

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROYECTO DE TESIS

Título:

Análisis hidráulico del vertedor de excedencias en el proyecto hidroeléctrico La Yesca y estudio de erosión en el cauce utilizando un modelo hidráulico.

Asesor: Dr. Humberto Marengo Mogollón

Autor: Pedro Palma Cortés

Agradecimientos

Como un testimonio de gratitud eterna dedico este trabajo de tesis a mis padres Héctor Palma Rodríguez y Guadalupe Cortés Contreras por todo su empeño durante toda mi carrera escolar; por su apoyo y dedicación. A mi esposa Nancy, por brindarme toda su paciencia y cariño para alcanzar mis metas. A mis hijos, por su presencia en este mundo y por empujarme a terminar lo que empecé hace algunos años. Ustedes son mi fuerza y mi luz por siempre. A mis hermanos, por sus palabras y sus sonrisas cada día de mi vida.

Agradezco muchísimo el apoyo y la voluntad que demostraron los profesores en el desarrollo de este trabajo. Al Dr. Humberto Marengo Mogollón por aceptarme como tesista, por ayudarme tanto en las cuestiones experimentales de esta tesis, por sus consejos y por todo su apoyo para la realización de este trabajo. Al Laboratorio de Hidráulica de la Comisión Federal de Electricidad en Cuernavaca por sus aportaciones y conocimientos, Al Ing. Mario Rueda, Ing. Gilberto Zetina, Ing. Carlos Cortés, a los laboratoristas, etc. A todos ellos, mil gracias.

A mis sinodales, un profundo reconocimiento por aceptarme y ayudarme a titularme; son ustedes grandes profesores.

Pero sobre todo, gracias a Dios por todas sus bendiciones, por haber terminado esta carrera, por tener esta gran familia y por haber llegado hasta donde estoy.

Pedro Palma Cortés

ÍNDICE

Introducción.....1

Objetivo

Justificación

Hipótesis

Metodología

Capítulo I: Antecedentes.....3

I.1 Localización

Objetivo: describir detalladamente la localización geográfica del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca.

I.2 Estudio hidrológico de la cuenca del río Santiago

Objetivo: obtener los datos hidrológicos e hidráulicos del proyecto.

I.3 Propuesta de las obras de excedencias para el PH La Yesca

Objetivo: presentar el proyecto original y el proyecto modificado del vertedor.

Capítulo II: Cavitación.....18

II.1 Antecedentes

Objetivo: conocer el marco teórico de este fenómeno en general y de forma particular en los vertedores de excedencias en presas.

II.2 Casos de falla

Objetivo: conocer los casos en donde se haya presentado la cavitación en vertedores y sus consecuencias.

II.3 Soluciones para el fenómeno de cavitación

Objetivo: presentar las posibles soluciones para enfrentar el problema de cavitación en vertedores.

Capítulo III: Caso práctico: Obra de excedencias del PH La Yesca para la propuesta seleccionada.....38

III.1 Diseño final

Objetivo: presentar el diseño final del vertedor escogido para la obra de excedencias.

III.2 Modelo hidráulico del vertedor de excedencias del PH La Yesca

Objetivo: establecer las características generales del modelo hidráulico del vertedor de excedencias del PH La Yesca y sus ecuaciones de similitud hidráulica con la obra final.

III.3 Estudio hidráulico del vertedor de excedencias del Proyecto hidroeléctrico La Yesca sin aireadores. Estudio teórico y estudio experimental

Objetivo: Analizar hidráulicamente el comportamiento del vertedor para diversos gastos de operación sin aireadores y compararlo con el estudio experimental.

Capítulo IV: Aireación en el vertedor.....89

IV.1 Estudio hidráulico del vertedor de excedencias del Proyecto hidroeléctrico La Yesca con aireadores

Objetivo: Analizar hidráulicamente el comportamiento del vertedor para diversos gastos de operación con aireadores.

IV.2 Análisis experimental

Objetivo: Analizar de forma experimental la operación del vertedor de excedencias con aireadores en un modelo.

IV.3 Comparación de resultados

Objetivo: comparar los resultados del estudio teórico del funcionamiento del vertedor sin aireadores con el estudio experimental de la operación del vertedor con aireadores.

Capítulo V: Análisis de la erosión en el cauce al operar el vertedor utilizando un modelo hidráulico.....145

V.1 Análisis de erosión

Objetivo: analizar el comportamiento de la erosión al trabajar el vertedor para diferentes gastos de operación

Capítulo VI: Conclusiones.....187

Bibliografía.....189

Planos.....191

INTRODUCCIÓN

En la actualidad se hace necesario y casi imprescindible el manejo adecuado del agua y ahorro para sus futuros usos; esto es, captarla y aprovecharla al máximo. En México estos aspectos están muy claros, es por ello la construcción de grandes almacenamientos donde se puede utilizar el agua para beneficio del país.

Una opción muy acertada para satisfacer estas necesidades y aprovechar el escurrimiento de agua es, precisamente, la construcción de una presa, pues además de cumplir con lo anterior, también es capaz de producir electricidad sin dañar el medio ambiente y regresar posteriormente el agua a su cauce natural una vez que se utilizó. Actualmente se construye el P. H. La Yesca, que es una de las presas más grandes y más importantes del mundo, como lo son las presas El Cajón y Chicoasén, por mencionar algunas. A la par de éstas, La Yesca se considera una presa grande debido a la altura de su cortina, de su capacidad de almacenamiento y de su generación de electricidad. Debido a esta gran obra hidráulica, se debe diseñar un vertedor que pueda desalojar de forma segura y eficiente el excedente de agua que pueda presentarse en su vida útil.

Atendiendo este evento, también es de una cantidad considerable esta gran masa de agua en movimiento, pues trae consigo una velocidad importante en el vertedor, con lo cual se convierte en peligrosa debido al fenómeno de cavitación, pues con grandes velocidades del flujo de agua es muy probable que se presente. Para mitigar este problema es necesaria la construcción de aireadores a lo largo del vertedor, por ser una solución viable y además utilizada en otras Centrales Hidroeléctricas, de acuerdo a las investigaciones de estudiosos en la materia.

Siguiendo este criterio, se realizará en esta tesis un estudio hidráulico del vertedor del P. H. La Yesca para diferentes gastos de operación operando sin aireadores y luego trabajando con ellos, para después, con los resultados obtenidos, se hagan comparaciones del comportamiento de la estructura vertedora y se obtengan conclusiones de estos análisis.

Asimismo, en el último capítulo de este estudio, se hará un análisis de erosión en el cauce al trabajar el vertedor para diferentes gastos de operación y para los casos en que trabaja solo el canal principal y luego cuando trabajan los tres canales al mismo tiempo.

Estos análisis se realizarán con modelos matemáticos establecidos por profesores expertos y tomados de la bibliografía consultada y serán corroborados en modelos físicos a escala construidos en el Laboratorio de Hidráulica de la Comisión Federal de Electricidad, ubicados en la ciudad de Cuernavaca, en el estado de Morelos.

OBJETIVO

Comparar el comportamiento hidráulico del vertedor de excedencias trabajando con aireadores y sin ellos del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca y analizar el fenómeno de erosión en el cauce al operar el vertedor con un modelo hidráulico.

JUSTIFICACIÓN

El problema de cavitación en canales a cielo abierto trabajando con flujos de alta velocidad, como es el caso particular de este Proyecto Hidroeléctrico, es muy frecuente y muy peligroso; ya que es probable que si esta situación crece puede incluso, llegar a destruir la estructura. Por este motivo se pretende hacer un estudio hidráulico del vertedor funcionando con aireadores y cuando no los tiene, para comparar este comportamiento y observar si este método de aireadores elimina el fenómeno de cavitación o no. En lo anterior se encuentra la esencia de este estudio y su justificación para que a partir de este análisis se tengan bases para que se contemplen los aireadores en la construcción de obras de excedencia para este y futuros proyectos.

Bajo este mismo orden se encuentra el estudio de erosión en el cauce al trabajar el vertedor para diferentes gastos de operación. Con estas observaciones se analiza la erosión en el cauce y los posibles problemas que se puedan presentar. Así, se está en condiciones de predecir las fallas que ocurrirían y se puedan tomar decisiones pertinentes y objetivas para mitigar estos daños y se cuida al máximo la seguridad de la presa.

HIPÓTESIS

Si se contempla la construcción de aireadores en el vertedor de excedencias del P. H. La Yesca, entonces se disminuirían los efectos de cavitación considerablemente y el vertedor trabajaría en forma eficiente para gastos menores e iguales al gasto de diseño. Asimismo, si se analiza la erosión en el cauce a la salida de la obra de excedencias, para diferentes gastos de operación en el vertedor, entonces se podrán observar los posibles daños en el cauce y que se pondría en peligro la presa y con esto se tomarían decisiones tempranas para disminuir estos daños.

METODOLOGÍA

La metodología consistirá en realizar un estudio hidráulico para el vertedor de excedencias del P. H. La Yesca en un modelo hidráulico sin la colocación de aireadores para varios gastos de operación. Del mismo modo, se hará un análisis hidráulico pero con aireadores colocados. De esta forma, se puede comparar el funcionamiento y se puedan tomar decisiones sobre la aplicación de aireadores o no. Por otro lado, se realizará un estudio de erosión en el cauce en un modelo hidráulico del vertedor para observar su comportamiento y analizar los posibles problemas y cómo solucionarlos.

CAPÍTULO I.- ANTECEDENTES

CUENCA LERMA - CHAPALA – SANTIAGO

La Cuenca Lerma-Chapala-Santiago comprende el sistema hidrológico conformado por el río Lerma, Lago de Chapala y río Santiago. Desde sus orígenes en la Laguna de Almoloya hasta el Lago de Chapala, el cauce principal es el río Lerma, de allí hasta la desembocadura al Océano Pacífico. El colector principal es el río Santiago. Esta cuenca abarca parcialmente el territorio de nueve entidades federativas, como son: Estado de México, Michoacán, Querétaro, Guanajuato, Jalisco, Aguascalientes, Zacatecas, Durango y Nayarit, incluyendo las cuencas cerradas de Pátzcuaro, Cuitzeo y Sayula - San Marcos. Así, con una extensión superficial de 132 724 km² representa cerca del 7% del territorio nacional. Los estados que forman parte de la cuenca se observan en la *figura 1.1*.



Figura 1.1 Estados insertos en la Cuenca Lerma-Chapala-Santiago (“Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca”. CFE, 2005)

Los aspectos que caracterizan a la región hidrológica son los siguientes:

- **Longitud del cauce:** río Lerma 705 km y río Santiago 475 km
- **Subregiones:** Lerma (44.5% de la superficie regional) y Santiago (55.5%)
- **Subregiones de Planeación:** Alto Lerma, Medio Lerma y Bajo Lerma, Alto y Bajo Santiago
- **Climas:** semicálido, seco o estepario y templado húmedo
- **Temperatura:** 18.3 °C promedio anual
- **Precipitación:** 718 mm promedio anual
- **Escurrimiento virgen anual:** 15 031 hectómetros cúbicos
- **Población total:** 17.76 millones de habitantes, 76% localizada en zonas urbanas y 24% en áreas rurales
- **Población económicamente activa ocupada:** 5.72 millones de habitantes (32% de la población regional)

(Fuente: “Estudio de factibilidad P. H. La Yesca”. CFE, 2005)

El Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, forma parte de este sistema hidrológico del río Santiago, que comprende 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4,300 MW, del cual sólo se ha desarrollado el 32% mediante la construcción de seis Centrales hidroeléctricas. El P.H. La Yesca ocupará el segundo lugar en potencia y el tercer lugar en generación dentro de este sistema, después de la Central de Aguamilpa-Solidaridad y de El Cajón. En la **tabla 1.1** se muestra todo el sistema hidroeléctrico establecido en el río Santiago y en la **figura 1.2** se observa el perfil del río Santiago con todos sus proyectos.

NOMBRE	NIVEL	POTENCIA INSTALADA	GENERACIÓN MEDIA ANUAL GWh
C.H. Intermedia	OP	5.32	4.41
C.H. Puente Grande	OP	17.40	12.72
C.H. Colimilla	OP	51.20	40.48
C.H. Las Juntas	OP	15	16.90
C.H. Agua Prieta	OP	240	462.53
P.H. San Francisco	FA	278	609.4
P.H. Arroyo Hondo	FA	133	291.5
C.H. Santa Rosa	OP	61.20	195.9
P.H. La Yesca	C	750	1 210
C.H. El Cajón	OP	750	1 228
C.H. Aguamilpa	OP	960	2 133

Tabla 1.1 Sistema Hidroeléctrico del río Santiago ("Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca". CFE, 2005)

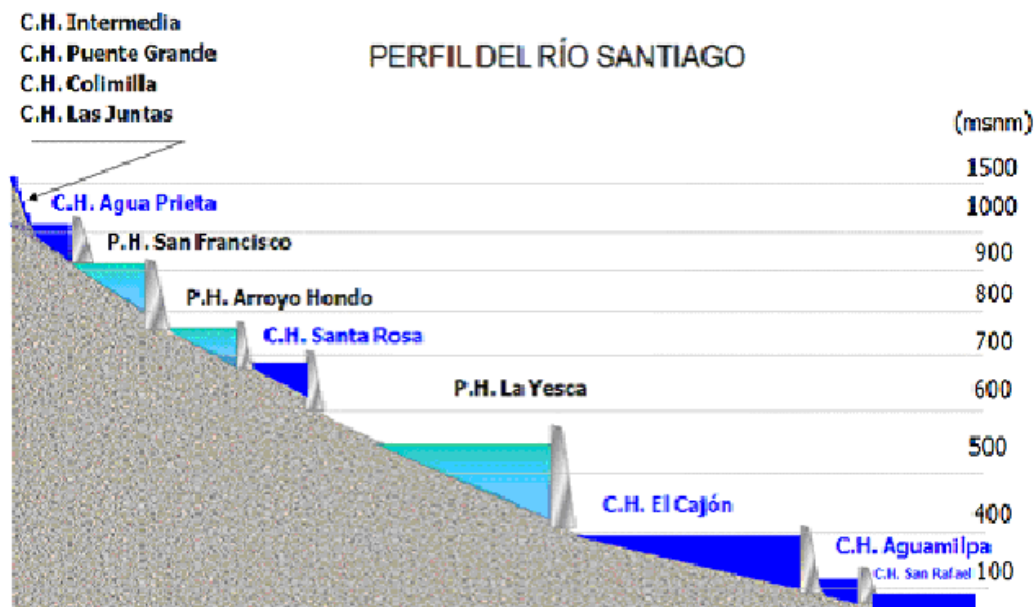


Figura 1.2 Perfil del río Santiago (“Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca”. CFE, 2005)

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL P.H. LA YESCA

El esquema que hasta la fecha de realización de esta tesis se ha aceptado para el P.H. La Yesca, se quedó de la siguiente manera: obra de contención de tipo enrocamiento con cara de concreto de 208.50 m de altura, medidos desde el desplante del cauce; obra de desvío con 2 túneles de sección portal de 14 m de alto en la margen izquierda; una preatagüa aguas arriba de 50 m de alto y atagüa aguas abajo de 20 m; vertedor con 3 canales de sección rectangular constante, ubicados en la margen izquierda y planta hidroeléctrica subterránea con casa de máquinas en caverna por la margen derecha, que aloja 2 unidades turbogeneradoras de 375 MW cada una.

Los gastos de diseño de la obra de desvío resultaron de 6 263 m³/s para el diseño de los túneles y para un período de retorno de 200 años; de 8 653 m³/s para el diseño de la atagüa integrada al cuerpo de la cortina y para un período de retorno de 200 años. Para el diseño del vertedor se aceptó la avenida revisada por la CNA con un valor máximo de 15 110 m³/s, para un período de retorno de 10 000 años.

El estudio hidroenergético determinó un NAMO a la cota 575 msnm, un NAMINO a la 518 msnm y una potencia instalable de 750 MW con lo cual se lograría una generación firme de 943 GWh, una secundaria de 267 GWh para un total de 1 210 GWh. Así, la energía adicional que se ganaría con El Cajón y Aguamilpa es de 203 GWh. Con el NAME a la cota 578 msnm y un bordo libre de 2 m se llegó a la cota de corona de 580 msnm y con el desplante del cauce a la cota 370 msnm, la altura de la cortina de La Yesca es de 208.5 m.

La obra de excedencias se diseñó para un gasto máximo de 15 110 m³/s; esto es, inicia en un "canal de llamada" excavado a cielo abierto en la margen izquierda. Su zona de control está formada por el cimacio (remate de columna en forma de "S") y pilas de concreto reforzado para conformar seis vanos (huecos en los muros), los cuales están equipados con compuertas radiales operadas por servomotores. Y los canales de descarga de sección rectangular revestidos con concreto reforzado y un aireador en el piso, rematando en una cubeta deflectora tipo salto de ski.

Esta estructura se encuentra ubicada en la margen izquierda y está compuesta por 3 canales de descarga, uno de servicio y dos auxiliares. Existe una transición al inicio del canal hasta llegar a una sección rectangular constante de 23.70 m. La estructura de control tiene 6 compuertas radiales de 12 m de ancho por 22.40 m de alto. La estructura terminal de cada canal es un deflector de concreto masivo de 42 m de longitud con plantilla circular de 90.0 m de radio y 30° de ángulo de salida con respecto a la horizontal. En la **tabla 1.2** se establecen los datos técnicos de la presa.

DATOS TÉCNICOS DE LA PRESA	
Tipo enrocamiento	Con cara de concreto
Altura total del desplante	208.5 m
Elevación de la corona	580 msnm
Longitud de la corona	628.77 m
Elevación al NAME	578 msnm
Área al NAME	33.40 km ²
Capacidad útil para generación	1 392 Mm ³
Capacidad de control de avenidas	100 Mm ³

Tabla 1.2 Datos técnicos de la Presa (“Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca”. CFE, 2005)

A continuación se presenta la **tabla 1.3** que contiene los datos obtenidos del sitio para la obra de control y excedencias.

Tipo	Canal
Gasto máximo de diseño	15 110 m ³ /s
Gasto unitario máximo de descarga	209.86 m ³ /s/ m
Volumen de la avenida de diseño	5 283 hm ³
Periodo de retorno de la amp (Tr)	10 000 años
Velocidad máxima en la descarga canal 1, 2 y 3	39.9, 42.3 y 45.4 m/s
Elevación de la cresta	556 msnm
Longitud total de la cresta	72 m
Carga hidráulica máxima	22 m
Compuertas radiales	6 piezas
Dimensiones (ancho x alto)	12 x 22.40 m
Masa estimada de cada compuerta	150 ton
Relación alto / ancho	1.87
Mecanismos para izaje	servomotores
Elementos de cierre auxiliar	tablero de agujas
Dimensiones (ancho x alto)	12.0 x 22.08
Mecanismos para izaje	grúa pórtico

Tabla 1.3 Datos sobre la obra de control y excedencias (“Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca”. CFE, 2005)

I.1 LOCALIZACIÓN

La boquilla de La Yesca se localiza a 90 km, en línea recta, al noroeste de la ciudad de Guadalajara, a 4 km aguas abajo de la confluencia de los ríos Bolaños y Santiago y sobre el cauce del río Santiago. En las **figuras 1.3 y 1.4** se muestra su ubicación.

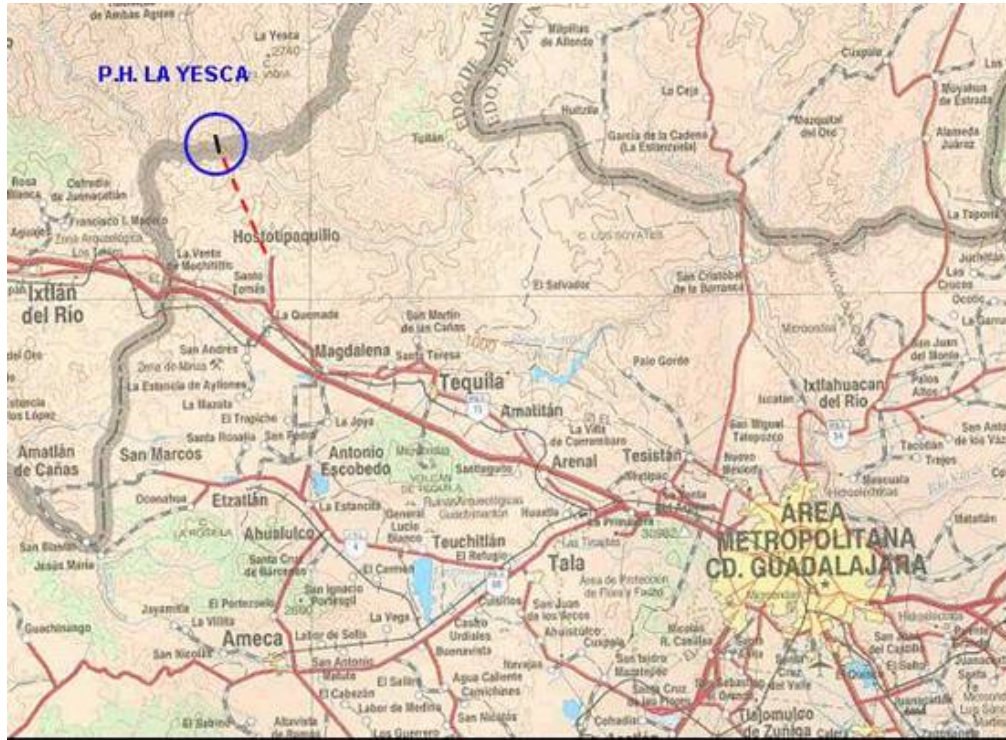


Figura 1.3 Localización geográfica de La Yesca (“Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca”. CFE, 2005)



Figura 1.4 P.H. La Yesca (“Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca”. CFE, 2005)

I.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA DEL RÍO SANTIAGO

Hidrología

- **Características de la cuenca**

El río Santiago, con una longitud aproximada de 475 km, tiene su origen en el lago de Chapala, el cual es un vaso regulador de las aportaciones de la cuenca del río Lerma, cuya superficie alcanza cerca de los 50 000 km². La mayor parte de la cuenca se desarrolla al noreste del río, por regiones montañosas y de acceso relativamente difícil. La cuenca del río Santiago, ubicada al occidente del país, en la región central de la vertiente del Océano Pacífico, se localiza entre los meridianos 101°14' y 105°26' de longitud oeste y entre los paralelos 20°19' y 23°25' de latitud norte. La superficie de cuenca que se forma entre la unión de los ríos Santiago y Bolaños hasta el sitio del P.H. La Yesca es de 62 km².

- **Escurrimientos**

Para determinar las aportaciones que deben ser aprovechadas para generación de energía en el sitio del proyecto, se tomó en cuenta, primero conocer los escurrimientos históricos que pudieran llegar al eje de la cortina, y posteriormente, conocer las afectaciones por usos actuales y futuros del agua.

Se recopiló información de 1949 a 2002 de las estaciones hidrométricas La Yesca y El Caimán, pertenecientes a la Comisión Nacional del Agua, estaciones que se encuentran próximas al sitio del proyecto y que miden los caudales de los ríos Santiago y Bolaños, respectivamente. Aguas abajo del sitio del estudio se localiza la E.H. La Playa, de la cual se tomaron registros de escurrimientos procedentes de los ríos Santiago y Bolaños.

Así, en los datos de escurrimientos se observó un volumen medio anual de 3 088 Mm³ evaluado mediante el período de registro de los años 1949 a 2002. Por el número y ubicación de las estaciones hidrométricas, por los períodos de registros considerados y por la homogeneidad de la información, la cuenca del río Santiago cuenta con la información suficiente para garantizar una buena planeación del proyecto.

Avenidas de diseño

- **Análisis de gastos máximos**

Como primer paso para el cálculo de los gastos de diseño, de las obras de desvío y del vertedor, se revisaron los gastos máximos anuales presentados en las Estaciones Hidrométricas La Yesca y El Caimán. El análisis se realizó tratando de definir el evento más crítico; es decir, qué gasto máximo anual era más desfavorable: el que se presenta sobre el cauce principal del río Santiago medido en la estación hidrométrica La Yesca o el correspondiente al afluente río Bolaños medido en la estación El Caimán, para lo cual se dividió en los casos siguientes:

Caso 1. Para este evento se formaron 2 muestras: la primera, con los gastos máximos anuales registrados en la P.H. La Yesca y los simultáneos y/o coincidentes (año, mes y día) de la E.H. El Caimán y la segunda con gastos máximos anuales registrados en la E.H. El Caimán y los coincidentes (año, mes y día) de P.H. La Yesca.

Caso 2. Para este caso se formó una serie de datos con el valor máximo de las 2 muestras obtenidas para el caso 1.

Posteriormente se aplicó el ajuste a diferentes funciones de distribución para las dos muestras. El criterio de selección de cada función de probabilidad se basó en escoger el menor error cuadrático, lo cual ocurrió para la función Doble Gumbel en todos los casos.

Debido a su cercanía con el proyecto, a la proximidad entre las dos estaciones hidrométricas, pero sobre todo al peor escenario que se pueda presentar hidrológicamente hablando, el Caso 1 es considerado como el más realista y crítico posible. Los valores críticos obtenidos son de 15 536 m³/s para un período de retorno de 10 000 años como gasto de diseño del vertedor y para el diseño del desvío de 7 688 y 6 436 m³/s para períodos de 100 y 50 años, respectivamente.

• Forma de la avenida

Ya conocidos los gastos máximos de diseño que se emplearán en las obras de desvío y excedencias, es necesario se conozca la forma de la avenida y con ello el volumen que será controlado por sus estructuras, por tal motivo se realizaron dos criterios que se describen a continuación:

a) Primer criterio

Se seleccionaron los 10 hidrogramas con mayor gasto anual del P.H. La Yesca y El Caimán. Para esto, los gastos de escurrimiento directo de cada avenida se dividen entre su gasto pico, **Qp**, correspondiente y las abscisas del tiempo, entre su tiempo de pico, **Tp**. De esta forma, se deducen hidrogramas adimensionales con un punto en común, **Q/Qp = 1.0** y **T/Tp = 1.0**.

Los hidrogramas finales para los períodos de retorno (**Tr**) de **10 000**, **100** y **50** años, se obtuvieron al afectar directamente el hidrograma adimensional, con el gasto de diseño de cada **Tr** calculado. Ya conocida la forma final de cada hidrograma se procedió a estimar el volumen respectivo, a continuación se resumen los resultados obtenidos para este primer caso en la **tabla 1.4**.

Tr (años)	Gasto de diseño (m ³ /s)	Volumen (Mm ³)
10 000	15 536	1 530
100	7 688	757
50	6 436	634

Tabla 1.4 Resumen de periodos de retorno y gastos de diseño (“Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca”. CFE, 2005)

b) Segundo criterio

Se realizó al tomar como base la forma de las avenidas máximas anuales de agosto de 1973, registradas en las E.H. La Yesca y El Caimán, las cuales se sumaron haciendo coincidir su tiempo de ocurrencia, el gasto máximo resultante fue de 7 191 m³/s y su volumen de 2 701 Mm³. Este hidrograma se modificó proporcionalmente a los valores de gastos máximos seleccionados para los Tr de diseño de las obras.

Finalmente, en las **figuras 1.5** y **1.6** se presentan los hidrogramas finales para la obra de desvío y para la obra de excedencias del P. H. La Yesca.

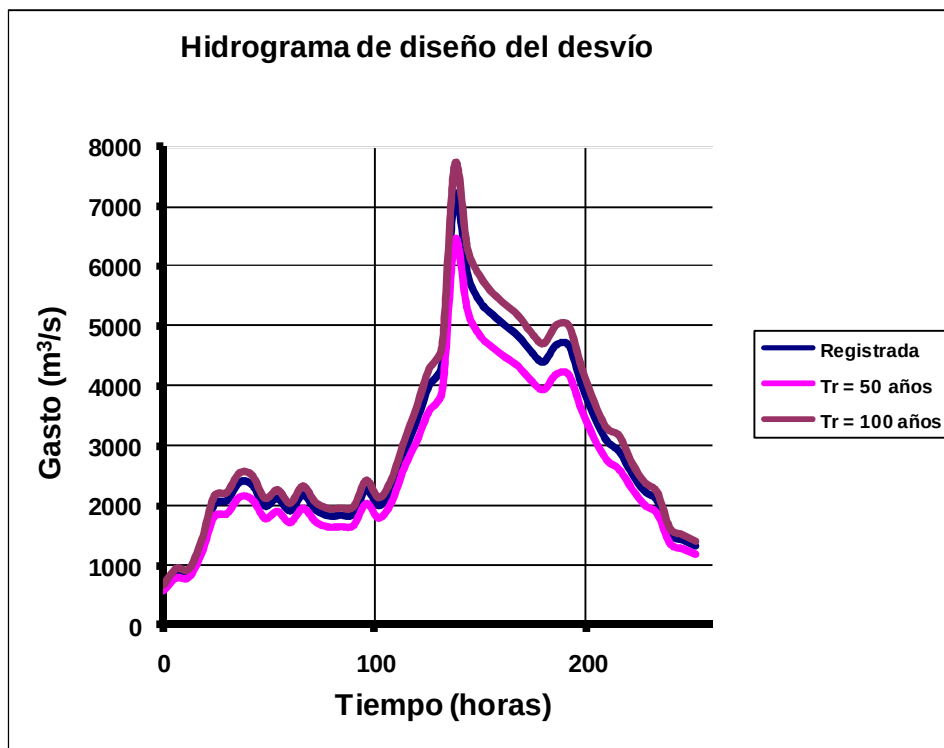


Figura 1.5 Hidrogramas de diseño del desvío (“Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca”. CFE, 2005)

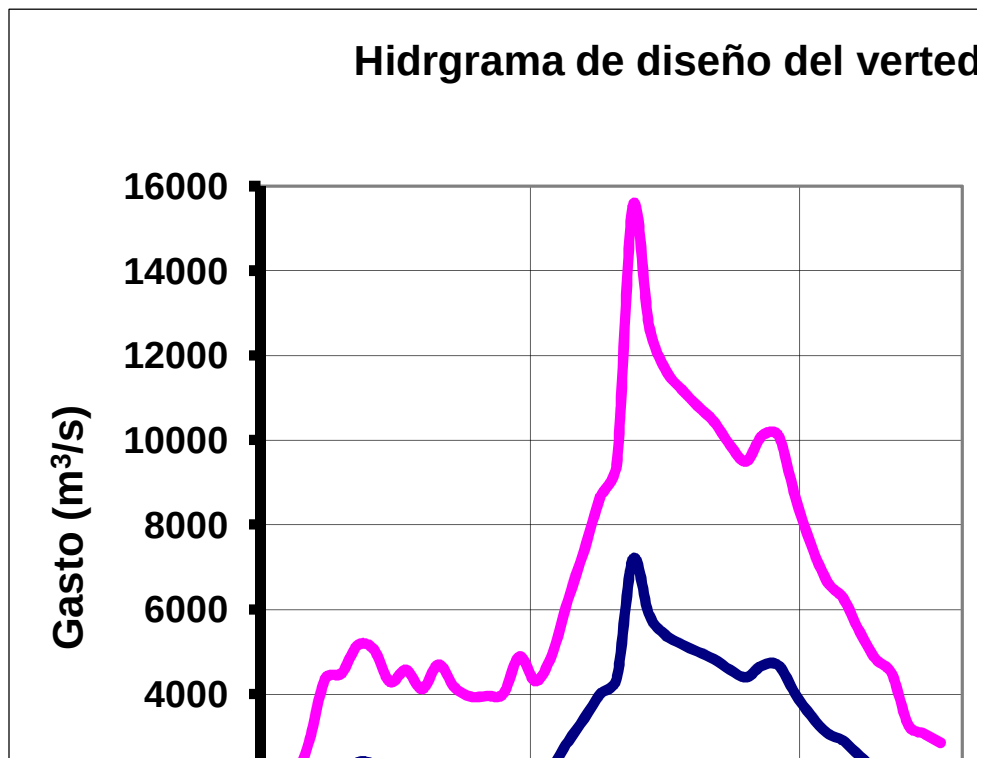


Figura 1.6 Hidrograma de diseño del vertedor (“Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca”. CFE, 2005)

- **Evaporaciones netas**

Se tomaron datos de precipitaciones y evaporaciones de la estación climatológica Paso de Analco, localizada a 22 km aguas arriba del eje del proyecto, en el período 1962 a 1989.

De la matriz de evaporación y precipitación se obtuvo un promedio de cada mes (primero y segundo renglón de la tabla siguiente). Aplicando un factor de 0.70 a la evaporación medida media mensual y restándole la precipitación media se obtuvo finalmente la evaporación media neta mensual, los resultados se muestran en la **tabla 1.5**:

CONCEPTO*	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Precipitación media mensual	12,80	8,90	4,30	3,90	13,60	150,80	251,20	207,90	149,40	50,90	13,60	16,50	883,80
Evaporación media mensual	117,7	162,2	261,90	307,60	338,70	260,1	268,40	158,90	142,60	142,50	117,70	96,20	2274,60
0,70 de la evaporación media neta mensual	82,39	113,61	183,33	215,32	237,09	182,07	117,88	111,23	99,82	99,75	82,390	67,34	1592,22
Evaporación media neta mensual	69,60	104,70	179,00	211,40	223,50	31,30	-133,30	-96,70	-49,60	48,90	68,80	50,80	708,42

*Todos los valores están en (mm)

Tabla 1.5 Evaporaciones netas (Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca". CFE, 2005)

- **Azolves**

Para determinar el volumen de sedimentos que serán retenidos por la presa a lo largo de toda su vida útil, se utilizaron los registros de azolve en suspensión de las estaciones hidrométricas La Yesca y El Caimán. En la **tabla 1.6** se muestran los registros anuales y su respectivo porcentaje por volumen escurrido anual y medio anual para cada estación. Se observa que el porcentaje de la E.H. El Caimán es de más de 8 veces el del P.H. La Yesca, esto, en parte, se debe a que la cuenca del río Bolaños no cuenta con infraestructura hidráulica importante, situación contraria al río Santiago, ya que aguas arriba de La Yesca se cuenta con presas como Santa Rosa que actualmente retiene gran cantidad de azolves.

E.H. EL CAIMÁN

AÑO	VOLUMEN ESCURRIDO	VOLUMEN DE AZOLVE	POR CIENTO MEDIO POR VOLUMEN
	Miles m ³	Miles m ³	
1957	183 197	860.78	0.46986
1958	1 223 990	6 269.29	0.51220
1959	1 098 302	2 460.25	0.22400
1960	455 546	1 567.20	0.34402
1961	848 616	3 004.16	0.35400
1962	668 860	2 661.22	0.39787
1963	1 635 789	6 785.64	0.41482
1964	846 216	2 663.23	0.31472
1965	1 129 763	6 045.41	0.53510
1966	1 095 015	3 522.35	0.32167
1967	1 797 028	6 388.02	0.35547
1968	858 341	1 287.59	0.15000
1969	317 772	654.50	0.20596
1970	804 975	2 873.70	0.35699
1971	1 321 903	3 590.17	0.27159
1972	337 532	428.90	0.12706
1973	1 790 751	5 828.19	0.32546
1974	502 461	834.02	0.16598
1975	1 436 088	6 769.65	0.47139
1976	1 292 704	4 050.11	0.31330
1977	996 433	1 689.65	0.16956
1978	743 941	1 164.06	0.15647
1979	443 621	810.93	0.18279
1981	678 609	1 534.27	0.22609
1982	339 247	576.70	0.16999
SUMA			
PROM			
	22 846 700	74 319.99	7.53636
	913 868	2 972.80	0.32530

Nota: los años no indicados no tienen registro

E.H. LA YESCA

AÑO	VOLUMEN ESCURRIDO	VOLUMEN DE AZOLVE	POR CIENTO MEDIO POR VOLUMEN
	Miles m ³	Miles m ³	
1964	1 924 665.0	358.59	0.01863
1966	3 840 960.0	1 894.25	0.04931
1967	9 368 638.0	5 420.03	0.05785
1968	5 201 128.0	713.97	0.01372
1969	1 787 121.0	97.80	0.00547
1970	3 135 257.0	1 152.47	0.03675
1971	6 642 169.0	3 080.45	0.04637
1972	2 580 423.0	636.84	0.02467
1974	2 831 840.0	401.91	0.01419
1976	6 534 947.0	3 036.75	0.04646
1977	4 070 219.0	1 649.95	0.04053
1978	3 212 775.0	1 946.43	0.06058
1979	1 947 462.0	397.41	0.02040
SUMA			
PROM.			
	53 077 604.0	20 786.85	0.43493
	4 082 892.6	1 599.0	0.03916

Nota: los años no indicados no tienen registro

Tabla 1.6 Azolve en suspensión (datos anuales) (“Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca”. CFE, 2005)

Finalmente, después de todos los análisis, se determinó lo siguiente:

- 1.- El escurrimiento medio anual estimado a futuro para el sitio de proyecto es de 3 088 Mm³ anuales, evaluado para un período de observación de 54 años (1949-2002).
- 2.- La avenida máxima para un período de retorno de 10 000 años para el diseño de la obra de excedencias tiene un gasto pico de 15 915 m³/s, un volumen de 5 238 Mm³ y un tiempo base de 10.5 días.
- 3.- El volumen medio esperado de azolve es de 4.57 Mm³ anuales.

• **Tránsito de avenidas**

Para controlar la avenida de entrada al vaso de 5 238 Mm³ y pico de 15 915 m³/s y conocer la magnitud del volumen de regulación, se procedió a realizar diversos tránsitos de avenidas por la estructura de control del vertedor, hasta encontrar la solución más satisfactoria.

Con el NAMO conocido y un coeficiente medio de descarga de 2, se hizo variar la longitud efectiva de la cresta y la elevación de la misma transitando la avenida por la estructura de control hasta cumplir las restricciones del gasto unitario que pasa por la cresta vertedora (menores o iguales que $200 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$) y la relación de esbeltez de las compuertas ($1.4 \leq \text{carga}/\text{ancho} \leq 1.6$).

Los tránsitos se hicieron con la política de extracción a modo de mantener el vaso el mayor tiempo posible en el NAMO, descargar el gasto que llega; y cuando este nivel sea rebasado, operar con descarga libre, tratando además de conservar el NAMO hasta el final de la avenida. Los resultados finales que cumplieron lo dicho anteriormente son los siguientes, y en la **figura 1.7** y la **tabla 1.7** se muestra el hidrograma resultante:

ENTRADAS

NAMO	556	msnm
Elevación de la cresta	556	msnm
Longitud de la cresta	72	m
Gasto máximo de entrada	15 110	m^3/s
Coeficiente de descarga	2	

RESULTADOS

Gasto máximo de salida	14 264	m^3/s
Gasto máximo unitario	190	$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$
NAME	578	msnm
Carga máxima	21	m
Número de compuertas	6	
Ancho de la compuerta (b)	12,50	m
Alto de la compuerta (h)	19,42	m
Relación h/b	1,55	
Capacidad al NAME	2 387,4	Mm^3
Área del embalse	3 343	ha

Tabla 1.7 Datos de entrada para obtención del tránsito de la avenida y resultados (“Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca”. CFE, 2005)

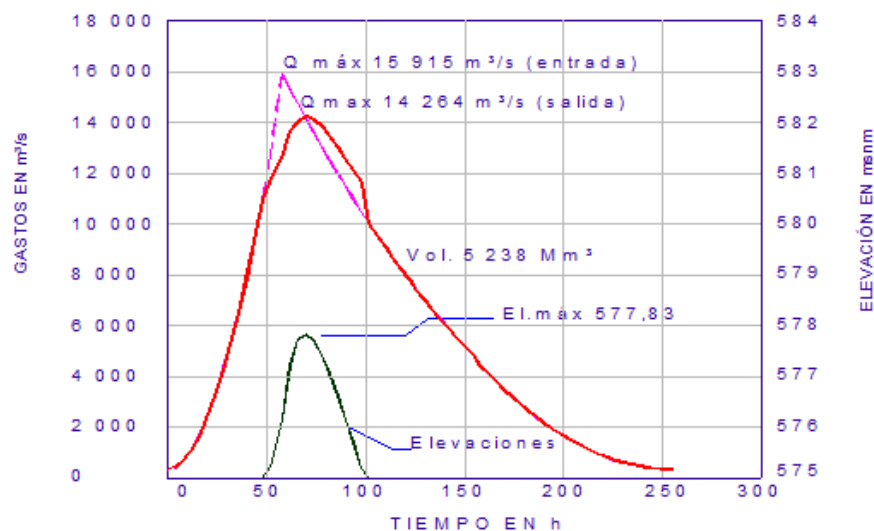


Figura 1.7 Tránsito de la avenida por el vertedor (“Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca”. CFE, 2005)

I.3 Propuesta de las obras de excedencias para el PH La Yesca y selección de ésta.

En la propuesta que se aceptó hasta donde se llegó con esta tesis, el vertedor se encuentra ubicado en la margen izquierda de la presa y está constituido por:

- a) **Un canal de llamada.** De un ancho variable a la elevación 549.40 msnm para conducir la llegada del agua de manera gradual, hacia la sección vertedora.
- b) **Una estructura de control.** La estructura está formada por un cimacio tipo Creager a la elevación 556.00 msnm, con seis vanos de 12.00 m, pilas de 6.80 m y compuertas de 25.00 m de radio. La corona de la estructura se encuentra a la elevación 580.00 msnm.
- c) **Una rápida.** La rápida está formada por tres canales de ancho constante de 23.7 m cada uno. De los cuales, el canal central, llamado el canal número 2 será el de servicio y los otros dos canales, 1 y 3, serán los canales auxiliares. En las **figuras 1.8, 1.9 y 1.10** se presentan las características generales de cada canal.
- d) **Los aireadores.** Cada canal cuenta con un aireador y están ubicados en la salida de la curva parabólica de cada canal. Están constituidos por un escalón deflector y una rampa, a lo ancho del canal de la rápida; los aireadores presentan una pendiente en el piso de 0.02, para el desagüe del flujo de agua que pudiera llegar a introducirse.

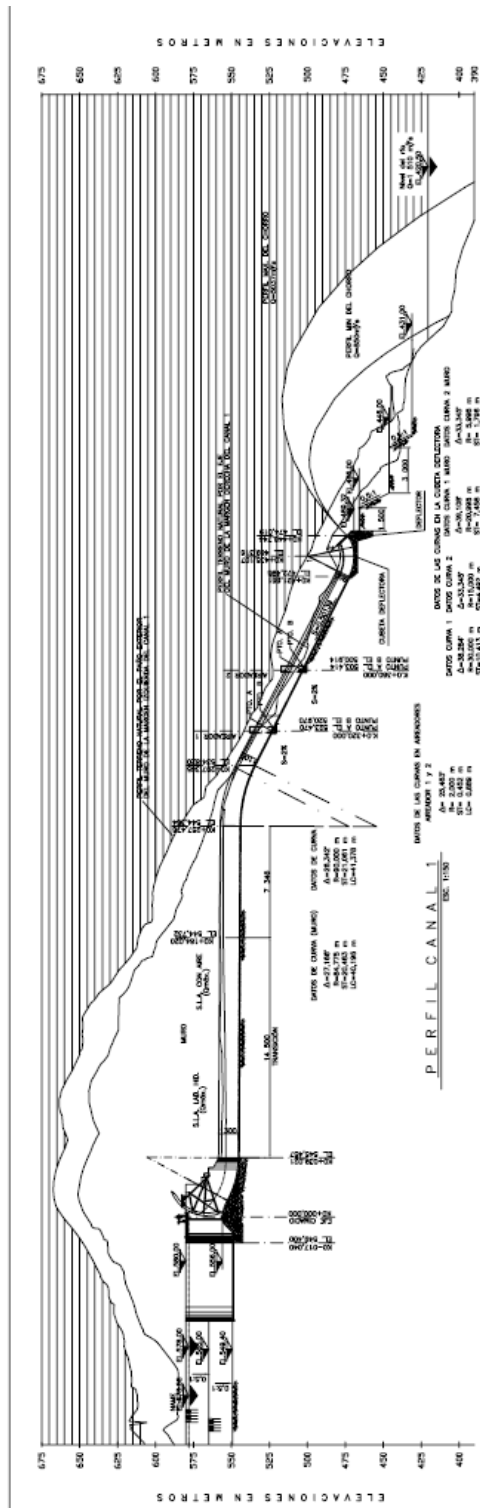
El suministro de aire, simétrico a la plantilla de la rápida, se realiza a través de lumbreras ubicadas en los muros laterales de cada canal; los aireadores, constan de lumbreras de 2.00 x 4.00 m de sección transversal con una abertura de 7.33 m² en su parte inferior. En los muros laterales, se realiza con expansiones del muro de 0.10 m de ancho, en una longitud de 10.00 m.

- e) **Estructura terminal.** El ángulo de despegue de cada cubeta deflectora en los canales es de 30° y el radio de curvatura es de 30.00 m.

En la **tabla 1.8** se observan las características principales de la obra de excedencias y sus aireadores.

