.772744738
0.9	1.889279521
1	2

A.2 Cálculo del tanque amortiguador.

Para realizar el cálculo del tanque amortiguador, primero se debe calcular la longitud del resalto hidráulico.

El tirante y_1 en la sección al pie del cimacio queda obligado por el gasto y a la altura de caída. Este tirante debe ser el conjugado menor del salto para que se inicie en dicha sección, si el gasto unitario corresponde a $q = 2000/500 = 4 \text{ m}^2/\text{s}$, entonces la velocidad de aproximación del agua al cimacio es:

$$V_o = \frac{4}{3} = 1.333 \text{ m/s}$$

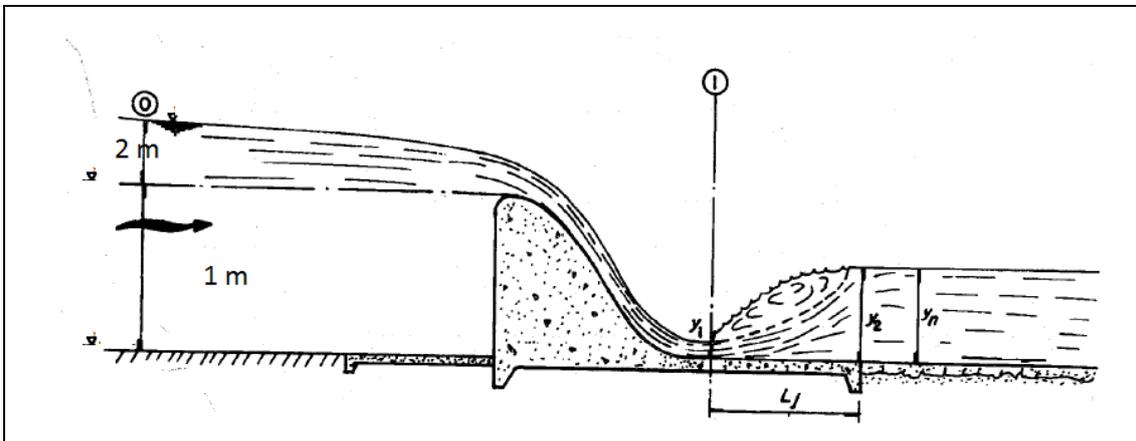


Fig. A.2.1 Condiciones de diseño del tanque amortiguador (Modificado de Sotelo 2002)

La carga de velocidad es, $V_0^2/2g = 0.009070$ m y el tirante crítico :

$$Y_c = \left[\frac{4^2}{9.81} \right]^{1/3} = 1.1771m$$

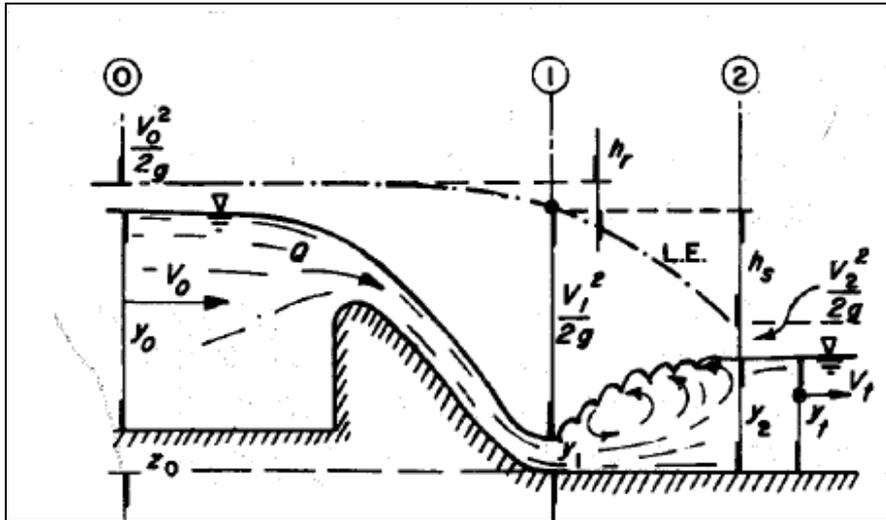


Fig. A.2.2 Salto hidráulico normal (según Sotelo, 2002)

Para el análisis del salto hidráulico en las secciones 1 y 2 de la figura A.2.2, se utiliza la ecuación de la energía donde:

$$z_0 + y_0 + \frac{V_0^2}{2g} = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + hr ; hr = K \frac{V_1^2}{2g}$$

La cual se puede escribir como:

$$z_0 + y_0 + \frac{V_0^2}{2g} = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} (1 + K)$$

Donde h_r es la pérdida entre las dos secciones.