DEL VERTEDOR		
Elevación del NAME	578.00	msnm
Elevación del canal de llamada	549.40	msnm
Elevación de la cresta vertedora	556.00	msnm
Longitud de la cresta vertedora	72.00	m
Ancho de cada canal	23.70	m
Número de aireadores	1 por canal	
Ángulo de lanzamiento, cubeta deflectora	30°	
Gasto de diseño del vertedor	15 110	m ³ /s
DE CADA AIREADOR Y LUMBRERA		
Altura de los escalones	2.40	m
Altura de la rampa del aireador	0.25	m
Longitud de la rampa del aireador	2.5	m
Longitud de la lumbrera	4.00	m
Acho de la lumbrera	2.00	m

Tabla 1.8 Datos principales de la obra de excedencias ("Estudio de Factibilidad P.H. La Yesca". CFE, 2005)

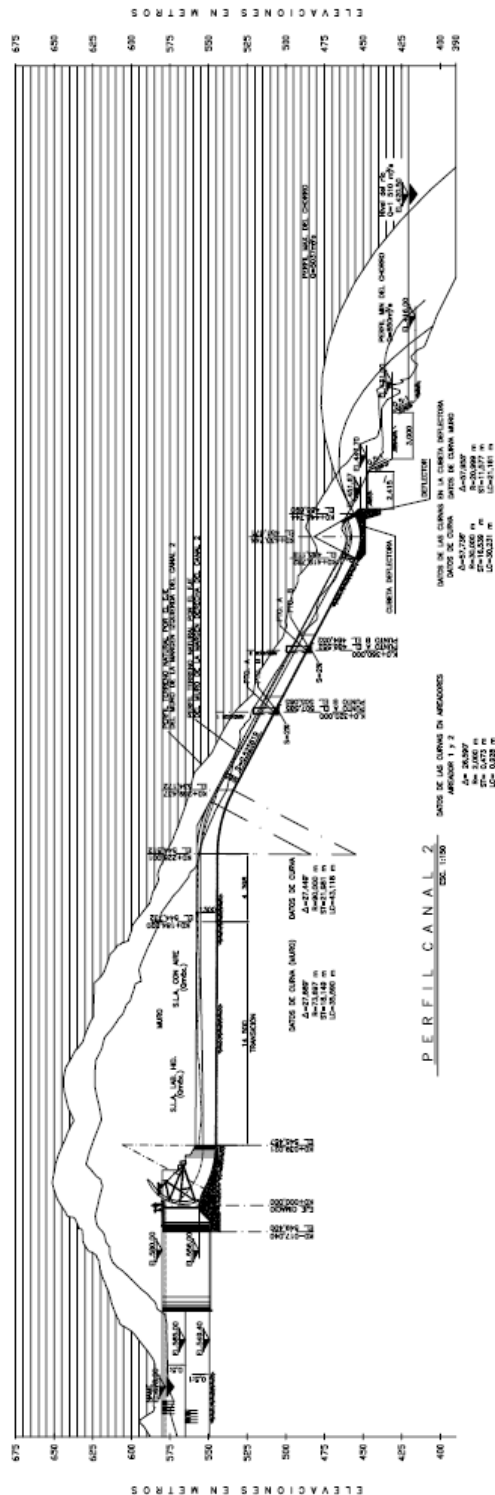


Las características del canal 1, canal auxiliar, son las siguientes:

- La elevación de la cresta del vertedor se encuentra a la 556.00 msnm
- Muro que separa al canal 1 del canal 2 es de 13.0 m de altura antes de la curva vertical, y después de la curva cambia a 9 m
- El canal después del cimacio cuenta con una pendiente de 0.005. Una transición de 145 m de longitud hasta llegar a 73.46 m antes de la curva vertical, hasta llegar a un ancho constante de 23.70 m
- Una curva vertical de 90 m de radio
- Un aireador al término de la curva vertical, a la elevación 534.82 msnm
- Una rápida de 122.933 m de longitud, con una pendiente de 0.501395
- Una cubeta deflectora de 30° de curvatura, a la elevación 470.00 msnm y el labio de la cubeta se encuentra a la elevación 474.019 msnm

(Ver Plano 1.1)

Figura 1.8 Características generales del canal 1. Canal Auxiliar ("Funcionamiento Hidráulico del Vertedor". CFE, 2010)

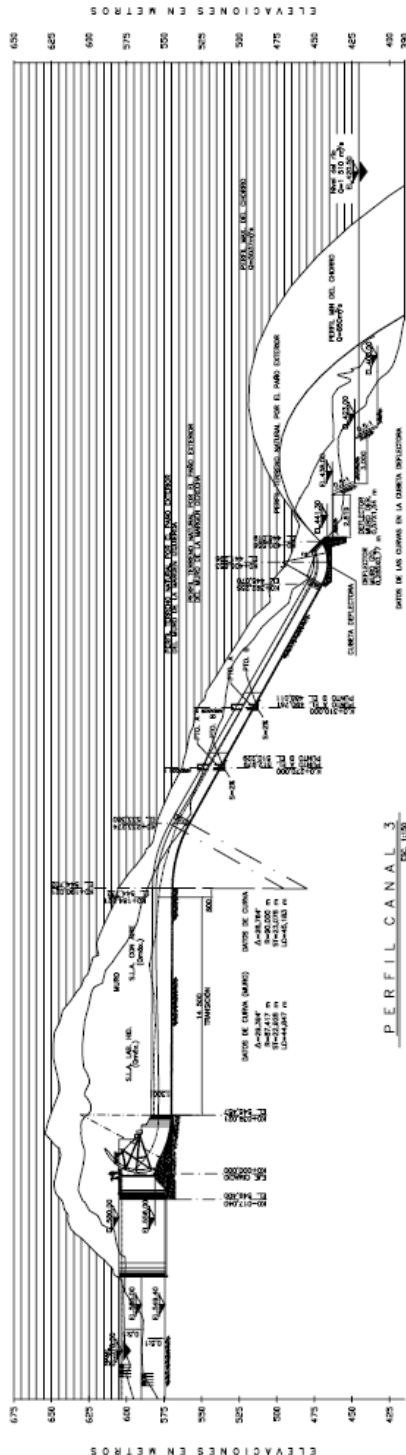


Las características del canal 2, canal de servicio, son las siguientes:

- La elevación de la cresta del vertedor se encuentra a la 556.00 msnm
- Muro que separa al canal 2 del canal 3 es de 13.0 m de altura antes de la curva vertical, y después de la curva cambia a 9 m
- El canal después del cimacio cuenta con una pendiente de 0.005. Una transición de 145 m de longitud hasta llegar a 43.98 m antes de la curva vertical, hasta llegar a un ancho constante de 23.70 m
- Una curva vertical de 90 m de radio
- Un aireador al término de la curva vertical, a la elevación 534.172 msnm
- Una rápida de 150.345 m de longitud, con una pendiente de 0.525819
- Una cubeta deflectora de 30° de curvatura, a la elevación 451.671 msnm y el labio de la cubeta se encuentra a la elevación 455.690 msnm

(Ver Plano 1.2)

Figura 1.9 Características generales del canal 2. Canal de Servicio (“Funcionamiento Hidráulico del Vertedor”. CFE, 2010)



Las características del canal 3, canal auxiliar, son las siguientes:

- La elevación de la cresta del vertedor se encuentra a la 556.00 msnm
- Muro que separa al canal 3 del canal 2 de 13.0 m de altura antes de la curva vertical, y después de la curva cambia a 9 m
- El canal después del cimacio cuenta con una pendiente de 0.005. Una transición de 145 m de longitud hasta llegar a 6.00 m antes de la curva vertical, hasta llegar a un ancho constante de 23.70 m
- Una curva vertical de 90 m de radio
- Un aireador al término de la curva vertical, a la elevación 533.380 msnm
- Una rápida de 157.715 m de longitud, con una pendiente de 0.555467
- Una cubeta deflectora de 30° de curvatura, a la elevación 442.00 msnm y el labio de la cubeta se encuentra a la elevación 446.019 msnm.

(Ver Plano 1.3)

Figura 1.10 Características generales del canal 3. Canal Auxiliar ("Funcionamiento Hidráulico del Vertedor". CFE, 2010)

CAPÍTULO II.- CAVITACIÓN

II.1 ANTECEDENTES

La cavitación es un fenómeno que se produce siempre que la presión en algún punto o zona de la corriente de un líquido desciende por debajo de un cierto valor mínimo admisible, llamado presión de vaporización. El fenómeno puede producirse lo mismo en estructuras hidráulicas estáticas (vertedores, tuberías, venturis, etc.), que en máquinas hidráulicas (bombas, hélices, turbinas).

La cavitación o aspiración en vacío es un efecto hidrodinámico que se produce, por ejemplo, cuando el agua o cualquier otro fluido en estado líquido pasa a gran velocidad por una arista afilada, produciendo una descompresión del fluido. Puede ocurrir que se alcance la presión de vapor del líquido de tal forma que las moléculas que lo componen cambian inmediatamente a estado de vapor, formándose burbujas o, más correctamente dicho, cavidades. Las burbujas formadas viajan a zonas de mayor presión e implotan (el vapor regresa al estado líquido de manera súbita, “aplastándose” las burbujas bruscamente), produciendo una estela de gas y un arranque de material de la superficie en la que se origina este fenómeno.

La implosión causa ondas de presión que viajan en el líquido. Estas ondas se pueden disipar en la corriente del líquido o pueden chocar con una superficie. Si la zona donde chocan las ondas de presión es la misma, el material tiende a debilitarse y se inicia una erosión que, además de dañar la superficie, provoca que ésta se convierta en una zona de mayor pérdida de presión y por ende de mayor foco de formación de burbujas de vapor. Si las burbujas de vapor se encuentran cerca o en contacto con una pared sólida cuando implotan, las fuerzas ejercidas por el líquido al aplastar la cavidad dejada por el vapor, dan lugar a presiones locales muy altas, ocasionando picaduras sobre la superficie sólida. El fenómeno generalmente va acompañado de ruido y vibraciones, dando la impresión de que se tratara de grava que golpea en las diferentes partes de la estructura. (*“Manual de Obras Civiles: Hidrotecnia”, CFE, 1981*).

El daño por cavitación tiene un aspecto semejante a picaduras por corrosión, pero las zonas dañadas son más compactas y la superficie es más irregular. En el esquema de la **figura 2.1**, se analiza el fenómeno con una sola burbuja formada y pasando por el siguiente comportamiento:

- Se forma una burbuja de cavitación sobre la película protectora de la estructura;
- El colapso de la burbuja causa la destrucción local de esta película;
- La superficie no protegida del material está expuesta al medio corrosivo y se forma una nueva película por medio de una reacción de corrosión;
- Se forma una nueva burbuja en el mismo lugar, debido al aumento de poder nucleante de la superficie irregular;
- El colapso de la nueva burbuja destruye otra vez la película;
- La película se forma de nuevo y el proceso se repite indefinidamente hasta formar huecos bastante profundos.

La formación y el aplastamiento de un gran número de burbujas en una superficie dan lugar a esfuerzos locales muy intensos, mismos que parecen dañar la superficie por fatiga. Algunos materiales dúctiles pueden resistir el bombardeo por un periodo, llamado periodo de incubación; mientras que materiales frágiles pueden perder parte del mismo inmediatamente.

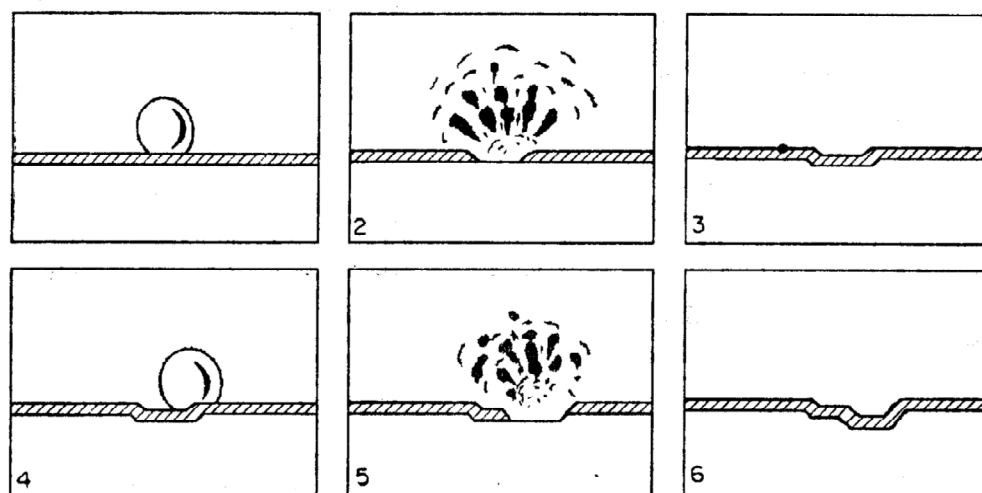


Figura 2.1 Proceso de la cavitación (Ricketts, Loftin, Merrit, 2004)

El proceso físico de la cavitación es casi exactamente igual que el que ocurre durante la ebullición. La mayor diferencia entre ambos consiste en cómo se efectúa el cambio de fase. La ebullición eleva la presión de vapor del líquido por encima de la presión ambiente local para producir el cambio a fase gaseosa, mientras que la cavitación es causada por una caída de la presión local por debajo de la presión de vapor y a temperatura constante. (Ricketts, Loftin, Merrit, 2004).

Cavitación en cimacios vertedores

Cuando la velocidad del flujo es alta y no hay acceso de aire, la reducción de presión provocada por un cambio de dirección divergente, un obstáculo, y aún la rugosidad de la superficie, puede hacer que la presión crítica se exceda y que en esa zona se forme una cavidad llena de vapor de agua. La cavidad que se presenta trae consigo un efecto que induce altos esfuerzos en la superficie del material.

El efecto se debe al desprendimiento de burbujas de vapor de la cavidad, que al circular hacia aguas abajo se encuentran en una región de mayor presión donde se condensan súbitamente produciéndose una reducción violenta de volumen del orden de 100 a 1000 veces, en milésimas de segundo, al pasar la burbuja del estado gaseoso al estado líquido. Si esto sucede cerca de una frontera rígida, inducirá esfuerzos muy altos, hasta de 10 kg/cm² que al repetirse continuamente desprenderán material, aún en superficies de acero (Ricketts, Loftin, Merrit, 2004).

El parámetro que se emplea para describir las condiciones del escurrimiento relacionadas con este fenómeno de cavitación, es el número de Thoma ó índice de cavitación que está dado por:

$$\sigma = \frac{h_p - h_v}{\frac{v^2}{2g}} \quad (2.1)$$

Donde:

hp = carga de presión en la zona de interés, en metros

hv = carga de vaporización del líquido, en metros

v²/2g = carga de velocidad de la zona de interés, en metros.

La carga de vaporización “**hv**”, depende del grado de pureza y la temperatura del líquido, los otros dos valores deben ser representativos de las condiciones del flujo directamente relacionados con el fenómeno.

Para que se eviten las posibilidades de que en un determinado punto de una obra se presente cavitación, es necesario se obtenga experimentalmente el **índice de cavitación incipiente σ_i** , de una superficie o irregularidad semejante a la de la obra, utilizando las cargas de presión y de velocidad que existan en el momento en que aparecen las primeras manchas blancas, características del inicio de la cavitación, y compararlo con el índice de cavitación **σ** , que se puede presentar durante la operación. Para un escurrimiento con **σ** mayor que **σ_i** no habrá cavitación; por lo que para **σ** menor que **σ_i** , sí la habrá. (Ricketts, Loftin, Meritt, 2004).

El valor numérico de **σ_i** indicará la tendencia de que en un obstáculo o rugosidad se presente cavitación. Si la **σ_i** asociada a una frontera conocida es pequeña, será difícil que ocurra el fenómeno.

Básicamente, la cavitación en obras vertedoras se puede presentar en superficies rugosas y atrás de irregularidades.

Cavitación en superficies rugosas

La cavitación en superficies rugosas se presenta primero en las rugosidades que sobresalen más; sin embargo, si el colado ha sido cuidadoso o se ha dado a la superficie un acabado que elimine las protuberancias u oquedades más notables, se puede aceptar que la superficie tenga una rugosidad más ó menos uniforme. Esta rugosidad, además de influir en el perfil de velocidades y en las características de la turbulencia, ayuda a la presencia de núcleos que facilitan la presencia de la cavitación. (“Manual de Obras Civiles: Hidrotecnia”, CFE, 1981).

Para estimar la posibilidad de que se presente cavitación y por tanto, daños en una superficie rugosa, se utilizará el índice de cavitación local, que está dado por:

$$K = \frac{hp - hv}{\frac{v_k^2}{2g}} \quad (2.2)$$

Donde:

hp = carga de presión, en metros

hv = carga de vaporización, en metros

v_k = velocidad a la altura “k” de la superficie, en metros por segundo

K = rugosidad equivalente

Una vez determinado este índice, para cualquier punto de la obra y condiciones de operación, se compara con el índice de cavitación local incipiente, σ_{ki} , correspondiente a una superficie de acabado parecido. En zonas donde σ_k sea menor que σ_{ki} , es de esperarse erosiones por cavitación. A continuación se describe cada una de las variables y se indica como determinarlas.

- **Carga de presión**

Para tramos donde la obra sea prismática, la carga de presión hp , será igual a la proyección vertical de la profundidad a la que se encuentre el punto de interés, hp_i . Si hay curvatura vertical, deberá hacerse la corrección:

$$hp = hp_i + \left(\frac{d}{g}\right)\left(\frac{v^2}{\pm r}\right) \quad (2.3)$$

Donde:

Curvatura cóncava (+r)

Curvatura convexa (-r)

Sin curvatura ($r = \infty$)

d = profundidad del punto, medido perpendicularmente al piso de la obra

g = aceleración de la gravedad

r = radio de curvatura de la línea de corriente (prácticamente igual a la del piso de la obra)

v = velocidad media del escurrimiento (aproximadamente igual a $\sqrt{2gh}$)

En la **figura 2.2** se muestran estas variables para un punto del piso de la obra.

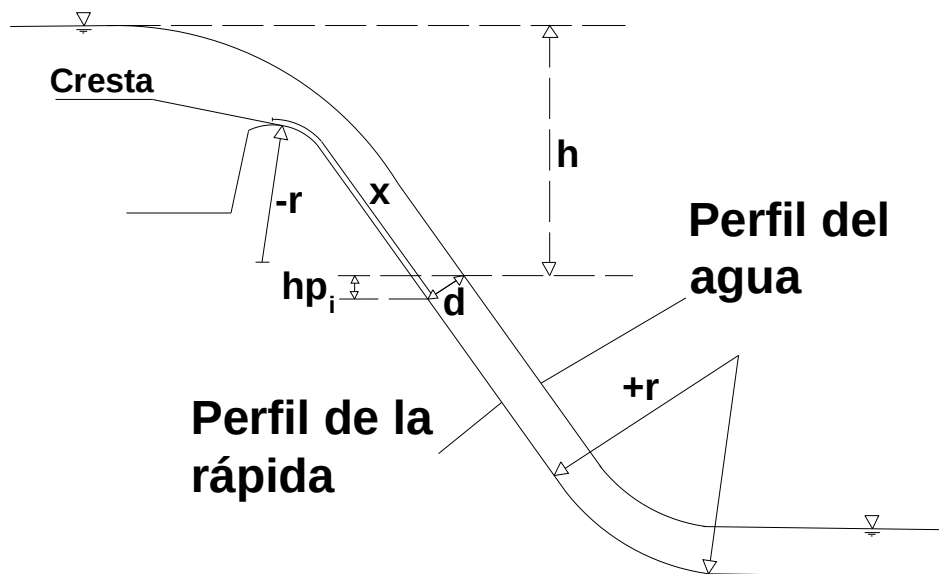


Figura 2.2 Esquema que muestra las dimensiones de **h**, **x**, **d**, y **hp**. (“Diseño Hidráulico de Estructuras”, Sotelo 2000)

- **Carga de vaporización**

Esta carga depende del grado de pureza del agua y de su temperatura. A menor temperatura y mayor pureza, se tendrá un h_v menor. Para el agua a temperatura ambiente, h_v tendrá un valor comprendido entre -9.30 y -9.90 metros. Para determinarlo se puede utilizar la gráfica mostrada en la **figura 2.3**.

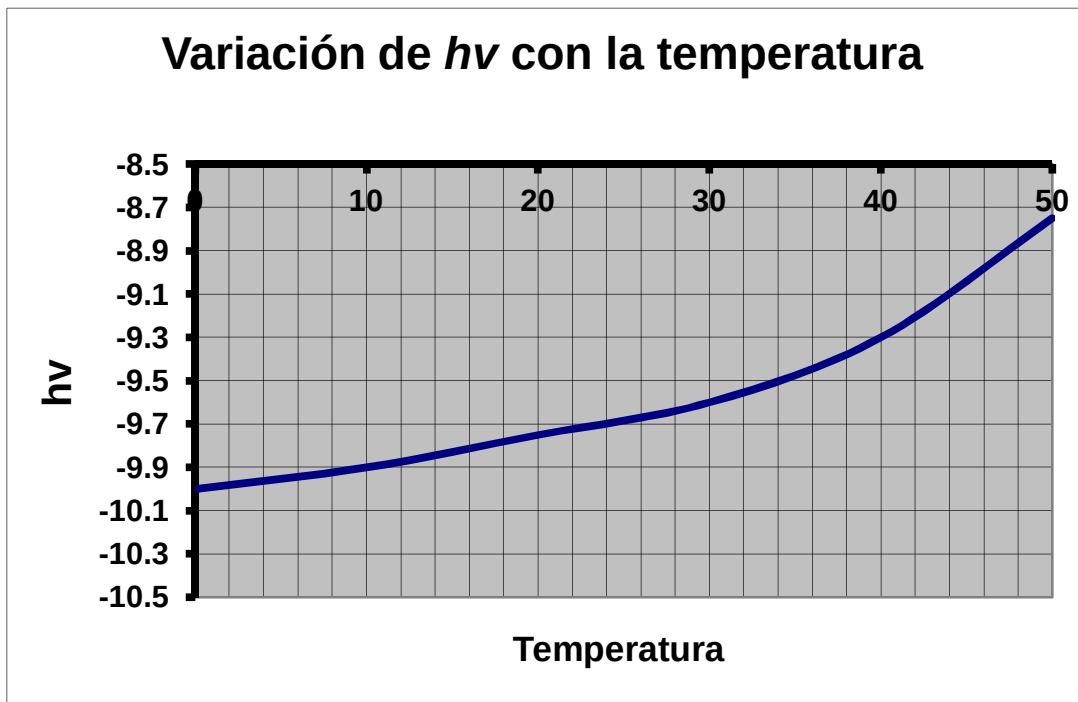


Figura 2.3 Variación de h_v con la temperatura (“Diseño Hidráulico de Estructuras” Sotelo, 2000)

- **Carga de velocidad local**

La carga de velocidad requiere la determinación de v_k , o sea la velocidad del flujo cerca de la pared. Se puede observar que aunque el agua al entrar en la obra de excedencia aumente de velocidad conforme desciende por la conducción, cerca de la pared hay un efecto opuesto al anterior debido al frenado que la pared induce en el fluido.

Para encontrar una velocidad representativa se puede emplear la velocidad a una distancia pequeña de la pared, por ejemplo 1 centímetro. Sin embargo, como las superficies pueden ser de diferente rugosidad, el criterio anterior no es consistente, ya que en una superficie lisa la velocidad a 1 centímetro de ella es menos representativa que en una rugosa. Para evitar el problema anterior es mejor emplear la velocidad del flujo a una distancia proporcional a la rugosidad de la superficie, por ejemplo a una distancia k igual a la rugosidad equivalente de Nikuradse. (“Manual de Obras Civiles: Hidrotecnia”, CFE, 1981).

Es posible que se obtenga una expresión para la v_k mediante las leyes de distribución de velocidad cerca de la superficie (“Dinámica de los Fluidos” de Daily, J.W. y Harleman, 1975), así se encuentra que:

$$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + \log\left(\frac{x}{k}\right)} \quad (2.4)$$

Donde:

g = aceleración de la gravedad

h = caída vertical medida de la superficie libre del vaso a la superficie libre del escurrimiento en la sección considerada.

k = rugosidad equivalente de superficie

x = distancia desde la cresta del cimacio hasta el punto de interés

Para utilizar la expresión anterior se debe determinar la rugosidad equivalente de la superficie de la conducción, **k**, con la **tabla 2.1**, mostrada a continuación.

MATERIAL	k (mm)
Vidrio	0.05 a 0.90
Cemento:	
Bien terminado	0.20 a 1.20
Mortero	0.30 a 2.20
Concreto:	
Bien terminado	0.30 a 1.50
Aplanado con llana	0.50 a 2.20
Aplanado con plana	0.90 a 3.20
Sin terminar	1.50 a 12.00
Cimbra de acero	0.60 a 1.50
Cimbra de madera cepillada	0.60 a 3.20
Cimbra de madera sin cepillar	2.20 a 14.00
Sunita	3.20 a 15.00
Muy maltratado	5.00 a 20.00

Tabla 2.1 Valores de “k” para diversos materiales (Manual de Diseño de Obras Civiles. Cap. 10, CFE, 1981)

- **Índice de cavitación local incipiente**

Ya una vez que se obtuvo el índice de cavitación local σ_k para cualquier punto de la obra y condiciones de escurrimiento, se procede a compararlo con el índice de cavitación local incipiente σ_{ki} , el cual se ha obtenido de mediciones experimentales y de literatura disponible de una superficie o irregularidad semejante a la de la obra; para tal índice se recomiendan los siguientes valores:

Para $0 < k < 5(\text{mm})$:

$\sigma_{ki} = 1.3 \rightarrow$ para superficies con acabado de concreto

$\sigma_{ki} = 1.8 \rightarrow$ para superficies con acabado de cimbra

Para $5 < k < 10(\text{mm})$:

$\sigma_{ki} = 1.5 \rightarrow$ para superficies con acabado de concreto

$\sigma_{ki} = 2.2 \rightarrow$ para superficies con acabado de cimbra

Donde k es la rugosidad equivalente de la superficie o la altura de los escalones perpendiculares al flujo dejado por la cimbra.

Existe una clasificación de los niveles de cavitación, desde el inicio de la misma ó cavitación incipiente, hasta la supercavitación que es la etapa en la que se forman estelas huecas.

En una obra hidráulica se puede presentar erosión por cavitación ante cualquier cambio de dirección, atrás de un obstáculo, o debido a la rugosidad de la superficie sobre la cual ocurre el flujo de alta velocidad. Este último caso puede ser el más crítico, debido a las grandes áreas que sería necesario proteger si se quiere evitar este fenómeno, además debe tenerse en cuenta que una vez que el daño se inicia, él mismo sirve de para acelerar el proceso de erosión. (Ricketts, Loftin, Merrit, 2004).

Cavitación atrás de irregularidades

En los puntos anteriores se desarrolló un método para limitar las zonas expuestas a cavitación en superficies de obras vertedoras; en él se consideró que la conducción estaba perfectamente alineada y que no había irregularidades en los acabados de concreto.

En este punto se complementa el método anterior, a fin de que se estudie la posibilidad de cavitación atrás de irregularidades locales y en desalineación en las obras de excedencia. La metodología consiste en que se calcula el índice de cavitación debido a un escurrimiento dado y asociado a una irregularidad de cierta geometría, y se compara con el índice de cavitación incipiente que corresponde a esa geometría. Si el índice de cavitación es mayor que el incipiente, no cabe esperar daños por este efecto. (“Manual de Obras Civiles: Hidrotecnia”, CFE, 1981).

✓ Irregularidades locales

Estas irregularidades, comunes en los acabados de concreto, se pueden clasificar en: escalones, ranuras y protuberancias, como se muestra en la **figura 2.4**. Con objeto de simplificar el método, las irregularidades se considerarán bidimensionales y perpendiculares al flujo, suposiciones que están del lado de la seguridad. (“Manual de Obras Civiles: Hidrotecnia”, CFE, 1981).

✓ Escalones

Pueden ser contra el flujo o a favor de él. Se pueden presentar en la unión de dos colados sucesivos, donde la cimbra no se mantuvo a nivel de la superficie colada, o en lugares donde la cimbra sufre discontinuidades. (“Manual de Obras Civiles: Hidrotecnia”, CFE, 1981).

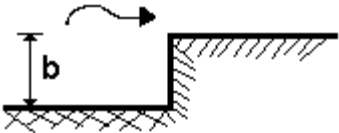
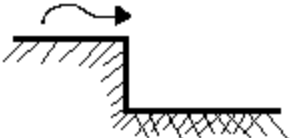
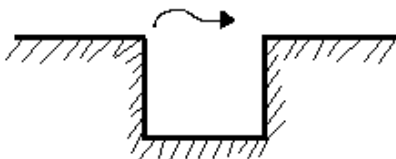
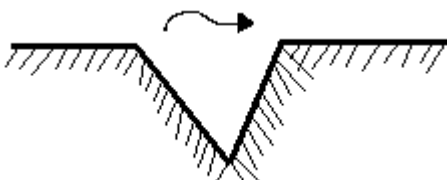
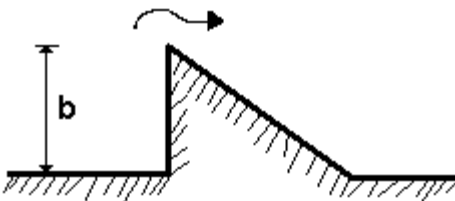
ESQUEMA DE LA IRREGULARIDAD	VELOCIDAD CARACTERÍSTICA	ÍNDICE DE CAVITACIÓN INCIPIENTE
 Escalón contra el flujo	Vb	2.4
 Escalón a favor del flujo	Vk	1.1
 Ranura rectangular	Vk	1.5
 Ranura triangular	Vk	1.4
 Protuberancia circular	Vb	1.4
 Protuberancia triangular	Vb	1.6

Figura 2.4 Diversos tipos de irregularidades locales con su velocidad característica e índice de cavitación incipiente (Manual de Diseño de Obras Civiles. Cap. 10, CFE, 1981)

✓ **Ranuras**

En el caso de ranuras, tanto rectangulares como triangulares, también es razonable utilizar la velocidad cercana a la pared, v_k , solo que ahora el agua choca contra la pared opuesta a la ranura y la cavitación se producirá con velocidad menor, ó mayor carga, que en caso de escalones a favor del flujo. (*“Manual de Obras Civiles: Hidrotecnia”*, CFE, 1981).

✓ **Protuberancias**

Dentro de la gran variedad de formas que pueden tener las protuberancias se escogieron dos: circulares y triangulares, como representantes de este tipo de irregularidad. Para estar del lado de la seguridad, se debe utilizar la velocidad a la altura de la protuberancia, calculada en la misma forma que para el caso de escalones contra el flujo. (*“Manual de Obras Civiles: Hidrotecnia”*, CFE, 1981).

En el esquema de la **figura 2.4** se muestran distintos casos de irregularidades para los acabados de concreto en las obras de excedencia, en el cual da la posibilidad de que se presente cavitación.

En la misma figura se indican sus propios valores de k_i según sea el caso y la velocidad característica a considerar. Se debe mencionar que la velocidad v_k es la misma para la carga de velocidad local, con excepción de los casos donde se indica la distancia “**b**”, en los que la velocidad se calcula de la siguiente forma:

$$\frac{v_b}{v_k} = 0.68 \log\left(\frac{b}{x}\right) + 1.0 \quad (2.5)$$

✓ **Desalineamientos**

Se entiende por desalineamiento a un cambio de dirección en la conducción, debido a que los colados no se hicieron con cimbra perfectamente recta ni alineada, como se ve en la **figura 2.5**.

Una característica definitiva es su tamaño relativamente grande con respecto a las irregularidades locales. Dos causas que provocan desalineamiento son: los colados sucesivos que no se alinearon bien, ó la cimbra que cedió hacia dentro debido al empuje del concreto fresco. (*“Manual de Obras Civiles: Hidrotecnia”*, CFE, 1981).

✓ **Desalineamiento debido a cimbras mal alineadas**

Puede tener su acceso aguas arriba, horizontal o en subida. En los dos casos, la zona crítica, donde primero se presentaría cavitación es inmediatamente después del quiebre.

Para desalineamiento con acceso horizontal, se puede calcular el índice de cavitación mediante la velocidad local, v_k , y compararlo con un índice de cavitación incipiente igual a 1.05.

Para desalineamientos de acceso a subida, se debe utilizar la velocidad v_b , donde “**b**” es la altura del desalineamiento y comparar **b** con un índice de cavitación incipiente igual a 1.0. Esto es, si el índice de cavitación es mayor que 1.0, no es de esperar erosión por cavitación. (*“Manual de Obras Civiles: Hidrotecnia”*, CFE, 1981).

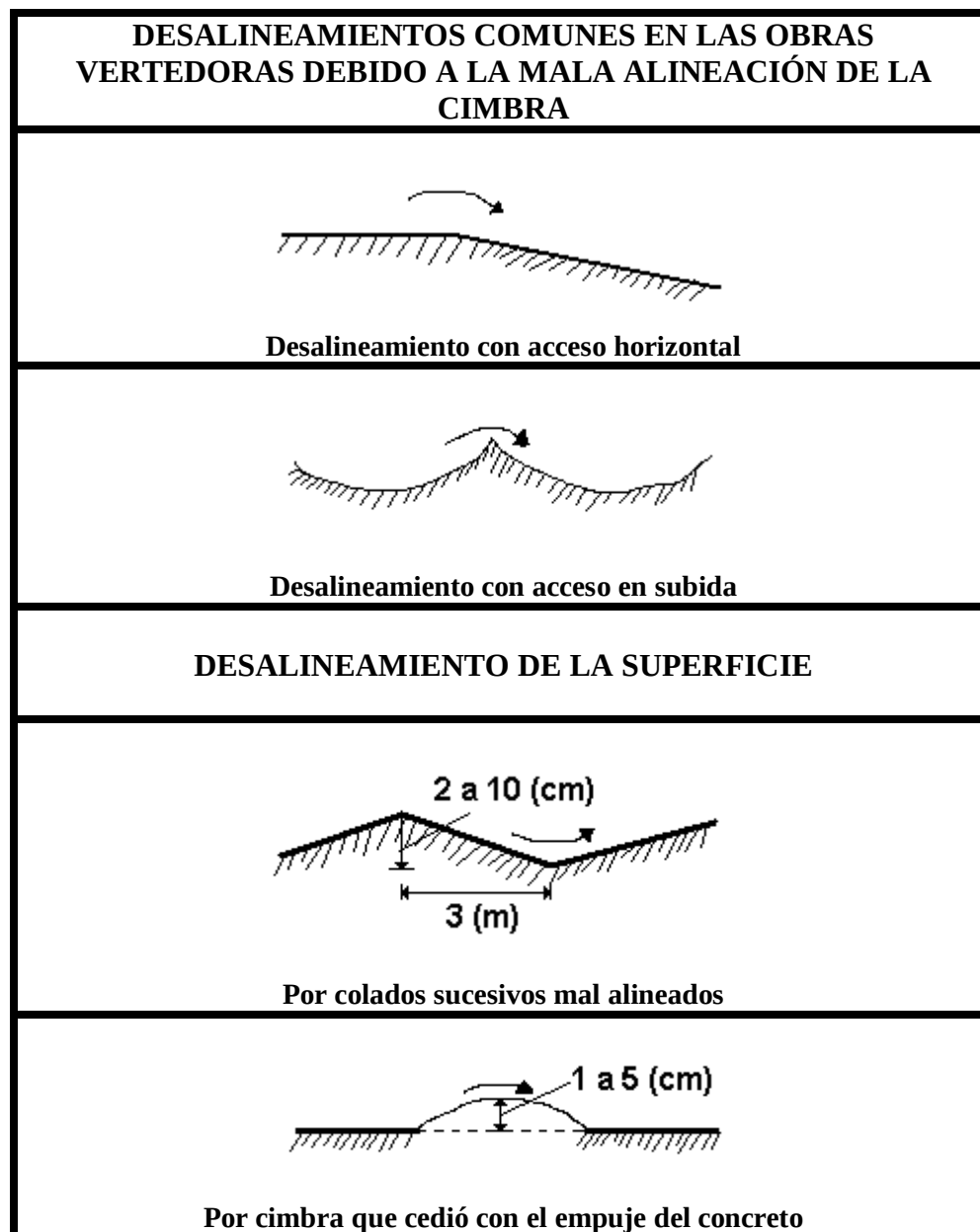


Figura 2.5 Desalineamientos comunes en las obras vertedoras (Manual de Diseño de Obras Civiles. Cap. 10, CFE, 1981)

✓ **Desalineamientos debidos a que la cimbra cedió**

En este caso, los extremos de la cimbra estuvieron rígidos, pero debido a la presión del concreto fresco, la cimbra cedió en su parte media abombándose hacia adentro. Esto ocasiona que en las paredes de la conducción aparezcan protuberancias. Para estos desalineamientos se debe utilizar la velocidad a la altura máxima de la protuberancia, v_b y no tomar en cuenta el cambio en la presión local para el cálculo del índice de cavitación.

Si este índice de cavitación es mayor que 1.4 no son de esperarse erosiones atrás de este tipo de obstáculos. (“Manual de Obras Civiles: Hidrotecnia”, CFE, 1981).

II.2.- CASOS DE FALLA

Cuando pasa mucho tiempo ocurriendo el fenómeno de cavitación, numerosos vacíos colapsan y en consecuencia aparecen muchísimas picaduras, que eventualmente coinciden, produciendo grandes agujeros. Con estos daños progresivos se agravan las zonas localizadas de baja presión, por ello, se sigue dando la continuación del daño.

La existencia y la extensión del daño por cavitación dependen de las siguientes características:

- 1) el nivel del daño,
- 2) la velocidad del flujo,
- 3) el flujo de fondo,
- 4) la elevación de la estructura sobre el nivel del mar,
- 5) el tiempo en que ha ocurrido cavitación.

Los daños por cavitación se detectan en uno o más puntos en la estructura y esencialmente en todos los lugares donde existan flujos a altas velocidades. Sin embargo, y afortunadamente, la mayoría de los daños son menores y los resultados de las condiciones de cavitación están muy cerca del nivel de daño incipiente.

Por ejemplo, en la presa de Lobby, en tiempo de su construcción, sobre el alineamiento del canal en forma de parábola invertida, resultó un daño por cavitación removiendo el concreto y el acero de refuerzo completamente en un área de 15.25 m de largo por 2.14 m de ancho y más de 0.76 m de fondo o por dentro de la estructura, entre el piso y la pared derecha (Reagan 1979). En las presas de Hoover, Yellowtail y Glen Canyon, ocurrieron severos daños por cavitación en los túneles del vertedor, cerca del punto de tangencia de la curva vertical, la cual disminuye con la pendiente del vertedor.

Los vertedores de estas presas son de tipo túnel, los cuales estaban operando en condiciones de flujo en canal abierto con velocidades en exceso promedio de 30.5 m/s cuando ocurrieron los daños. Condiciones similares de flujo se pueden dar en un vertedor de rampa y muy probablemente en otro tipo de vertedores. Con estudios de este tipo, se pudieron obtener parámetros razonables de cavitación. Como regla empírica, la cavitación se debería estudiar o investigar para cualquier velocidad de flujo que se encuentre por encima de los 10 m/s.

Pero no solo en el mundo se han dado casos de falla en las presas, también en México se han presentado este tipo de acontecimientos. Como ejemplo, se describirán dos casos importantes de falla en la operación de vertedores; estos son, el de la presa Adolfo López Mateos, conocida como “El Infiernillo”, situada entre los estados de Guerrero y Michoacán, y la presa Netzahualcóyotl (Malpaso), ubicada en el estado de Chiapas, sobre el río Grijalva.

La presa El Infiernillo cuenta con tres vertedores que están localizados en la ladera izquierda. Cada estructura tiene tres compuertas radiales (7.5 x 15 metros) y está conectada a un túnel de 13 metros de diámetro; la cota superior de las compuertas está a la elevación 169.0 msnm. Los vertedores fueron diseñados para un gasto máximo de 3 500 m³/seg, por unidad y volumen total de 10 300 Mm³. El cierre de la presa se llevó a cabo el día 15 de junio de 1964, en ese mismo año se presentó una avenida que obligó a que trabajara la obra de excedencia. El flujo de agua por el túnel 5 fue normal hasta que el caudal llegó a un volumen de 200 m³/seg; la vena líquida no se despegó completamente a la salida del salto de ski, pues aparentemente se formó un remanso hidráulico dentro del túnel.

A partir de este gasto, la turbulencia y la cantidad de aire incluida aumentaron en forma apreciable y se empezaron a escuchar ruidos desde la galería de drenaje de la elevación 80 y desde el túnel 4. A medida que el caudal aumentaba, el tirante en el túnel era mayor que el previsto por las mediciones en el modelo hidráulico. Para el gasto de $400 \text{ m}^3/\text{seg}$ se hicieron determinaciones de velocidad superficial; el tiempo medido con flotadores entre la entrada y el portal de salida varió de 15 a 16 segundos. El aire arrastrado por el escurrimiento era importante y continuo.

A principios de septiembre se observó pulsación en la corriente de aire, aumento de turbulencia y formación de ondas estacionarias en el interior del túnel. Para un gasto de $1\,000 \text{ m}^3/\text{seg}$, el nivel de agua a la salida alcanzaba a la sección diametral del túnel 5. El 13 de septiembre se registró un brusco incremento de 1.5 m en el tirante de agua y disminución en la velocidad superficial; el tiempo de recorrido de flotadores entre la entrada y el portal de salida resultó variable entre 32 y 48 segundos, en cinco determinaciones. Evidentemente el funcionamiento del vertedor era anormal, pero no podía pararse porque continuaba el montaje de las compuertas radiales y los mecanismos de operación. Así, algunos días después, se interrumpieron las descargas para inspeccionar los vertedores. Las observaciones hechas se presentan a continuación:

- a) El túnel 5 no acusaba daño apreciable en la sección vertedora ni en la transición; defectos tales como agujeros para anclar formas y placas del acero, no habían inducido desgaste visible en el concreto. En la junta de la transición y el codo se desprendieron dos masas de concreto reforzado, ubicadas simétricamente en relación al plano vertical que contiene el eje del túnel, y que corresponden a zonas de colado difícil. A partir de la última junta del codo y una longitud de 40 m, la mitad inferior del revestimiento desapareció. La profundidad media de socavación en la roca (conglomerado silicificado) fue de 4 m, con un máximo de 8 m; coincidió con una fractura geológica importante. El volumen de materiales socavados por el agua resultó de $1\,200 \text{ m}^3$, aproximadamente. El concreto de la clave no se derrumbó en esta parte del túnel. Aguas abajo y en un tramo de 100 m, se observó erosión intensa del revestimiento, seguramente producida por los bloques de concreto y de roca acarreados por el agua. En el resto del túnel, hasta el portal de salida, no se apreciaron daños de consideración.
- b) El túnel 3 operó con gastos variables, entre 500 y $110 \text{ m}^3/\text{seg}$ y tan solo durante una hora. No se registraron perjuicios importantes, excepto erosión incipiente en la parte final del codo y el tramo adyacente en el túnel, donde el concreto había sido mal colocado.

Durante el mes de julio de 1965, el túnel 3 presentó daños severos en un tramo de 30 m de longitud, a continuación del codo. El revestimiento de la cubeta desapareció y la erosión afectó a la roca. El volumen estimado de la socavación fue de 400 m^3 . En la temporada de lluvias de 1966, se operaron los tres vertedores. No se observaron mayores daños; sin embargo, fue necesario reparar erosiones que aparecían con frecuencia aguas abajo del codo y en la junta de unión de éste con la transición superior. (*"Presas de Tierra y Enrocamiento"*, Marsal, Raúl, 1975)

Como segundo caso, se presenta la presa Netzahualcóyotl, o Malpaso. Es importante se subraye que los daños ocasionados por corrientes de alta velocidad se presentan a continuación del codo de un túnel vertedor, donde existe un cambio importante de dirección; también se ha registrado desgaste excesivo en las estructuras de algunos vertedores de canal abierto que rematan en deflector curvo. Un caso digno de mención por los volúmenes que ha descargado, es el vertedor de esta presa. En los cinco primeros años de operación habían pasado $70 \times 10^9 \text{ m}^3$, aproximadamente, con gastos máximos de $1\,500 \text{ m}^3/\text{seg}$, y la erosión del concreto, solo apreciable en el tanque amortiguador, era relativamente pequeña.

En octubre de 1970, al suspenderse el derrame del vertedor de operación, se observó que algunas losas del revestimiento estaban desprendidas y apiladas en el talud de salida del tanque amortiguador.

Desaguado éste se pudo comprobar que el 60% del revestimiento del piso había sido destruido por el agua y que la roca de cimentación presentaba erosión hasta de 6 m de profundidad, bajo su nivel original, a lo largo del sistema de fracturas predominante. Estudios con modelos hidráulicos verificaron que la causa del daño era el desarrollo de una subpresión no tomada en cuenta al proyectar el revestimiento de concreto y su anclaje a la roca de cimentación (Sánchez Bribiesca, 1971). La reparación se hizo con base en las mediciones del laboratorio, lo que obligó a aumentar el espesor de las losas y el anclaje de sujeción, incrementando con esto el costo de la obra.

Estos ejemplos citados no son los únicos que se han encontrado durante el proceso de construcción de las presas en México. Puede afirmarse que en toda esta obra de este tipo se han presentado problemas de diversa índole. La geología, la información hidrológica disponible, la incertidumbre de los fenómenos naturales y las circunstancias económicas y contractuales que concurren durante la realización de un proyecto hidráulico, hacen que sea remota la posibilidad de dos casos iguales. Por ello, el diseño de este tipo de obras puede ser flexible y se puede considerar terminado después de haberlo expuesto a varios años de operación. (*“Presas de Tierra y Enrocamiento”*, Marsal, Raúl, 1975).

Los criterios generales y la experiencia en este campo de la ingeniería, constituyen las bases de trabajo; pero, en muchos casos, es tan complejo el problema o las incógnitas involucradas, que debe proyectarse la presa a medida que se construye, con el apoyo de mediciones de campo.

Cavitación inducida

Continuando con la teoría de cavitación en vertedores, el resultado de los daños potenciales por cavitación depende de la apariencia física de la estructura, la velocidad y la elevación están relacionadas con el índice de cavitación σ que emana de la ecuación de la energía, ecuación fundamental de la hidráulica:

$$\frac{v_0^2}{2g} + \frac{P_0}{\gamma} + z_0 = \frac{v_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} + z_1 \quad (2.6)$$

Donde:

P = presión absoluta

$H = P/\gamma$

Por lo que la ecuación queda:

$$\frac{H_1 - H_0}{\frac{v_0^2}{2g}} = 1 - \left(\frac{v_1}{v_0}\right)^2 + \frac{z_0 - z_1}{\frac{v_0^2}{2g}} \quad (2.7)$$

Para altas velocidades, la elevación en la ecuación anterior se puede cancelar. Los parámetros dimensionales del lado izquierdo de la ecuación son conocidos como parámetros de presión.

Ahora, se reemplaza H_1 con la presión absoluta requerida para la vaporización de agua, y a la elevación de la estructura sobre el nivel del mar y se acomodan los términos en orden tal que σ sea positiva; por lo que el índice de cavitación será:

$$\sigma = \frac{H_0 - H_v}{\frac{v_0^2}{2g}} \quad (2.8)$$

Donde:

H_0 = presión de referencia, en metros

H_v = presión de vaporización del agua en metros

El daño por cavitación inducida se puede evitar por varios métodos. Como se contempló anteriormente, el daño se puede impedir cuando se incrementa el índice de cavitación y/o a condición del perfil. Sin embargo, los cambios de este tipo son usualmente imprácticos o de mayor dificultad de llevar a cabo debido a las limitaciones físicas impuestas por los requisitos de diseño y prácticas de construcción. Otro podría ser cuando se cambian las características de resistencia del perfil, lo cual inhibirá los daños por un tiempo finito.

Como ejemplo, en un estudio experimental, el concreto estructural se expuso a cavitación en un flujo a 28 m/s de velocidad por tres horas, el resultado fue una cavidad de 1.27 cm. Bajo las mismas condiciones y en concreto con polímeros, se obtuvo la misma cavidad pero en 6 000 horas (Reagan 1979). El uso de concreto de alto endurecimiento también ha tenido limitaciones físicas y resultados solo a resistencia a las fuerzas por cavitación por un determinado tiempo.

Un relativamente nuevo y muy efectivo método para prevenir el daño por cavitación inducida es cuando se introduce una cierta cantidad de aire en el límite del flujo. Esto se lleva a cabo mediante la aireación del agua por una abertura especialmente diseñada para permitir la entrada de aire a lo largo del perfil. Este método ha sido utilizado exitosamente para prevenir los daños por cavitación en varios flujos de alta velocidad. Como lo hecho en la presa Lobby y recientemente en la central hidroeléctrica El Cajón. Pruebas en prototipo de límites de presiones se obtuvieron en idénticas condiciones hidráulicas para antes y después de la aireación. Estas pruebas mostraron que la presión estuvo muy cercana al cero absoluto.

Por otro lado, la geometría y posición de la ranura de aireación se debe diseñar para una aplicación específica. Algunas guías han sido desarrolladas (Defazio y Wei, 1983) como auxiliares en el diseño de ranuras de aireación y se podrían usar como un primer diseño hasta que más experiencias significativas, datos y manuales sean investigados.

Por lo tanto, se recomienda experimentar en modelos para que se obtenga la ranura de aireación más adecuada según las condiciones determinadas del proyecto en la obra de excedencias.

II.3.- SOLUCIONES PARA EL FENÓMENO DE CAVITACIÓN

Generalidades

El colapso de las cavidades supone la presencia de gran cantidad de energía que puede causar enorme daño. La cavitación puede dañar casi cualquier material. Las picaduras causadas por el colapso de las cavidades producen un enorme desgaste en los diferentes componentes y puede ser acortada enormemente la vida útil de la estructura hidráulica.

Además de todo lo anterior, en la creación y posterior colapso de las burbujas se crea fricción y turbulencia en el líquido. Esto contribuye a una pérdida adicional de rendimiento en los dispositivos sometidos a cavitación. Su importancia radica en la constancia y repetición del fenómeno, lo que favorece su actuación. La cavitación es un proceso erosivo frecuente en los pilares de los puentes.

Cuando la erosión se presenta localmente, por ejemplo después de una compuerta, transición, etc., el remedio es cambiar la geometría, airear la zona ó reforzarla mediante placas de acero o de concreto y resinas especiales; sin embargo, cuando hay posibilidades de daño distribuido en la superficie de conducción debido a su rugosidad o a irregularidades comunes a los colados, la protección es más difícil, pues se desconoce a priori, la localización de los daños; además, la zona expuesta puede ser de grandes dimensiones, resultando muy caro protegerla.

Para que se pueda calcular el peligro de cavitación en una solución particular, es necesario se efectúen mediciones en modelos o en prototipo, o que el diseño se apegue a principios bien establecidos. Si existe un peligro claro de cavitación en una estructura en particular, se debe entonces cambiar ya sea el diseño o el modo de operación, o se debe aplicar alguna otra solución contra el fenómeno. Alguna, o la más frecuente de estas soluciones es que se introduzca aire en los sitios de peligro; es decir, aireación artificial, donde se prevenga la ocurrencia de presiones en extremo bajas. Con el uso de morteros epóxicos especiales, por ejemplo, se puede también retrasar en forma sustancial el inicio de la cavitación, daños sobre superficies de concreto y es una medida útil en casos donde la cavitación no es frecuente o prolongada.

Métodos de predicción

Para efectos de diseño o revisión de obras ya construidas, se debe contar con métodos de predicción donde se permita saber si la obra es susceptible o no a daños por cavitación. Existen varios métodos para predecir posibilidades de cavitación en irregularidades aisladas, como los de Shalnev K.K., 1951; Holl J.W., 1965; Ball J.W., 1973; Echávez G., 1971, 1979; Govinda R., Thiruvengadam A., 1961 y Rosanov N. 1965, entre otros.

Protección contra daños debidos a cavitación

La mejor protección contra los daños por cavitación es el buen diseño y una adecuada construcción de la obra. Además, el problema de los daños por cavitación se puede presentar en obras ya construidas y si éste el caso, también existen dos opciones: que se protejan las superficies afectadas incrementando su resistencia o que se tomen medidas que inhiban este fenómeno.

En cuanto al incremento de la resistencia de las superficies, se puede decir que básicamente se han utilizado concretos mejorados o recubrimientos epóxicos para proteger superficies expuestas a cavitación; pueden consultarse los trabajos de Colgate D., 1959; los del USBR, 1947, 1952; el de Nowothy H., 1942 y los de Echávez G. y Arreguín F., 1976; entre otros. Aquí se citarán solamente para mostrar algunos resultados, los obtenidos por Inozemtsev. 1965, el cual llegó a las siguientes conclusiones:

- a) La resistencia a la erosión por cavitación del concreto se incrementa con la reducción de la relación agua-cemento, cuando se aumenta la resistencia a la compresión y a la tensión, cuando se vibra el concreto o cuando se usa polvo de acero en la mezcla.
- b) Las recomendaciones sobre el tamaño máximo de los agregados del concreto son muy variables. Grünw W., 1960, recomienda 5 mm; Govinda R., 1961, 20 mm y Gainzburg T., 1950, 60 mm. Se considera además que el mejor agregado para estos casos es el granito.
- c) Se puede proteger la superficie de concreto mediante láminas de hule; sin embargo, no existe forma de lograr una buena adherencia entre las dos superficies. Los recubrimientos se han hecho con base en pinturas que incrementan la vida del concreto de tres a veinte veces, y su resistencia es de diez a veinte veces menor que las láminas de acero.
- d) La resistencia del concreto plástico hecho a base de resinas epóxicas y sin agregados, o con agregados de acero, es de 1.8 a 2.0 veces menor que la del acero al carbono, mientras que el concreto hecho a base de resinas de cloruro de polivinilo, PVC, fue de 1.5 veces más resistente que el acero dulce.

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

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

Dispositivos utilizados contra la cavitación

Una vez determinadas las zonas expuestas a cavitación, surge el problema de cómo se protegen, para lo cual se puede pensar en dos procedimientos: disminuir los esfuerzos debido a la cavitación o aumentar la resistencia de la superficie. Como ya se indicó, uno de los métodos que mayor resultado ha presentado es el de aireación, el cual, se describirá a continuación.

La erosión por cavitación en el caso del concreto, deja una superficie *cortada* alrededor de las partículas duras del agregado mostrando bordes irregulares y rugosos. La erosión progresa en forma rápida después de un período inicial en el cual la superficie se llena de pequeños hoyos; este fenómeno se puede explicar porque:

- a) El material inmediatamente debajo de la superficie es más vulnerable al ataque,
- b) Los impactos se concentran alrededor de los cráteres ya creados debido a la geometría de éstos,
- c) El material de la superficie se debilita por repetición de cargas (fatiga), y
- d) La erosión progresa a partir de los hoyos iniciales debido a que estos se convierten en nuevas zonas de subpresión.

En la mayoría de los casos se ha reportado la tendencia de la erosión a seguir la matriz cementante, ignorando la presencia del agregado. Las microfisuras tanto en la superficie como entre la pasta y el agregado se han identificado como intensificadores del daño por cavitación. Ondas de presión causadas por este fenómeno en el agua que llena las fisuras, causan esfuerzos de tensión que actúan propagándolas. Las ondas siguientes llevan al desprendimiento del material. Una vez que la erosión ha empezado en un punto determinado, el agregado expuesto se convierte en un nuevo generador de cavidades de vapor lo que da lugar a una nueva erosión aguas abajo iniciando un proceso de destrucción irreversible. Cuando el régimen del flujo se encuentra alterado, al proceso se incorporan nuevos mecanismos que empiezan a actuar sobre la superficie, estos mecanismos pueden ser:

- a) Choque del flujo de alta velocidad sobre las irregularidades de la superficie de concreto,
- b) Vibración del acero de refuerzo, asociado a la falla mecánica.

Por último se empiezan a arrastrar grandes cantidades de material y la estructura colapsa.

Para prevenir los problemas de erosión por cavitación, existen tres métodos posibles. El primero de ellos es evitar al máximo los malos acabados de la superficie de concreto con el fin de evitar zonas de baja presión. Para esto es normal adoptar las tolerancias consignadas en el Standard Tolerances for Concrete Construction and Materials, comité 117 del American Concrete Institute -ACI- ("Obras de Excedencia", Arreguín, 2000); sin embargo, cuando se refiere al acabado de superficies sometidas a flujos de alta velocidad las especificaciones se hacen más exigentes y, por consiguiente, más difíciles de cumplir, especialmente porque pueden existir ataques de tipo químico o atmosférico.

El segundo método es utilizar materiales resistentes a las altas presiones y la repetición constante de ellas. Todo lo relacionado con esto se encuentra en el reporte del comité 210 del ACI.

Algunas soluciones propuestas son:

- a) Concreto reforzado con fibra (FRC),
- b) Concreto impregnado con polímero (PIC),
- c) Concreto con cemento Portland polimerizado (PPCC),
- d) Acabados metálicos en las superficies, y
- e) Coberturas flexibles de poliuretano y neopreno.

Todas las anteriores soluciones son difíciles de implantar, especialmente si el proyecto se encuentra en zonas alejadas de centros industrializados.

El tercer método es airear artificialmente el flujo. El sentido físico del efecto benéfico del aire al flujo se puede entender de la siguiente manera: las burbujas de aire son superficies de discontinuidad en el seno del agua. Una vez que esta mezcla agua-aire alcanza una zona de baja presión, el vapor de agua tiende a formarse en esas discontinuidades, es decir, dentro de las burbujas de aire las cuales aumentan su tamaño debido al volumen de vapor que incorporan y viajan con el flujo hacia zonas de presión normal. Allí el vapor de agua se condensa y el volumen de la burbuja se reduce violentamente pero sin llegar a desaparecer, lo cual impide la formación del microchorro, responsable de las altas presiones típicas del fenómeno de cavitación ("Obras de Excedencia", Arreguín, 2000).

➤ Geometría de los aireadores

La geometría de los dispositivos aireadores, así como los principales tipos y algunas formas de ventanas de aireación, se presentan en las **figuras 2.6 y 2.7**, respectivamente. Como se puede observar, la ranura, el escalón o el deflector, o una combinación de ellos, son las formas más comunes para lograr la separación del agua de la superficie del vertedor. Las ranuras tienen como desventajas que se ahogan con gastos pequeños, provocan áreas expuestas al cortante de poca longitud y su drenaje es deficiente; como ventaja puede decirse que son fáciles de construir sobre todo en túneles.

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

En cuanto a los deflectores se puede decir que introducen grandes cantidades de aire, son útiles para gastos considerables, se pueden construir fácilmente en obras de servicio y se han utilizado sobre todo en canales a cielo abierto. Una desventaja es que producen ondas en el flujo. Los elementos geométricos de un deflector se observan en la **figura 2.8**. En general este tipo de estructuras no se utilizan en forma aislada, sino en combinación de dos o tres de ellas.

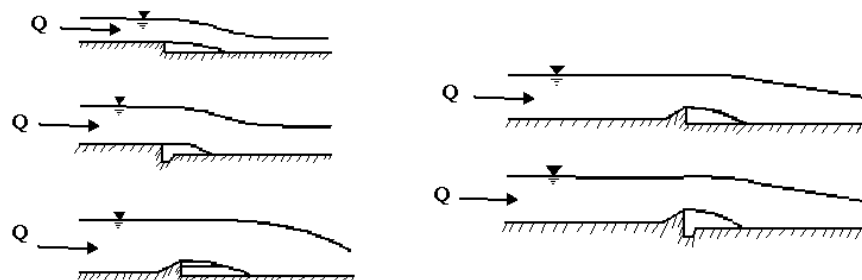


Figura 2.6 Tipos básicos: escalones y deflectores (“Obras de Excedencia” Arreguin, 2000)

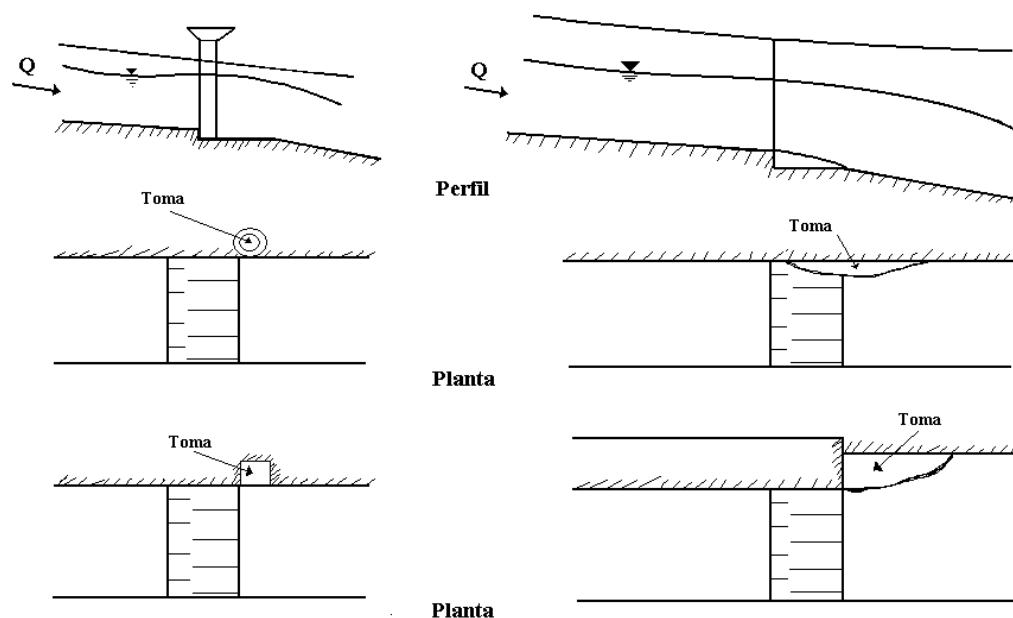


Figura 2.7 Geometría de los aireadores y tomas de aire (Pinto N.L., 1982)

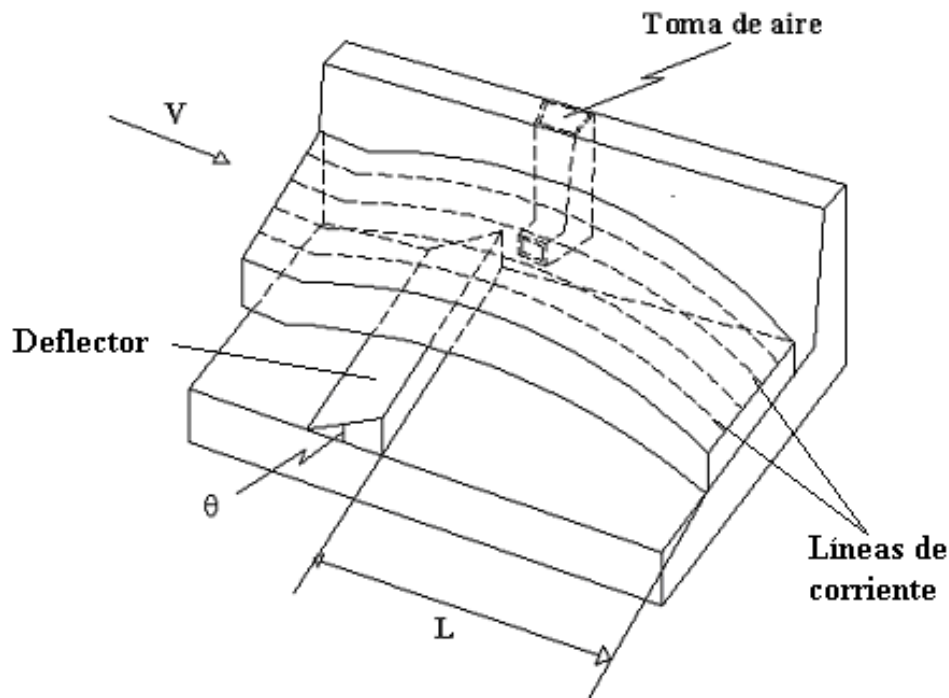


Figura 2.8 Geometría de los aireadores (Pinto N.L, 1982)

Ejemplo de un aireador y su colocación

La **figura 2.9** muestra el aireador y su colocación, la cual consiste en un tubo comercial, al que se le hizo una ranura longitudinal. Este tubo se debe enterrar en la obra, sobresaliendo ligeramente de la superficie, para que atrás de él se forme una zona de baja presión que succione el aire. Si la colocación es correcta, su funcionamiento es automático, ya que el escurrimiento mismo proporciona un gradiente de presión que hace que el aire salga en forma de cortina pegado a la pared. Los extremos del tubo se deben ubicar en una zona donde haya una suficiente cantidad de aire.

En el caso de túneles, los extremos deben sobresalir siempre de la superficie libre del agua y de preferencia con un portal de entrada que facilite el flujo de aire hacia adentro.

Una manera de disminuir los esfuerzos es mediante la aireación del flujo en la zona próxima a la pared, pues el aire al no condensarse, amortigua la violencia de la implosión y evita que las burbujas de vapor de agua y aire mezclado reduzcan su volumen en forma violenta. Por otra parte, el aumento de la resistencia de la superficie implica una mejor calidad del concreto, o concretos especiales (buen proporcionamiento o tratamiento con polímeros). Los concretos con polímeros parecen bastantes prometedores, aunque tienen la desventaja de tener un costo relativamente alto y el poco conocimiento acerca de su comportamiento con la edad.

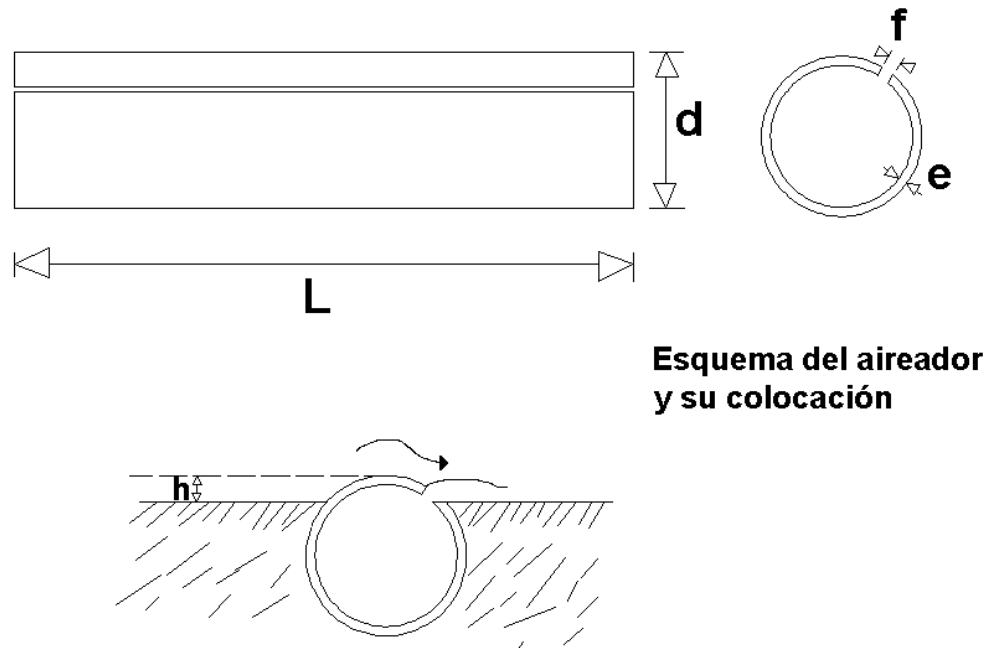


Figura 2.9 Aireador y su colocación (“Diseño Hidráulico de Estructuras” Sotelo, 2000)

Durante los últimos años, en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México se han estudiado protecciones con resinas epóxicas, las que se recomiendan más bien para parchar zonas erosionadas que para recubrir toda la superficie, pues su costo es muy elevado. Debido a las grandes fuerzas que se presentan, aún estos materiales se erosionan (“Diseño Hidráulico de Estructuras, Sotelo, 2000).

CAPÍTULO III.- CASO PRÁCTICO OBRA DE EXCEDENCIAS DEL P.H. LA YESCA PARA LA PROPUESTA SELECCIONADA

III.1 DISEÑO FINAL

GENERALIDADES

Es importante se señale que no existe, hasta la fecha, un diseño final de la obra, ya que continúa en investigación y se sigue ensayando para diferentes posiciones del aireador. Incluso, se ha pensado en la posibilidad de construir dos aireadores y estudiar su comportamiento. Así que, para esta tesis, se seleccionó solo un estudio del modelo para un aireador y trabajando solo el canal 2 en la descarga, utilizando el modelo hidráulico que existe en el laboratorio de Hidráulica de la Comisión Federal de Electricidad, situado en Cuernavaca, Morelos. Con estas aclaraciones, se continúa el estudio de esta tesis, para alcanzar los objetivos de este capítulo.

La obra de excedencias está ubicada en la margen izquierda y está compuesta esencialmente por 3 canales de descarga, uno de servicio y dos auxiliares, que a la salida del vertedor cuentan con una transición hasta llegar a una sección rectangular constante de 23.70 m. La estructura de control tiene 6 compuertas radiales de 12 m de ancho por 22.40 m de alto. La estructura terminal de cada canal es un deflector de concreto masivo de 42 m de longitud con plantilla circular de 90.0 m de radio y 30° de ángulo de salida con respecto a la horizontal. Cada uno de los canales cuenta con un aireador colocado a la salida de la curva vertical que une a la pendiente subcrítica con la rápida. Este aireador se construye para suministrar aire a la conducción y evitar el fenómeno de cavitación. En la **tabla 3.1** se presentan los principales datos de la obra de control y vertedor de excedencias de este Proyecto Hidroeléctrico.

La obra de excedencias se diseñó para un gasto máximo de 15 110 m³/s; esto es, inicia en un "canal de llamada" excavado a cielo abierto. Su zona de control está formada por el cimacio (remate de columna en forma de "S") y pilas de concreto reforzado para conformar seis vanos (huecos en los muros), los cuales están equipados con compuertas radiales operadas por servomotores. Y los canales de descarga de sección rectangular revestidos con concreto reforzado y un aireador en el piso, rematando en una cubeta deflectora tipo salto de ski.

Tipo	Canal
Gasto máximo de diseño	15 110 m ³ /s
Gasto unitario máximo de descarga	209.86 m ³ /s/ m
Volumen de la avenida de diseño	5 283 hm ³
Periodo de retorno de la amp (Tr)	10 000 años
Carga sobre la cresta	22 m
Elevación de la cresta	556 msnm
Longitud total de la cresta	72 m
Carga hidráulica máxima	22 m
Compuertas radiales	6 piezas
Dimensiones (ancho x alto)	12 x 22.40 m
Masa estimada de cada compuerta	150 ton
Relación alto / ancho	1.87
Mecanismos para izaje	servomotores
Elementos de cierre auxiliar	tablero de agujas
Dimensiones (ancho x alto)	12.0 x 22.08
Mecanismos para izaje	grúa pórtico

Tabla 3.1 Datos sobre la obra de control y excedencias (“Estudio de Factibilidad del P.H. La Yesca, CFE, 2005)

Las características físicas de cada canal se muestran a continuación:

▪ **Canal auxiliar 1:**

- La elevación de la cresta del vertedor se encuentra a la 556.00 msnm;
- Muro que separa al canal 1 del canal 2 es de 13.0 m de altura antes de la curva vertical, y después de la curva cambia a 9 m;
- El canal después del cimacio cuenta con una pendiente de 0.005. Una transición de 145 m de longitud hasta llegar a 73.46 m antes de la curva vertical, hasta llegar a un ancho constante de 23.70 m;
- Una curva vertical de 90 m de radio;
- Un aireador al término de la curva vertical, a la elevación 534.82 msnm que es el que dotará de aire al canal para evitar cavitación;
- Una rápida de 122.933 m de longitud, con una pendiente de 0.501395;
- Una cubeta deflectora de 30° de curvatura, a la elevación 470.00 msnm y el labio de la cubeta se encuentra a la elevación 474.019 msnm.

▪ **Canal 2, de servicio:**

- a) La elevación de la cresta del vertedor se encuentra a la 556.00 msnm;
- b) Muro que separa al canal 2 del canal 3 es de 13.0 m de altura antes de la curva vertical, y después de la curva cambia a 9 m;
- c) El canal después del cimacio cuenta con una pendiente de 0.005. Una transición de 145 m de longitud hasta llegar a 43.98 m antes de la curva vertical, hasta llegar a un ancho constante de 23.70 m;
- d) Una curva vertical de 90 m de radio;
- e) Un aireador al término de la curva vertical, a la elevación 534.172 msnm;
- f) Una rápida de 150.345 m de longitud, con una pendiente de 0.525819;
- g) Una cubeta deflectora de 30° de curvatura, a la elevación 451.671 msnm y el labio de la cubeta se encuentra a la elevación 455.690 msnm.

▪ **Canal auxiliar 3:**

- a) La elevación de la cresta del vertedor se encuentra a la 556.00 msnm;
- b) Muro que separa al canal 3 del canal 2 de 13.0 m de altura antes de la curva vertical, y después de la curva cambia a 9 m;
- c) El canal después del cimacio cuenta con una pendiente de 0.005. Una transición de 145 m de longitud hasta llegar a 6.00 m antes de la curva vertical, el cual tiene un ancho constante de 23.70 m;
- d) Una curva vertical de 90 m de radio;
- e) Un aireador al término de la curva vertical, a la elevación 533.380 msnm;
- f) Una rápida de 157.715 m de longitud, con una pendiente de 0.555467;
- g) Una cubeta deflectora de 30° de curvatura, a la elevación 442.00 msnm y el labio de la cubeta se encuentra a la elevación 446.019 msnm.

Del mismo modo, se presentan los aspectos físicos generales de los aireadores construidos para cada uno de los canales:

Las características físicas de los aireadores para cada canal se presentan a continuación:

• **Canal auxiliar 1:**

- a) El aireador 1 se localiza en el cadenamiento 0 + 297.365 m, y a la elevación 534.820 msnm;
- b) Consta de una torreta en forma rectangular de 2 x 3.5 m. y una pendiente de 2% en el fondo para drenar el agua que se haya introducido;
- c) Un deflector de 2.5 m de longitud, desde su inicio hasta el pequeño salto que se forma, tiene una altura de 30 centímetros, llamada **tr**.

Los demás aireadores cuentan con las mismas características físicas de torreta y deflectores. Solo cambian los cadenamientos y las elevaciones, como se indican a continuación:

- **Canal de Servicio, canal 2.** El aireador se encuentra en el cadenamiento 0 + 269.437 m, y a la elevación 534.172 msnm.
- **Canal auxiliar 3.** Su aireador se localiza en el cadenamiento 0 + 233.273 m y a la elevación 533.380 msnm.

Son tres los modelos hidráulicos que se construyeron para ensayar la obra de excedencias del P.H. La Yesca; uno a escala 1:75, otro a escala 1:45 y el último a escala 1:30; todos se encuentran en el Laboratorio de Hidráulica de la Comisión Federal de Electricidad que se encuentra en la ciudad de Cuernavaca, en el Estado de Morelos. A continuación se muestran los esquemas de los vertedores en las **figuras 3.1 a 3.3**.

Plan view of the road layout. The alignment is shown as a red line with a yellow centerline. The control structure is indicated by a dashed line. The curve data is provided as follows:

- Curva 1: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 2: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 3: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 4: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 5: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 6: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 7: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 8: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 9: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 10: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 11: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 12: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 13: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 14: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 15: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 16: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 17: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 18: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 19: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 20: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 21: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 22: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 23: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 24: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 25: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 26: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 27: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 28: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 29: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 30: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 31: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 32: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 33: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 34: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 35: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 36: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 37: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 38: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 39: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 40: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 41: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 42: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 43: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 44: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 45: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 46: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 47: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 48: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 49: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 50: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 51: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 52: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 53: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 54: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 55: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 56: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 57: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 58: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 59: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 60: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 61: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 62: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 63: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 64: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 65: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 66: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 67: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 68: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 69: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 70: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 71: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva 72: $R=40,000$ m, $E=21,981$ m, $L=43,118$ m
- Curva

Autor: Pedro Palma Cortés

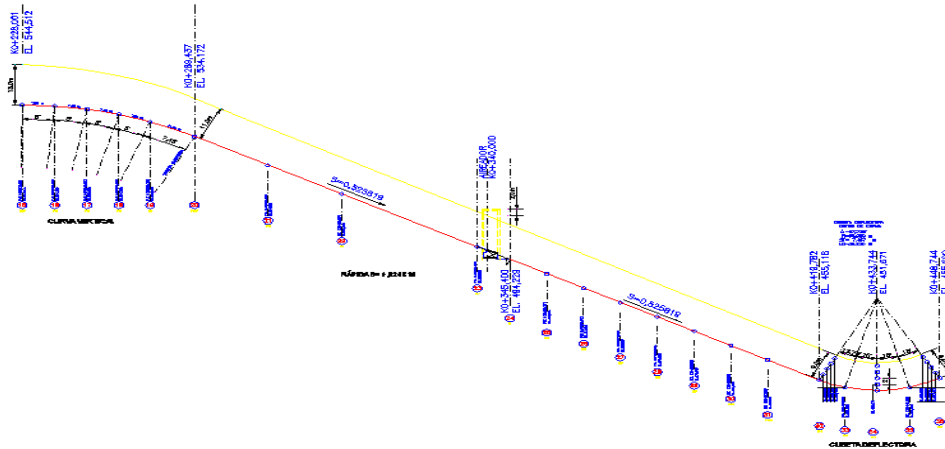


Figura 3.3 Continuación del Esquema del modelo del canal 2 escala 1:45 y todas sus secciones (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

Las siguientes **figuras 3.4 a 3.13**, son fotografías de los modelos a las diferentes escalas que están contruidos en el Laboratorio de Hidráulica de CFE en Cuernavaca.



Figura 3.4 Compuerta del vertedor del modelo 1:45 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Figura 3.5 Vertedor tipo Creager en el modelo hidráulico 1:30 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Figura 3.6 Pendiente subcrítica en el modelo de canal de excedencias 1:30 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Figura 3.7 Curva vertical del modelo 1:30 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

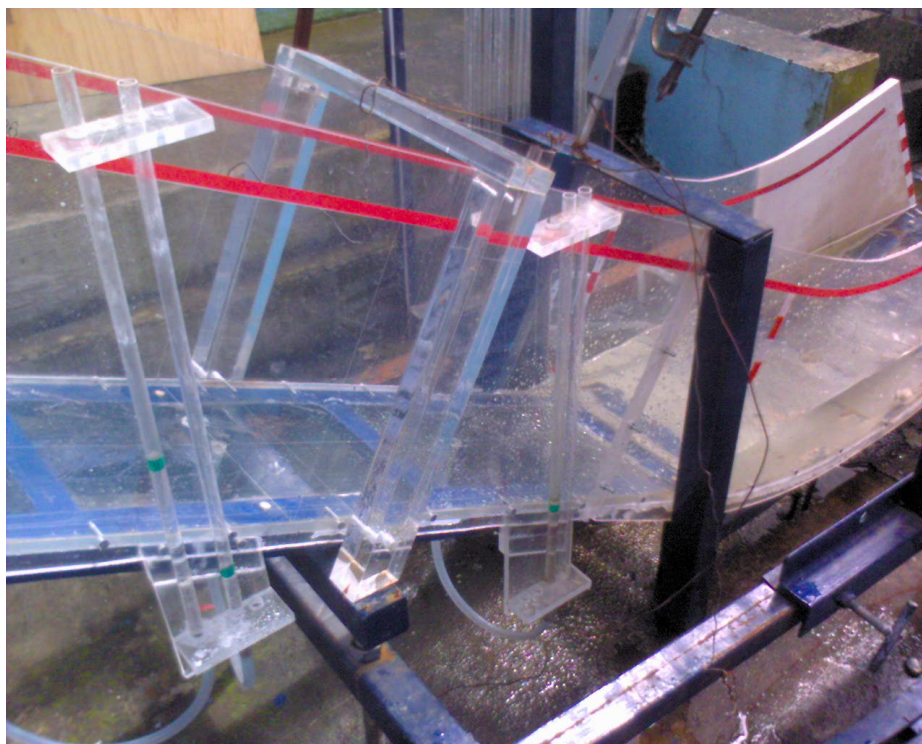


Fig. 3.8 Rápida después del aireador en el modelo 1:30 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

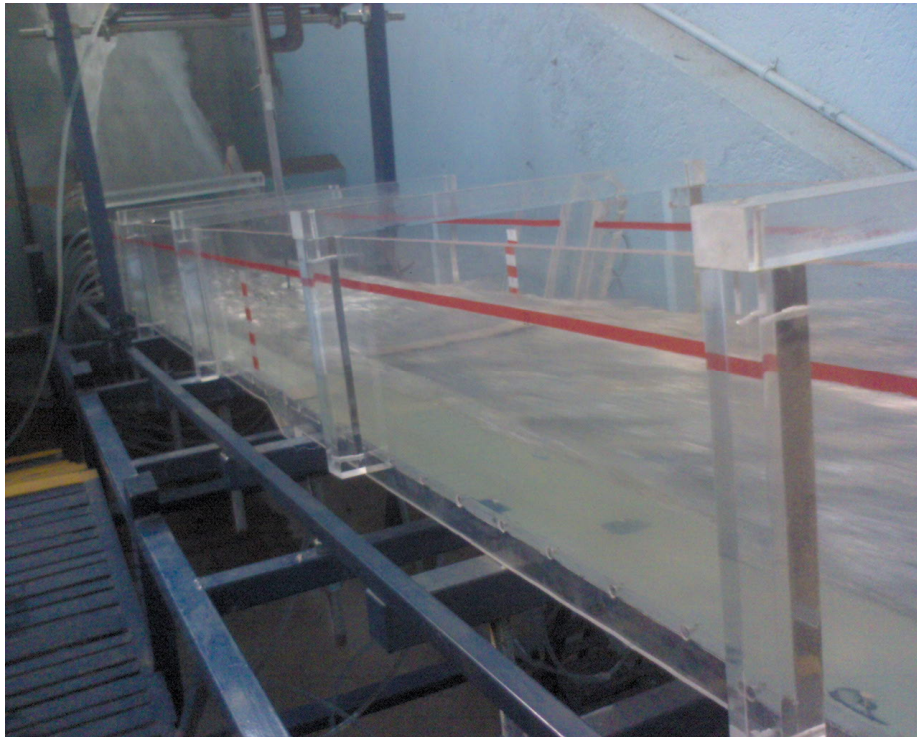


Figura 3.9 Rápida del canal de excedencias del modelo 1:45 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

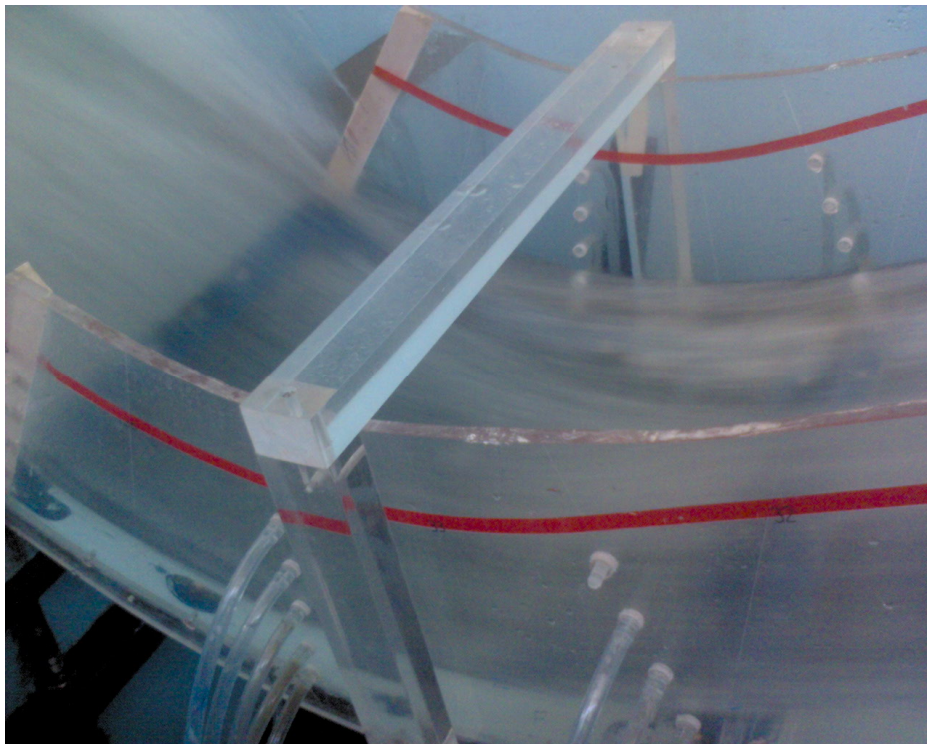


Figura 3.10 Cubeta de lanzamiento del modelo de vertedor 1:45 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Figura 3.11 *Compuertas en el modelo 1:75 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)*



Figura 3.12 *Curva vertical del modelo de canal de excedencias 1:75 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)*



Figura 3.13 Cubeta de lanzamiento. Modelo 1:75 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

III.3 ESTUDIO HIDRÁULICO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA YESCA SIN AIREADORES. ESTUDIO TEÓRICO Y ESTUDIO EXPERIMENTAL

III.3.1 Estudio hidráulico del vertedor de excedencias del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, sin aireadores. Estudio Teórico

El flujo uniforme en un canal satisface la condición ideal del equilibrio dinámico entre la componente de la fuerza de peso del líquido en la dirección del movimiento y la fuerza de fricción generada sobre la frontera sólida de la conducción, lo que equivale a la igualdad de la pérdida por fricción entre dos secciones cualesquiera con un desnivel entre ellas. Esto se logra cuando la velocidad del flujo se mantiene constante a lo largo del canal, lo que es posible únicamente si las dimensiones de la sección y el tirante son constantes. Esto significa que el flujo uniforme puede ocurrir solo en un canal prismático donde el gasto sea constante.

Cualquier otro flujo, aún en un canal prismático, que no satisfaga las condiciones de equilibrio del flujo uniforme, se convierte en variado dentro de un tramo del canal o en toda su longitud.

En un canal prismático puede producirse este flujo en uno o varios tramos antes o después del uniforme, como resultado de cambios en la rugosidad, en la pendiente, en las dimensiones de la sección, o por efecto de estructuras construidas para controlar niveles del agua o el gasto, como un vertedor o una compuerta.

El flujo gradualmente variado se produce en un canal a gasto constante y está íntimamente ligado con la pérdida por fricción, lo cual es factible se valúe previamente. Cualquier otra pérdida es secundaria pero se puede tomar en cuenta localmente o a lo largo del canal, previamente. Es el caso de la pérdida por cambios bruscos o graduales de la sección, como resultado de la separación del flujo de las paredes y plantilla, o por la turbulencia inducida al cambiar de velocidad de una sección a otra en un tramo o en todo el canal. Es pues un problema que se analiza con la ecuación de la energía.

Generalmente la existencia de un cambio de pendiente o de una alteración en alguna sección de un canal es la causa de la formación del régimen gradualmente variado; aunque no se presenta en la parte alterada sino en las zonas aguas arriba y aguas abajo de ella.

Las características atribuidas a estos conductos, en donde típicamente se presenta este flujo, no son obviamente cauces naturales, sino necesariamente canales construidos por el hombre. Esto hace que el conocimiento de las leyes a que está sometido sea de gran importancia (“Hidráulica de Canales”, Sotelo, 2001).

ECUACIÓN DINÁMICA

En el tratamiento del flujo gradualmente variado, se considera que ocurren cambios pequeños del tirante en la dirección del movimiento si se comparan con la distancia en que se producen. También es preciso se señale que no ocurre ni entrada ni salida de agua a lo largo del tramo que se analiza.

Para el desarrollo de la teoría se establecen las siguientes hipótesis (“Hidráulica de Canales”, Sotelo, 2001).

El fondo del canal es plano y de pendiente uniforme e induce solo pequeñas curvaturas en el perfil longitudinal del flujo, y líneas de corriente prácticamente paralelas; por lo mismo, la distribución hidrostática de la presión prevalece en cada sección. Esta suposición no implica eliminar pendientes supercríticas.

- a) La distribución de la velocidad en una sección es fija, por tanto, los coeficientes que dependen de dicha distribución son constantes en todo el canal.
- b) La pérdida de energía más importante es la de fricción. Para el cálculo de la pendiente local de fricción (en una sección del canal) se utiliza una ecuación igual que en el flujo uniforme, con la velocidad, área, radio hidráulico y factor de fricción que haya en la sección; éste último independiente del tirante. Esta suposición no ha sido verificada ni teórica ni experimentalmente; sin embargo, los errores que induce son pequeños si se comparan con los que se incurre al seleccionar el factor de fricción. La suposición es probablemente más precisa cuando el flujo se contrae que cuando se expande, debido a que en el primero la pérdida de energía es causada casi enteramente por fricción; en el segundo, pueden existir además pérdidas por turbulencia en gran escala.

- c) En los desarrollos no se considera el efecto del arrastre de aire al interior del flujo: cuando dicho arrastre sea importante, el problema se resuelve como si no lo hubiera; después, el perfil resultante se corrige para tomar en cuenta dicho efecto.