Considerando que $K=0.1$ después del vertedor tenemos:

$$3 + 0.09070 = y_1 + \frac{V_1^2}{19.6} (1.1)$$

Si,

$$V_1^2 = \left(\frac{Q}{A_1} \right)^2, \text{ entonces}$$

$$V_1^2 = \left(\frac{Q}{by_1} \right)^2$$

$$\frac{Q}{b} = q_u \quad \text{por lo tanto} \quad V_1^2 = \left(\frac{q_u^2}{y_1^2} \right)$$

Así que tenemos,

$$3.09070 = y_1 + \frac{4^2}{19.6y_1^2} \quad (1.1)$$

De esta ecuación se obtiene el valor del conjugado menor el cual es $Y_1 = 0.6\text{m}$, entonces la velocidad y la carga de velocidad para la sección uno resulta:

$$V_1 = \frac{2000}{500 * 0.6} = 6.66\text{m/s}; \quad \frac{V_1^2}{2g} = 0.3398$$

El número de Froude en la misma sección resulta:

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} = \frac{6.66}{0.6 * 9.8} = 2.74, \text{ por lo tanto el régimen es supercrítico.}$$

Para obtener el conjugado mayor se utiliza la ecuación:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[\sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right] = 2.248$$

Entonces la velocidad y la carga de velocidad en este punto son,

$$V_2 = \frac{2000}{500 * 2.248} = 1.779 m/s; \frac{V_2^2}{2g} = 0.16$$

Según las recomendaciones de la USBR, Cuando $F=2.5$ a 4.5 se producirá un resalto oscilante en el cuenco disipador, el cual genera una onda que es difícil de atenuar, el cuenco USBR IV se diseña para combatir este problema eliminando la onda en su fuente. En este caso, el número de Froude se encuentra en el rango recomendado por la USBR, por lo tanto se diseñó un tanque amortiguador tipo cuenco disipador USBR IV, donde el criterio es que la longitud del cuenco es igual a la longitud del resalto en un cuenco disipador horizontal sin accesorios, y por consiguiente puede determinarse con la figura siguiente:

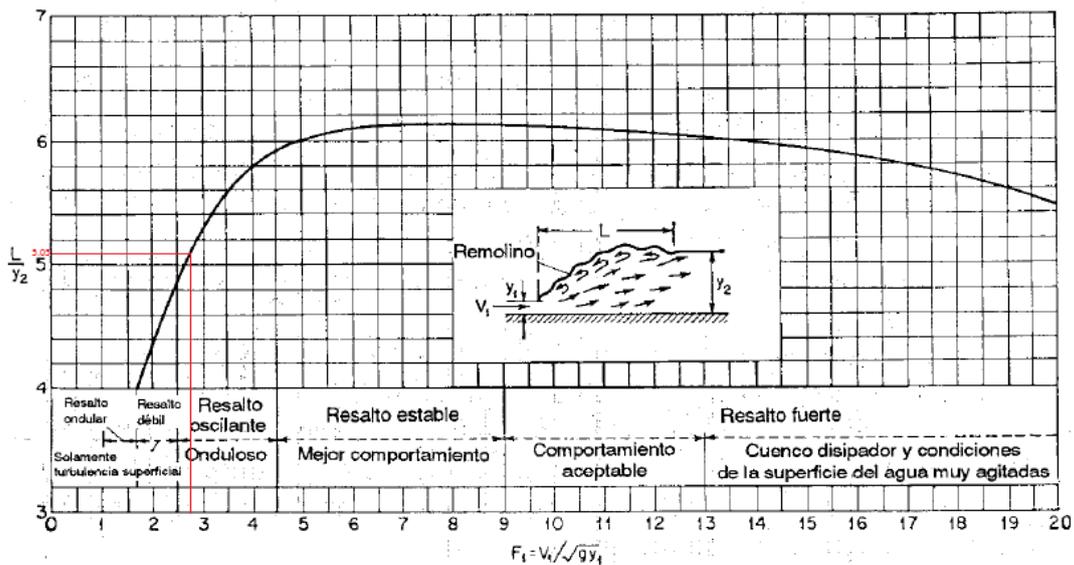


Fig. A.2.3 longitud en términos de la profundidad secuente y_2 de resaltos en canales horizontales (con base en los datos y recomendaciones del U.s. Boreau of Reclamation). (Según Chow, 1994)

De la figura A.2.3 se obtiene que la relación $L/y_2 = 5.05$, por lo tanto la longitud del salto es igual a $L = 5.05 * 2.248 = 11.35$, y la profundidad del tanque es igual a $2y_1$ según las recomendaciones de la USBR, por lo tanto $2y_1 = 2 * 0.6 = 1.2m$.