Después de que se tomen en cuenta todas estas hipótesis, empleando la ecuación de la energía y las demás ecuaciones de flujo uniforme, se llegó a las siguientes expresiones como regidoras del comportamiento del flujo gradualmente variado.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{(1 - F^2)\cos(\theta)} \quad (3.1)$$

Si el ángulo de inclinación de la plantilla es pequeño, $\cos(\theta) \approx 1$, la ecuación anterior se convierte en:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F^2} \quad (3.2)$$

Donde:

dy/dx = pendiente de la superficie libre del agua referida al eje coincidente con la plantilla del canal

S_0 = pendiente física del canal

S_f = pendiente de fricción o pendiente hidráulica

F = número de Froude

Concepto de pendiente hidráulica en flujo gradualmente variado

Antes de que se analicen detenidamente las ecuaciones obtenidas anteriormente para flujo gradualmente variado, se puede observar que en este tipo de flujo los parámetros S_a y F , cambian de una sección a otra. Por lo que respecta al número de Froude F , no hay duda que es una característica de cada sección del escurrimiento. Pero, ¿cuál es la pendiente hidráulica S_a en una sección determinada?

Recurriendo al cálculo diferencial se puede definir la **pendiente hidráulica** como la derivada de la pérdida por fricción con respecto a la variable que indica el desplazamiento del flujo. Desde luego, para calcular dicha derivada se debería conocer de antemano la función que relacione ambas variables. Como esta función generalmente no se conoce, sigue la duda: ¿cómo calcular la pendiente hidráulica en una sección de un flujo variado, si solo se dispone de fórmulas para flujo uniforme?

Lo que se hace es suponer que, aunque de una sección a otra varíen los tirantes, si se refiere a un tramo lo suficientemente corto para que sus dos tirantes puedan considerarse iguales, en ese pequeño tramo se puede aceptar que existe un flujo uniforme y calcular el valor de esta pendiente para la sección en estudio con los valores de velocidad y radio hidráulico que corresponden a dicha sección, y las fórmulas de flujo uniforme (“Hidráulica de Canales”, Sotelo, 2001).

Características y clasificación de los perfiles de flujo

El perfil que adopta la superficie libre del agua en cualquier condición de flujo en un canal se conoce como perfil del flujo o perfil hidráulico. La forma que adopta este perfil del flujo está directamente asociada con la pendiente de la plantilla S_0 y con los valores de S_f y F^2 . Para ello, la discusión se simplifica si se acepta que el canal sea prismático y de pendiente pequeña ("Hidráulica de Canales", Sotelo, 2001).

Por lo que respecta a la pendiente de la plantilla, S_0 es positiva si desciende en la dirección del flujo, negativa si asciende y cero si es horizontal. Un flujo uniforme de tirante y_n se puede establecer solo sobre una pendiente positiva, por lo que dicha pendiente y los perfiles del flujo resultantes se designan como:

Subcrítica si $y_n > y_c$; perfiles tipo **M**

Crítica si $y_n = y_c$; perfiles tipo **C**

Supercrítica si $y_n < y_c$; perfiles tipo **S**

La clasificación de la pendiente con alguna de estas designaciones depende de su magnitud, de la rugosidad del canal y, en primer grado, del gasto.

En algunos casos la pendiente puede ser:

Horizontal, $y_n = \infty$; perfiles tipo **H**

Negativa o adversa, y_n no existe; perfiles tipo **A**

En el caso de pendiente igual cero no existe posibilidad de flujo uniforme; en efecto, para $S_0 = 0$ el tirante normal es $y_n = \infty$. Para $S_0 < 0$, el flujo uniforme y un valor de y_n son físicamente imposibles ("Hidráulica de Canales", Sotelo, 2001).

De la ecuación de Manning, la pendiente de fricción es:

$$S_f = \left[\frac{V_n}{R_h^{2/3}} \right]^2 \quad (3.3)$$

Por otra parte, el número de Froude adopta el valor de 1 para el régimen crítico, mayor de 1 si los tirantes del perfil del flujo variado son menores que el crítico y menor de 1 en caso contrario. Para un gasto dado y la mayoría de las secciones usuales, S_f y F^2 son decrecientes en forma continua a medida que el tirante crece.

Por definición de flujo uniforme, $S_f = S_0$ cuando $y = y_n$, por lo cual se concluye que:

$$S_f \geq S_0 \text{ según que } y \leq y_n$$

$$F^2 \geq 1 \text{ según que } y \leq y_c$$

Con la ayuda de estas desigualdades se puede observar fácilmente cómo se afecta el comportamiento de dy/dx , al cambiar las magnitudes de y , y_n y y_c .

De esto se deduce que:

- $dy/dx > 0$, el perfil de la superficie libre diverge de la plantilla.
- $dy/dx = 0$, el perfil de la superficie libre es paralelo a la plantilla.
- $dy/dx < 0$, el perfil de la superficie libre converge con la plantilla.

Esto significa que existen diferentes formas para el perfil del flujo gradualmente variado (doce en total), las cuales se muestran en la **figura 3.14**. La forma o tipo del perfil de flujo depende de las condiciones particulares en el canal; es decir, el incremento o disminución del tirante depende del signo que resulte de dichas condiciones al imponerlas en las ecuaciones anteriores (“Hidráulica de Canales”, Sotelo, 2001).

Secciones de control

La sección de un canal en la que se establezca una relación definida entre el nivel de la superficie libre del agua y el gasto correspondiente, se conoce como sección de control. Dicha sección impone sus condiciones al perfil del flujo y puede actuar tanto en la dirección del flujo como en la dirección contraria. Por sus propiedades, una estación de aforos es el sitio adecuado para una sección de control y viceversa.

Una sección de control proporciona el tirante inicial para el cálculo de perfil de un flujo gradualmente variado. Se procede hacia aguas arriba de una sección de control o hacia aguas abajo según sea el régimen en que se desarrolla el perfil, subcrítico y supercrítico, respectivamente, de acuerdo con la pendiente del canal. La dirección en que se efectúa el cálculo se indica también en la **figura 3.14** para todos los tipos de perfil (“Hidráulica de Canales”, Sotelo, 2001).

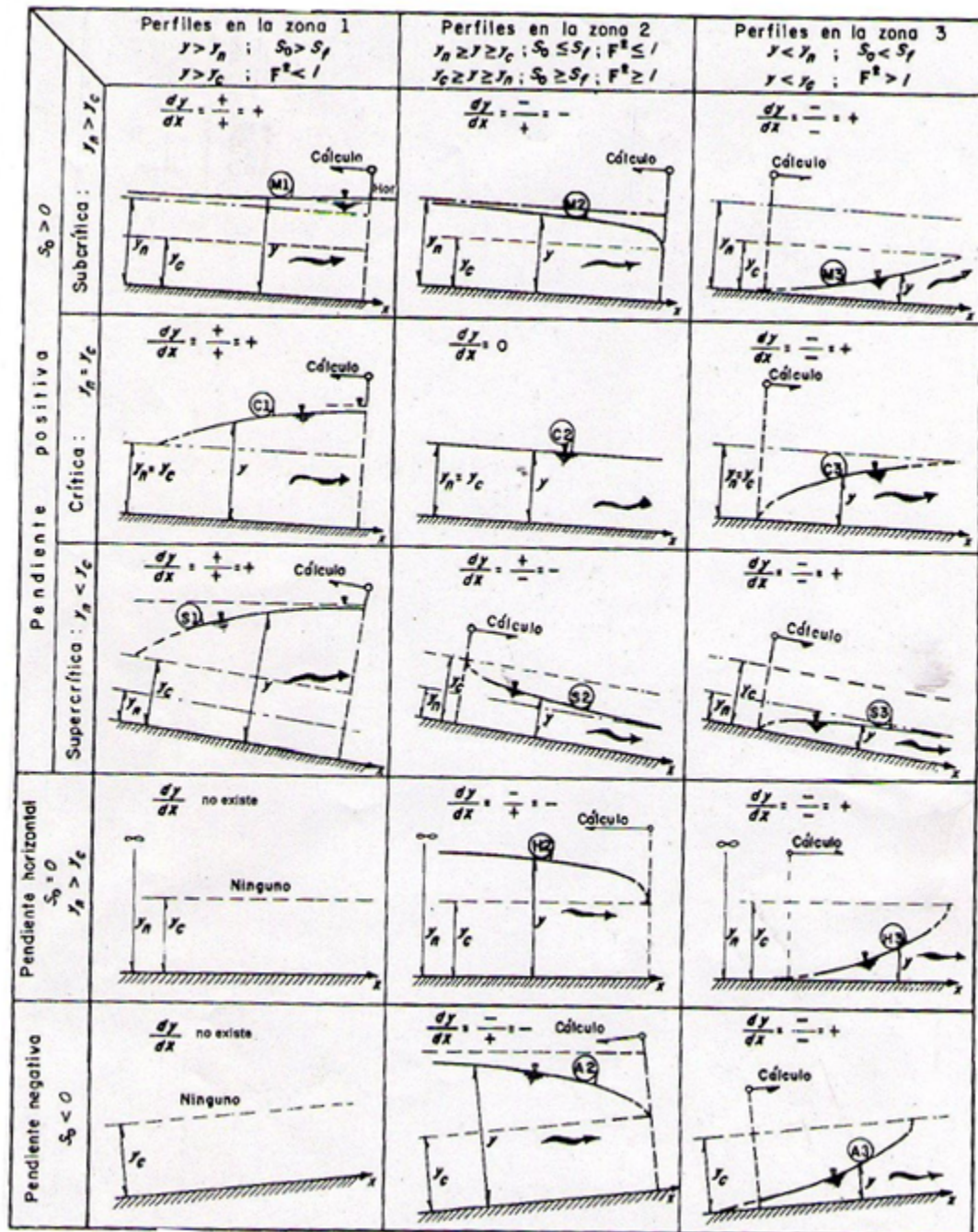


Figura 3.14 Clasificación de los perfiles en un flujo gradualmente variado y sentido de cálculo del flujo para cada caso ("Hidráulica de Canales", Sotelo, 2001)

Método directo por pasos para la solución de la ecuación dinámica

En este método se utiliza la ecuación de la energía aplicada entre dos secciones de un canal prismático con rugosidad uniforme y se admite fácilmente el uso de una computadora. Se permite el cálculo directo de la distancia que separa dos secciones: una el tirante previamente calculado y la otra de tirante estimado dentro del intervalo en que varía. La distancia entre las dos secciones debe ser pequeña, de acuerdo con la longitud del tramo en que se deba efectuar el cálculo.

En la **figura 3.15** se muestra el tramo de un canal prismático con rugosidad uniforme, limitado por las secciones **1** y **2**, separadas una distancia Δx . al aplicar la ecuación dinámica entre ambas secciones en términos de incrementos finitos, resulta

$$\Delta x = \frac{(1 - \bar{F}^2) \cos(\theta) \Delta y}{S_0 - \bar{S}_f} \quad (3.4)$$

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

Si se sustituye la ecuación $E_2 - E_1 = \Delta E = (1 - \bar{F}^2) \cos(\theta) \Delta y$ en la anterior, se obtiene

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - \bar{S}_f} \quad (3.5)$$

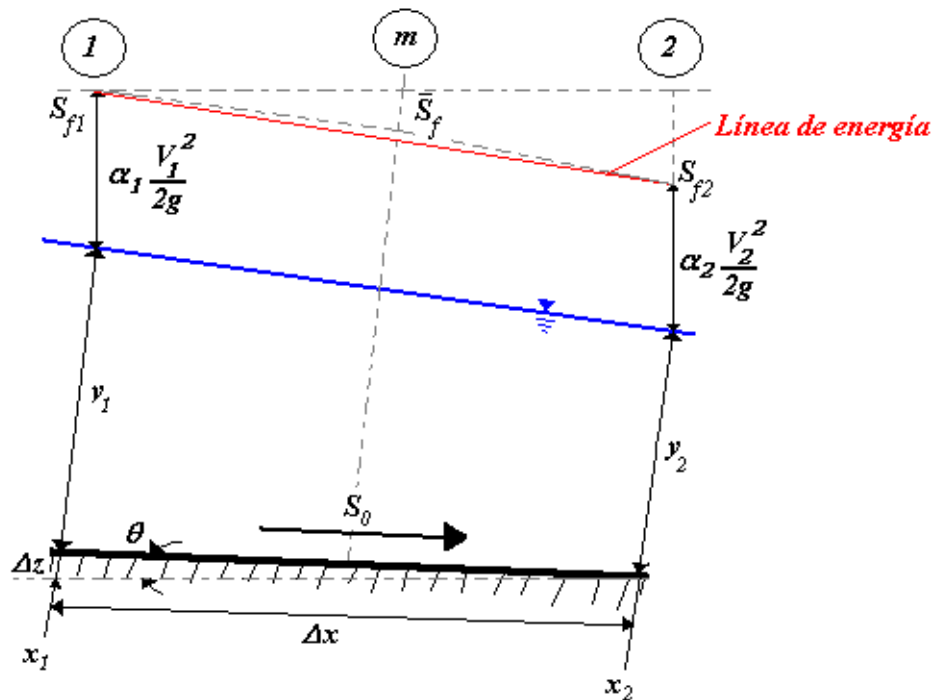


Figura 3.15 Tramo corto en un canal prismático (“Hidráulica de Canales”, Sotelo, 2001)

La energía específica debe calcularse con la ecuación tradicional, que es carga de velocidad más tirante. Entonces, esta ecuación se puede escribir de la siguiente forma:

$$x_2 = x_1 + \frac{E_2 - E_1}{S_0 - \bar{S}_f} \quad (3.6)$$

O bien en la forma original de la ecuación dinámica:

$$x_2 = x_1 + \frac{(1 - \bar{F}^2) \cos(\theta)}{S_0 - \bar{S}_f} (y_2 - y_1) \quad (3.7)$$

Que equivale a resolver la ecuación diferencial en términos de diferencias finitas, donde $\bar{F}$ testada es el número de Froude medio entre las dos secciones.

Existen distintas expresiones para seleccionar un valor representativo de la pendiente media de fricción en el tramo. La fórmula para obtener la pendiente media es:

$$\bar{S}_f = \frac{1}{2} (S_{f1} + S_{f2}) \quad (3.8)$$

La pendiente de fricción en cada sección se calcula mediante la ecuación de Manning, como se muestra:

$$S_{f1} = \left[\frac{V_1 n}{R_{h1}^{2/3}} \right]^2 \quad (3.9)$$

$$S_{f2} = \left[\frac{V_2 n}{R_{h2}^{2/3}} \right]^2 \quad (3.10)$$

Conocido 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 sección 1 si el cálculo es en la dirección del flujo, o en la sección 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 mostradas anteriormente, se calcula distancia que las separa. El tirante que se utiliza en la sección cuya ubicación se desconoce debe 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.

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

Pero no todos los canales están contruidos en pendientes suaves o rápidas, esto no es así, ya que dependen totalmente de la topografía y geología del lugar. De este modo, estos canales de descarga a menudo cuentan con curvas, ya sea verticales u horizontales, aunque éstas últimas es mejor, en la medida de lo posible, evitarlas. Así que cuando un canal artificial contiene una curva vertical el flujo es curvilíneo y una solución aproximada consiste en calcular el nivel de la energía en cualquier sección de la curva (excepto la inicial) con la expresión:

$$H = z + y \cos(\theta) + \frac{1}{\lambda^2} \frac{V^2}{2g} \quad (3.11)$$

Donde λ es el coeficiente de curvatura, que para un canal rectangular, como es nuestro caso, está dado por la ecuación

$$\lambda = \left[1 \pm \frac{R}{y} \right] \ln \left[1 \pm \frac{y}{R} \right] \quad (3.12)$$

El signo positivo se usa si la curvatura es convexa (fondo en el lado interior de la curva) y negativo si es cóncava (fondo en el lado exterior de la curva. Siendo R el radio de curvatura del fondo

Una dificultad secundaria se presenta cuando S_f tiende a S_0 , debido a que la diferencia $(S_0 - S_f)$ resulta muy pequeña y Δx tiende a ∞ ; esto ocurre en la zona donde el perfil tiende asintóticamente al flujo uniforme. Basta entonces utilizar un tirante que tenga una diferencia pequeña respecto al normal (es común el 1%) para dar por terminado el cálculo, evitando así la singularidad de un caso en donde un cálculo más refinado carece de interés en la práctica.

Desde luego, el procedimiento es tanto más preciso en cuanto más cortos sean los tramos escogidos. El criterio para seleccionar las secciones es entonces una decisión del proyectista; pero como una regla general, se pueden escoger secciones cuyas velocidades no varíen en más de un 5%. Se debe aclarar, además, que para orientar adecuadamente los cálculos es conveniente, antes de empezarlos, se haga un análisis para determinar qué tipo de perfil es el que se presenta en el canal en cuestión, de manera que se sepa de antemano si los tirantes van a aumentar o van a disminuir en la dirección que interese, y además saber cuál será su límite (“Hidráulica de Canales”, Sotelo, 2001).

Análisis Teórico del vertedor en prototipo

El análisis teórico del cálculo del perfil hidráulico del vertedor de excedencias se realizó en una hoja de cálculo y solo se presentan las tablas resúmenes indicando los parámetros más importantes del canal, así como su perfil para cada uno de los gastos de operación, según la política de operación de las compuertas.

El gasto de operación se presenta de la siguiente manera:

Gasto	Q _{prototipo} (m ³ /s)	Q _{modelo} (m ³ /s)
1	2 550	850
2	5 700	1 900
3	7 650	2 550
4	10 800	3 600
5	13 800	4 600
6	15 110	5 037

Tabla 3.2 Gastos de operación del vertedor en modelo y prototipo (“Funcionamiento Hidráulico del aireador”. Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

El canal de excedencias se dividió en tres canales, de los cuales los canales a los extremos se tomaron como canales auxiliares y el central se presenta como el canal de servicio. En los canales llamados 1 y 2, que son el de la margen izquierda y el canal central, respectivamente, se dividieron en 45 secciones cada uno y el canal 3, que es el de la margen derecha en 43 secciones, para su análisis. Asimismo, el canal presenta una transición saliendo del vertedor y llegando hasta la sección 19 en los tres canales. Cada uno tiene características físicas diferentes, tanto en alturas como en las transiciones. Por otro lado, el análisis se hizo para cada gasto, según la **tabla 3.2** y para cada canal. Siguiendo estas especificaciones, se llegó a los siguientes resultados, mostrados en las **tablas 3.3, 3.4 y 3.5 y las figuras 3.16 a 3.33**.

Canal 1

Sección	Longitud (x) (m)	Elevación (msnm)	Altura (z) (m)	seccion	Δx (m)	Δz (m)	
1	-4.180						
2	0.000	556.000	86.680	1 - 2	4.180		
3	3.757	555.444	86.124	2 - 3	3.757	0.556	
4	7.375	554.271	84.951	3 - 4	3.618	1.173	
5	10.821	552.657	83.337	4 - 5	3.446	1.614	
6	15.531	550.374	81.054	5 - 6	4.710	2.283	
7	20.423	548.609	79.189	6 - 7	4.892	1.866	
8	25.468	547.079	77.759	7 - 8	6.035	1.430	
9	30.698	546.093	76.773	8 - 9	6.140	0.986	
10	38.421	545.463	76.143	9 - 10	7.823	0.630	
11	39.021	545.457	76.137	10 - 11	0.600	0.006	
12	59.021	545.357	76.037	11 - 12	20.000	0.100	b (m) 28.571
13	79.020	545.257	75.937	12 - 13	19.999	0.100	27.792
14	99.020	545.157	75.837	13 - 14	20.000	0.100	27.012
15	119.020	545.057	75.737	14 - 15	20.000	0.100	26.233
16	139.020	544.957	75.637	15 - 16	20.000	0.100	25.453
17	159.020	544.857	75.537	16 - 17	20.000	0.100	24.674
18	179.020	544.757	75.437	17 - 18	20.000	0.100	23.895
19	184.020	544.732	75.412	18 - 19	5.000	0.025	23.7
20	208.507	544.610	75.290	19 - 20	24.487	0.122	
21	232.993	544.487	75.167	20 - 21	24.486	0.123	
22	257.476	544.365	75.045	21 - 22	24.483	0.122	
23	258.076	544.360	75.040	22 - 23	0.600	0.005	
24	265.318	543.983	74.663	23 - 24	7.242	0.377	
25	273.097	542.919	73.599	24 - 25	7.779	1.064	
26	280.754	541.182	71.862	25 - 26	7.657	1.737	
27	288.230	538.783	69.463	26 - 27	7.476	2.399	
28	296.828	535.087	65.767	27 - 28	8.598	3.696	
29	297.365	534.820	65.500	28 - 29	0.537	0.267	
30	315.247	525.854	56.534	29 - 30	17.882	8.966	
31	333.125	516.890	47.570	30 - 31	17.878	8.964	
32	337.765	514.563	45.243	31 - 32	4.640	2.327	
33	340.000	513.443	44.123	32 - 33	2.235	1.120	
34	381.276	492.746	23.426	33 - 34	41.276	20.697	
35	390.215	488.264	18.944	34 - 35	8.939	4.482	
36	399.154	483.782	14.462	35 - 36	8.939	4.482	
37	408.094	479.299	9.979	36 - 37	8.940	4.483	
38	417.033	474.817	5.497	37 - 38	8.939	4.482	
39	421.661	472.502	3.182	38 - 39	4.628	2.315	
40	422.200	472.279	2.959	39 - 40	0.539	0.223	
41	428.384	470.188	0.868	40 - 41	6.184	2.091	
42	435.107	469.320	0.000	41 - 42	6.723	0.868	
43	441.664	470.129	0.809	42 - 43	6.557	0.809	
44	448.222	473.605	4.285	43 - 44	6.558	3.476	
45	448.744	474.019	4.699	44 - 45	0.522	0.414	

Tabla 3.3 Secciones, Longitudes y Elevaciones del canal 1 para su análisis hidráulico.

➤ Para gasto 1: $Q_1 = 850 \text{ m}^3/\text{s}$

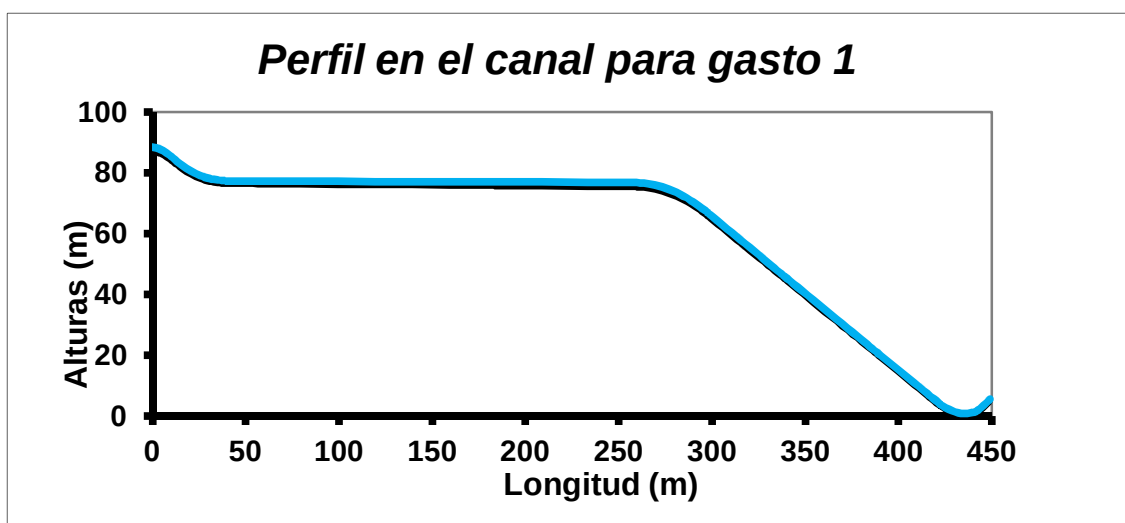


Figura 3.16 Perfil de agua en el canal de excedencias 1 para gasto de $850 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 2: $Q_2 = 1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)}$

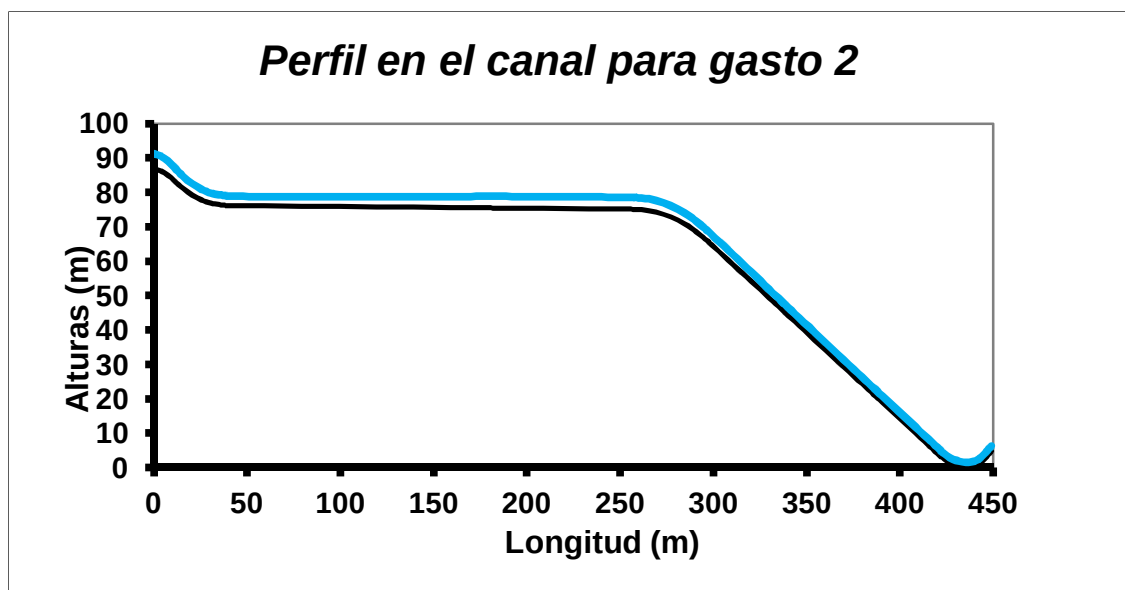


Figura 3.17 Perfil de agua en el canal de excedencias 1 para gasto de $1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 3: $Q_3 = 2\,550 \text{ (m}^3/\text{s)}$

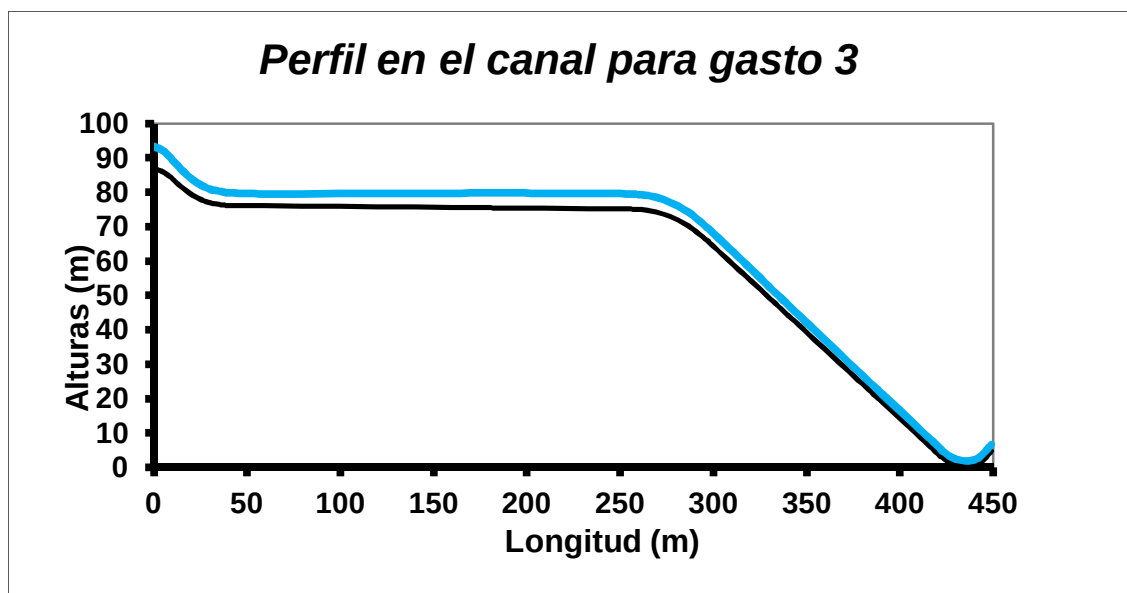


Figura 3.18 Perfil de agua en el canal de excedencias 1 para gasto de $2\,550 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 4: $Q_4 = 3\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

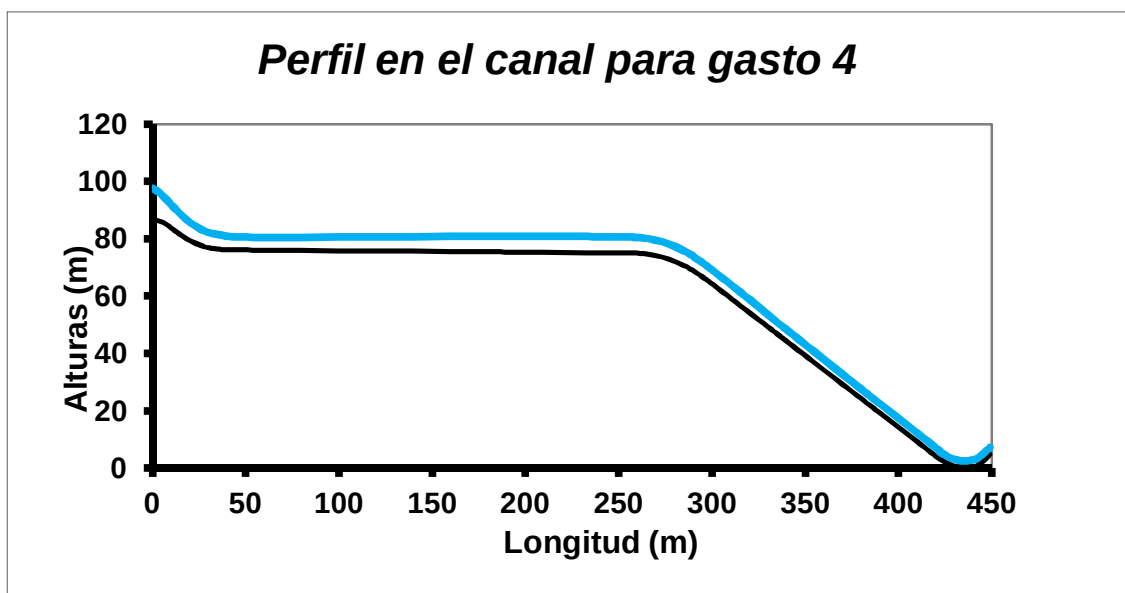


Figura 3.19 Perfil de agua en el canal de excedencias 1 para gasto de $3\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 5: $Q_5 = 4\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

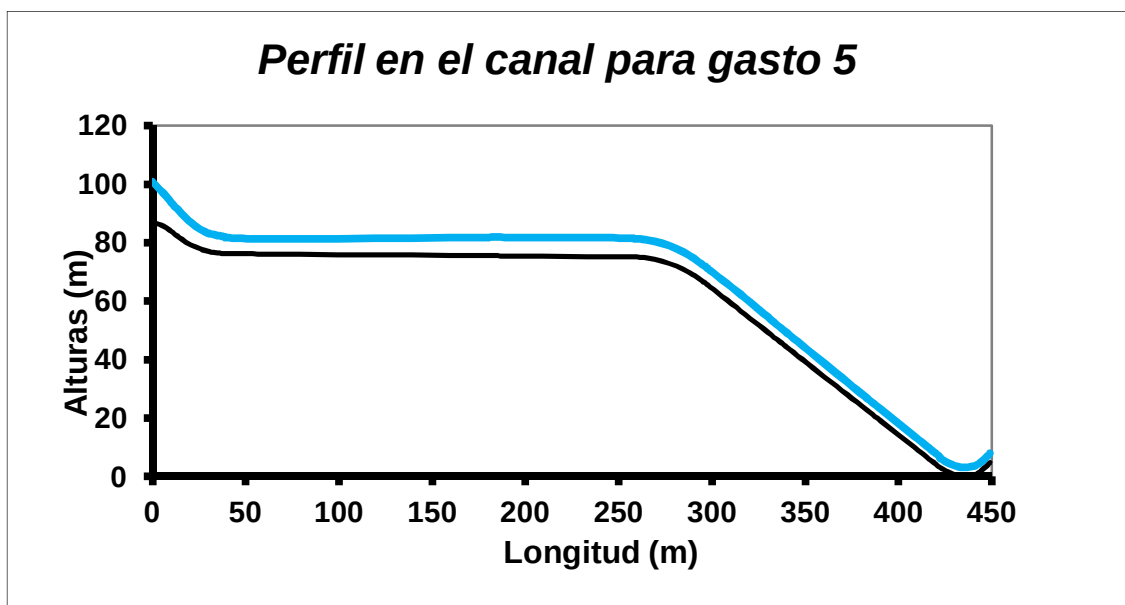


Figura 3.20 Perfil de agua en el canal de excedencias 1 para gasto de $4\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 6: $Q_6 = 5\,037 \text{ (m}^3/\text{s)}$

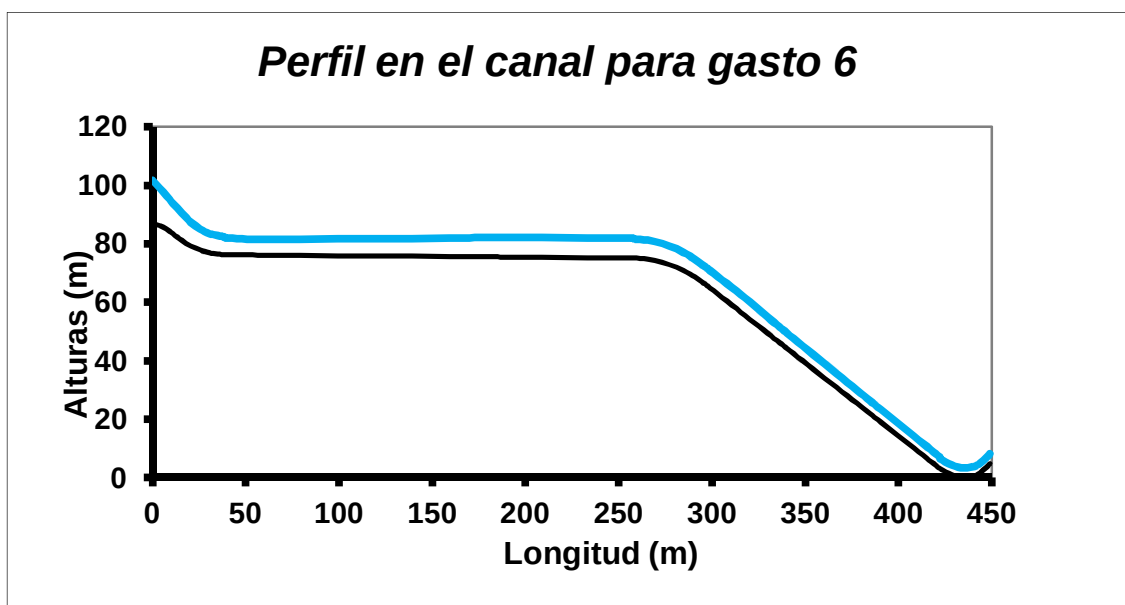


Figura 3.21 Perfil de agua en el canal de excedencias 1 para gasto de $5\,037 \text{ (m}^3/\text{s)}$

CANAL 2

Sección	Longitud (x) (m)	Elevación (msnm)	Altura (z) (m)	sección	Δx (m)	Δz (m)	
1	-4.180						
2	0.000	556.000	104.330	1 - 2	4.180		
3	3.757	555.444	103.774	2 - 3	3.757	0.556	
4	7.375	554.271	102.601	3 - 4	3.618	1.173	
5	10.821	552.657	100.987	4 - 5	3.446	1.614	
6	15.531	550.374	98.704	5 - 6	4.710	2.283	
7	20.423	548.509	96.839	6 - 7	4.892	1.865	
8	25.458	547.079	95.409	7 - 8	5.035	1.430	
9	30.598	546.093	94.423	8 - 9	5.140	0.986	
10	38.421	545.463	93.793	9 - 10	7.823	0.630	
11	39.021	545.457	93.787	10 - 11	0.600	0.006	
							b (m)
12	59.021	545.357	93.687	11 - 12	20.000	0.100	30.357
13	79.020	545.257	93.587	12 - 13	19.999	0.100	29.292
14	99.020	545.167	93.487	13 - 14	20.000	0.100	28.227
15	119.020	545.057	93.387	14 - 15	20.000	0.100	27.162
16	139.020	544.957	93.287	15 - 16	20.000	0.100	26.096
17	159.020	544.857	93.187	16 - 17	20.000	0.100	25.032
18	179.020	544.757	93.087	17 - 18	20.000	0.100	23.966
19	184.020	544.732	93.062	18 - 19	5.000	0.025	23.7
20	206.010	544.622	92.952	19 - 20	21.990	0.110	
21	228.001	544.512	92.842	20 - 21	21.991	0.110	
22	228.601	544.510	92.840	21 - 22	0.600	0.002	
23	236.021	544.171	92.501	22 - 23	7.420	0.339	
24	243.800	543.149	91.479	23 - 24	7.779	1.022	
25	251.457	541.454	89.784	24 - 25	7.657	1.695	
26	258.933	539.100	87.430	25 - 26	7.476	2.354	
27	267.531	535.460	83.790	26 - 27	8.598	3.640	
28	269.437	534.172	82.502	27 - 28	1.906	1.288	
29	279.953	528.642	76.972	28 - 29	10.516	5.530	
30	290.409	523.112	71.442	29 - 30	10.516	5.530	
31	314.577	510.435	58.765	30 - 31	24.108	12.677	
32	338.685	497.759	46.089	31 - 32	24.108	12.676	
33	340.000	497.068	45.398	32 - 33	1.315	0.691	
34	393.492	468.941	17.271	33 - 34	53.492	28.127	
35	398.750	466.176	14.506	34 - 35	5.258	2.765	
36	404.008	463.411	11.741	35 - 36	5.258	2.765	
37	409.266	460.647	8.977	36 - 37	5.258	2.764	
38	414.524	457.882	6.212	37 - 38	5.258	2.765	
39	419.782	455.118	3.448	38 - 39	5.258	2.764	
40	420.321	454.890	3.220	39 - 40	0.539	0.228	
41	427.035	452.539	0.869	40 - 41	6.714	2.351	
42	433.744	451.670	0.000	41 - 42	6.709	0.869	
43	440.986	452.655	0.985	42 - 43	7.242	0.985	
44	448.205	455.434	3.764	43 - 44	7.219	2.779	
45	448.744	455.690	4.020	43 - 44	0.539	0.256	

Tabla 3.4 Secciones, Longitudes y Elevaciones del canal 2 para su análisis hidráulico.

➤ Para gasto 1: $Q_1 = 850 \text{ (m}^3/\text{s)}$

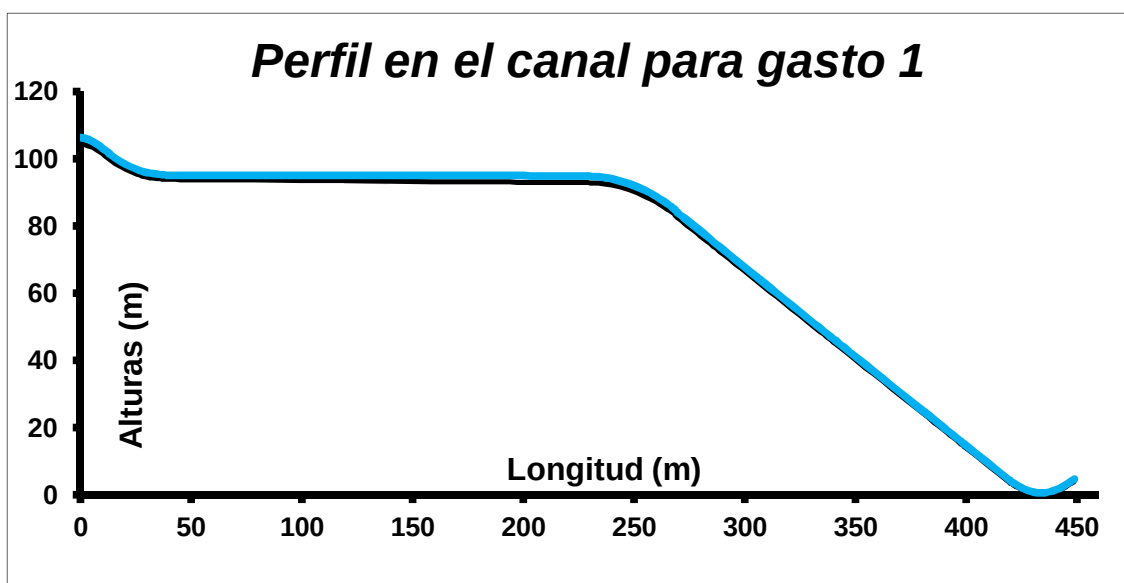


Figura 3.22 Perfil de agua en el canal de excedencias 2 para gasto de $850 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 2: $Q_2 = 1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)}$

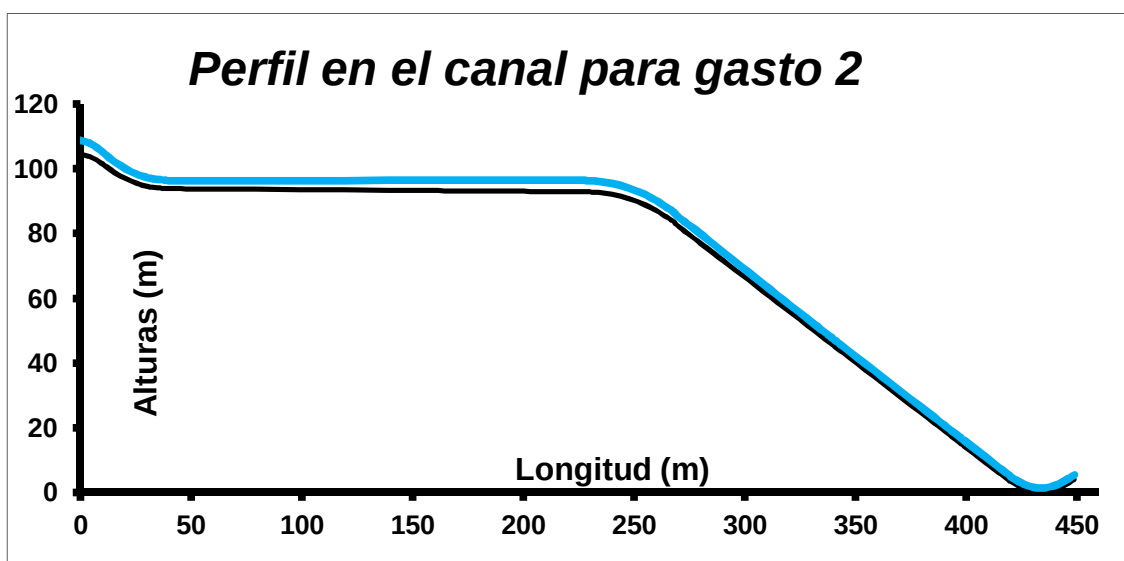


Figura 3.23 Perfil de agua en el canal de excedencias 2 para gasto de $1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 3: $Q_3 = 2\,550 \text{ (m}^3/\text{s)}$

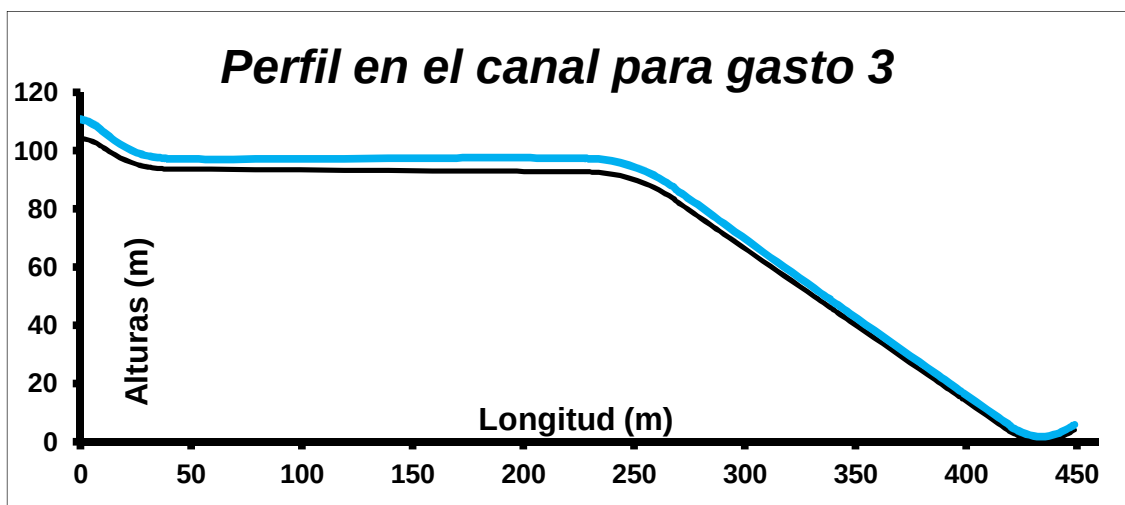


Figura 3.24 Perfil de agua en el canal de excedencias 2 para gasto de $2\,550 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 4: $Q_4 = 3\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

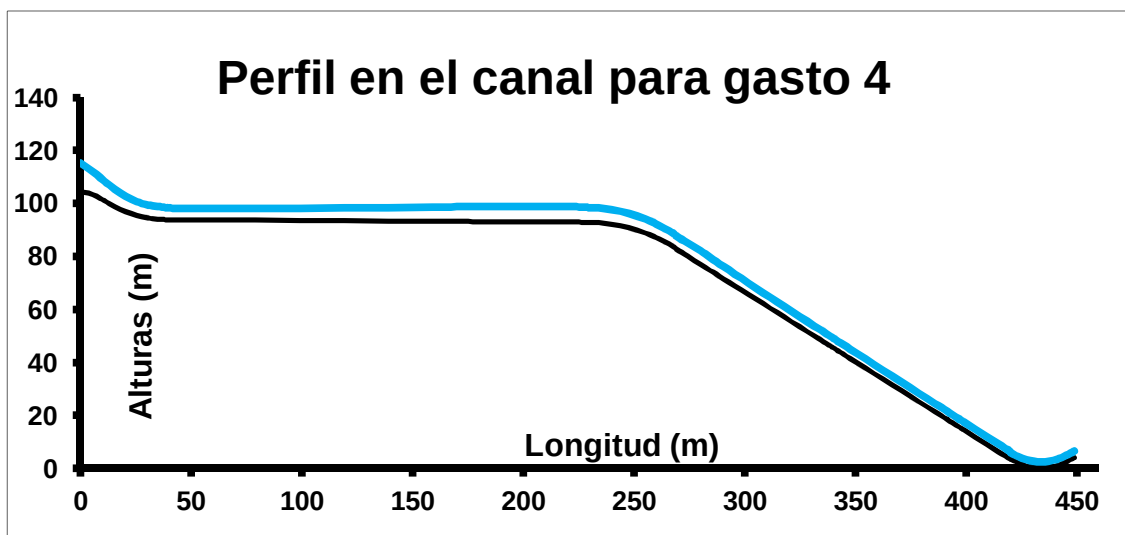


Figura 3.25 Perfil de agua en el canal de excedencias 2 para gasto de $3\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 5: $Q_5 = 4\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

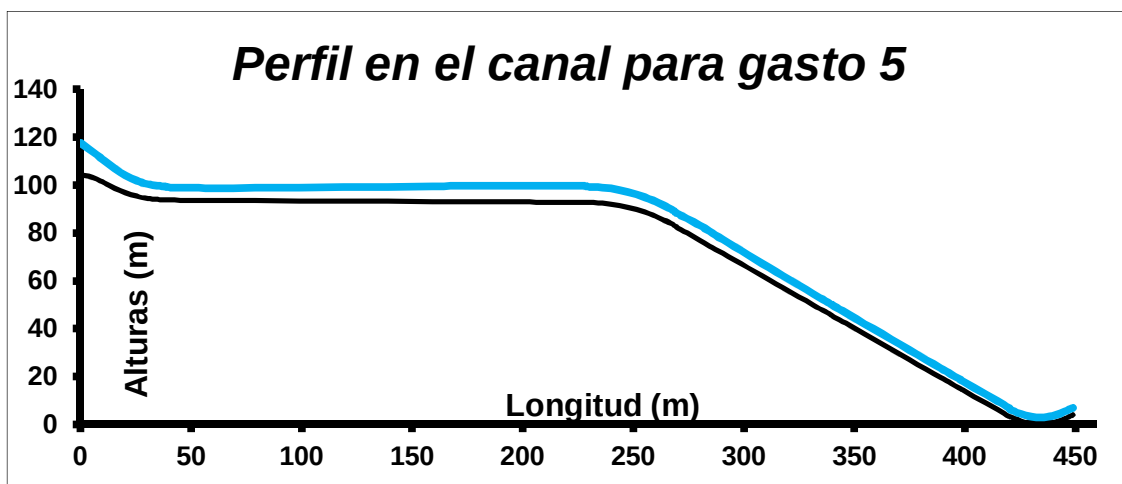


Figura 3.26 Perfil de agua en el canal de excedencias 2 para gasto de $4\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 6: $Q_6 = 5\,037 \text{ (m}^3/\text{s)}$

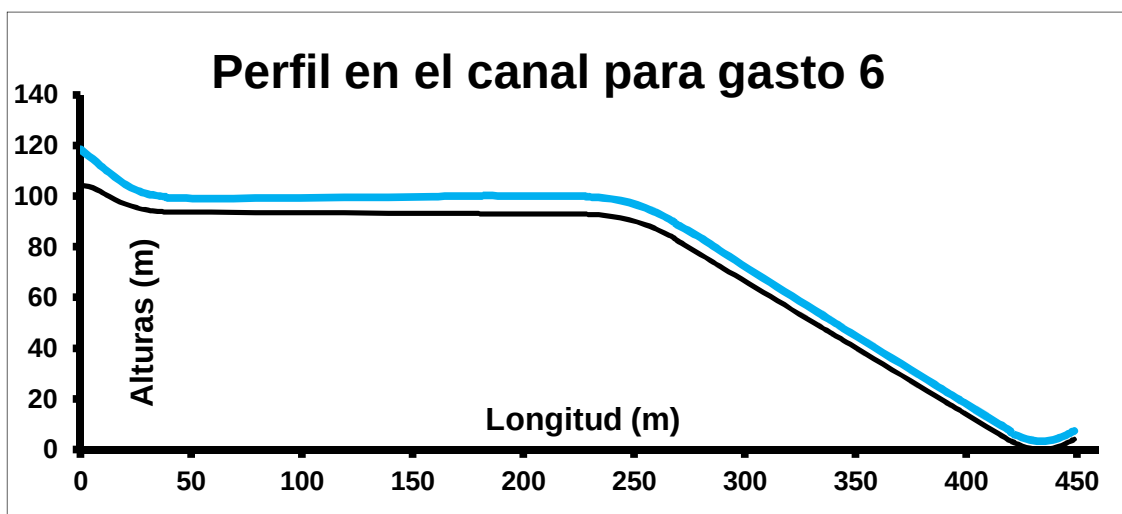


Figura 3.27 Perfil de agua en el canal de excedencias 2 para gasto de $5\,037 \text{ (m}^3/\text{s)}$

CANAL 3

Sección	Longitud (x) (m)	Elevación (msnm)	Altura (z) (m)	sección	Δx (m)	Δz (m)	
1	-4.180						
2	0.000	556.000	114.700	1 - 2	4.180		
3	3.757	555.444	114.144	2 - 3	3.757	0.556	
4	7.735	554.271	112.971	3 - 4	3.978	1.173	
5	10.821	552.657	111.357	4 - 5	3.086	1.614	
6	15.531	550.374	109.074	5 - 6	4.710	2.283	
7	20.423	548.509	107.209	6 - 7	4.892	1.865	
8	25.458	547.079	106.779	7 - 8	5.035	1.430	
9	30.598	546.093	104.793	8 - 9	5.140	0.986	
10	38.421	545.463	104.163	9 - 10	7.823	0.630	
11	39.021	545.457	104.157	10 - 11	0.600	0.006	
							b (m)
12	59.021	545.357	104.057	11 - 12	20.000	0.100	28.571
13	79.020	545.257	103.957	12 - 13	19.999	0.100	27.792
14	99.020	545.157	103.857	13 - 14	20.000	0.100	27.012
15	119.020	545.057	103.757	14 - 15	20.000	0.100	26.233
16	139.020	544.957	103.657	15 - 16	20.000	0.100	25.453
17	159.020	544.857	103.557	16 - 17	20.000	0.100	24.674
18	179.020	544.757	103.457	17 - 18	20.000	0.100	23.895
19	184.021	544.732	103.432	18 - 19	5.001	0.025	23.7
20	190.021	544.702	103.402	19 - 20	6.000	0.030	
21	190.553	544.659	103.359	20 - 21	0.532	0.043	
22	198.977	544.213	102.913	21 - 22	8.424	0.446	
23	207.401	542.922	101.622	22 - 23	8.424	1.291	
24	215.825	540.748	99.448	23 - 24	8.424	2.174	
25	224.249	537.707	96.407	24 - 25	8.424	3.041	
26	232.673	533.680	92.380	25 - 26	8.424	4.027	
27	233.273	533.380	92.080	26 - 27	0.600	0.300	
28	250.757	523.668	82.368	27 - 28	17.484	9.712	
29	268.241	513.956	72.656	28 - 29	17.484	9.712	
30	287.815	503.084	61.784	29 - 30	19.574	10.872	
31	290.000	501.870	60.570	30 - 31	2.185	1.214	
32	323.643	483.182	41.882	31 - 32	33.643	18.688	
33	357.286	464.495	23.195	32 - 33	33.643	18.687	
34	366.028	459.639	18.339	33 - 34	8.742	4.856	
35	374.771	454.782	13.482	34 - 35	8.743	4.857	
36	383.512	449.927	8.627	35 - 36	8.741	4.855	
37	392.254	445.070	3.770	36 - 37	8.742	4.857	
38	392.793	444.782	3.482	37 - 38	0.539	0.288	
39	399.819	442.259	0.959	38 - 39	7.026	2.523	
40	406.807	441.300	0.000	39 - 40	6.988	0.969	
41	413.450	442.088	0.788	40 - 41	6.643	-0.788	
42	420.044	445.623	4.323	41 - 42	6.594	-3.535	
43	420.556	446.019	4.719	42 - 43	0.512	9.042	

Tabla 3.5 Secciones, Longitudes y Elevaciones del canal 3 para su análisis hidráulico.

➤ Para gasto 1: $Q_1 = 850 \text{ (m}^3/\text{s)}$

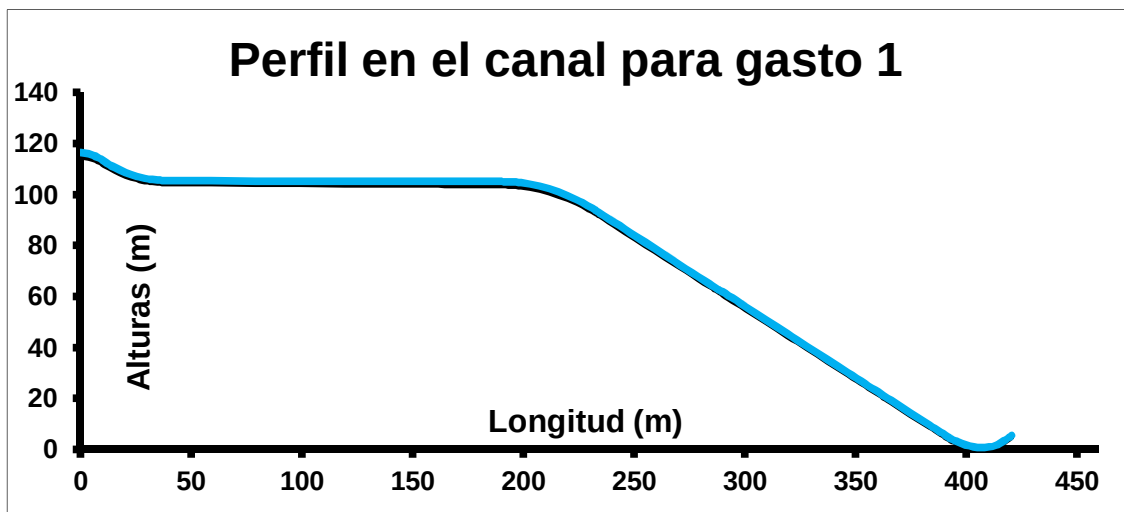


Figura 3.28 Perfil de agua en el canal de excedencias 3 para gasto de $850 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 2: $Q_2 = 1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)}$

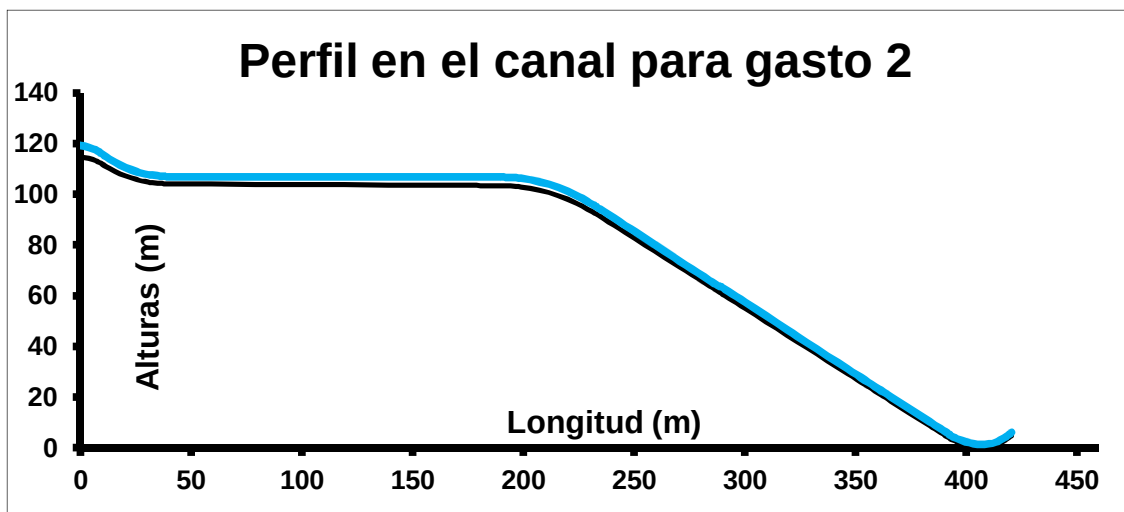


Figura 3.29 Perfil de agua en el canal de excedencias 3 para gasto de $1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 3: $Q_3 = 2\,550 \text{ (m}^3/\text{s)}$

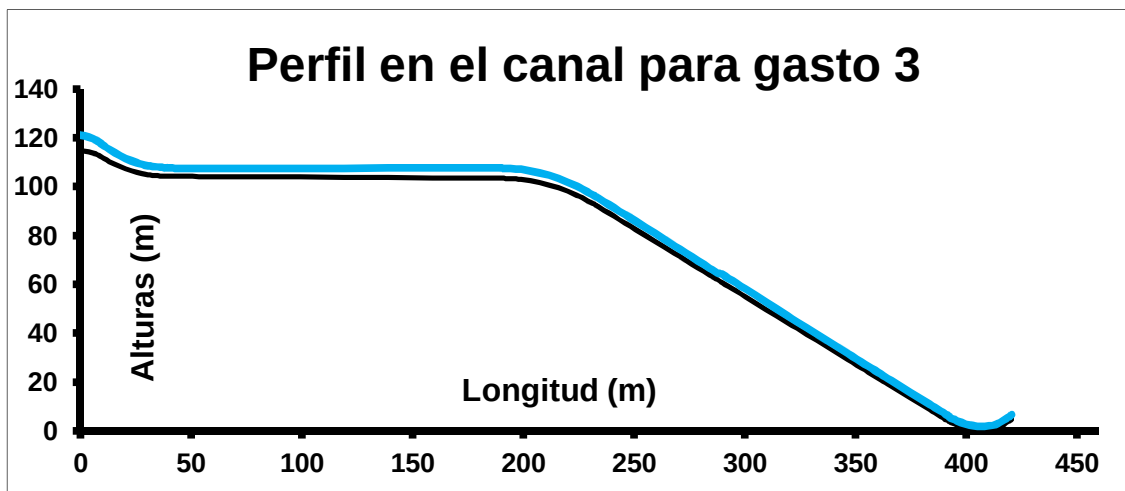


Figura 3.30 Perfil de agua en el canal de excedencias 3 para gasto de $2\,550 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 4: $Q_4 = 3\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

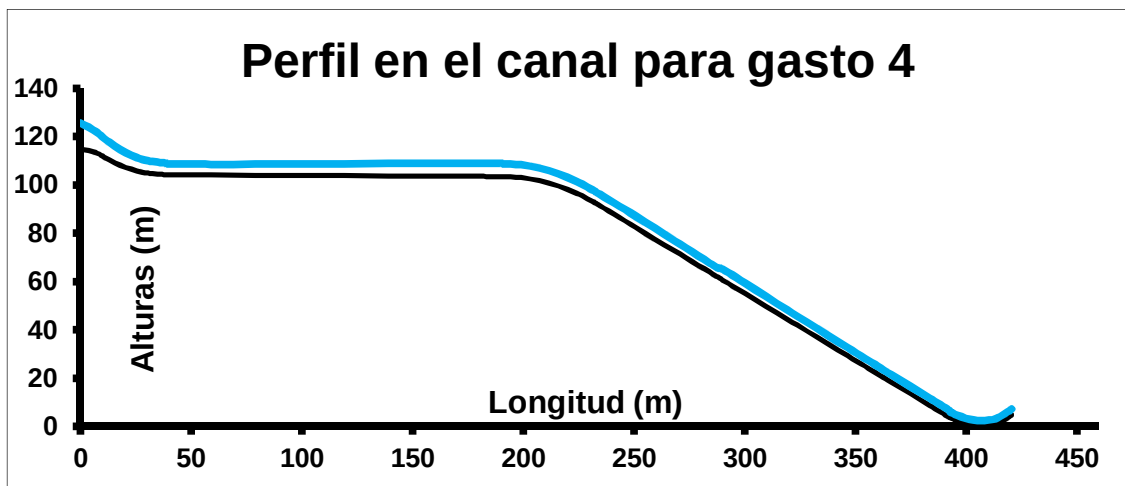


Figura 3.31 Perfil de agua en el canal de excedencias 3 para gasto de $3\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 5: $Q_5 = 4\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

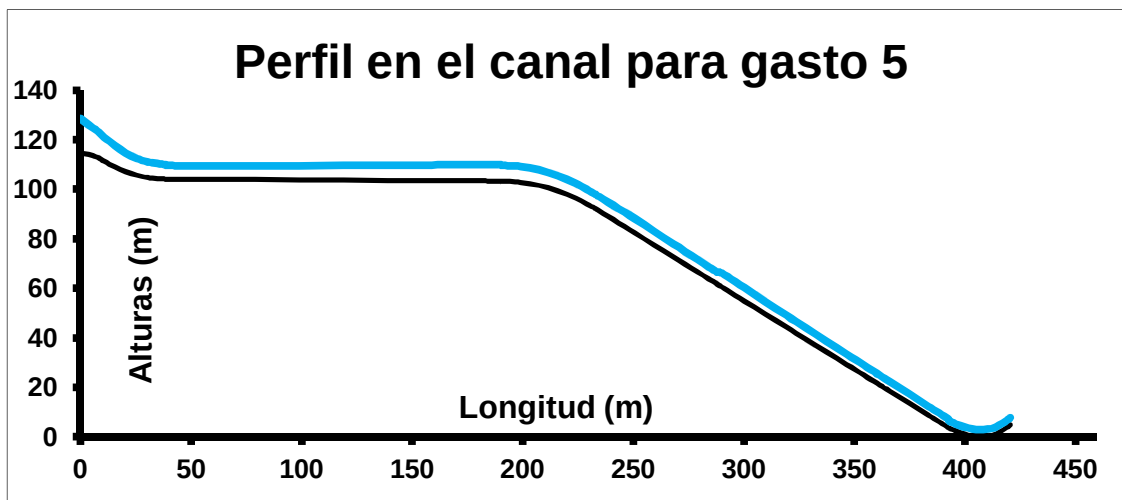


Figura 3.32 Perfil de agua en el canal de excedencias 3 para gasto de $4\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

➤ Para gasto 6: $Q_6 = 5\,037 \text{ (m}^3/\text{s)}$

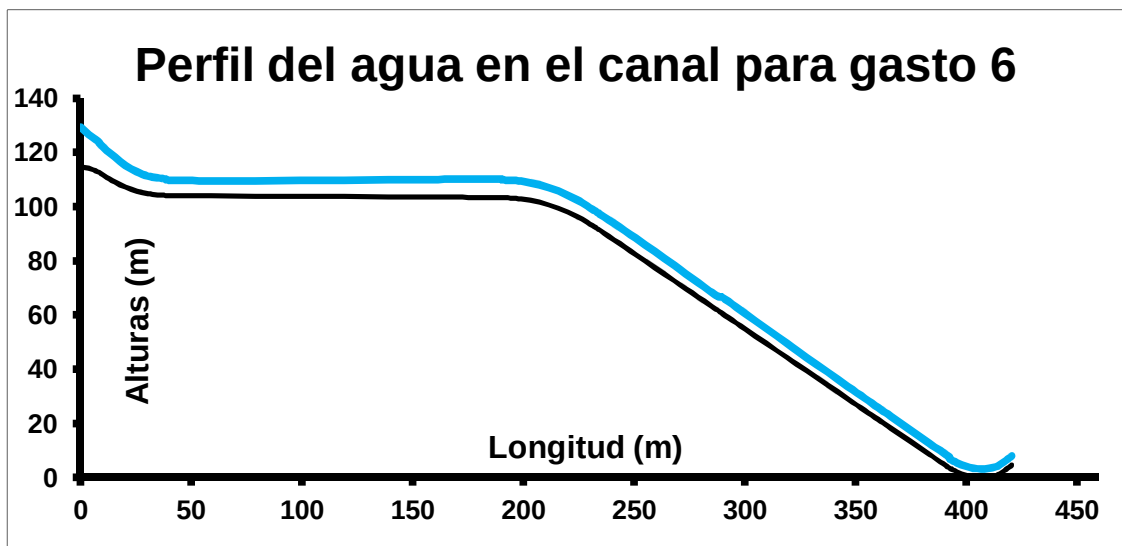


Figura 3.33 Perfil de agua en el canal de excedencias 3 para gasto de $5\,037 \text{ (m}^3/\text{s)}$

III.3.2 Estudio hidráulico del vertedor de excedencias del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, sin aireadores. Estudio Experimental

El estudio experimental se realizó en los modelos hidráulicos del Laboratorio de Hidráulica de la Comisión Federal de Electricidad ubicado en la ciudad de Cuernavaca. Este estudio experimental se llevó a cabo en el canal 1:30. Estas mediciones se tomaron de la siguiente manera.

Se estableció, primero, un gasto en el tanque aforador, que es un vertedor rectangular bien calibrado, en el cual, se garantiza un gasto establecido y constante para todo el análisis. Ya fijado este gasto, se hace pasar por el vertedor del modelo hidráulico un caudal determinado, en litros por segundo, simulando un gasto real del prototipo. Se observó después que el gasto y el flujo fueran lo más estable posible al recorrer toda la obra de excedencia. Con esto se procedió a medir el perfil.

Esta medición se realizó como sigue: se tomaron dos lecturas para una misma zona; esto es, un tirante máximo y un tirante mínimo según la fluctuación del flujo y la margen donde se estuviera, para cada sección determinada. Con ayuda de un limnómetro, se anotaban los registros en una hoja con formato, aprobada por el Laboratorio. Así se hizo para las 45 secciones en que se dividió el canal.

El material que se utilizó para obtener estas mediciones fue un limnómetro de punta instalado en el canal. Un flexómetro para determinar la distancia entre secciones en que se dividió el canal y donde se midieron todos los tirantes. Y una cinta adhesiva roja que se utilizó para resaltar el perfil del agua en las paredes del modelo.

Ya con todas las secciones medidas, se realizó el análisis. Éste consistió en que se obtuviera el promedio de cada medición en la sección, el cual se utilizó después para obtener la gráfica del perfil del agua al transitar por todo el canal. Las elevaciones que se tomaron en cuenta fueron las diferencias de niveles de una sección a otra, tomadas del prototipo. Asimismo, se tomaron en cuenta los cadenamientos reales del prototipo para realizar la gráfica del perfil. Éstas se presentan en las **figuras 3.34 a 3.39**.

En las tablas numéricas siguientes, se presentan los registros obtenidos del perfil en modelo hidráulico y las elevaciones del prototipo. Con la suma del tirante promedio y la elevación, se obtendrá el perfil del agua para cada gasto de operación indicado. En las **tablas 3.6, 3.7, 3.8, 3.9, 3.10 y 3.11** se muestra el análisis de datos de la medición del perfil para todos los gastos de operación. Incluye su gráfica, donde se tomó como base los cadenamientos reales del prototipo.

$Q_{\text{prototipo}} = 850 \text{ (m}^3/\text{s)} \rightarrow Q_{\text{modelo}} = 65.48 \text{ (lps)}$								
Sección	Margen izq.		Margen der.		Elevación (m)	Tirante prom. (cm)	Longitud (m)	Perfil -----
	máx.	mín.	máx.	mín.				
1	20.10	20.10	20.10	20.10	-----	-----	-----	-----
2	19.23	19.23	19.23	19.23	104.330	19.23	0.00	123.560
3	1.41	0.75	2.25	2.13	103.774	1.64	3.76	105.409

4	1.38	0.96	2.88	2.22	102.601	1.86	7.38	104.461
5	2.34	1.80	1.62	1.17	100.987	1.73	10.82	102.720
6	2.01	1.89	1.68	1.38	98.704	1.74	15.53	100.444
7	1.65	1.44	1.77	1.53	96.839	1.60	20.42	98.437
8	1.59	1.41	1.71	1.44	95.409	1.54	25.46	96.946
9	1.92	1.68	1.86	1.68	94.423	1.79	30.60	96.208
10	1.86	1.65	1.83	1.65	93.793	1.75	38.42	95.541
11	1.68	1.59	1.71	1.53	93.787	1.63	39.02	95.415
12	1.98	1.83	1.68	1.56	93.687	1.76	59.02	95.450
13	2.04	1.68	1.68	1.50	93.587	1.73	79.02	95.312
14	1.83	1.59	1.89	1.77	93.487	1.77	99.02	95.257
15	1.95	1.68	1.86	2.01	93.387	1.88	119.02	95.262
16	1.98	1.77	1.86	1.68	93.287	1.82	139.02	95.110
17	2.13	1.92	1.92	1.71	93.187	1.92	159.02	95.107
18	1.95	1.80	1.95	1.86	93.087	1.89	179.02	94.977
19	2.13	1.80	2.07	1.89	93.062	1.97	184.02	95.035
20	2.22	1.95	2.13	1.95	92.952	2.06	206.01	95.014
21	2.40	2.07	2.01	1.77	92.842	2.06	228.00	94.904
22	2.13	1.98	2.31	2.16	92.840	2.15	228.60	94.985
23	2.13	1.97	2.30	2.14	92.501	2.13	236.02	94.635
24	2.19	1.80	2.13	1.92	91.479	2.01	243.80	93.490
25	2.07	1.71	2.04	1.89	89.784	1.93	251.46	91.711
26	1.68	1.53	1.95	1.80	87.430	1.74	258.93	89.170
27	1.86	1.56	1.65	1.44	83.790	1.63	267.53	85.418
28	1.86	1.56	1.66	1.44	82.502	1.63	269.44	84.131
29	1.86	1.56	1.68	1.44	76.972	1.64	279.95	78.607
30	2.13	1.77	1.65	1.41	71.442	1.74	290.47	73.182
31	1.74	1.50	1.59	1.41	58.765	1.56	314.58	60.325
32	1.26	1.08	1.44	1.23	46.089	1.25	338.69	47.342
33	1.50	1.35	1.50	1.35	45.398	1.43	340.00	46.823
34	2.40	2.10	2.55	2.25	17.271	2.33	393.49	19.596
35	1.50	1.20	1.50	1.20	14.506	1.35	398.75	15.856
36	1.80	1.35	1.65	1.35	11.741	1.54	404.01	13.279
37	1.95	1.35	2.10	1.80	8.977	1.80	409.27	10.777
38	1.65	1.35	2.25	1.95	6.212	1.80	414.52	8.012
39	1.35	0.90	1.80	1.50	3.448	1.39	419.78	4.835
40	1.35	1.05	1.65	1.35	3.220	1.35	420.32	4.570
41	1.50	1.20	1.50	1.35	0.869	1.39	427.04	2.256
42	1.80	1.50	1.35	1.20	0.000	1.46	433.744	1.463
43	1.95	1.65	1.35	1.20	0.985	1.54	440.986	2.522
44	1.65	1.50	1.50	1.20	3.764	1.46	448.205	5.227
45	1.65	1.50	1.65	1.35	4.020	1.54	448.744	5.557

Tabla 3.6 Mediciones y análisis de datos para Gasto en prototipo de 850(m³/s)

Gráficamente:

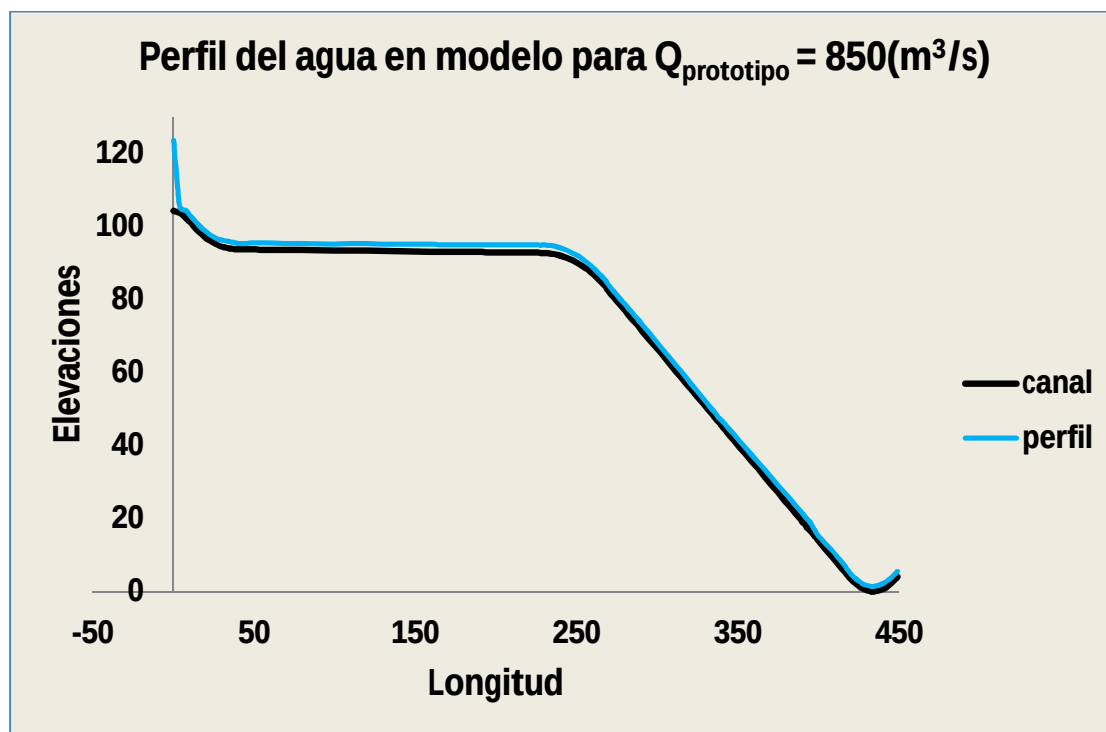


Fig. 3.34 Perfil del agua en modelo para Gasto en prototipo de $850 \text{ (m}^3/\text{s)}$

En esta figura se puede observar el comportamiento del agua en el modelo hidráulico. Como se aprecia, el caudal es muy pequeño, por lo que toma la forma del canal sin ningún problema. Esta línea del perfil se midió desde la parte superior del vertedor y en la teoría, desde la salida del agua de la compuerta.

$Q_{\text{prototipo}} = 1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)} \rightarrow Q_{\text{modelo}} = 146.37 \text{ (lps)}$								
Sección	Margen izq.		Margen der.		Elevación (m)	Tirante (cm)	Longitud (m)	Perfil
	máx.	mín.	máx.	mín.				
1	20.25	20.19	20.31	19.95	-----	-----	-----	-----
2	19.53	19.38	19.56	19.35	104.330	19.46	0.00	123.785
3	4.74	4.53	5.25	5.16	103.774	4.92	3.76	108.694
4	4.32	3.93	6.12	4.83	102.601	4.80	7.38	107.401
5	4.20	3.84	4.89	4.41	100.987	4.37	10.82	105.352
6	4.20	3.60	4.38	4.20	98.704	4.10	15.53	102.799
7	4.05	3.84	4.17	3.93	96.839	4.04	20.42	100.874
8	3.96	3.45	3.93	3.66	95.409	3.77	25.46	99.181
9	4.08	3.66	3.90	3.66	94.423	3.80	30.60	98.218
10	3.84	3.90	3.99	3.90	93.793	3.97	38.42	97.761
11	3.75	3.66	3.96	3.87	93.787	3.83	39.02	97.620

12	3.90	3.45	3.87	3.63	93.687	3.68	59.02	97.362
13	3.90	3.60	3.90	3.66	93.587	3.77	79.02	97.352
14	3.90	3.60	3.84	3.63	93.487	3.74	99.02	97.230
15	3.90	3.60	3.96	3.69	93.387	3.79	119.02	97.175
16	3.90	3.66	4.29	3.96	93.287	3.95	139.02	97.240
17	4.05	3.72	4.05	3.75	93.187	3.89	159.02	97.080
18	4.20	3.90	4.20	3.90	93.087	4.05	179.02	97.137
19	4.05	3.75	4.14	3.81	93.062	3.94	184.02	97.000
20	4.20	3.90	4.11	3.90	92.952	4.03	206.01	96.979
21	4.35	4.05	4.41	4.14	92.842	4.24	228.00	97.079
22	4.11	3.96	4.23	3.99	92.840	4.07	228.60	96.913
23	4.11	3.95	4.22	3.97	92.501	4.06	236.02	96.564
24	4.14	3.84	4.14	3.75	91.479	3.97	243.80	95.447
25	3.96	3.60	3.75	3.45	89.784	3.69	251.46	93.474
26	3.75	3.45	3.66	3.15	87.430	3.50	258.93	90.933
27	3.75	3.51	3.45	3.00	83.790	3.43	267.53	87.218
28	3.69	3.44	3.41	2.98	82.502	3.38	269.44	85.878
29	3.45	3.15	3.24	2.88	76.972	3.18	279.95	80.152
30	3.30	3.00	3.00	2.70	71.442	3.00	290.47	74.442
31	2.85	2.49	3.00	2.70	58.765	2.76	314.58	61.525
32	2.76	2.40	2.64	2.40	46.089	2.55	338.69	48.639
33	2.55	2.40	2.94	2.70	45.398	2.65	340.00	48.046
34	4.05	2.85	3.75	3.30	17.271	3.49	393.49	20.759
35	3.45	3.00	3.00	2.70	14.506	3.04	398.75	17.544
36	3.45	3.00	3.15	2.70	11.741	3.08	404.01	14.816
37	3.30	2.85	3.30	3.00	8.977	3.11	409.27	12.090
38	2.70	2.40	2.85	2.40	6.212	2.59	414.52	8.799
39	2.85	2.40	2.55	2.25	3.448	2.51	419.78	5.960
40	2.85	2.40	2.55	2.25	3.220	2.51	420.32	5.732
41	3.15	2.70	2.70	2.40	0.869	2.74	427.04	3.606
42	3.30	3.00	3.00	2.70	0.000	3.00	433.744	3.000
43	3.15	2.85	3.00	3.15	0.985	3.04	440.986	4.022
44	3.15	3.00	3.00	3.30	3.764	3.11	448.205	6.877
45	3.15	2.85	3.00	2.70	4.020	2.93	448.744	6.945

Tabla 3.7 Mediciones y análisis de datos para Gasto en prototipo de 1 900(m³/s)

Gráficamente:

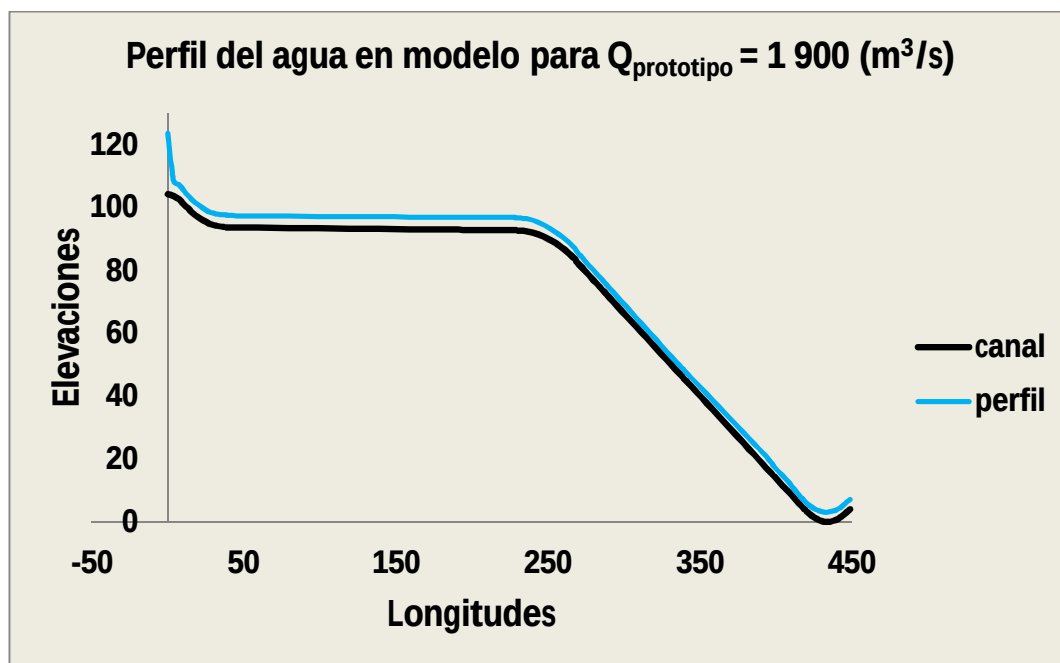


Fig. 3.35 Perfil del agua en modelo para Gasto en prototipo de 1 900(m³/s)

Para esta gráfica el caudal ya es importante, se aprecia cómo sigue la forma del canal, pero ya despegándose un poco más y presentando algunas fluctuaciones.

Q _{prototipo} = 2 550 (m ³ /s) → Q _{modelo} = 196.44 (lps)								
Sección	Margen izq.		Margen der.		Elevación (m)	Tirante (cm)	Longitud (m)	Perfil
	máx.	mín.	máx.	mín.				
1	21.00	20.40	21.15	20.25	-----	-----	-----	-----
2	20.70	19.80	20.37	19.89	104.330	20.19	0.00	124.520
3	7.02	6.30	6.99	6.51	103.774	6.71	3.76	110.479
4	6.90	6.30	7.35	6.30	102.601	6.71	7.38	109.314
5	6.90	5.70	6.30	5.25	100.987	6.04	10.82	107.025
6	6.90	6.00	6.30	5.55	98.704	6.19	15.53	104.892
7	6.00	5.56	5.55	4.95	96.839	5.51	20.42	102.354
8	6.60	5.85	5.40	4.95	95.409	5.70	25.46	101.109
9	5.85	5.40	5.40	4.95	94.423	5.40	30.60	99.823
10	5.70	5.25	5.85	5.40	93.793	5.55	38.42	99.343
11	5.25	4.95	5.55	5.10	93.787	5.21	39.02	99.000
12	5.10	4.95	5.40	5.10	93.687	5.14	59.02	98.825
13	5.55	5.25	5.40	4.80	93.587	5.25	79.02	98.837
14	6.00	5.25	5.25	4.80	93.487	5.33	99.02	98.812
15	5.25	5.10	5.70	5.10	93.387	5.29	119.02	98.675

16	5.55	5.25	5.85	5.40	93.287	5.51	139.02	98.800
17	6.00	5.55	5.40	4.95	93.187	5.48	159.02	98.662
18	6.00	5.70	5.70	5.25	93.087	5.66	179.02	98.749
19	5.40	5.25	5.85	5.40	93.062	5.48	184.02	98.537
20	6.15	5.70	5.55	5.10	92.952	5.63	206.01	98.577
21	6.30	5.85	5.70	5.25	92.842	5.78	228.00	98.617
22	5.40	5.10	6.30	5.70	92.840	5.63	228.60	98.465
23	5.40	5.10	6.28	5.68	92.501	5.61	236.02	98.115
24	5.40	5.10	6.00	5.40	91.479	5.48	243.80	96.954
25	4.95	4.65	5.10	4.50	89.784	4.80	251.46	94.584
26	5.25	4.95	5.10	4.65	87.430	4.99	258.93	92.418
27	4.80	4.50	4.95	4.50	83.790	4.69	267.53	88.478
28	4.80	4.50	4.86	4.37	82.502	4.63	269.44	87.135
29	4.80	4.50	4.50	3.90	76.972	4.43	279.95	81.397
30	5.10	4.80	4.35	3.90	71.442	4.54	290.47	75.979
31	4.50	4.05	3.90	3.45	58.765	3.98	314.58	62.740
32	3.90	3.45	4.20	3.60	46.089	3.79	338.69	49.877
33	3.45	3.15	3.90	3.45	45.398	3.49	340.00	48.886
34	4.80	3.75	4.50	4.20	17.271	4.31	393.49	21.584
35	4.05	3.60	3.60	3.15	14.506	3.60	398.75	18.106
36	3.90	3.60	3.60	3.30	11.741	3.60	404.01	15.341
37	3.60	3.30	3.45	3.00	8.977	3.34	409.27	12.315
38	3.45	3.15	3.75	3.15	6.212	3.38	414.52	9.587
39	3.60	3.15	3.30	3.00	3.448	3.26	419.78	6.710
40	3.75	3.15	3.60	3.15	3.220	3.41	420.32	6.632
41	4.05	3.45	3.30	3.00	0.869	3.45	427.04	4.319
42	3.90	3.60	3.60	3.15	0.000	3.56	433.744	3.563
43	3.90	3.60	4.05	3.60	0.985	3.79	440.986	4.772
44	4.05	3.72	4.20	3.75	3.764	3.93	448.205	7.694
45	3.75	3.42	4.05	3.75	4.020	3.74	448.744	7.762

Tabla 3.8 Mediciones y análisis de datos para Gasto en prototipo de 2 550(m³/s)

Gráficamente:

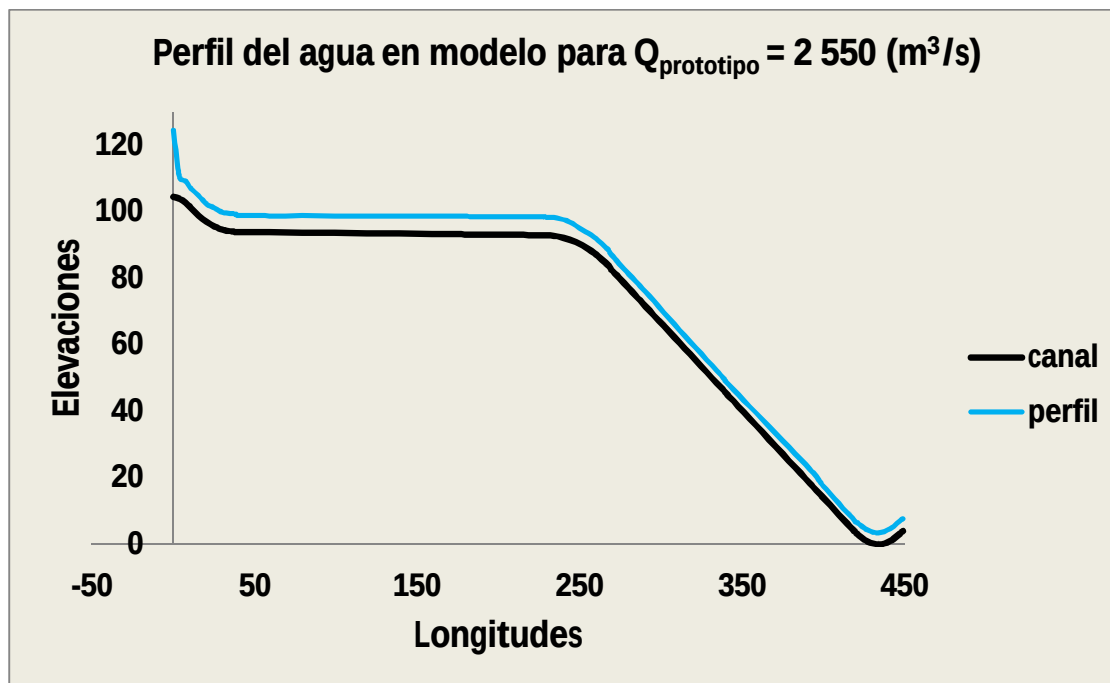


Fig. 3.36 Perfil del agua en modelo para Gasto en prototipo de 2 550 (m³/s)

Como se puede observar en la gráfica, la línea que representa al perfil del agua en el canal se va despegando ya del mismo y en la rápida converge a la conducción. Esto es perfectamente válido, ya que en la rápida aumenta de velocidad en forma considerable debido a la caída. En el análisis del prototipo aparece exactamente lo mismo.