Las dimensiones del cimacio y el tanque amortiguador son las siguientes:

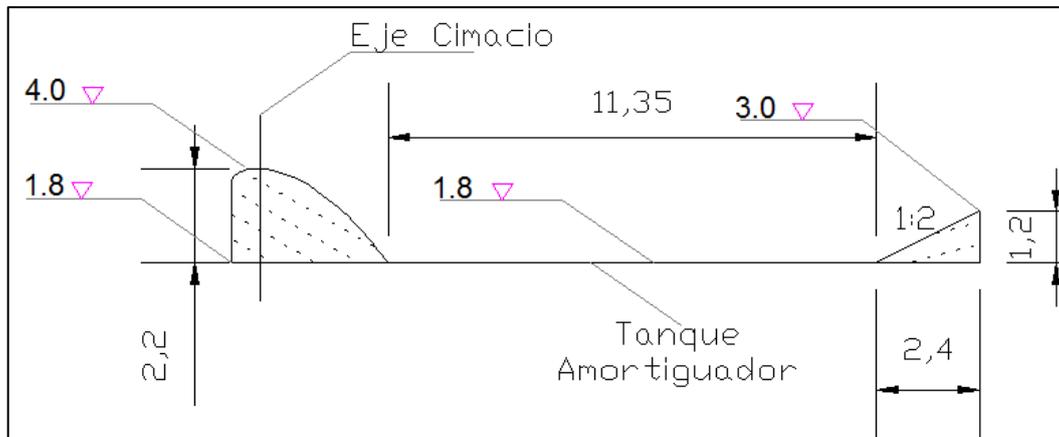


Fig. A.2.4 Perfil final del cimacio en estudio

APÉNDICE B

PROCESO CONSTRUCTIVO DEL MODELO COMPLETO

B.1 Descripción del proceso constructivo del modelo físico.

Al tener la topografía digitalizada, el primer paso después de seleccionar la zona a modelar y la escala, es construir una maya con separaciones de un metro.

El siguiente paso es obtener cada una de las coordenadas de los puntos de intersección entre la malla y la topografía. Una vez realizado este paso, se escogen las cotas más representativas para ubicarlas en el modelo.

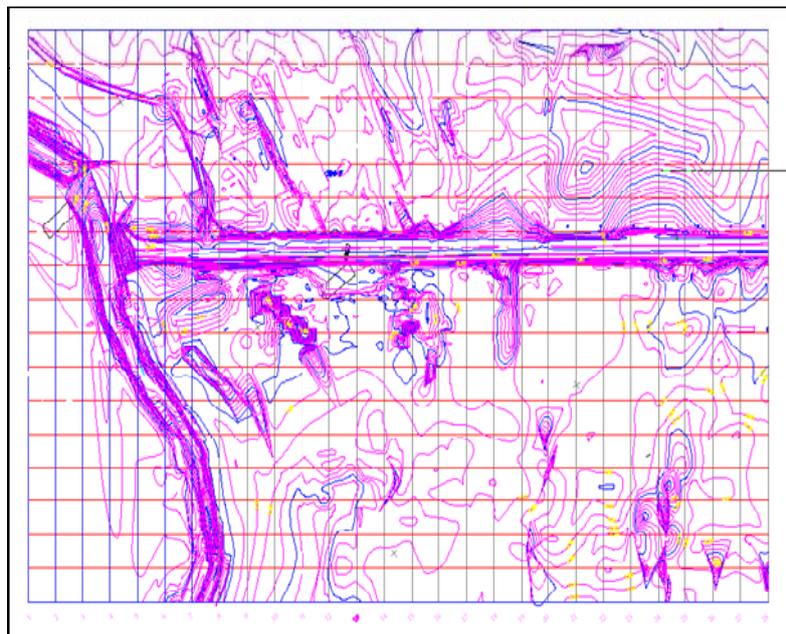


Fig. B.1.1 Construcción de mallas sobre la topografía

B.2 Proceso constructivo del modelo completo

Con la ayuda de una estación total, en la zona de modelos se hace el replanteo del perímetro de la zona a modelar, y cada una de las mallas.



Fig. B.2.1 Ubicación del área física a modelar.

Como inicialmente no se contaba con el espacio suficiente para construir el modelo físico, se realizaron algunas modificaciones constructivas para la adecuación del experimento.