Q_{prototipo} = 3 600 (m³/s) → Q_{modelo} = 277.33 (lps)								
Sección	Margen izq.		Margen der.		Elevación (m)	Tirante (cm)	Longitud (m)	Perfil
	máx.	mín.	máx.	mín.				
1	18.90	18.00	19.35	18.00	-----	-----	-----	-----
2	18.75	17.25	19.20	18.00	104.330	18.30	0.00	122.630
3	11.70	11.25	12.30	11.70	103.774	11.74	3.76	115.512
4	11.40	10.65	39.00	36.00	102.601	24.26	7.38	126.864
5	10.05	9.45	9.60	9.00	100.987	9.53	10.82	110.512
6	9.90	9.30	9.15	8.70	98.704	9.26	15.53	107.967
7	9.60	9.15	8.85	8.55	96.839	9.04	20.42	105.877
8	9.15	8.70	8.70	8.40	95.409	8.74	25.46	104.147
9	8.70	8.40	8.70	8.40	94.423	8.55	30.60	102.973
10	8.25	7.80	8.70	8.25	93.793	8.25	38.42	102.043
11	8.25	7.80	8.70	8.10	93.787	8.21	39.02	102.000
12	7.95	7.65	8.10	7.80	93.687	7.88	59.02	101.562

13	8.10	7.65	7.50	7.05	93.587	7.58	79.02	101.162
14	8.25	7.80	8.25	7.95	93.487	8.06	99.02	101.550
15	7.80	7.50	8.25	7.95	93.387	7.88	119.02	101.262
16	8.70	8.10	8.40	7.95	93.287	8.29	139.02	101.575
17	8.55	8.10	8.25	7.80	93.187	8.18	159.02	101.362
18	8.25	8.10	8.25	7.80	93.087	8.10	179.02	101.187
19	8.10	7.80	8.70	8.40	93.062	8.25	184.02	101.312
20	8.70	8.40	8.10	7.80	92.952	8.25	206.01	101.202
21	8.25	7.95	8.70	8.40	92.842	8.33	228.00	101.167
22	7.80	7.35	9.00	8.55	92.840	8.18	228.60	101.015
23	7.80	7.35	8.93	8.49	92.501	8.14	236.02	100.645
24	7.80	7.35	8.10	7.80	91.479	7.76	243.80	99.242
25	7.95	7.35	6.90	6.60	89.784	7.20	251.46	96.984
26	7.95	7.35	6.90	6.30	87.430	7.13	258.93	94.555
27	7.80	6.90	6.90	5.85	83.790	6.86	267.53	90.653
28	7.68	6.84	6.90	5.82	82.502	6.81	269.44	89.310
29	7.20	6.60	6.90	5.70	76.972	6.60	279.95	83.572
30	6.90	6.30	6.30	5.70	71.442	6.30	290.47	77.742
31	5.25	4.95	6.00	5.40	58.765	5.40	314.58	64.165
32	5.25	4.95	6.30	5.70	46.089	4.55	338.69	51.639
33	5.25	4.80	4.35	4.05	45.398	4.61	340.00	50.011
34	6.00	5.55	5.55	5.10	17.271	5.55	393.49	22.821
35	5.85	5.40	4.95	4.50	14.506	5.18	398.75	19.681
36	5.55	4.95	4.80	4.35	11.741	4.91	404.01	16.654
37	4.95	4.50	4.35	4.05	8.977	4.46	409.27	13.440
38	4.65	4.20	4.20	3.90	6.212	4.24	414.52	10.450
39	4.35	4.05	4.20	3.90	3.448	4.13	419.78	7.573
40	4.54	4.20	4.20	3.90	3.220	4.21	420.32	7.430
41	4.80	4.35	4.65	4.35	0.869	4.54	427.04	5.406
42	5.25	4.95	4.95	4.50	0.000	4.91	433.744	4.913
43	5.55	5.25	5.70	5.40	0.985	5.48	440.986	6.460
44	5.55	5.10	6.00	5.55	3.764	5.55	448.205	9.314
45	5.70	5.25	5.85	5.40	4.020	5.55	448.744	9.570

Tabla 3.9 Mediciones y análisis de datos para Gasto en prototipo de 3 600(m³/s)

Gráficamente:

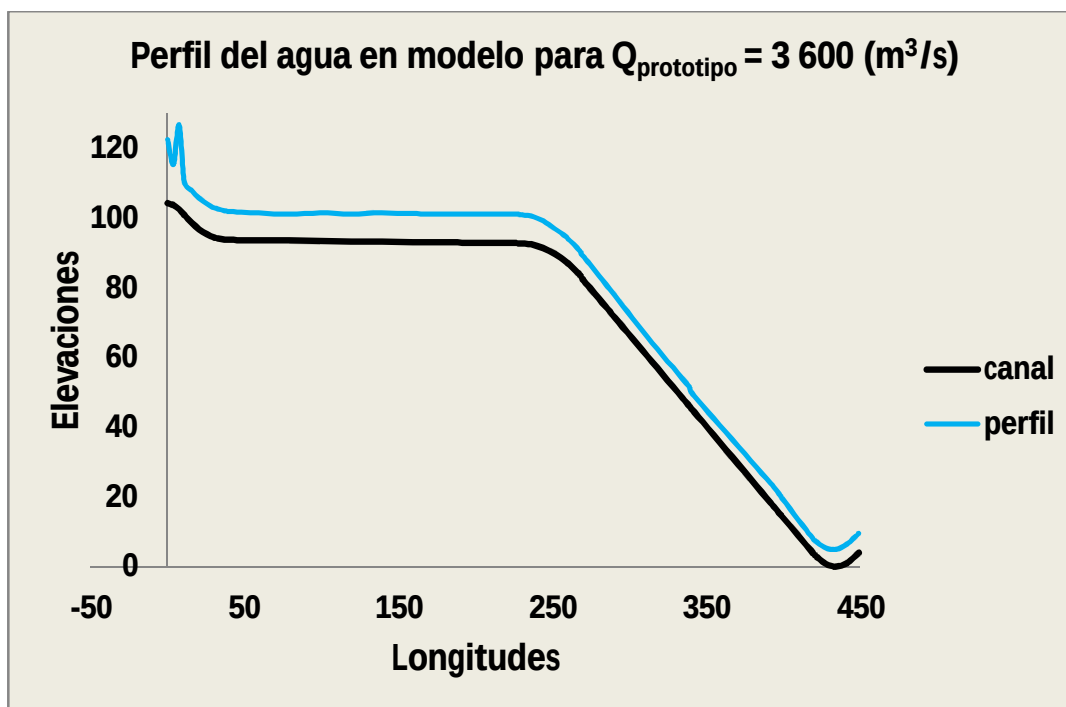


Fig. 3.37 Perfil del agua en modelo para Gasto en prototipo de 3 600 (m^3/s)

Para este gasto de 3600 (m^3/s) en prototipo, se tiene todavía una descarga contralada en el modelo hidráulico, pues para los demás caudales la descarga ya es libre. Se observa así una variación muy significativa en las primeras secciones del canal. Este es un dato que por alguna medición errónea no concuerda con los demás, seguramente un error de apreciación. Por otro lado, en la gráfica se muestra un comportamiento muy parecido al que se obtuvo en forma teórica, aunque con algunas fluctuaciones, por lo tanto, se puede decir que el agua obedece el comportamiento matemático utilizado para obtener el perfil teórico.

$Q_{\text{prototipo}} = 4\,600\,(\text{m}^3/\text{s}) \rightarrow Q_{\text{modelo}} = 354.36\,(\text{lps})$								
Sección	Margen izq.		Margen der.		Elevación (m)	Tirante (cm)	Longitud (m)	Perfil
	máx.	mín.	máx.	mín.				
1	18.00	17.55	18.30	17.70	-----	-----	-----	-----
2	15.60	15.15	15.30	14.70	104.330	15.19	0.00	119.518
3	14.16	13.86	14.40	13.80	103.774	14.06	3.76	117.829
4	13.80	13.50	13.80	13.20	102.601	13.58	7.38	116.176
5	12.15	11.85	12.60	12.00	100.987	12.15	10.82	113.137
6	12.15	11.85	12.30	11.70	98.704	12.00	15.53	110.704
7	12.15	12.00	11.85	11.55	96.839	11.89	20.42	108.727
8	11.70	11.55	11.70	11.40	95.409	11.59	25.46	106.997
9	11.55	11.40	11.25	10.95	94.423	11.29	30.60	105.711

10	10.95	10.80	10.65	10.50	93.793	10.73	38.42	104.518
11	10.65	10.50	10.65	10.50	93.787	10.58	39.02	104.362
12	10.32	10.14	10.05	9.75	93.687	10.07	59.02	103.752
13	9.90	9.60	10.05	9.75	93.587	9.83	79.02	103.412
14	10.35	10.05	10.65	10.20	93.487	10.31	99.02	103.800
15	10.05	9.75	9.81	9.60	93.387	9.80	119.02	103.190
16	10.65	10.35	10.80	10.50	93.287	10.58	139.02	103.862
17	10.50	10.20	9.90	9.75	93.187	10.09	159.02	103.275
18	10.35	10.05	11.40	10.95	93.087	10.69	179.02	103.775
19	10.05	9.90	10.35	9.90	93.062	10.05	184.02	103.112
20	10.62	10.35	10.65	10.35	92.952	10.50	206.01	103.452
21	10.50	10.35	10.65	10.20	92.842	10.43	228.00	103.267
22	9.90	9.60	10.80	10.50	92.840	10.20	228.60	103.040
23	9.89	9.59	10.72	10.42	92.501	10.15	236.02	102.655
24	9.75	9.45	9.75	9.45	91.479	9.60	243.80	101.079
25	9.75	9.30	9.15	8.70	89.784	9.23	251.46	99.009
26	9.45	9.15	8.70	8.40	87.430	8.93	258.93	96.355
27	9.15	8.85	9.00	8.70	83.790	8.93	267.53	92.715
28	9.12	8.79	8.94	8.64	82.502	8.87	269.44	91.372
29	9.00	8.55	8.70	8.40	76.972	8.66	279.95	85.635
30	8.10	7.80	7.35	7.05	71.442	7.58	290.47	79.017
31	6.60	6.30	6.45	6.15	58.765	6.38	314.58	65.140
32	6.60	6.30	7.80	7.20	46.089	6.98	338.69	53.064
33	6.09	5.79	7.95	6.75	45.398	6.65	340.00	52.043
34	7.05	6.60	6.15	5.55	17.271	6.34	393.49	23.609
35	6.45	6.15	5.55	4.95	14.506	5.78	398.75	20.281
36	6.45	5.85	5.55	5.10	11.741	5.74	404.01	17.479
37	5.85	5.40	5.55	5.10	8.977	5.48	409.27	14.452
38	5.55	5.25	5.55	5.25	6.212	5.40	414.52	11.612
39	5.49	5.10	4.95	4.74	3.448	5.07	419.78	8.518
40	5.67	5.25	5.10	4.95	3.220	5.24	420.32	8.462
41	6.03	5.67	5.70	5.55	0.869	5.74	427.04	6.606
42	6.45	6.15	6.30	6.00	0.000	6.23	433.744	6.225
43	6.69	6.39	6.90	6.60	0.985	6.65	440.986	7.630
44	6.90	6.45	7.05	6.75	3.764	6.79	448.205	10.552
45	6.75	6.45	6.90	6.60	4.020	6.78	448.744	10.695

Tabla 3.10 Mediciones y análisis de datos para Gasto en prototipo de 4 600 (m³/s)

Gráficamente:

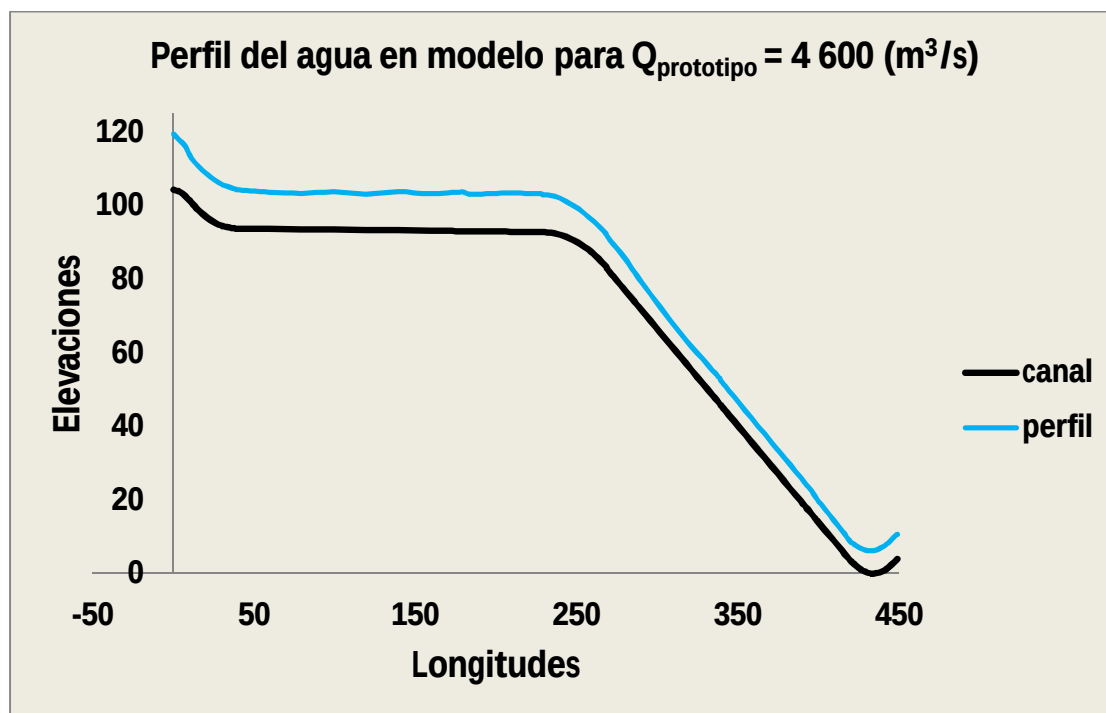


Fig. 3.38 Perfil del agua en modelo para Gasto en prototipo de 4 600 (m³/s)

Se observan ya en la gráfica fluctuaciones del perfil. Esto aparece porque es un gasto muy grande y la velocidad creció considerablemente. Además de que se hace evidente la convergencia del flujo hacia la plantilla del canal en la rápida. Como ya se mencionó, es ya una descarga libre en el vertedor, como también se presenta en la gráfica.

Q _{prototipo} = 5 037 (m ³ /s) → Q _{modelo} = 388.03 (lps)								
Sección	Margen izq.		Margen der.		Elevación (m)	Tirante (cm)	Longitud (m)	Perfil
	máx.	mín.	máx.	mín.				
1	18.30	18.00	18.30	18.00	-----	-----	-----	-----
2	16.50	16.20	16.35	15.90	104.330	16.24	0.00	120.568
3	15.15	14.70	15.60	15.00	103.774	15.11	3.76	118.887
4	15.30	15.00	15.60	14.85	102.601	15.19	7.38	117.789
5	13.35	13.05	13.50	13.05	100.987	13.24	10.82	114.225
6	13.20	12.90	13.35	13.05	98.704	13.13	15.53	111.829
7	12.90	12.60	13.20	12.90	96.839	12.90	20.42	109.739
8	12.75	12.60	13.14	12.84	95.409	12.83	25.46	108.242
9	12.45	13.30	12.90	12.60	94.423	12.56	30.60	106.986
10	12.00	11.70	12.30	12.00	93.793	12.00	38.42	105.793
11	11.85	11.70	12.00	11.70	93.787	11.81	39.02	105.600

12	11.25	11.10	10.71	10.50	93.687	10.89	59.02	104.577
13	10.50	10.35	10.71	10.50	93.587	10.56	79.02	104.102
14	11.10	10.95	11.70	10.71	93.487	11.12	99.02	104.602
15	10.65	10.35	10.65	10.35	93.387	10.50	119.02	103.887
16	11.40	11.10	12.30	11.70	93.287	11.63	139.02	104.912
17	10.95	10.65	11.25	10.65	93.187	10.88	159.02	104.062
18	11.10	10.95	12.45	12.15	93.087	11.66	179.02	104.750
19	10.65	10.50	11.25	10.95	93.062	10.84	184.02	103.900
20	11.40	11.10	11.85	11.40	92.952	11.44	206.01	104.390
21	11.40	11.10	11.25	10.95	92.842	11.18	228.00	104.017
22	10.50	10.35	11.70	11.25	92.840	10.95	228.60	103.790
23	10.50	10.34	11.61	11.16	92.501	10.90	236.02	103.402
24	10.50	10.20	10.50	10.05	91.479	10.31	243.80	101.792
25	10.50	10.20	9.45	9.15	89.784	9.83	251.46	99.609
26	10.20	9.75	9.30	8.85	87.430	9.53	258.93	96.955
27	9.90	9.30	9.90	9.30	83.790	9.60	267.53	93.390
28	9.78	2.24	9.90	9.33	82.502	7.81	269.44	90.313
29	9.30	9.00	9.90	9.45	76.972	9.41	279.95	86.385
30	8.55	8.25	8.10	7.80	71.442	8.18	290.47	79.617
31	7.05	6.75	7.05	6.75	58.765	6.90	314.58	65.665
32	6.90	6.75	8.70	7.95	46.089	7.58	338.69	53.664
33	6.99	6.60	9.00	8.40	45.398	7.75	340.00	53.146
34	7.65	6.90	7.20	6.60	17.271	7.09	393.49	24.359
35	7.50	6.75	6.75	6.30	14.506	6.83	398.75	21.331
36	7.05	6.45	6.15	5.85	11.741	6.38	404.01	18.116
37	6.60	6.00	6.30	5.85	8.977	6.19	409.27	15.165
38	6.15	5.70	5.85	5.55	6.212	5.81	414.52	12.025
39	6.45	6.00	5.70	5.25	3.448	5.85	419.78	9.298
40	6.30	5.85	5.70	5.40	3.220	5.81	420.32	9.032
41	6.45	5.85	6.60	6.30	0.869	6.30	427.04	7.169
42	7.20	6.90	7.20	6.75	0.000	7.01	433.744	7.013
43	7.95	7.35	8.10	7.50	0.985	7.73	440.986	8.710
44	7.65	7.20	8.10	7.50	3.764	7.61	448.205	11.377
45	7.50	7.05	7.95	7.50	4.020	7.50	448.744	11.520

Tabla 3.11 Mediciones y análisis de datos para Gasto en prototipo de 5 037 (m³/s)

Gráficamente:

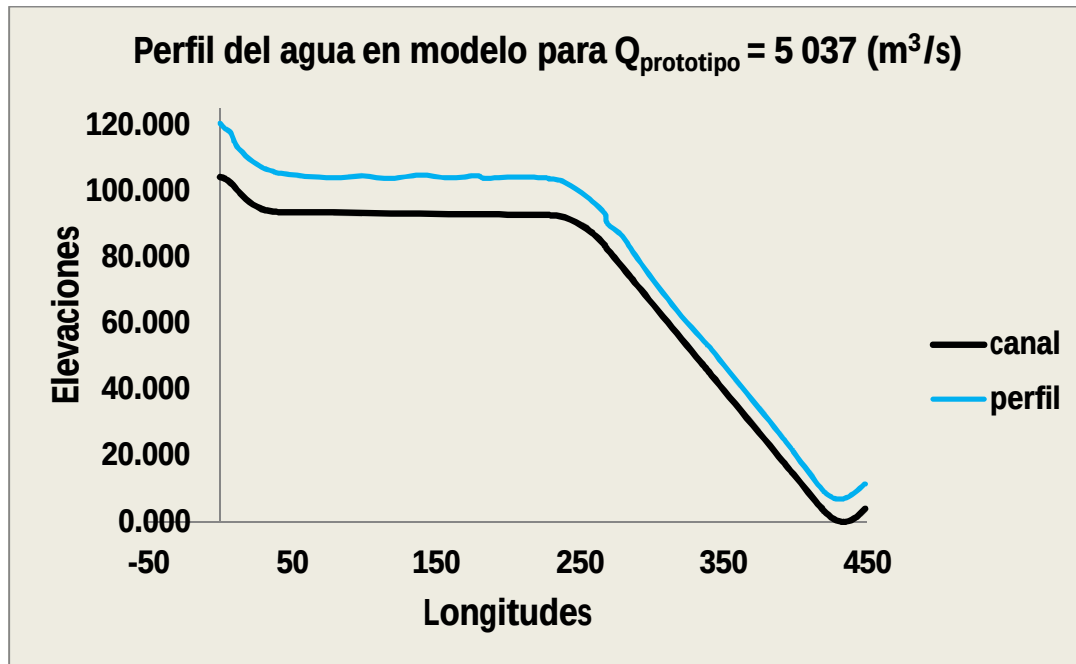


Fig. 3.39 Perfil del agua en modelo para Gasto en prototipo de $5\,037 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Por último, para gasto máximo, el comportamiento del perfil de agua es muy fluctuante y por consiguiente, más difícil de medir, pues ya es la velocidad muy grande. La descarga es totalmente libre. Así que el perfil que se calculó de forma teórica coincide perfectamente con el perfil medido en el modelo hidráulico.

A continuación se presentan algunas fotos del caudal tomadas en el vertedor para distintos gastos. De la **figura 3.40 a 3.46**.



Fig. 3.40 Compuerta totalmente abierta para gasto máximo en modelo 1:30 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Fig. 3.41 Curva vertical del modelo hidráulico 1:30 para gasto máximo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

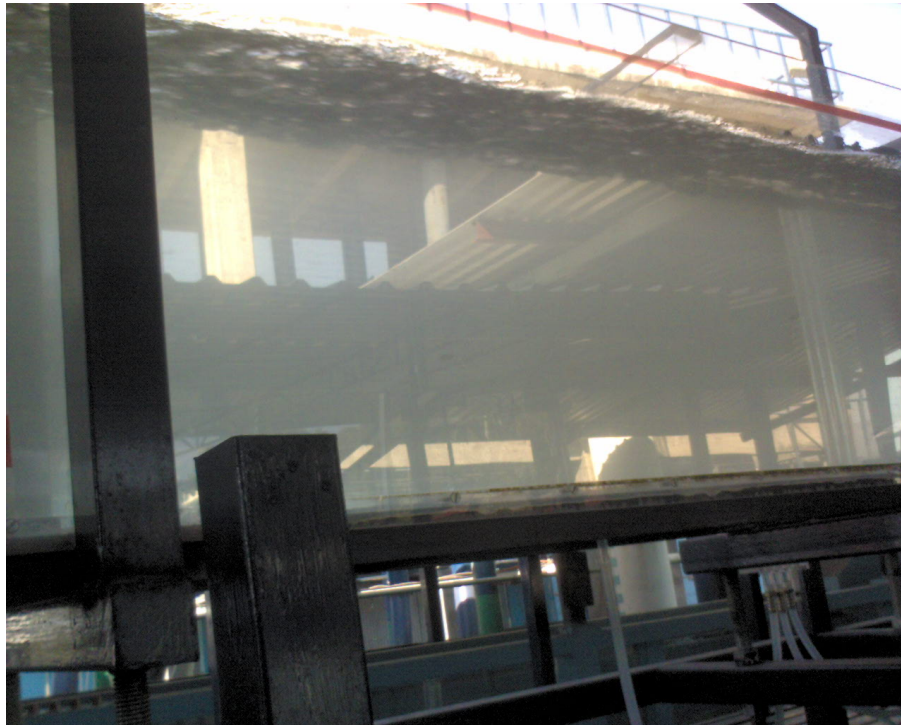


Fig. 3.42 Pendiente subcrítica del modelo hidráulico 1:30 para gasto máximo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Fig. 3.43 Rápida del modelo hidráulico 1:30 para gasto máximo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Fig. 3.44 Otra perspectiva de la rápida del modelo hidráulico 1:30 para gasto máximo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

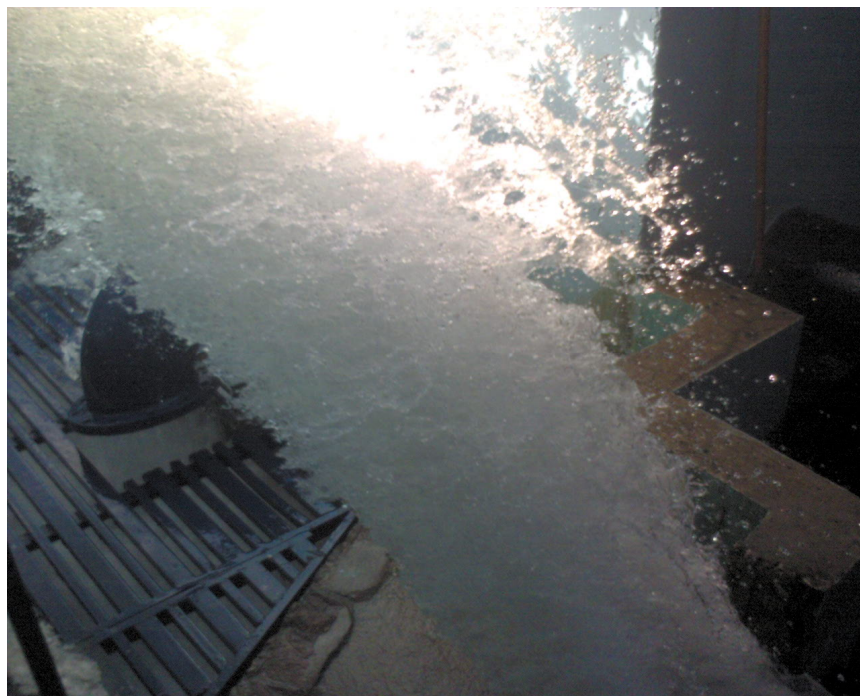


Fig. 3.45 Chorro de agua al salir de la cubeta de lanzamiento en el modelo hidráulico 1:30 para gasto máximo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Fig. 3.46 Cubeta deflectora del modelo hidráulico 1:30 para gasto máximo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

Finalmente, se realizó el estudio de cavitación en forma teórica con estos mismos datos experimentales, aplicando las expresiones matemáticas citadas en el capítulo anterior. El estudio se hizo para los seis gastos de operación del vertedor, el desarrollo fue el siguiente: se tomó como base el índice de cavitación incipiente, que para este caso de vertedor hecho de concreto, fue de $\sigma_i = 1.3$, después se calculó el número de Thoma con la expresión conocida $\sigma = (hp-hv)/(v^2/2g)$.

Una vez obtenido este número, se comparó con el índice y se apegó al criterio de que si $\sigma < \sigma_i$ se presentará cavitación, si es más grande, entonces no la habrá. Los resultados se muestran a continuación, en las siguientes **tablas 3.12 a 3.17**.

Análisis de Cavitación para Gasto 1 = 850 (m ³ /s)					
Sección	Longitud (m)	Tirante (h) (m)	σ	Comparación con $\sigma_i = 1.13$	Resultado
30	315.247	1.357	3.01	mayor que	No habrá cavitación
31	333.125	1.178	2.25	mayor que	No habrá cavitación
32	337.765	1.144	2.13	mayor que	No habrá cavitación
33	340.000	1.130	2.07	mayor que	No habrá cavitación
34	381.276	0.952	1.47	mayor que	No habrá cavitación
35	390.215	0.930	1.41	mayor que	No habrá cavitación
36	399.154	0.910	1.35	mayor que	No habrá cavitación
37	408.094	0.892	1.29	menor que	Se presentará cavitación
38	417.033	0.877	1.26	menor que	Se presentará cavitación
39	421.661	0.869	1.24	menor que	Se presentará cavitación

Tabla 3.12 Análisis de cavitación en prototipo mediante el número de Thoma para Gasto de 850 (m³/s).

Análisis de Cavitación para Gasto 2 = 1 900 (m ³ /s)					
Sección	Longitud (m)	Tirante (h) (m)	σ	Comparación con $\sigma_i = 1.13$	Resultado
30	315.247	2.754	2.76	mayor que	No habrá cavitación
31	333.125	2.412	2.08	mayor que	No habrá cavitación
32	337.765	2.344	1.96	mayor que	No habrá cavitación
33	340.000	2.314	1.91	mayor que	No habrá cavitación
34	381.276	1.927	1.31	mayor que	No habrá cavitación
35	390.215	1.871	1.23	menor que	Se presentará cavitación
36	399.154	1.821	1.17	menor que	Se presentará cavitación
37	408.094	1.777	1.11	menor que	Se presentará cavitación
38	417.033	1.737	1.06	menor que	Se presentará cavitación
39	421.661	1.718	1.04	menor que	Se presentará cavitación

Tabla 3.13 Análisis de cavitación en prototipo mediante el número de Thoma para Gasto 1 900 (m³/s)

Análisis de Cavitación para Gasto 3 = 2 550 (m ³ /s)					
Sección	Longitud (m)	Tirante (h) (m)	σ	Comparación con $\sigma_i = 1.13$	Resultado
30	315.247	3.567	2.72	mayor que	No habrá cavitación
31	333.125	3.140	2.07	mayor que	No habrá cavitación
32	337.765	3.054	1.95	mayor que	No habrá cavitación
33	340.000	3.016	1.89	mayor que	No habrá cavitación
34	381.276	2.514	1.29	menor que	Se presentará cavitación
35	390.215	2.440	1.21	menor que	Se presentará cavitación
36	399.154	2.373	1.15	menor que	Se presentará cavitación
37	408.094	2.313	1.09	menor que	Se presentará cavitación
38	417.033	2.259	1.04	menor que	Se presentará cavitación
39	421.661	2.233	1.01	menor que	Se presentará cavitación

Tabla 3.14 Análisis de cavitación en prototipo mediante el número de Thoma para Gasto 2 550 (m³/s)

Análisis de Cavitación para Gasto 4 = 3 600 (m ³ /s)					
Sección	Longitud (m)	Tirante (h) (m)	σ	Comparación con $\sigma_i = 1.13$	Resultado
30	315.247	4.775	2.65	mayor que	No habrá cavitación
31	333.125	4.242	2.04	mayor que	No habrá cavitación
32	337.765	4.133	1.93	mayor que	No habrá cavitación
33	340.000	4.084	1.88	mayor que	No habrá cavitación
34	381.276	3.426	1.28	menor que	Se presentará cavitación
35	390.215	3.326	1.21	menor que	Se presentará cavitación
36	399.154	3.235	1.14	menor que	Se presentará cavitación
37	408.094	3.153	1.08	menor que	Se presentará cavitación
38	417.033	3.079	1.03	menor que	Se presentará cavitación
39	421.661	3.049	1.00	menor que	Se presentará cavitación

Tabla 3.15 Análisis de cavitación en prototipo mediante el número de Thoma para Gasto 3 600 (m³/s)

Análisis de Cavitación para Gasto 5 = 4 600 (m ³ /s)					
Sección	Longitud (m)	Tirante (h) (m)	σ	Comparación con $\sigma_i = 1.13$	Resultado
30	315.247	5.728	2.48	mayor que	No habrá cavitación
31	333.125	5.150	1.95	mayor que	No habrá cavitación
32	337.765	5.029	1.85	mayor que	No habrá cavitación
33	340.000	4.974	1.80	mayor que	No habrá cavitación
34	381.276	4.220	1.26	menor que	Se presentará cavitación
35	390.215	4.102	1.18	menor que	Se presentará cavitación
36	399.154	3.995	1.12	menor que	Se presentará cavitación
37	408.094	3.897	1.06	menor que	Se presentará cavitación
38	417.033	3.807	1.01	menor que	Se presentará cavitación
39	421.661	3.764	0.99	menor que	Se presentará cavitación

Tabla 3.16 Análisis de cavitación en prototipo mediante el número de Thoma para Gasto 4 600 (m³/s)

Análisis de Cavitación para Gasto 6 = 5 037 (m ³ /s)					
Sección	Longitud (m)	Tirante (h) (m)	σ	Comparación con $\sigma_i = 1.13$	Resultado
30	315.247	6.106	2.40	mayor que	No habrá cavitación
31	333.125	5.517	1.91	mayor que	No habrá cavitación
32	337.765	5.392	1.81	mayor que	No habrá cavitación
33	340.000	5.335	1.77	mayor que	No habrá cavitación
34	381.276	4.549	1.25	menor que	Se presentará cavitación
35	390.215	4.425	1.17	menor que	Se presentará cavitación
36	399.154	4.312	1.11	menor que	Se presentará cavitación
37	408.094	4.208	1.05	menor que	Se presentará cavitación
38	417.033	4.113	1.00	menor que	Se presentará cavitación
39	421.661	4.067	0.98	menor que	Se presentará cavitación

Tabla 3.17 Análisis de cavitación en prototipo mediante el número de Thoma para Gasto 5 037 (m³/s)

Como se observa en las tablas anteriores, para todos los gastos de operación del vertedor aparece cavitación en el canal para los datos teóricos obtenidos en el análisis hidráulico; por lo que se hace necesario pensar en una solución para este problema. Este fenómeno se presenta alrededor de la sección 34 ó 35, que es donde se tiene ya la rápida del canal. Y es precisamente alrededor de estas secciones, donde se pretende construir el aireador; por el cadenamiento 0 + 360.000, que ayudará a mitigar este problema.

CAPÍTULO IV.- AIREACIÓN EN EL VERTEDOR

IV.1 ESTUDIO HIDRÁULICO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA YESCA CON AIREADORES

Generalidades

La creación de presas cada día de mayores dimensiones trae consigo diferentes problemas que se tienen que resolver. Uno de estos, que es de interés para esta tesis, es evitar los debidos a la cavitación; que se tienen como consecuencia de las muy altas velocidades con las que viaja el agua en las obras de excedencia y a las imperfecciones en el piso, imposibles de solucionar totalmente. Con el fin de evitar este daño, se introduce aire entre el agua y el piso del vertedor. Esto se realiza a través de aireadores, como ya se señaló en el capítulo anterior. Debido a la complejidad del fenómeno se hace imperioso, la utilización de la simulación numérica para su estudio.

La cavitación se crea por las bajas presiones locales cercanas a la presión de vapor y a la temperatura reinante en el flujo de agua. Estas presiones son creadas en la capa límite debido a la relación entre la presión local (cerca de la superficie) y la energía de velocidad del flujo. Así, en un flujo se pueden producir problemas de cavitación para altas velocidades y bajos niveles de agua y se puede anular este fenómeno aumentando el tirante o bien, disminuyendo su velocidad. Cuando ninguno de estos dos casos se puede realizar, se siguen presentando estos problemas en consecuencia; entonces se recomienda airear o introducir aire al flujo para aumentar la presión local.

El modelo físico a escala reducida es incapaz de advertir por sí solo el problema de cavitación, pues este fenómeno se da a partir de velocidades de flujo elevadas que se presentan en prototipo, mientras que las velocidades en el modelo no son tan grandes y el fenómeno no puede producirse fielmente. Así que el estudio de la cavitación se realiza de manera semi-teórica. A partir de los resultados obtenidos en el modelo reducido, se es capaz de traducir las magnitudes medidas a escala de prototipo. Con estos valores se pueden evaluar parámetros que permitan identificar los problemas de eventual cavitación que se puedan presentar. Por un lado, la velocidad del agua en el canal es capaz de arrastrar por simple fricción aire a lo largo del conducto y por otro, la energía turbulenta que se disipa en la superficie de la lámina de agua es capaz de romper la energía que, por tensión superficial, impide la mezcla de aire y agua. Cuando esto sucede el flujo de agua comienza a introducir poco a poco aire en el seno del fluido, hasta obtener una mezcla con concentraciones de aire que varían desde un máximo en la superficie hasta un mínimo en el fondo.

Con esta breve introducción se da principio a este capítulo, con el que se sientan las bases para comprender mejor este fenómeno en forma experimental.

➤ AIREACIÓN

ANTECEDENTES

En 1940 se realiza la primera aplicación para airear el flujo como procedimiento para la prevención de la cavitación. Los estudios y trabajos fueron realizados por Kalinske y Roberstons y se desarrollaron en la presa Tygart. Tan solo en el año 1945 se hicieron los primeros escritos, los cuales se publicaron en las memorias del simposio del American Society of Civil Engineers -ASCE- (1945) sobre cavitación en estructuras hidráulicas. En conductos de descarga, la primera aplicación de la aireación del flujo se realizó en la presa de Grand Coulee, en el año 1959.

En rápidas, las primeras aplicaciones se realizaron entre los años de 1969 y 1970 en los proyectos de Yellowtail en los Estados Unidos, Sirikit en Tailandia y Bratsk en la antigua URSS. Y después del accidente registrado en Karum, Irán, en 1977, la necesidad de aireación en los flujos de alta velocidad se hizo evidente.

Experiencias registradas en grandes proyectos como Foz de Areia y Emborcacao en Brasil, Guri en Venezuela, Tarbela en Pakistán, entre otros, han demostrado que la aireación del flujo en forma artificial es una manera económica y segura de prevenir los daños causados por la cavitación. Paralelo a los proyectos realizados, varios investigadores han venido estudiando la aireación del flujo como elemento de prevención de la cavitación, queriendo establecer, ya sea de forma analítica o empírica, ecuaciones que expliquen el comportamiento de las diferentes variables involucradas en el fenómeno.

Los primeros experimentos sobre la aireación como protección contra la cavitación fueron realizados por Peterka en 1955. Peterka hizo dos series de experimentos: en la primera de ellas trabajó con metales propios de maquinarias hidráulicas, como bombas y turbinas, en la segunda serie trabajó con Venturi que producía velocidades de hasta 30 m/s. Las conclusiones de Peterka, muestran que una concentración de aire de 7.4% es suficiente para prevenir la erosión del concreto, y que cantidades pequeñas entre el 1% y 2% tienen un efecto significativo en la reducción de ésta.

En los estudios realizados por Volkart para descargas específicas altas se encontró que la aireación natural del flujo no es lo suficientemente grande para llegar a introducir concentraciones de aire del orden del 7% en la región cercana al fondo, debido a que la entrada de aire que proviene de la capa límite turbulenta a menudo no alcanza dicha región. Por esto se hace necesario crear mecanismos artificiales para introducir aire al flujo desde el fondo o regiones de contacto.

Pan y Pinto fueron los primeros investigadores en presentar una aproximación en cuanto a la demanda relativa de aire. Pinto, ha desarrollado sus estudios con base en los modelos y prototipos de los proyectos de Foz de Areia y Tarbela, en donde ha medido las demandas de aire y ha observado los efectos de escala. Pinto ha llegado a la conclusión de que los aireadores, no solo crean una interface aire-agua, sino que, también, crean una gran turbulencia la cual incrementa sustancialmente la mezcla. En los primeros estudios, Pinto propuso una ecuación lineal en términos de la longitud relativa del chorro, $X = L/h$. Más tarde, en compañía de Neidert, demostró que depende principalmente del número de Froude (Fr), del número de Euler (Eu) y de la altura relativa de la rampa, $Tr = tr/y$.

Durante el Symposium on Scale Effects (Simposio de Efectos de Escala), realizado en Esslingen-Alemania (1984) se discutieron varias tesis sobre la aireación natural, los aireadores y los efectos de

escala en modelos y prototipos. Wood comentó sobre la existencia de una gran diferencia entre los mecanismos de aireación natural y la aireación del flujo a través de aireadores.

Volkart y Rutschmann compararon observaciones en modelos y prototipos, en varias escalas, encontrando que: la longitud del salto, (L), está sujeta a grandes variaciones debido a los efectos de escala; la longitud relativa, (X), decrece con el incremento de la escala del modelo, y propusieron que una escala menor de 10 es suficiente para simular las condiciones del flujo en el prototipo. Marcano y Castillejo observaron que la aireación no solamente es debida a la entrada de aire por los aireadores, sino que también existe aireación a través de la napa superior y en la zona de impacto la cual, ocasionalmente, es mayor que la producida por el aireador mismo. Rutschmann encontró que la demanda relativa de aire es linealmente dependiente de la longitud relativa del chorro (X).

AIREACIÓN INDUCIDA

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

Straub F. y Anderson A., 1960, dividieron el flujo en dos regiones: superior e inferior, en función de la concentración de aire, como se ve en la **figura 4.1**. La región interior consiste de burbujas de aire distribuidas en el flujo por las fluctuaciones turbulentas; la región superior, consiste en una mezcla de agua-aire en forma de rocío, el tirante que separa las dos se llama de transición.

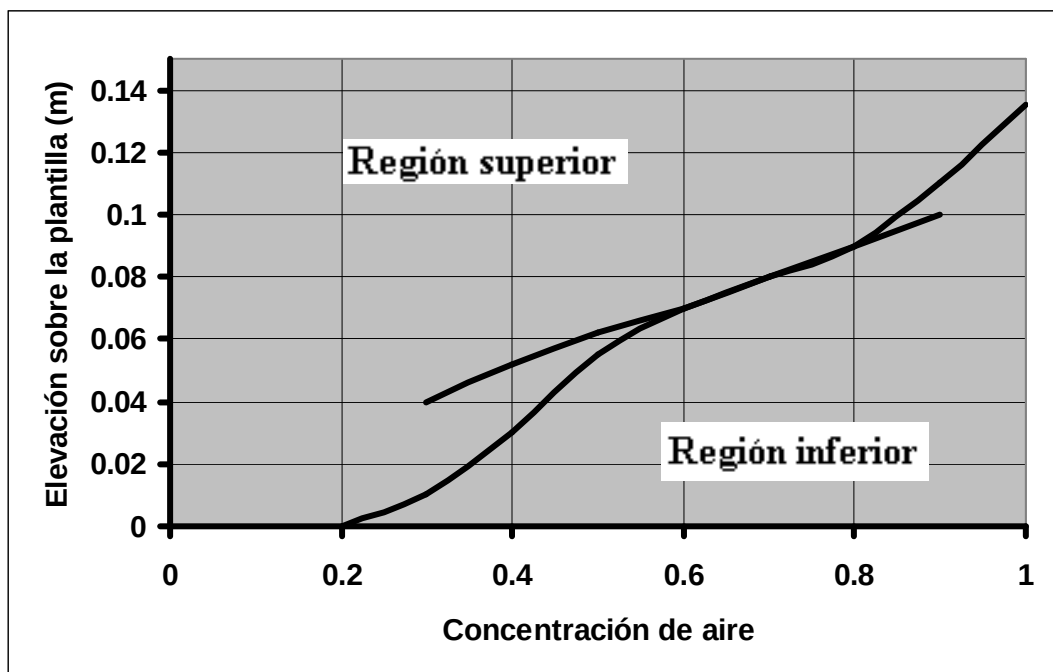


Figura 4.1 Estructura del flujo aireado, Straub y Anderson, 1960

Por otra parte Keller R. y Wood I., (1974), dividieron el perfil del agua en la dirección de la misma definiendo tres zonas: en desarrollo con flujo parcialmente aireado, en desarrollo con flujo totalmente aireado y desarrollado, según la **figura 4.2**.

Esta división es muy importante pues permite conocer una vez determinado el punto crítico, la distancia a la cual se tiene una concentración elevada de aire en el agua, que permitiera, por ejemplo, proteger en forma natural la obra contra cavitación.

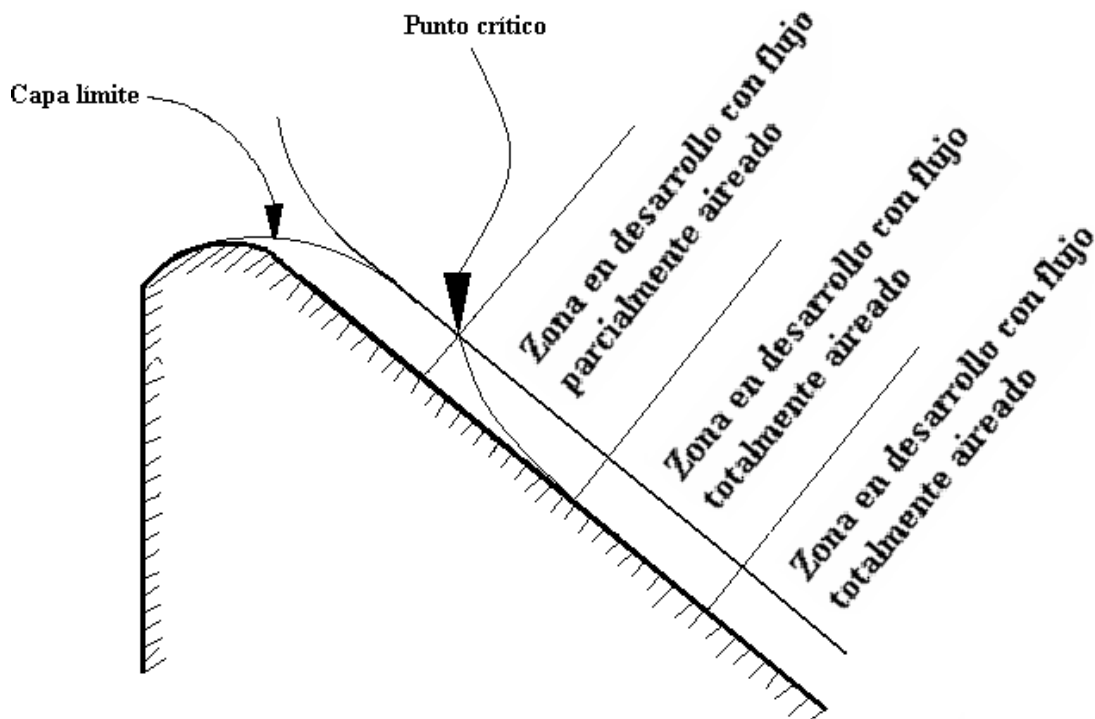


Figura 4.2 Estructura del flujo aireado, Séller y Word, 1974

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

Mecanismo de aireación

La mejor descripción del funcionamiento de un aireador la han hecho Volkart P. y Rutchmann P., 1984; de acuerdo a su modelo, el flujo se puede dividir en cuatro zonas, como se muestra en la **figura 4.3**.

a) De aproximación

Es la zona inmediata al aireador, en ésta el flujo puede ser o no aireado, dependiendo de las condiciones aguas arriba.

b) De transición

Que corresponde al flujo sobre el deflector del aireador. Esta zona puede reducirse a cero en el caso de escalones o ranuras.

c) De aireación (que a su vez se divide en las siguientes zonas)

c.1) de cortante.

En esta, los esfuerzos cortantes que actúan en las líneas de corriente inferiores son pequeños y el flujo aún es acelerado; sin embargo, son suficientes para iniciar el movimiento del aire en la cavidad formada bajo el chorro. Se inicia en el labio de la salida del aireador y su final depende de la geometría y de las condiciones de aproximación.

c.2) de rocío (spray).

En esta zona la energía de la turbulencia es mayor que la de la tensión superficial y se inicia el atrapamiento de aire por parte del flujo.

c.3) de mezcla.

Se presenta en la zona donde se produce el impacto del chorro contra la plantilla del canal. Vale la pena se note que aguas arriba de esta zona se produce un retroceso del flujo como lo habían señalado Echávez G. y Arreguín F., 1982, debido a que el chorro se bifurca.

d) De desaireación

Es la zona donde el aire empieza a escapar del flujo debido a la flotación de las burbujas.

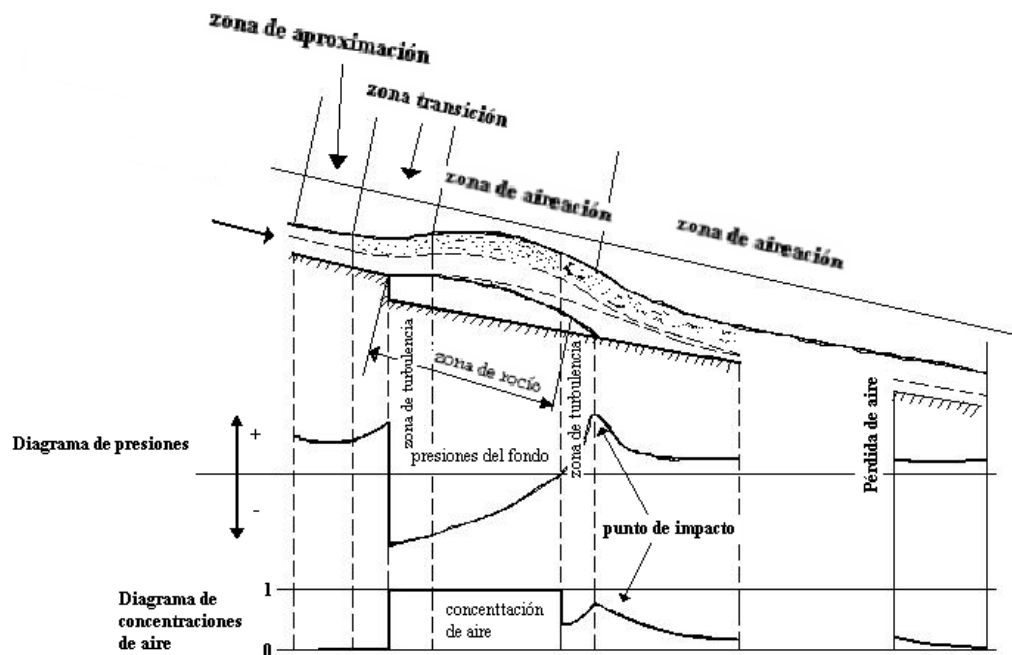


Figura 4.3 Funcionamiento de aireadores, Volkart P. y Rutchmann P., 1984

Demanda de aire

Hamilton, (1980), estableció que la demanda de aire de un aireador q_a , se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$q_a = KVL \quad (4.1)$$

Donde:

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

V = velocidad media sobre la rampa

L = longitud de la cavidad

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

Una vez que el aire es incluido en el agua, las burbujas tienden a ser arrastradas aguas abajo por la corriente, y a subir debido a la flotación de las mismas, además como el flujo es turbulento, la difusión tenderá a separar la masa de burbujas. Así, la concentración de aire será menor conforme el flujo se aleja del aireador, disminuyendo con esto la protección que el aire brinda a las superficies expuestas a cavitación. Cuando esto suceda será necesario colocar un nuevo dispositivo aireador, que incluya nuevamente aire al flujo y así sucesivamente a lo largo del todo el canal para mantener protegida la estructura del fenómeno de cavitación.

INCLUSIÓN DE AIRE

El fenómeno ha sido objeto de estudios sistemáticos, tanto analíticos como experimentales. Las leyes hidrodinámicas clásicas consideran los conceptos básicos de incompresibilidad y

homogeneidad del fluido y han ofrecido obstáculos para el tratamiento teórico del movimiento de la mezcla aire-agua. La experimentación, en cambio, se ha encontrado con la dificultad de que el modelo reducido es incapaz de reproducir el fenómeno fielmente.

Existen diversas teorías que tratan de explicar la inclusión de aire en el escurrimiento, aunque ninguna ha sido plenamente satisfactoria.

En términos generales puede decirse que la masa líquida emulsionada se puede subdividir en dos regiones con densidades distintas, como ya se mencionó:

- a) Una región superior formada de gotas finamente pulverizadas que se proyectan hasta la superficie libre, recorriendo trayectorias largas y que arrastran aire en su camino de regreso al agua.
- b) Una región inferior prácticamente emulsionada, que presenta una gran dispersión de bolsas de aire, cuya concentración, cantidad y distribución constituyen parámetros de difícil cuantificación.

Algunos estudios se basan en el establecimiento de parámetros críticos de arrastre de aire y explican el mecanismo del fenómeno con base en la teoría estadística de la turbulencia. En algunos casos se han llegado a establecer fórmulas que conducen a una apreciación cuantitativa del arrastre, pero que están muy lejos de una sistematización y cuantificación rigurosa.

Por tanto, el fenómeno de aireación de una lámina vertiente continúa desafiando el establecimiento general de un criterio práctico y preciso, que a la luz de observaciones y experiencias, permita tomar en cuenta sus efectos en el diseño de conducciones a régimen supercrítico. Considerando una densidad constante de la mezcla, bajo la suposición de distribución uniforme de aire en la sección transversal (“Diseño de Estructuras Hidráulicas”, Sotelo, 2000).

Para fines de proyecto se puede calcular la fórmula de Douma en la determinación aproximada del porcentaje de aire incluido por volumen de agua, considerando errores de $\pm 10 \%$.

$$U = 10 \left[\sqrt{\frac{0.2v^2}{gR_h} - 1} \right] \quad (4.2)$$

Donde:

U = porcentaje de aire incluido en volumen

g = aceleración de la gravedad, en m/s^2

v = velocidad del escurrimiento, en m/s

R_h = radio hidráulico, en m .

El **tirante** en la sección transversal crece al mismo porcentaje en que crece el volumen, esto es (“Diseño de Estructuras Hidráulicas”, Sotelo, 2000):

$$y' = \left(1 + \frac{U}{100}\right)y \quad (4.3)$$

Donde:

y' = tirante real con aire incluido, en m.
 y = tirante calculado sin aire incluido, en m.
 U = porcentaje de aire incluido en volumen

Incremento de tirantes

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

Se debe considerar entonces que el incremento del tirante no solo se debe a la inclusión de aire, sino que el chorro al ser reflectado requerirá un bordo libre o un diámetro mayor, en el caso de un túnel, para contener el flujo dentro de la obra. Con esto se puede presentar que el tirante en el flujo aireado puede aumentar hasta el doble sin considerar la zona de rocío, y al triple si se toma en cuenta ésta.

Otro aspecto de importancia es el impacto del chorro en la plantilla del canal después del aireador. Existen reportes, por ejemplo, en el funcionamiento de la P.H. Yellow Tail, Gal'perin R.S., 1977, en el sentido que no se causan daños por este efecto ("Obras de Excedencia", Arreguín, 2000).

Desaireación

La pérdida de aire en el flujo se debe básicamente a los efectos de la fluctuación de las burbujas, de la difusión y en caso de curvas cóncavas verticales de la influencia de la fuerza centrífuga. Kudriashof G.V. y otros, 1983, reportan que en la hidroeléctrica Bratsk la pérdida del aire es del 0.40 % por metro lineal, en tanto que Prusia Z., Mantellini P. y Semerkov V., 1983, proponen las siguientes relaciones, según la **tabla 4.1**.

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

Tabla 4.1 Relaciones para pérdida de aire en el flujo según el tramo (Prusia Z., Mantellini P. y Semerkov V., 1983)

Perfil del conducto

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

Se recomienda que el canal siempre se haga en corte y de ser posible sobre roca sana. El perfil del canal se determina por medio de tramos rectos unidos por curvas verticales. Cuando sean necesarias las curvas verticales convexas, éstas deben ser lo bastante tendidas para evitar presiones negativas en la plantilla y la separación del flujo. Para que no se presente

separación en la plantilla de la curva, ésta debe seguir la ecuación de trayectoria de un chorro inclinado que se muestra a continuación:

$$y = x \tan(\theta) + \frac{x^2}{6(d + hv) \cos^2(\theta)} \quad (4.4)$$

Donde:

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

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

θ = ángulo de la plantilla del canal al inicio de la curva

A continuación se presentan los perfiles de agua para cada uno de los canales de la obra de excedencias en el P. H. La Yesca y para cada gasto de operación en forma teórica. Estos perfiles constan de perfil de la estructura, en color negro, perfil del agua calculado sin aire incluido, en color rojo y finalmente el perfil del agua calculado con aire incluido en color azul. Se utilizó la fórmula propuesta por el Dr. Gilberto Sotelo (“Diseño de Estructuras Hidráulicas”, 2000) para calcular perfiles de agua con aire incluido.

CANAL 1

➤ Para gasto 1: $Q_1 = 850 \text{ m}^3/\text{s}$

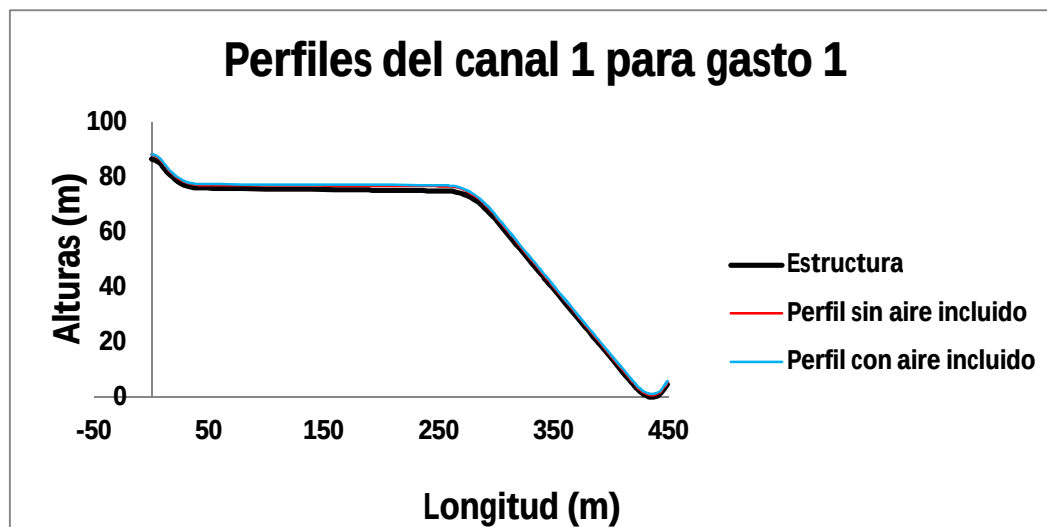


Fig.4.4 Perfil en el canal de excedencias canal 1 para gasto 850 (m^3/s) con aire incluido

- Para gasto 2: $Q_2 = 1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)}$

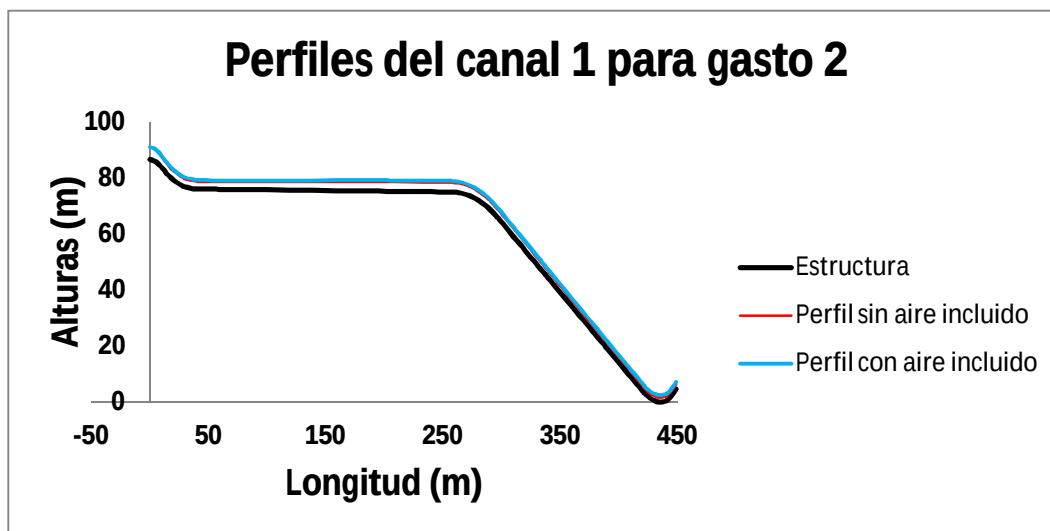


Fig. 4.5 Perfil en el canal de excedencias canal 1 para gasto $1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)}$ con aire incluido

- Para gasto 3: $Q_3 = 2\,550 \text{ (m}^3/\text{s)}$

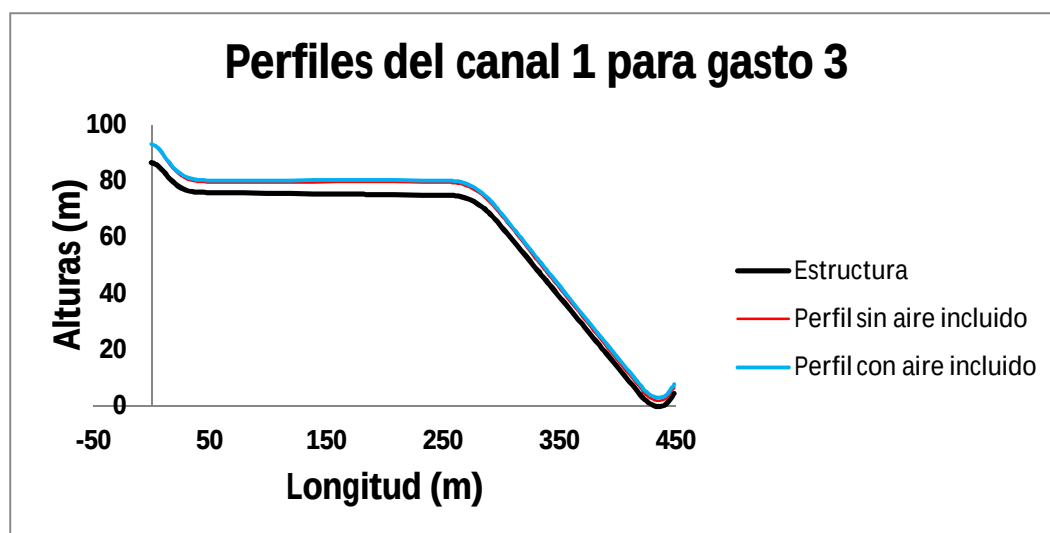


Figura 4.6 Perfil en el canal de excedencias canal 1 para gasto $2\,550 \text{ (m}^3/\text{s)}$ con aire incluido

- Para gasto 4: $Q_4 = 3\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

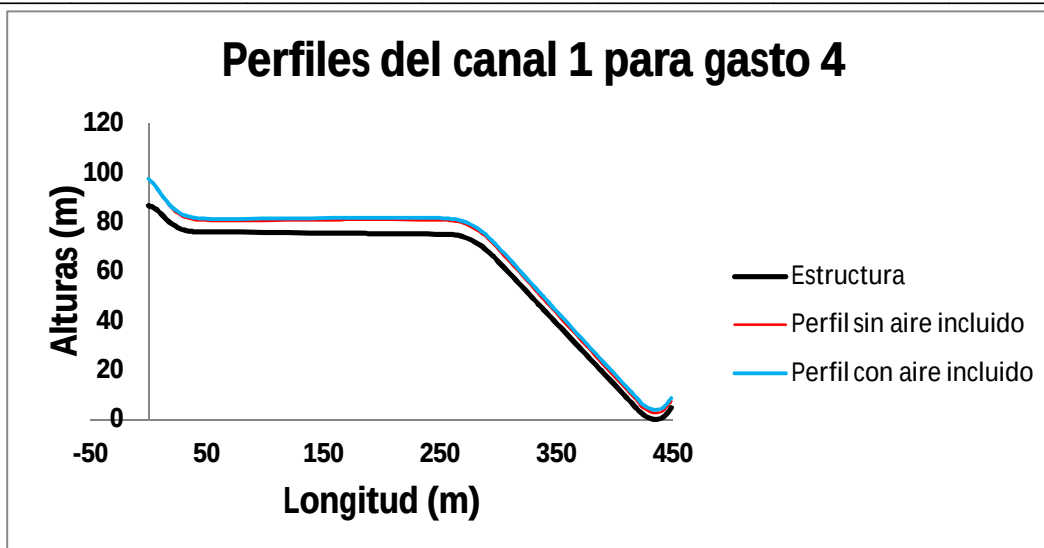


Figura 4.7 Perfil en el canal de excedencias canal 1 para gasto 3 600 (m^3/s) con aire incluido

➤ Para gasto 5: $Q_5 = 4\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

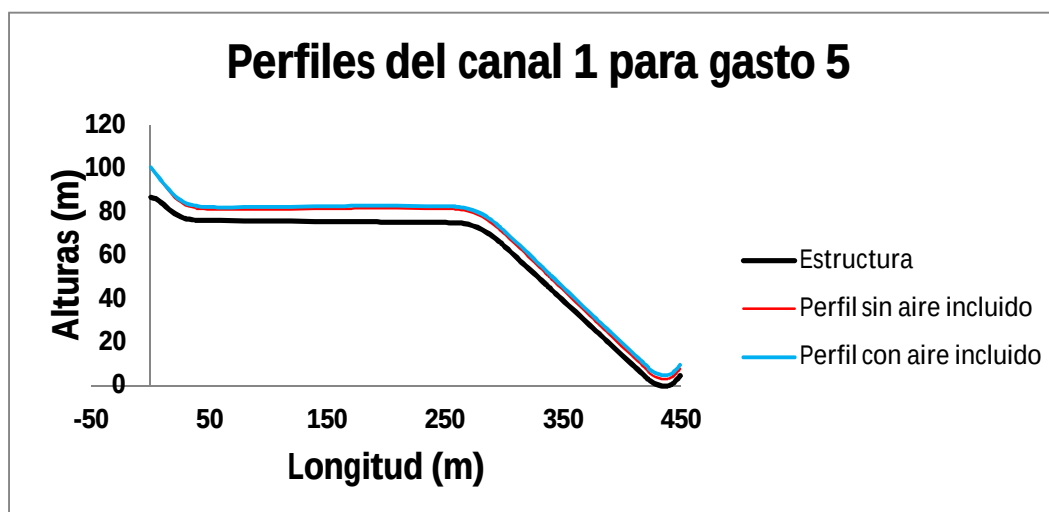


Figura 4.8 Perfil en el canal de excedencias canal 1 para gasto 4 600 (m^3/s) con aire incluido

➤ Para gasto 6: $Q_6 = 5\,037 \text{ (m}^3/\text{s)}$

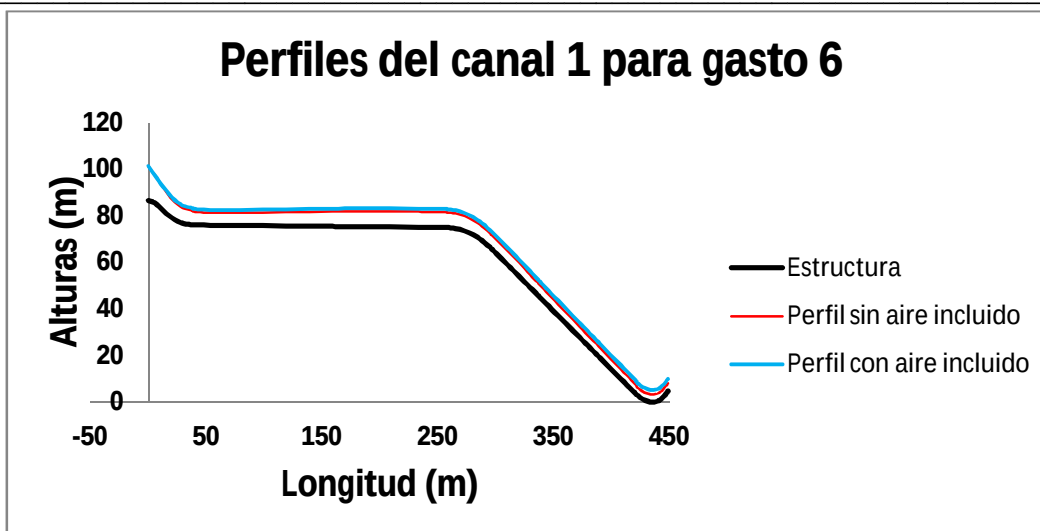


Figura 4.9 Perfil en el canal de excedencias canal 1 para gasto 5 037 (m^3/s) con aire incluido

CANAL 2

- Para gasto 1: $Q_1 = 850 \text{ m}^3/\text{s}$

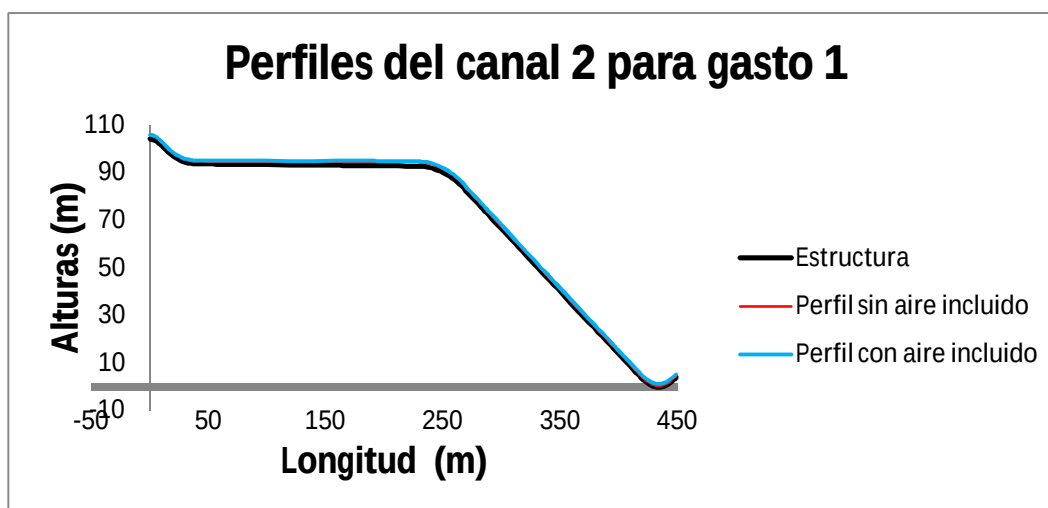


Figura 4.10 Perfil en el canal de excedencias canal 2 para gasto 850 (m^3/s) con aire incluido

- Para gasto 2: $Q_2 = 1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)}$

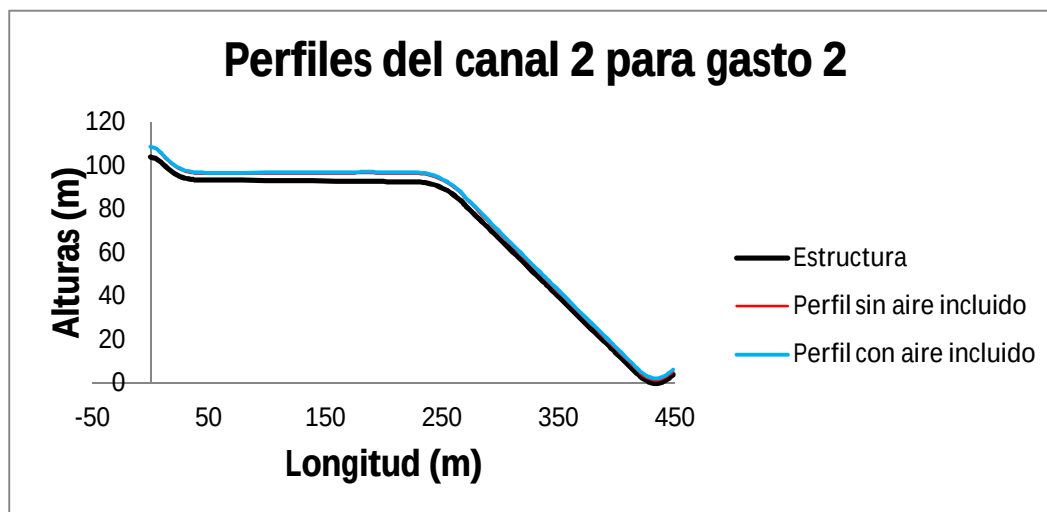


Figura 4.11 Perfil en el canal de excedencias canal 2 para gasto $1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)}$ con aire incluido

- Para gasto 3: $Q_3 = 2\,550 \text{ (m}^3/\text{s)}$

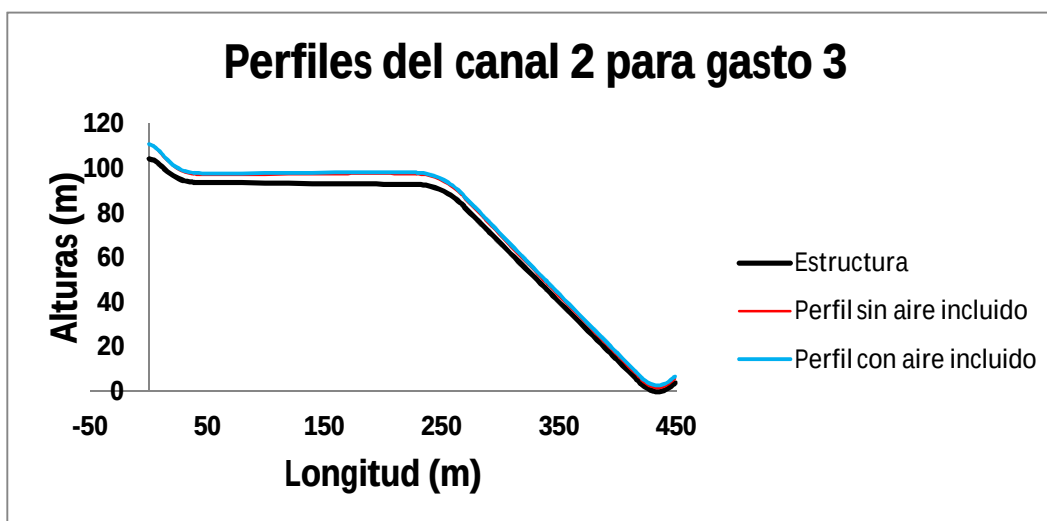


Figura 4.12 Perfil en el canal de excedencias canal 2 para gasto $2\,550 \text{ (m}^3/\text{s)}$ con aire incluido

- Para gasto 4: $Q_4 = 3\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

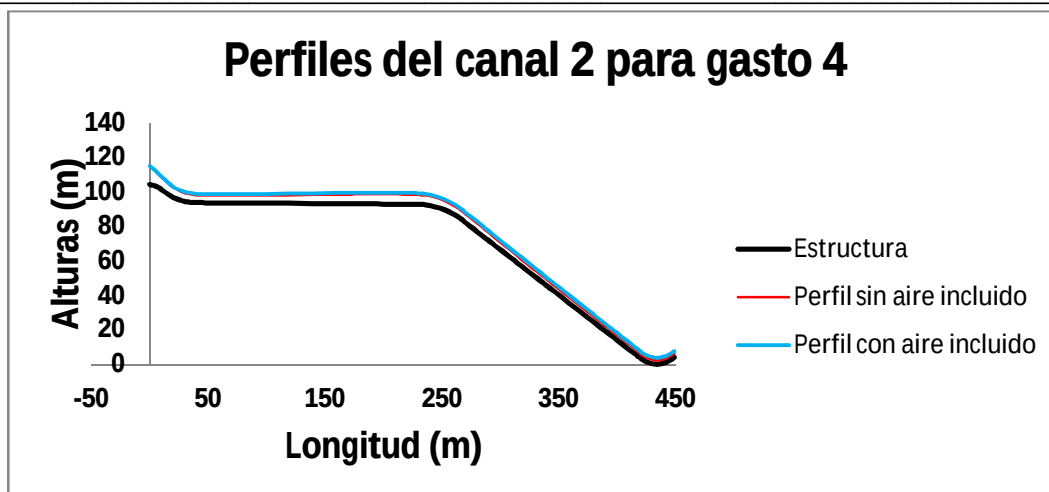


Figura 4.13 Perfil en el canal de excedencias canal 2 para gasto 3 600 (m^3/s) con aire incluido

➤ Para gasto 5: $Q_5 = 4\,600\ (m^3/s)$

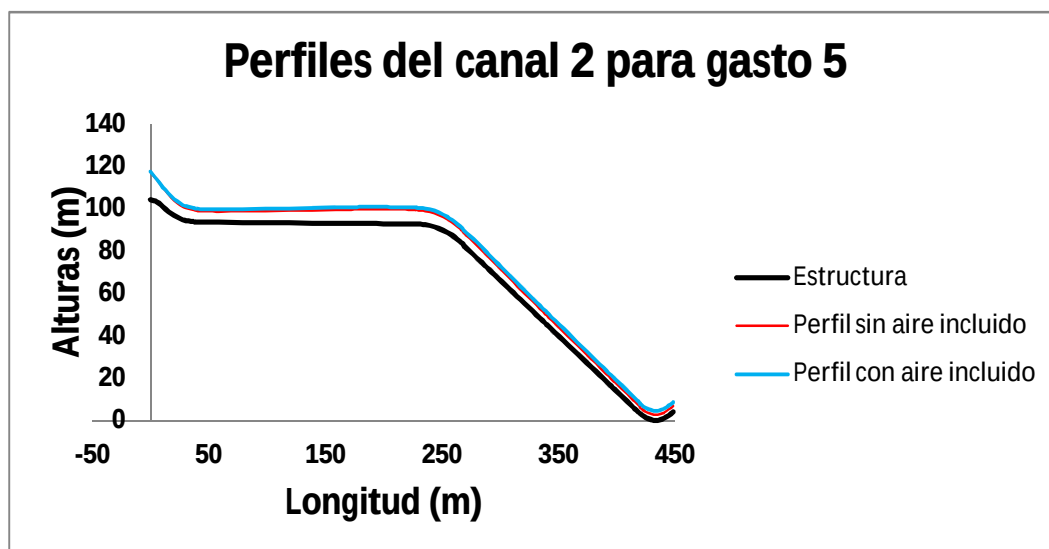


Figura 4.14 Perfil en el canal de excedencias canal 2 para gasto 4 600 (m^3/s) con aire incluido

➤ Para gasto 6: $Q_6 = 5\,037\ (m^3/s)$

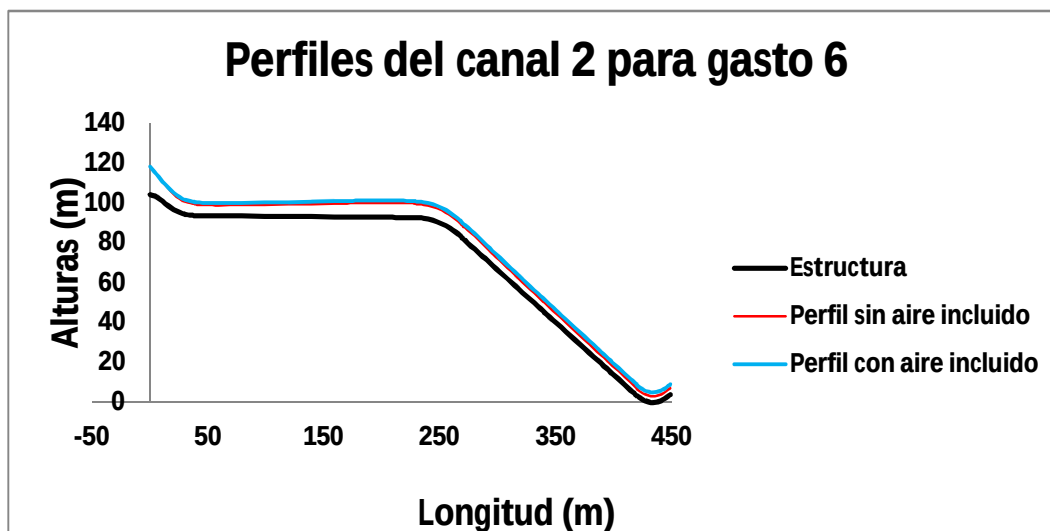


Figura 4.15 Perfil en el canal de excedencias canal 2 para gasto 5 037 (m^3/s) con aire incluido

CANAL 3

- Para gasto 1: $Q_1 = 850 \text{ m}^3/\text{s}$

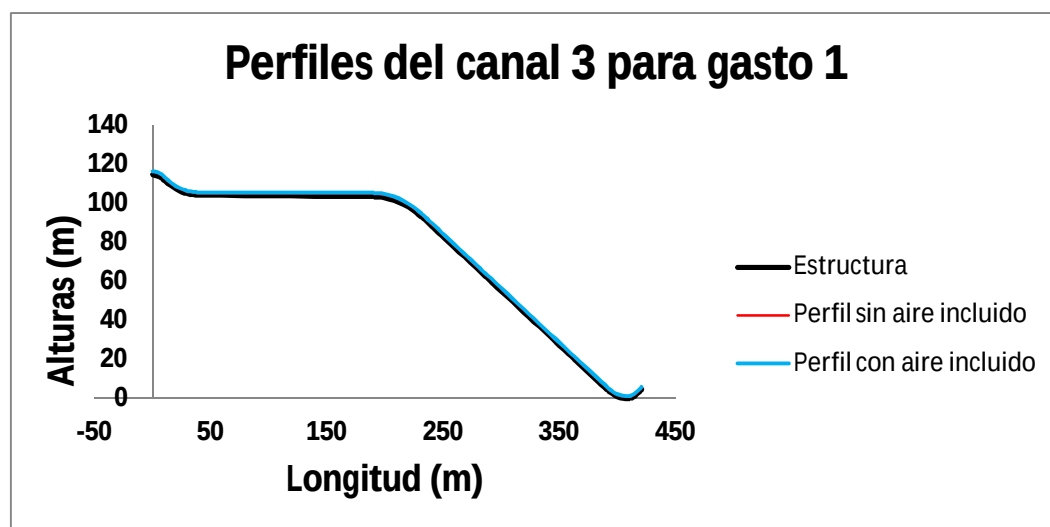


Figura 4.16 Perfil en el canal de excedencias canal 3 para gasto 850 (m^3/s) con aire incluido

- Para gasto 2: $Q_2 = 1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)}$

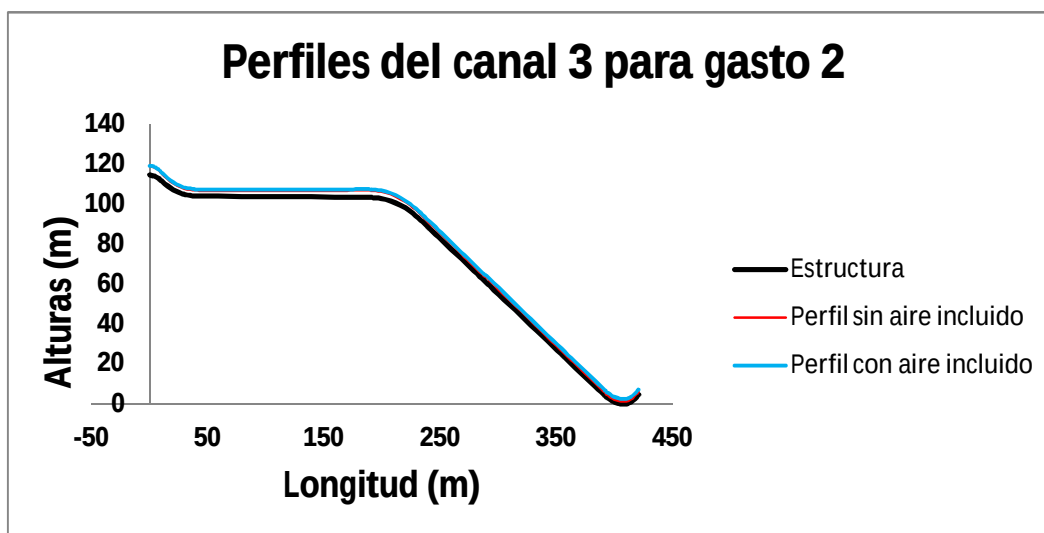


Figura 4.17 Perfil en el canal de excedencias canal 3 para gasto $1\,900 \text{ (m}^3/\text{s)}$ con aire incluido

- Para gasto 3: $Q_3 = 2\,550 \text{ (m}^3/\text{s)}$

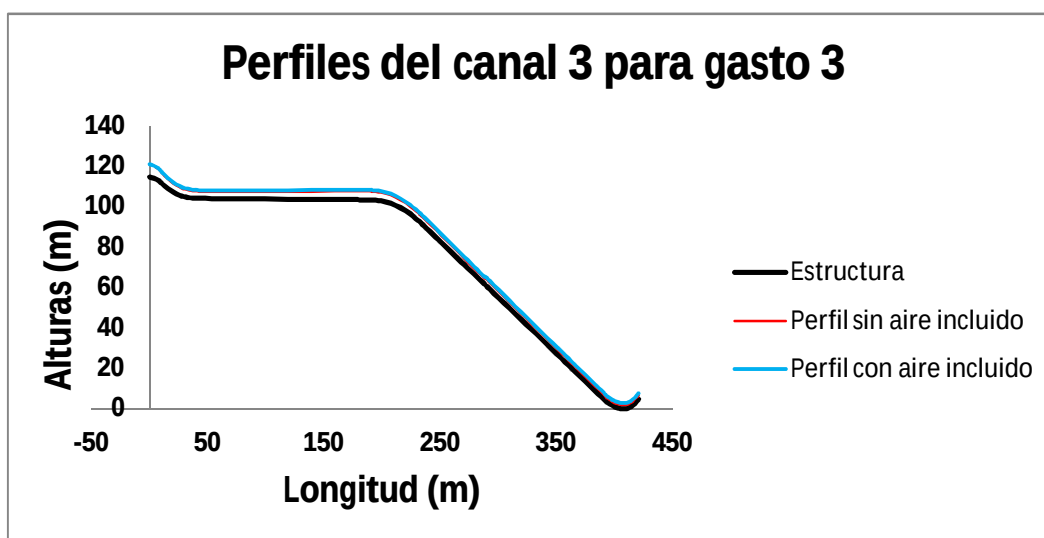


Figura 4.18 Perfil en el canal de excedencias canal 3 para gasto $2\,550 \text{ (m}^3/\text{s)}$ con aire incluido

- Para gasto 4: $Q_4 = 3\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

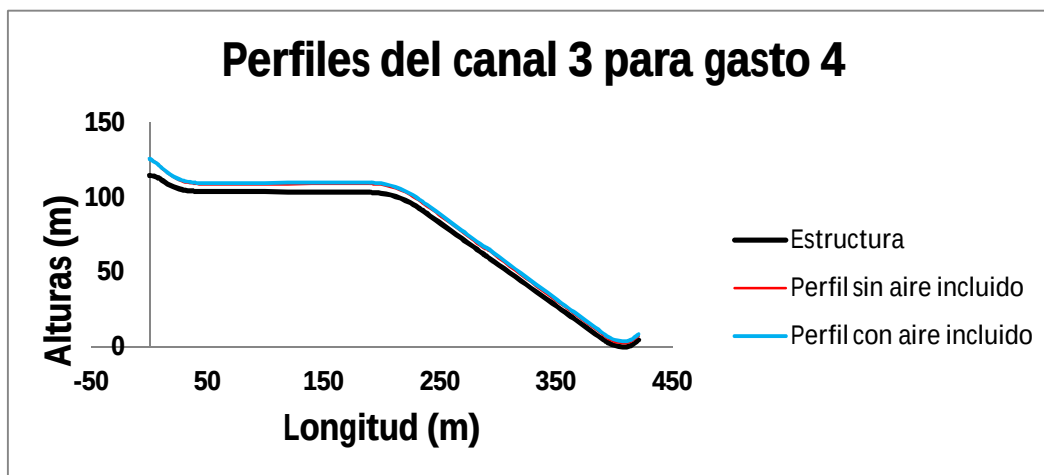


Figura 4.19 Perfil en el canal de excedencias canal 3 para gasto 3 600 (m^3/s) con aire incluido

➤ Para gasto 5: $Q_5 = 4\,600 \text{ (m}^3/\text{s)}$

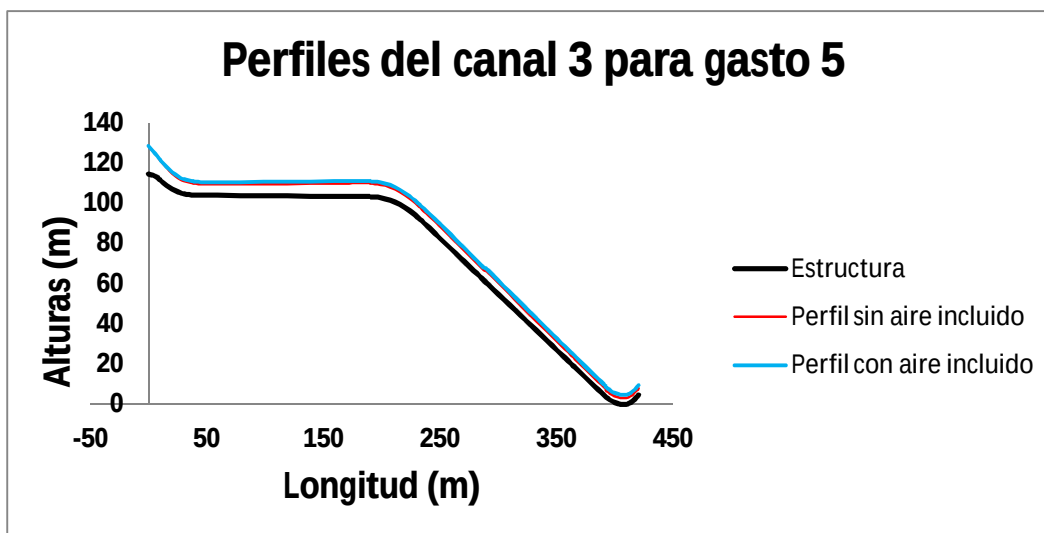


Figura 4.20 Perfil en el canal de excedencias canal 3 para gasto 4 600 (m^3/s) con aire incluido

➤ Para gasto 6: $Q_6 = 5\,037 \text{ (m}^3/\text{s)}$

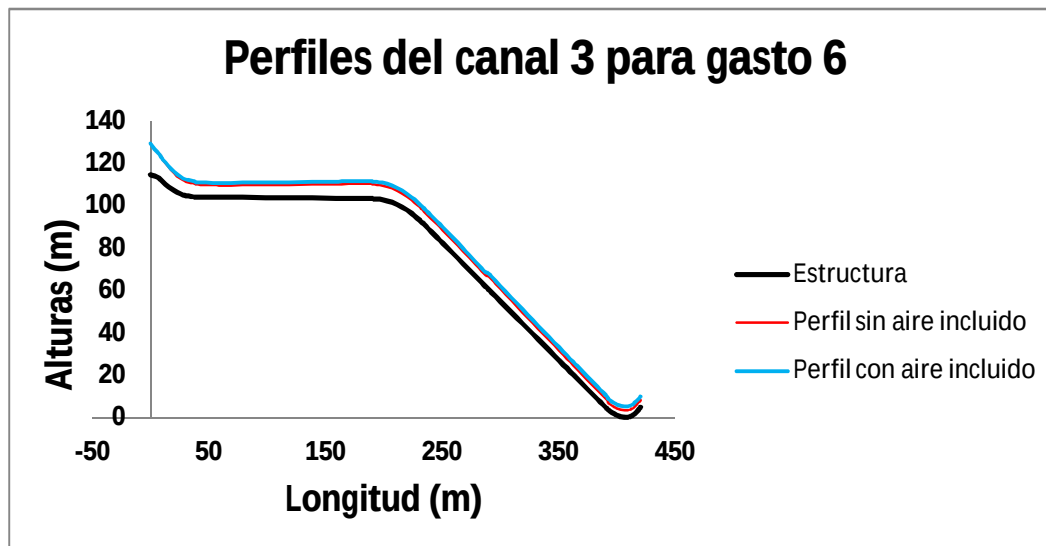


Figura 4.21 Perfil en el canal de excedencias canal 3 para gasto 5 037 (m³/s) con aire incluido

Como se observa en cada gráfica, se compararon los tirantes obtenidos y se observa un despegue del tirante aireado con respecto al tirante calculado sin aire incluido. Se destaca una separación entre tirantes al avanzar el flujo en el canal, esto es debido a que el flujo absorbe, por así decirlo, aire al recorrer todo el canal, según la teoría expuesta.