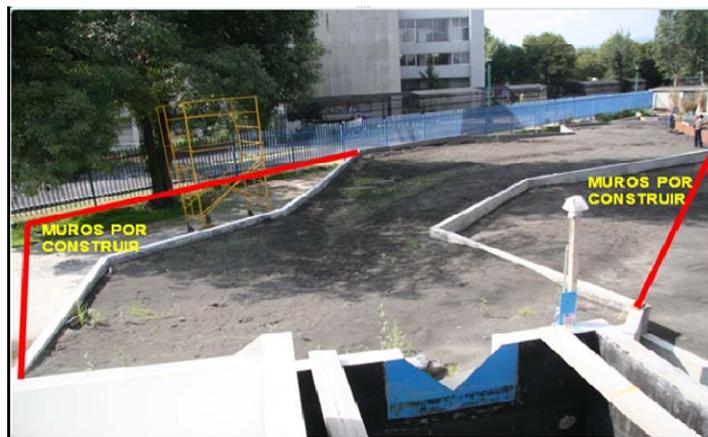


Fig. B.2.2 Fronteras del modelo físico a construir.

Después de realizar el replanteo, se demolieron los muros que interferían en el modelo y se construyeron aquellos que faltaban, también se realizó la construcción de losas faltantes y la nivelación de los pisos.



Fig.B.2.3 Obra civil, construcción de losas y muros.

Adicionalmente para representar la batimetría de la zona, es necesario hincar varillas en los lugares previamente determinados (mallas), una vez colocadas se identifica cual debe ser el nivel para representar la topografía del prototipo y se continua con la nivelación de las mismas.



Fig. B.2.4 Topo- batimetría, nivelación de varillas.

Una vez colocadas las varillas y niveladas, se procedió a cubrir las mismas con arena, conformando la zona lagunar y la estructura vial que pasa por encima, dejando libre el lugar donde se van a localizar las estructuras, como el vertedor, tanque amortiguador y el canal de salida, los cuales fueron ubicados usando la estación total.



Fig. B.2.5 Conformación del modelo físico.



Fig. B.2.6 Conformación y compactación del modelo físico.

El último paso en la construcción, es la conformación del terreno, donde, usando como base las varillas, se compacta el suelo dándole el acabado final, que en teoría debe corresponder a la topografía del prototipo.

B.3 Estructuras que intervienen en el modelo.

Las estructuras que intervienen en el modelo, son aquellas que permiten el movimiento del agua y la recirculación en el modelo, inclusive las que nos permiten suministrar un tirante, adicionalmente, se incluyen las estructuras que se usaran para el experimento.

B.3.1 Presa

Para el modelo complejo se realizó la construcción de dos cortinas llamadas presas tipo indio, en las cuales se analizó el comportamiento del flujo, al pasar por las estructuras, y su funcionamiento con un gasto de 2000 m³/s. También se analizaron los niveles aguas arriba y aguas abajo con estas condiciones.



Fig. B.3.1 Cajón para el Soporte de la estructura



Fig.B.3.2 Presa tipo Indio convencional

Una de las estructuras es una presa tipo indio convencional con pendientes de entrada 1:4 y salida 1:20, la otra estructura es una presa tipo indio modificada, esta conserva las mismas pendientes a la entrada y a la salida pero las rugosidades son distintas, ya que tiene tapetes flexibles de concreto en la entrada, adicionalmente, los 130 m siguientes a la salida de la estructura tienen rugosidades distintas. Como se puede apreciar en la figura B.3.3.



Fig. B.3.3 Presa tipo indio modificada

Como la cortina seria de 16m de longitud se tuvo que construir por piezas o dovelas. Para sostener esta estructura, se construyo un cajón rectangular como se muestra en la fig. B.3.1

B.3.2 Carretera.

Para modelar la carretera, se construyo una estructura en madera, con pilotes simulando las características que tendría sobre la cortina, como se muestra en las figuras B.3.4, adicionalmente, se realizaron los bordos, para analizar el comportamiento del flujo con todos los componentes.



Fig. B.3.4 Modelo de la Carretera

B.3.3 Tanque de carga

Este es el encargado de darle la carga necesaria para que el vertedero suministre el gasto necesario en el modelo.

B.3.4 Vertedor y Limnómetro

La estructura utilizada en el experimento fue un vertedor de pared delgada, triangular sin contracciones, con $\beta = 90^\circ$, la altura de la cresta es de 2.7 m para este tipo de vertedor se recomienda utilizar la siguiente ecuación, la cual nos permite calcular el gasto.



$$Q = \frac{8}{15} \mu \sqrt{2g} \left(\tan \frac{\beta}{2} \right) H^{5/2} \text{ y } \beta = 90^\circ$$

Donde μ es un coeficiente de gasto para vertedores triangulares, se calcula con una curva que se muestra en el capítulo 3, revisión del estado del arte.

En esta expresión, H es la carga sobre el vertedor, en m, y Q es el gasto que ingresa al modelo en m^3/s .

B. 3.5 Tanque amortiguador

Esta estructura sirve para disipar la energía cinética del flujo supercrítico al pie de la rápida de descarga, antes de que el agua retorne al cauce de la zona lagunar.



Fig. B.3.5 Vertedor del modelo físico en funcionamiento

B.3.6 Canal de captación

Este permite capturar el agua que sale de la zona lagunar (modelo), adicionalmente, si se varía la apertura de la salida del canal, se puede, aguas abajo del modelo, obtener la lámina deseada, lo cual contribuye al análisis de los perfiles hidráulicos aguas arriba.



Fig. B.3.6 Canal de captación

B.3.7 Tanque de recirculación

El agua que sale del canal de captación se descarga a un tanque de recirculación, el cual distribuye el agua a las tuberías, las cuales por medio de un sistema de bombeo, son enviadas nuevamente al tanque de carga, así es como se recircula el agua.



Fig. B.3.7 Obras de captación y recirculación del modelo

B.3.8 Sistema de bombeo

Esta comprendido por dos bombas de 100 y 50 lps de capacidad.



Fig. B.3.8 Sistema de bombeo

Finalmente, el modelo físico quedo representado por las presa indio, la zona lagunar y la carretera que pasa por encima de la estructura, y su topografía correspondiente.

Como se muestra en la figura. B.3.9



Fig. B.3.9 Modelo físico completo

Apéndice C

Resultado de las pruebas

C.1 Pruebas en el modelo simplificado

Para tener una idea del comportamiento hidráulico de las estructuras se realizaron pruebas en el laboratorio con dos estructuras, una presa tipo indio, y una estructura de descarga, cimacio, a continuación se muestran los resultados obtenidos para un gasto de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$.

C.1.1 Descripción

El canal utilizado para las pruebas, consiste básicamente en un canal de sección rectangular de pendiente variable, con un sistema de alimentación de caudal, basado en un circuito de recirculación el cual incluye un estanque de cabecera, y uno de descarga además de una bomba centrífuga, que permite que la unidad completa sea autosuficiente. A lo largo del canal, se colocaron escalas, las cuales fueron usadas para tomar mediciones del perfil de flujo en cada punto.

C.1.2 Procedimiento

Nuestro análisis consiste en hacer pasar el gasto de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ por cada una de las estructuras, y observar que si se cumplieron las condiciones iniciales, (capítulo 2.3). Si estas no se cumplen modificar la lámina de agua abajo, con ayuda de la compuerta abatible, y monitorear el comportamiento de las estructuras. Adicionalmente a estas pruebas, se aumentó el nivel de agua abajo, y se obtuvieron perfiles de flujo para cada una de las condiciones de prueba.

C.1.3 Ubicación de las escalas para el cálculo de los perfiles de laboratorio

A continuación se muestra en la figura C.1.1 , la ubicación de las reglas en el canal del laboratorio y las distancias a las que fueron colocadas en prototipo.

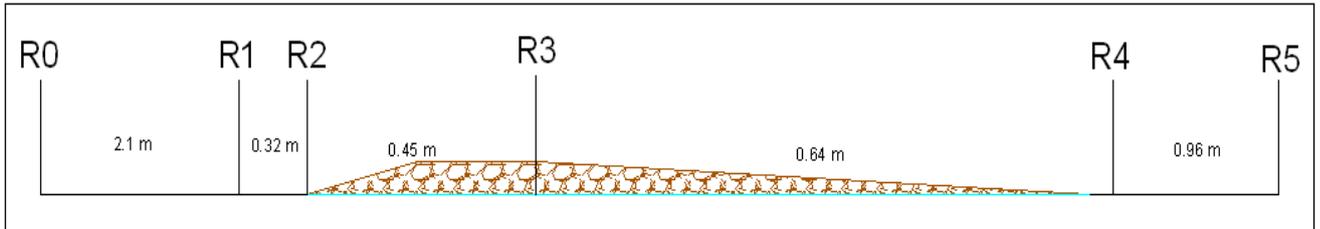


Fig. C.1.1 Esquema utilizado en el canal de pendiente variable, R1, R2, R3, R4, R5, escalas

C.1.4 Resultados

C.1.4.1 Presa tipo indio

Los valores obtenidos en el modelo simplificado para la presa tipo indio en cada una de las escalas (R1, R2, R3, R4, R5) ubicadas en el modelo con un gasto de 2000 m³/s y para distintos niveles aguas abajo fueron:

	Condición 1 Gasto 2000 m³/s					
	Ro	R1	R2	R3	R4	R5
COTA	6.0	5.75	5.7	5.25	5.1	4.95
VX (Cm/S)	-	0.210	0.214		0.327	0.315

	Condición 2 Nivel Aguas Abajo R5= 5.5					
	Ro	R1	R2	R3	R4	R5
COTA	6.05	5.75	5.75	5.40	5.4	5.5
VX (Cm/S)		0.216	0.203		0.252	0.237

	Condición 3 Nivel Aguas Abajo R5= 6					
	Ro	R1	R2	R3	R4	R5
COTA	6.25	6.05	6.0	5.85	6.0	6.0
VX (Cm/S)		0.185	0.190		0.188	0.187

	Condición 4 Nivel Aguas Abajo R5= 6.5					
	Ro	R1	R2	R3	R4	R5
COTA	6.7	6.5	6.5	6.4	6.5	6.5
VX (Cm/S)		0.130	0.166		0.153	0.161

	Condición 5 Nivel Aguas Abajo R5=7.0					
	Ro	R1	R2	R3	R4	R5
COTA	7.2	7.0	6.95	6.95	7.0	7.0
VX (Cm/S)		0.142	0.133	0.187	0.117	0.132

	Condición 6 Nivel Aguas Abajo R5=7.5					
	R0	R1	R2	R3	R4	R5
COTA	7.65	7.5	7.45	7.45	7.5	7.5
VX (Cm/S)		0.125	0.115	0.154	0.118	0.115

	Condición 7 Nivel Aguas Abajo R5=8.0					
	R0	R1	R2	R3	R4	R5
COTA	7.65	7.5	7.45	7.45	7.5	7.5
VX (Cm/S)		0.125	0.115	0.154	0.118	0.115

En la grafica siguiente, se observan los valores y los perfiles obtenidos para cada una de las condiciones aguas abajo con un gasto de 2000 m³/s.

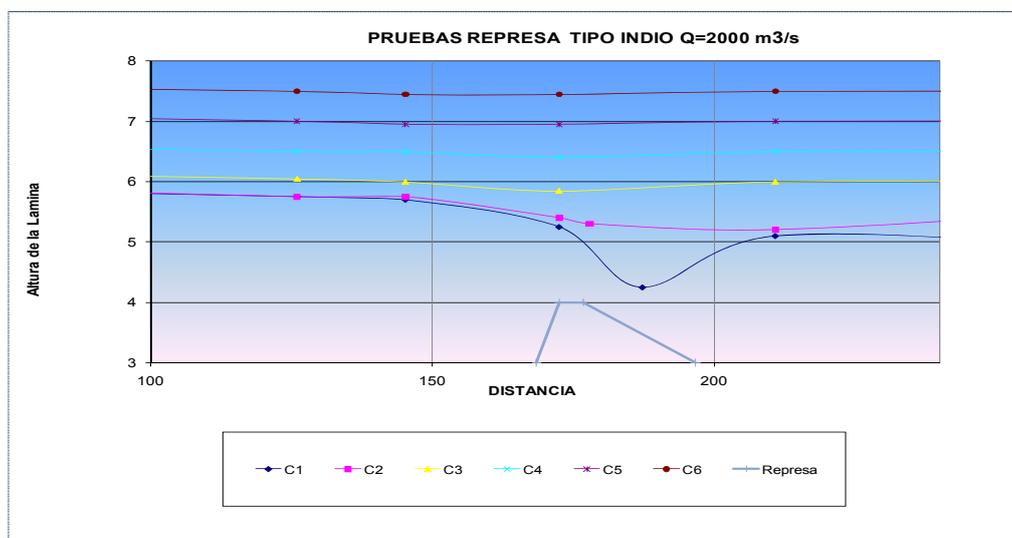


Fig. C.1.2 Resultados obtenidos en el canal para presa indio y un gasto de 2000 m³/s

C.1.4.2 Obra de descarga cimacio

Los valores obtenidos para la obra de descarga cimacio con un gasto de 2000m³/s y para distintas condiciones fueron los siguientes:

	Condición CC1 Gasto 2000 m³/s						
	Ro	R1	R2	RE	R3	R4	R5
COTA	5.9	5.75	5.7	5.40	5.20	5.10	4.9
VX (Cm/S)	-	0.228	0.228	-	0.344	0.282	0.311

	Condición CC2 Gasto 2000 m³/s. Nivel Aguas Abajo R5=5.5						
	Ro	R1	R2	RE	R3	R4	R5
COTA	6.2	5.9	5.7	5.5	5.5	5.65	5.5
VX (Cm/S)	-	0.201	0.211	-	0.237	0.197	0.236

	Condición CC3 Gasto 2000 m³/s. Nivel Aguas Abajo R5=6.0						
	Ro	R1	R2	RE	R3	R4	R5
COTA	6.45	6.2	6.3	6.0	6.1	6.1	6.0
VX (Cm/S)	-	0.183	0.183	-	0.158	0.173	0.188

		<p>Condición CC4 Gasto 2000 m³/s. Nivel Aguas Abajo R5=6.5</p>					
	Ro	R1	R2	RE	R3	R4	R5
COTA	6.9	6.65	6.7	6.5	6.55	6.6	6.5
VX (Cm/S)	-	0.164	0.161	-	0.159	0.151	0.168

		<p>Condición CC5 Gasto 2000 m³/s. Nivel Aguas Abajo R5=7.0</p>					
	Ro	R1	R2	RE	R3	R4	R5
COTA	7.4	7.15	7.20	7.0	7.1	7.1	7.0
VX (Cm/S)	-	0.142	0.140	-	0.114	0.149	0.146

		<p>Condición CC6 Gasto 2000 m³/s. Nivel Aguas Abajo R5=8.0</p>					
	Ro	R1	R2	RE	R3	R4	R5
COTA	8.3	8.15	8.15	8.0	8.15	8.1	8.0
VX (Cm/S)	-	0.106	0.108	-	0.081	0.104	0.107

En la grafica siguiente, se observan los valores y los perfiles obtenidos para cada una de las condiciones aguas abajo con un gasto de 2000 m³/s.

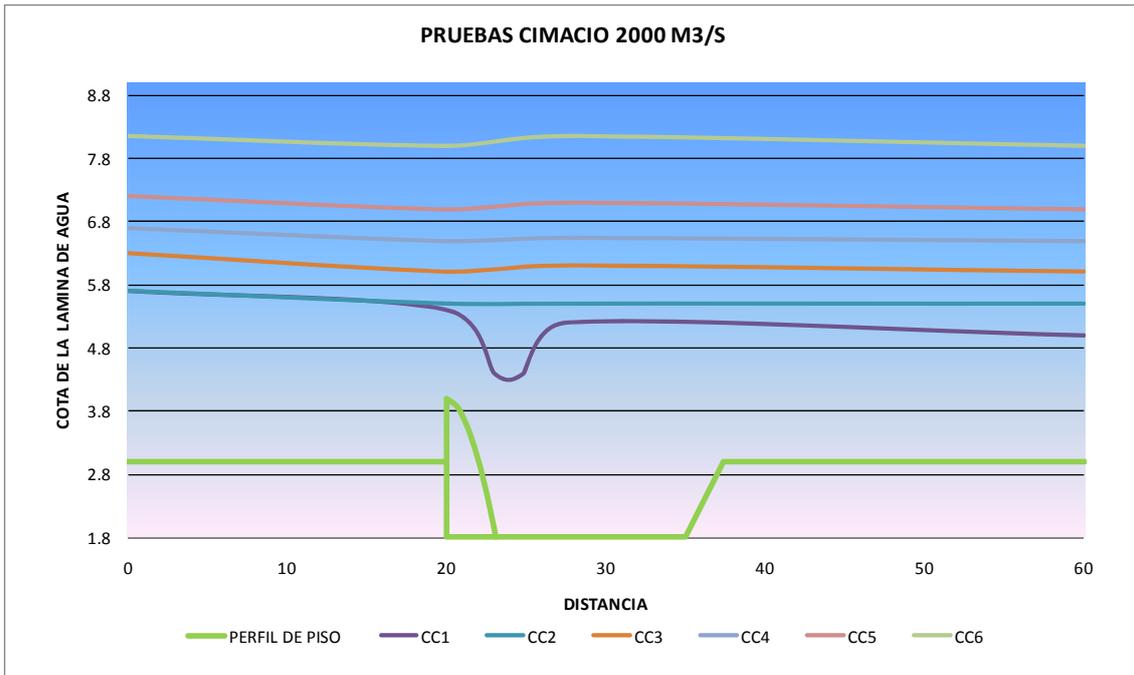


Fig. C.1.3 Resultados obtenidos en el canal para cimacio y un gasto de 2000 m³/s

C.2 Pruebas en el modelo completo

Para el modelo complejo Zapotes-Don Julián, localizado en el patio de modelos, se realizaron pruebas con un gasto constante de 2000 m³/s, de los cuales se obtuvieron dos perfiles, uno para la presa tipo indio, y otro para la presa tipo indio modificada.

C2.1 Perfil encontrado en el modelo completo presa tipo indio

Los resultados obtenidos en el modelo completo para la estructura presa tipo indio se encuentran en el esquema de la figura C.1.4

C2. Perfil encontrado en el modelo completo presa tipo indio modificada

Los resultados obtenidos en el modelo completo para la estructura presa tipo indio modificada se encuentran en el esquema figura C.1.5, en esta figura se pueden apreciar los pilotes del puente aguas debajo de la obra derivadora.

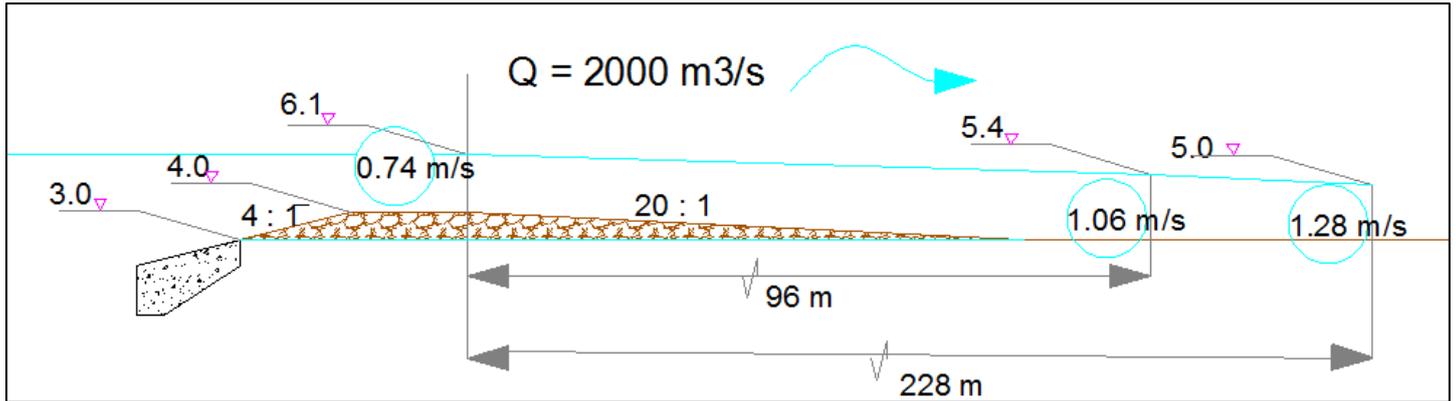


Fig.C.1.4 Presa "Indio", Resultados en el modelo físico completo para la presa tipo con un gasto de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$

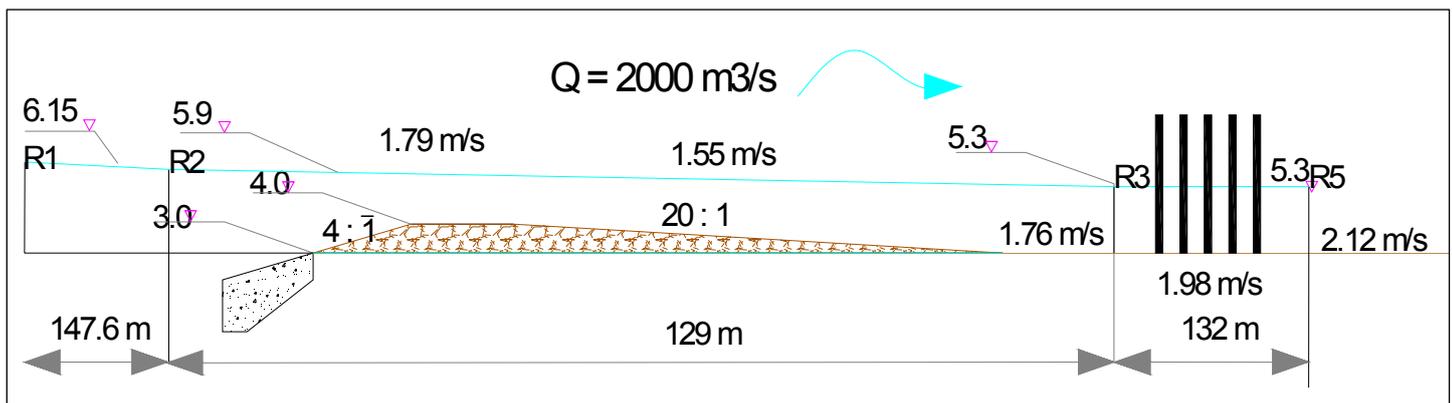


Fig.C.1.5 Presa "Indio", Resultados en el modelo físico completo para la presa tipo con un gasto de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$