Ahora solo resta obtener el tirante medido con aireación y analizar el funcionamiento del aireador, todo esto de forma experimental, con la ayuda del modelo hidráulico del Laboratorio.

IV.2 ANÁLISIS EXPERIMENTAL

Experimentalmente, se ha comprobado que el ingreso de aire al flujo de agua que transporta el vertedor, evita en gran medida la erosión (Chanson, 1991). Petarka (Wood, 1991) observó que cuando el flujo de agua transporta más de 6% en volumen de aire, los daños por cavitación se eliminan por completo. Con base en estos resultados, la introducción de aire en la capa de agua se hace absolutamente necesaria.

El aireador es una estructura que se compone de escalones, rampas, y/o ductos, que inducen la entrada de aire por la parte inferior de la lámina del flujo de agua. La rampa y/o el escalón forman una cavidad en el piso del vertedor, que genera una separación de la capa límite. Esta separación

produce una zona de sub-presión, y la diferencia de presiones conduce aire del medio ambiente a través de conductos al aireador. El aire es incorporado en la parte baja de la capa de agua, debido al comportamiento turbulento del chorro que pasa sobre el aireador. Los factores importantes para que el aire ingrese en las zonas deseadas y se mantenga lo más posible dentro del agua son la posición y geometría del aireador.

En los últimos años se ha demostrado que los vertedores en escalón presentan una gran disminución de los daños por cavitación (Chanson, 2003). Sin embargo, el gran tamaño de algunas presas puede producir problemas estructurales en dichos vertedores, o la magnitud de la obra la hace económicamente imposible.

Por ejemplo, Salinas, (1994) realizó un estudio numérico de los aireadores del P.H. Luis Donaldo Colosio (Huites) en el estado de Sinaloa. En esta investigación se utilizó una expresión empírica para modelar la entrada de aire, y se calibró, tanto para los aireadores de Huites como para los de la presa de Foz do Areira en Brasil, mostrando buenos resultados. Sin embargo, para la obtención de las constantes empíricas que tiene el modelo se requirió una serie de datos experimentales. Además, se tuvo el inconveniente de que su extrapolación a otras formas o tamaño del mismo vertedor/aireador fue difícil o imposible.

Para que se efectúe un análisis adecuado de la incorporación de aire en escurrimientos a superficie libre a través de un modelo hidráulico, se hace necesario tener presente la interacción que existe entre el flujo líquido y el aire, así como los diferentes mecanismos de incorporación, por efecto turbulento en la interface y mezcla en la zona de impacto.

Descripción del proyecto en prototipo

- **Vertedor**

El vertedor en canal ubicado en la margen izquierda de la presa está formado por:

- a) **Un canal de llamada**

De ancho variable a la elevación 549.40 msnm para conducir la llegada del agua en forma gradual hacia la sección vertedora.

- b) **Una estructura de Control**

La estructura está constituida por un cimacio tipo Creager a la elevación 556.00 msnm, con seis vanos de 12 m, pilas de 3.80 m y compuertas de 25.00 m de radio. La corona de la estructura está a la elevación 580.00 msnm.

- c) **Una rápida**

La rápida del vertedor, consta de tres canales en un primer tramo, el ancho por cada canal cambia de 27,80 a 23,70 metros, con una transición gradual de 3,64°, desarrollada en una longitud de 145 m. En un segundo tramo, el ancho de la rápida de cada canal se conserva constante de 23,70 m hasta su descarga al cauce.

La pendiente longitudinal del los mismos en el primer tramo es de 0,005; en el segundo tramo cambia mediante una curva vertical para el canal uno (izquierdo), a 0,5013955, para el canal dos (central) a 0,525819 y 0,555467 para el canal tres (derecho).

- d) **El Aireador**

El aireador para el canal izquierdo y central está ubicado en la secciones 0+320,00 tiene una altura del escalón, $t_s = 2,52$ m y una rampa, $t_r = 0,30$ m desarrollada en una longitud, $L_r = 2,0$ m.

El aireador en el canal derecho está ubicado en la estación 0+270,00 y tiene una altura del escalón, $t_s = 2,52$ m y una altura de rampa, $t_r = 0,3$ m desarrollado en una longitud, $L_r = 2,0$ m. El suministro del aire, asimétrico a la plantilla de la rápida, se realiza a través de lumbreras ubicadas en los muros laterales de los canales, tiene una sección transversal de $2,5 \times 3,0$ metros, para los tres canales. Las lumbreras presentan en su parte inferior una escotadura de $7,33 \text{ m}^2$ que se conecta al peralte de aireador.

El suministro de aire en los muros laterales, se realiza con expansiones sobre el mismo de $0,1$ m de ancho, desarrollada en una longitud de $10,0$ m.

e) Estructura terminal.

El ángulo de despegue de las cubetas deflectoras de los canales es de 45° 30° y 45° , respectivamente, el radio de curvatura compuesto para canales uno (izquierdo) y tres (derecho) de $30,0$ y $15,0$ m; mientras que para el canal dos (central), es de 30 m.

Descripción del modelo hidráulico

La selección de la escala del modelo se basó en el resultado de la investigación bibliográfica, de construcción de modelos hidráulicos similares y de que se disponía de geometrías razonables para una correcta instrumentación del aireador. Además, se tomaron en cuenta los costos de construcción del modelo y la disponibilidad el gasto líquido para su alimentación.

Por lo anterior, se seleccionó una escala $Le = 30$ y de acuerdo con la similitud de Froude se obtuvieron los valores de las escalas restantes, según la **tabla 4.2**.

Escala	Valor
Líneas	$Le = 30$
Velocidades	$v_e = Le^{1/2} = 5.477$
Gastos	$Q_e = Le^{5/2} = 4929.503$
Tiempo	$T_e = Le^{1/2} = 4.477$
Rugosidades	$n_e = Le^{1/6} = 1.762$

Tabla 4.2 Escalas del modelo hidráulico 1: 30 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

El modelo se construyó a escala representando la longitud total del vertedor, desde la estructura de control hasta el final, en la cubeta deflector, con un ancho de 52 cm, equivalente a 23.7 metros en prototipo. En las **figuras 4.22 a 4.25** se presenta, en fotografías, el modelo hidráulico del laboratorio, tanto el canal, como el aireador de diferentes puntos de apreciación.



Figura 4.22 *Modelo hidráulico del Laboratorio escala 1:30 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)*

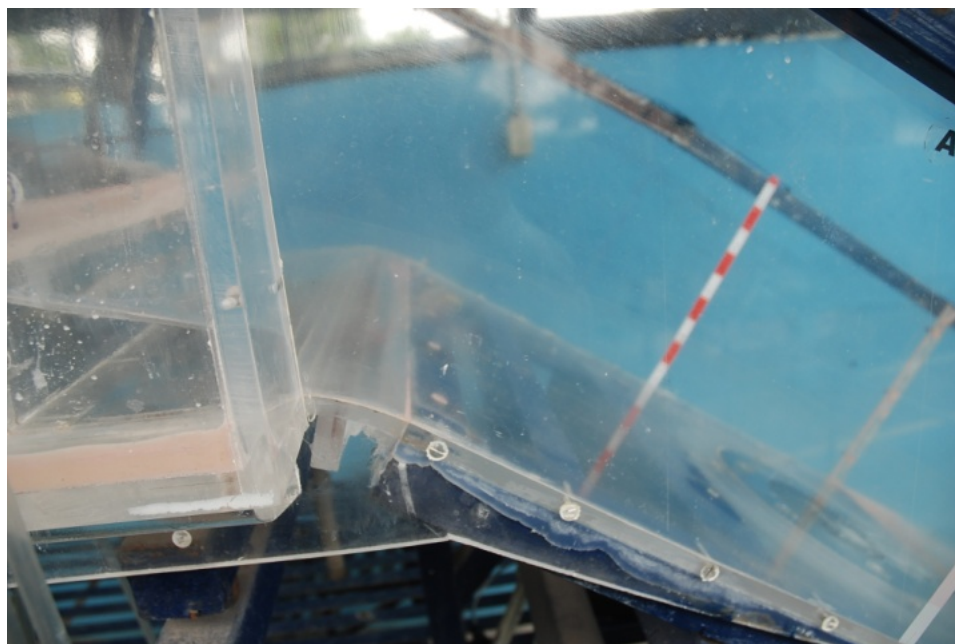


Figura 4.23 *Pendiente del aireador en modelo hidráulico 1:30 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)*

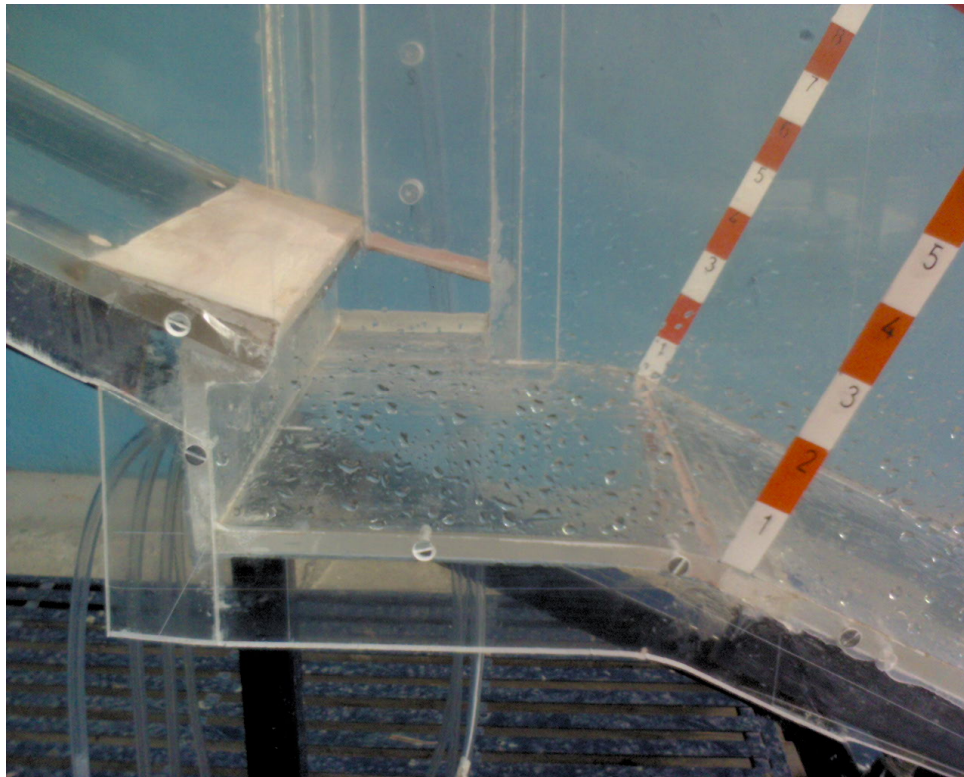


Figura 4.24 Modelo hidráulico del aireador 1:30 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Figura 4.25 Rápida del modelo hidráulico aguas abajo del aireador escala 1:30 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

Para mantener los gastos de operación de las descargas del vertedor se utilizaron bombas de flujo axial, cada una de 25 HP instalas en el laboratorio con un cárcamo de bombeo con una profundidad de cuatro metros. La capacidad del cárcamo más la del tanque de alimentación es de aproximadamente 700 m^3 y el gasto se afora mediante un vertedor rectangular de pared delgada. En la **figura 4.26** se muestra una fotografía del vertedor aforador rectangular, y en la **figura 4.27** se muestra la curva carga hidráulica-gasto del vertedor rectangular aforador.



Figura 4.26 Vertedor aforador de gasto para alimentación del modelo hidráulico 1:30 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

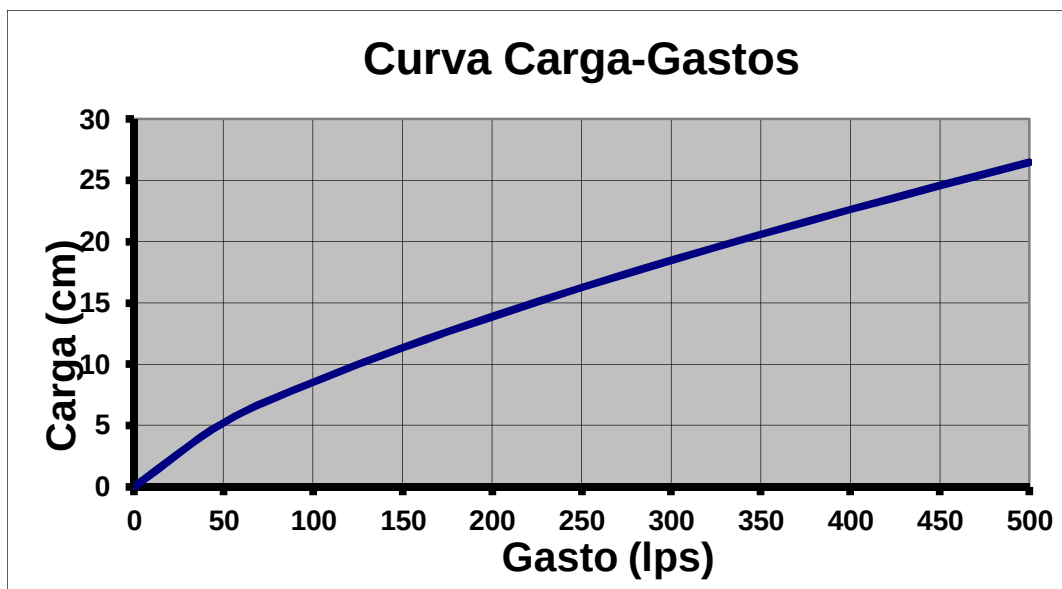


Figura 4.27 Curva carga hidráulica-Gasto para el vertedor rectangular aforador del modelo hidráulico (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

Resultados experimentales del Modelo Hidráulico

Los resultados experimentales del modelo hidráulico del laboratorio se presentan enseguida, en las siguientes figuras. Se ensayó en el modelo hidráulico del laboratorio escala 1:30 para los seis gastos definidos anteriormente; es decir, con los que se obtuvieron los perfiles en prototipo. Se aclara, que solo se hizo el análisis para un solo canal, que es el canal central o de servicio.

Presentación teórica de los aireadores

El mecanismo de incorporación de aire al agua, aguas abajo del labio del aireador, se desarrolla desde la superficie libre superior, así como por la inferior. La primera de ellas se produce al cambiar las características del flujo en la rampa del aireador, y la segunda en la zona de separación forzada del flujo por la rampa antes del punto de nuevo contacto con la plantilla. Así el gasto de aire que entra por la lumbrera resulta una parte del aire total introducido.

Demanda de aire

El aire incorporado al escurrimiento de alta velocidad está en función de las siguientes características: las propiedades físicas del flujo, la geometría del dispositivo, el escurrimiento y la fuerza dinámica (“Comparación del Funcionamiento Hidráulico de los Aireadores”, CFE, 2009).

De la aplicación del análisis dimensional de las variables que intervienen en la incorporación de aire, se tiene:

$$\beta = q_a/q = f(\text{geometría}, T_u, q_a/vL_j, F_r, R_e, W_e, E_u) \quad (4.5)$$

Donde:

β = demanda de aire, en (%)

T_u = número de turbulencia, adimensional

q_a = gasto unitario de aire, en m³/s/m

v = velocidad del flujo, en m/s

L = longitud de la napa, en m

F_r = número de Froude, adimensional

R_e = número de Reynolds, adimensional

W_e = número de Weber, adimensional

E_u = número de Euler, adimensional

En los escurrimientos en prototipo, los números de Reynolds y Weber son elevados y los efectos de viscosidad y energía superficial, se desprecian. Por lo que Pinto y Neidert encontraron que la demanda de aire q_a puede expresarse como:

$$q_a = k v L_j \quad (4.6)$$

El coeficiente adimensional $k = f(F_r, E_u, (t_r + t_s)/h)$ y la longitud de la cavidad $L_j = f(q, \Delta P)$

Del análisis adimensional, a las variables que intervienen en la incorporación del aire al flujo, la demanda de aire será ahora:

$$\beta = f(\text{geometría}, F_r, (2\Delta P/\rho_a v^2)) \quad (4.7)$$

Para una cierta geometría del dispositivo aireador, la incorporación de aire es solo función de ΔP ; es decir;

$$Q_a = q_a b = \bar{c} A_{SD} \sqrt{\frac{2\Delta P}{\rho_a}} \quad (4.8)$$

Siendo $\bar{c}$ un coeficiente de descarga y ΔP la presión media por debajo de la presión atmosférica bajo la napa. Al tomar en cuenta el aire incorporado al flujo y el agua circulante $Q = vbh$, en la demanda de aire $\beta = Q_a/Q$, el número de Euler se expresa como:

$$\sqrt{\frac{\Delta P}{\rho v^2}} = \beta \sqrt{\frac{\rho_a}{\rho}} \frac{bh}{\bar{c} A_{SD}} \quad (4.9)$$

Para fines prácticos, la raíz de ρ_a/ρ permanece constante, de esta forma:

$$\beta = f(\text{geometría}, F_r, (\bar{c} A_{SD}/bh)) \quad (4.10)$$

El parámetro $(\bar{c} A_{SD}/bh)$ se interpreta como la relación efectiva del área de la sección transversal del dispositivo aireador al área del flujo (bh) , haciendo $D = (\bar{c} A_{SD}/b)$ y para una $(\bar{c} A_{SD}/b)$ geometría del dispositivo:

$$\beta = f(F_r, (D/h)) \quad (4.11)$$

De mediciones realizadas por Pinto de Foz do Areia, cuyas descargas varían de 7 a 100 m³/s/m, para condiciones de flujo de aire, simétrico y asimétrico, se tiene:

$$\beta = 0.47(F_r - 4.5)^{0.59}(D/h)^{0.6} \quad (4.12)$$

con un factor de correlación del 93%. Al tomar en cuenta también análisis de Embarcacao, Armaluza, Colbun y Tarbela que cubren diversas geometrías, se llega a una expresión más general:

$$\beta = 0.29(F_r - 1)^{0.62}(D/h)^{0.59} \quad (4.13)$$

Con esta última ecuación se calculará el porcentaje de demanda de aire en el aireador del modelo hidráulico del vertedor 1:30 en el laboratorio de hidráulica de la CFE.

Los resultados al aplicar esta ecuación se muestran en las siguientes tablas, según los gastos de la política de operación del vertedor. Se tienen como constantes el área del aireador que es de 0.00794 m² y el ancho del modelo del canal, que es de 52 cm.

Asimismo, de estas ecuaciones podemos obtener la longitud de la napa para prototipo y para modelo hidráulico, con la siguiente expresión:

$$L_j = \frac{Q \beta}{k v b} \quad (4.14)$$

Donde:

L_j = Longitud de la napa, en m

Q = Gasto de operación del vertedor, en m³/s

β = concentración de aire

k = 0.0225*

v = velocidad media en la rampa, en m/s

b = ancho del canal, en m

La constante “ k ”, según Hamilton (1980), se encuentra entre los valores 0.01 y 0.035, como se expuso en los antecedentes, por lo que se tomó un valor intermedio entre los dos y este valor resultó de 0.0225, el cual se utilizó para los cálculos de longitud de napa, tanto para modelo como para prototipo. En la **tabla 4.3** se presenta un resumen de los resultados de la longitud de napa.

Cálculos experimentales del aireador para los diferentes gastos de operación

En las siguientes tablas, acompañadas de sus figuras, se muestran los cálculos para determinar el porcentaje de aire incluido en el flujo tomado experimentalmente. Estos resultados se muestran de las **tablas 4.4 a 4.9**, y de las **figuras 4.28 a 4.43**.

LONGITUD DE LA NAPA							
PROTOTIPO ($b = 23.70m$)				MODELO ($b = 52cm$)			
Gasto (m³/s)	Velocidad (m/s)	Conc. Aire (%)	Longitud de la Napa (m)	Gasto (lps)	Velocidad (m/s)	Conc. Aire (%)	Longitud de la Napa (cm)
850	23.672	21.36	14.38	65.48	8.837	169.55	107.38
1900	27.941	8.96	11.42	146.37	10.632	75.28	88.58
2550	29.439	6.38	10.37	196.44	10.832	50.31	77.98
3600	41.56	8.27	13.43	277.33	11.563	34.44	70.61
4600	32.799	3.25	8.56	354.36	10.255	18.31	54.07
5037	33.408	2.95	8.33	388.03	9.632	13.90	47.85

Tabla 4.3 Resultados del análisis para obtener la Longitud de la Napa para los distintos gastos de operación en modelo y prototipo

<i>Gasto 1 en modelo = 65.48 (lps) equivalente a 850 (m³/s) en prototipo, por canal</i>								
Sección	cadenamiento (m)	Tirante h' (cm)	Área (m ²)	Velocidad (m/s)	Froude	D	D/h'	β (%)
33	340.000	1.43	0.0074	8.837	23.63	1.071	0.7519	169.55
34	393.492	2.33	0.0120	5.416	11.34	0.657	0.2825	58.54
35	398.750	1.35	0.0070	9.328	25.63	1.131	0.8378	190.45
36	404.008	1.54	0.0080	8.190	21.09	0.993	0.6459	143.96
37	409.266	1.80	0.0094	6.996	16.65	0.848	0.4713	102.37
38	414.524	1.80	0.0094	6.996	16.65	0.848	0.4713	102.37
39	419.782	1.39	0.0072	9.076	24.60	1.100	0.7931	179.56

Tabla 4.4 Porcentaje de demanda de aire del aireador en modelo hidráulico para Gasto 1 de 850 (m³/s) en prototipo

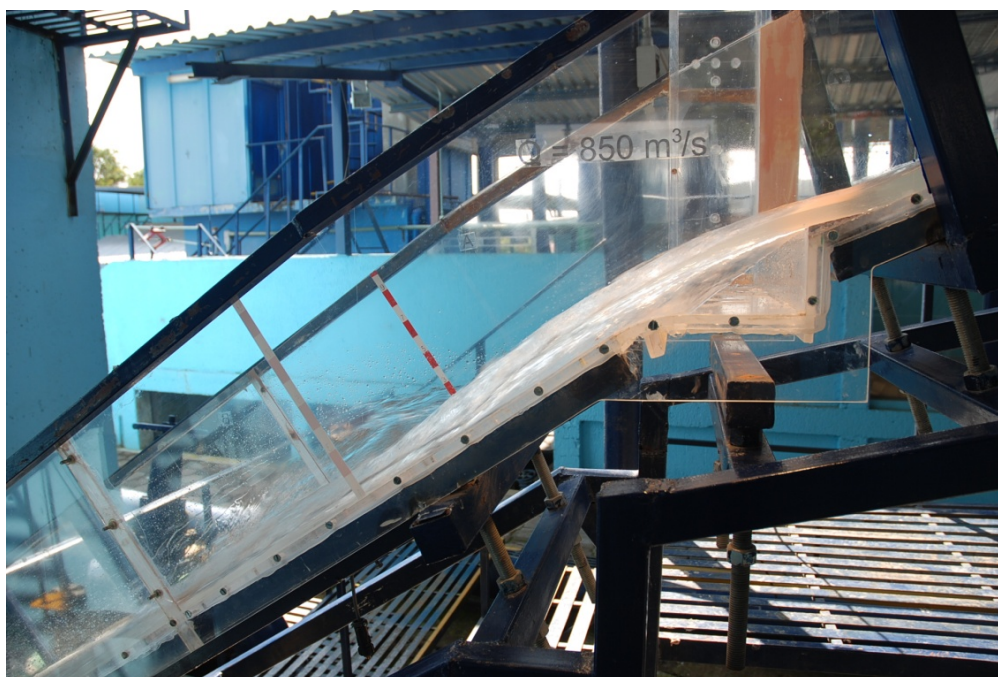


Figura 4.28 Comportamiento del flujo en el canal al pasar por el aireador en modelo hidráulico para un gasto de 850 (m³/s) en prototipo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

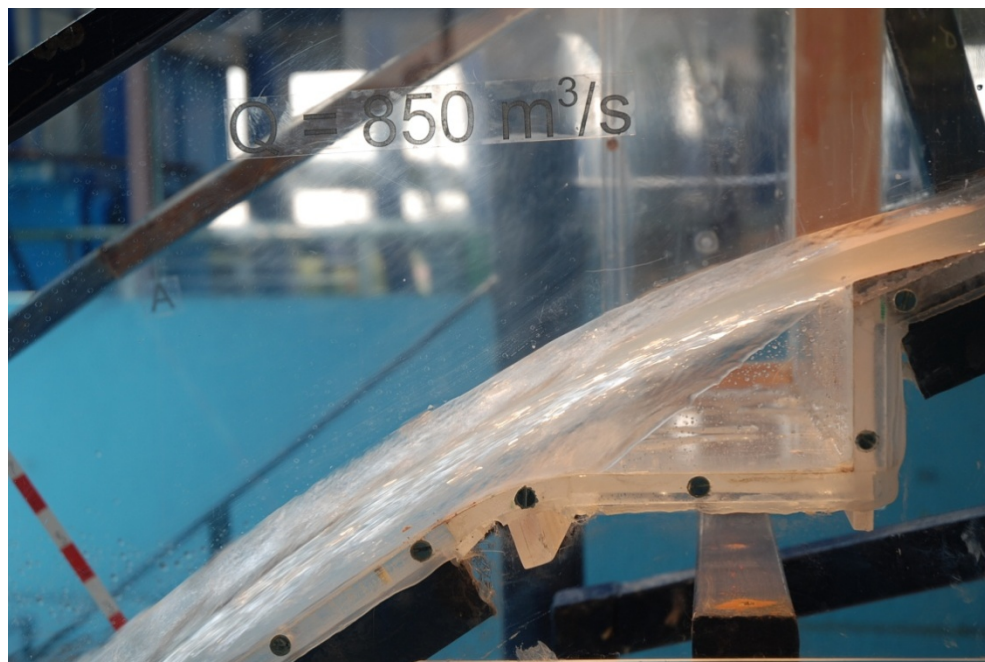


Figura 4.29 Aireador en modelo hidráulico para gasto de 850 (m³/s) (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

Condiciones de operación:

Q = 850 m³/s, por canal
 Elevación en el embalse = 575.25 msnm
 Descarga = Controlada
 Apertura de compuertas en prototipo = 0.33 m

Resultados:

Long. Napa en prototipo = 12.00 m
 Long. Napa en modelo = 107.38 cm
 Concentración de aire promedio
 en modelo = 135.26 %

Gasto 2 en modelo = 146.37 (lps) equivalente a 1 900 (m³/s) en prototipo, por canal								
Sección	cadenamiento (m)	Tirante h' (cm)	Área (m ²)	Velocidad (m/s)	Froude	D	D/h'	β (%)
33	340.000	2.65	0.0138	10.632	20.86	0.577	0.2178	75.28
34	393.492	3.49	0.0181	8.071	13.80	0.438	0.1255	41.41
35	398.750	3.04	0.0158	9.267	16.98	0.503	0.1655	55.93
36	404.008	3.08	0.0160	9.154	16.67	0.497	0.1615	54.46
37	409.266	3.11	0.0162	9.044	16.37	0.491	0.1576	53.05
38	414.524	2.59	0.0135	10.878	21.59	0.590	0.2281	79.09
39	419.782	2.51	0.0130	11.203	22.57	0.608	0.2419	84.27

Tabla 4.5 Porcentaje de demanda de aire del aireador en modelo hidráulico para Gasto 2 de 1 900 (m^3/s) en prototipo

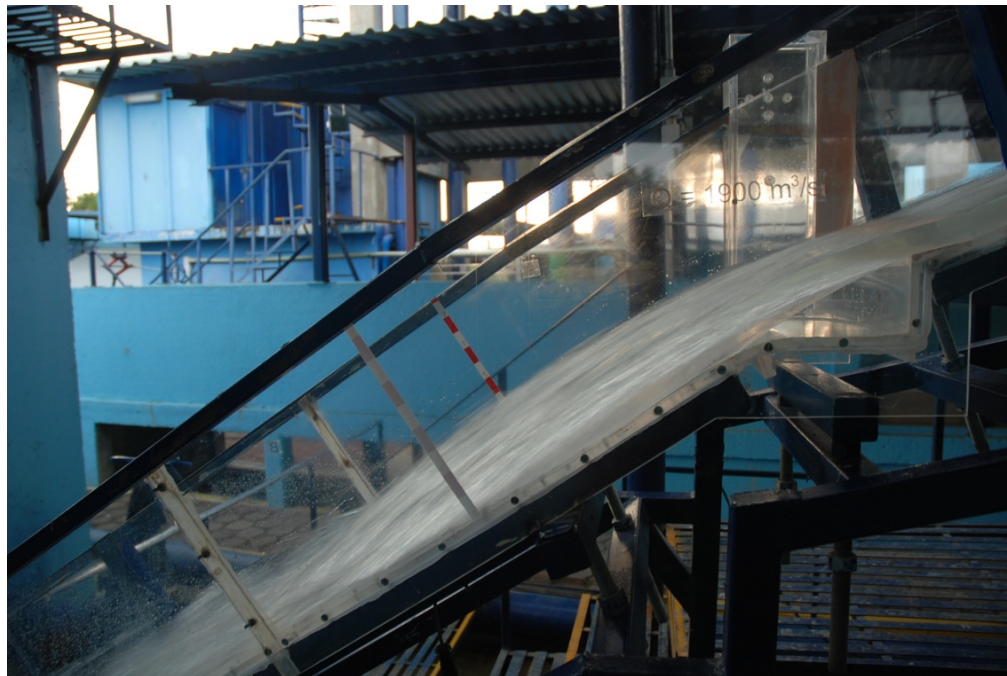


Figura 4.30 Comportamiento del flujo en el canal al pasar por el aireador en modelo hidráulico para un gasto de 1 900 (m^3/s) en prototipo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

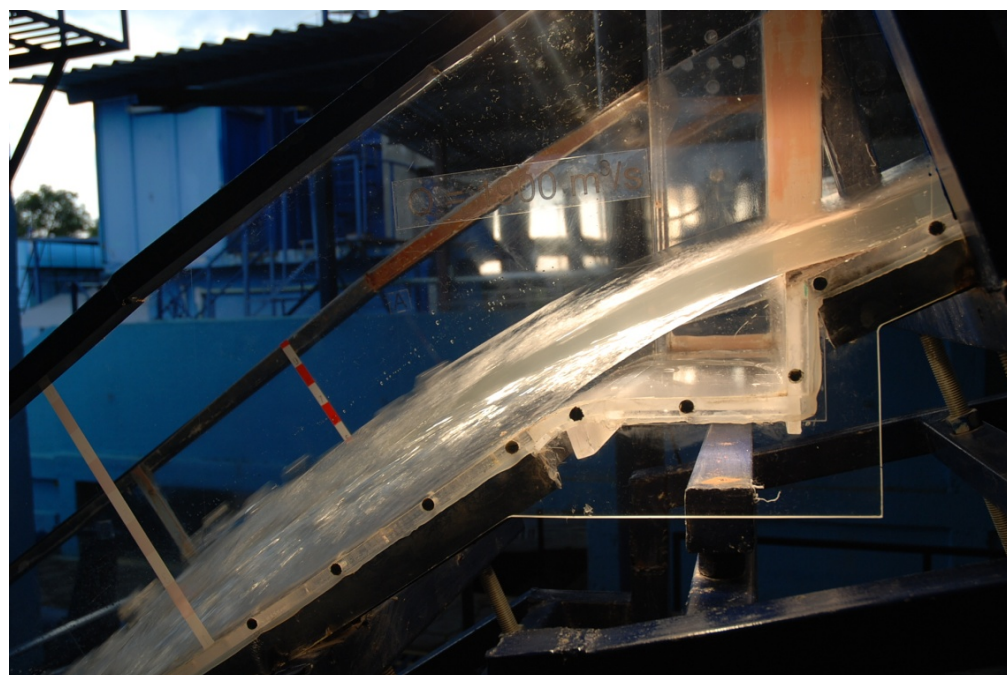


Figura 4.31 Aireador en modelo hidráulico para gasto de 1 900 (m³/s) (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

Condiciones de operación:

Q = 1 900 m³/s, por canal
Elevación en el embalse = 575.50 msnm
Descarga = Controlada
Apertura de compuertas en prototipo = 1.29 m

Resultados:

Long. Napa en prototipo = 22.20 m
Long. Napa en modelo = 88.58 cm
Concentración de aire promedio
en modelo = 63.36%

Gasto 3 en modelo = 196.44 (lps) equivalente a 2 550 (m³/s) en prototipo, por canal								
Sección	cadenamiento (m)	Tirante h' (cm)	Área (m ²)	Velocidad (m/s)	Froude	D	D/h'	β (%)
33	340.000	3.49	0.0181	10.832	18.52	0.437	0.1255	50.31
34	393.492	4.31	0.0224	8.760	13.47	0.354	0.0821	31.71
35	398.750	3.60	0.0187	10.494	17.66	0.424	0.1178	46.97
36	404.008	3.60	0.0187	10.494	17.66	0.424	0.1178	46.97
37	409.266	3.34	0.0174	11.319	19.78	0.458	0.1371	55.33
38	414.524	3.38	0.0176	11.193	19.45	0.452	0.1341	54.01
39	419.782	3.26	0.0170	11.579	20.47	0.468	0.1435	58.11

Tabla 4.6 Porcentaje de demanda de aire del aireador en modelo hidráulico para Gasto 3 de 2 550 (m³/s) en prototipo

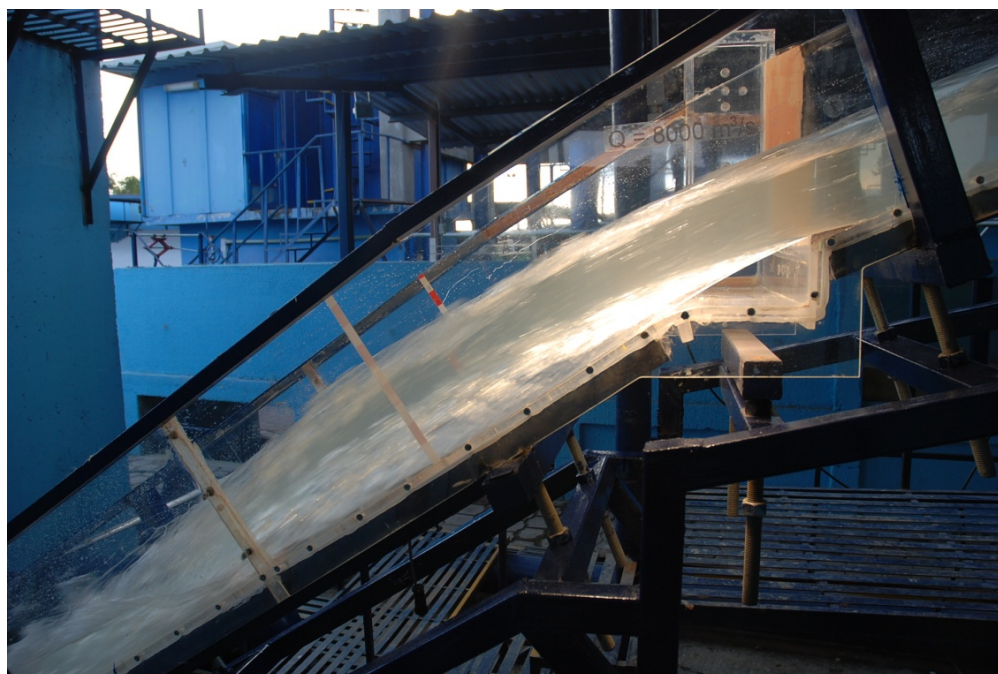


Figura 4.32 Comportamiento del flujo en el canal al pasar por el aireador en modelo hidráulico para un gasto de 8 000 (m³/s) equivalentes a 2 550 (m³/s) en prototipo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Figura 4.33 Aireador en modelo hidráulico para gasto de 8 000 (m³/s) equivalentes a 2 550 (m³/s) (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

Condiciones de operación:

Q = 2 550 m³/s, por canal
Elevación en el embalse = 577.00 msnm
Descarga = Controlada
Apertura de compuertas en prototipo = 7.11 m

Resultados:

Long. Napa en prototipo = 34.53 m
Long. Napa en modelo = 77.98 cm
Concentración de aire promedio en modelo = 49.06%

Gasto 4 en modelo = 277.33 (lps) equivalente a 3 600 (m³/s) en prototipo, por canal								
Sección	cadenamiento (m)	Tirante h' (cm)	Área (m ²)	Velocidad (m/s)	Froude	D	D/h'	β (%)
33	340.000	4.61	0.0240	11.563	17.19	0.331	0.3310	34.44
34	393.492	5.55	0.0289	9.609	13.02	0.275	0.2751	23.02
35	398.750	5.18	0.0270	10.306	14.46	0.295	0.2951	26.82
36	404.008	4.91	0.0255	10.857	15.64	0.311	0.3108	30.04
37	409.266	4.46	0.0232	11.951	18.06	0.342	0.3422	37.00
38	414524	4.24	0.0220	12.586	19.52	0.360	0.3603	41.38
39	419.782	4.13	0.0215	12.929	20.32	0.370	0.3702	43.86

Tabla 4.7 Porcentaje de demanda de aire del aireador en modelo hidráulico para Gasto 4 de 3 600 (m^3/s) en prototipo

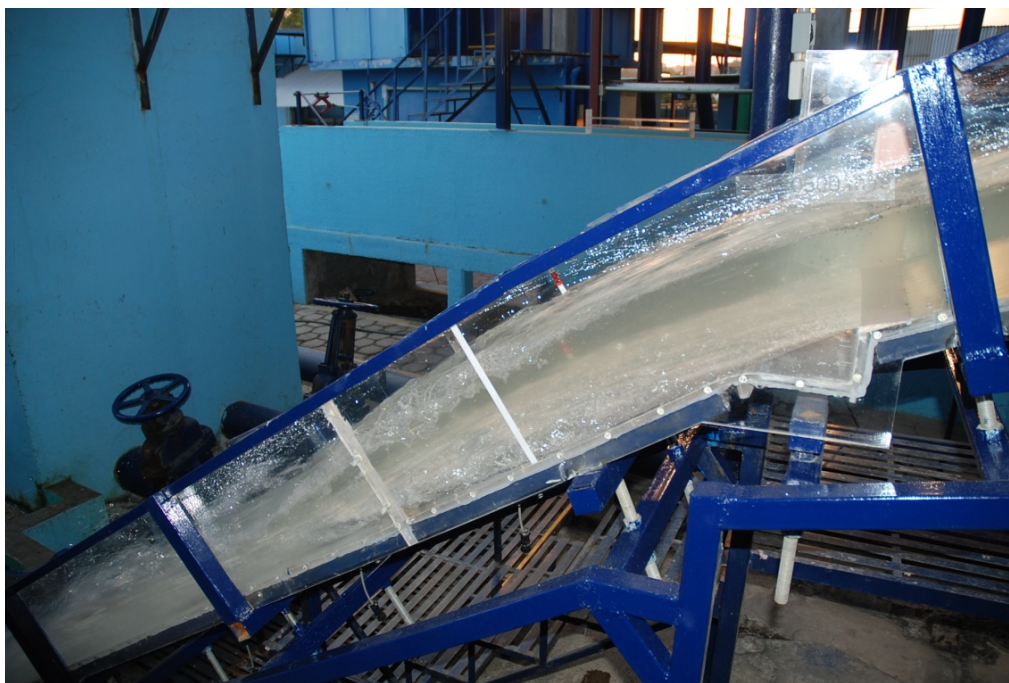


Figura 4.34 Comportamiento del flujo en el canal al pasar por el aireador en modelo hidráulico para un gasto de 10 500 (m^3/s) equivalentes a 3 600 (m^3/s) en prototipo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

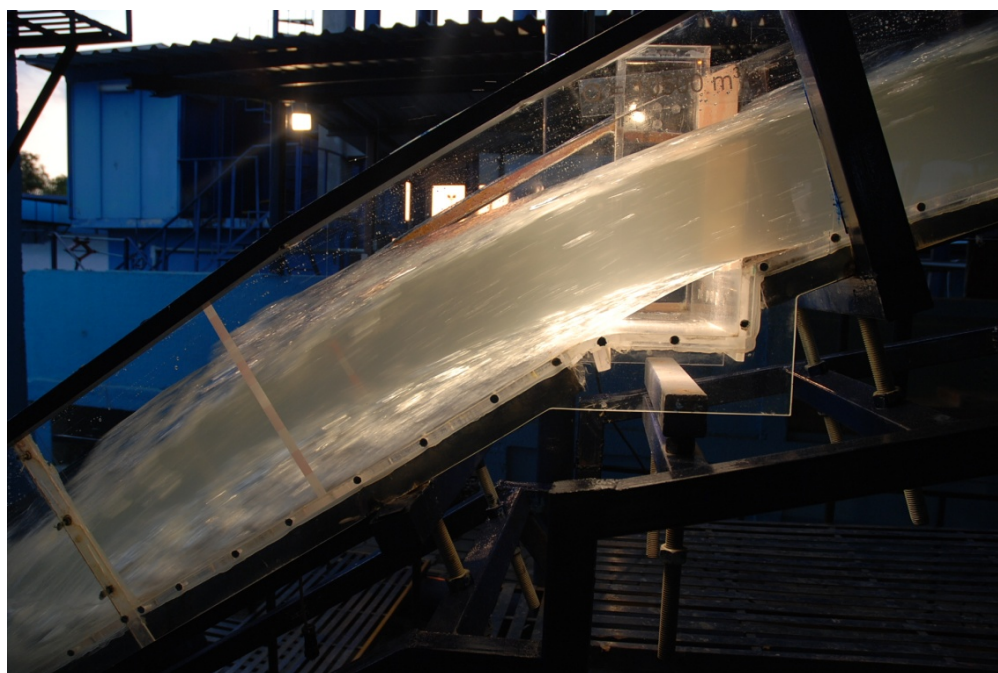


Figura 4.35 Aireador en modelo hidráulico para gasto de 10 500 (m³/s) equivalentes a 3 600 (m³/s) (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

Condiciones de operación:

Q = 3 600 m³/s, por canal
Elevación en el embalse = 577.50 msnm
Descarga = Controlada
Apertura de compuertas en prototipo = 9.09 m

Resultados:

Long. Napa en prototipo = 36.66 m
Long. Napa en modelo = 70.61 cm
Concentración de aire promedio en modelo = 33.80%

Gasto 5 en modelo = 354.36 (lps) equivalente a 4 600 (m³/s) en prototipo, por canal								
Sección	cadenamiento (m)	Tirante h' (cm)	Área (m ²)	Velocidad (m/s)	Froude	D	D/h'	β (%)
33	340.000	6.65	0.0345	10.255	12.70	0.229	0.0346	18.31
34	393.492	6.34	0.0330	10.753	13.64	0.241	0.0380	20.31
35	398.750	5.78	0.0300	11.800	15.68	0.264	0.0458	24.86
36	404.008	5.74	0.0298	11.877	15.83	0.266	0.0464	25.22
37	409.266	5.48	0.0285	12.447	16.98	0.279	0.0509	27.91
38	414524	5.40	0.0281	12.620	17.34	0.283	0.0524	28.76
39	419.782	5.07	0.0264	13.441	19.06	0.301	0.0594	32.97

Tabla 4.8 Porcentaje de demanda de aire del aireador en modelo hidráulico para Gasto 5 de 4 600 (m³/s) en prototipo

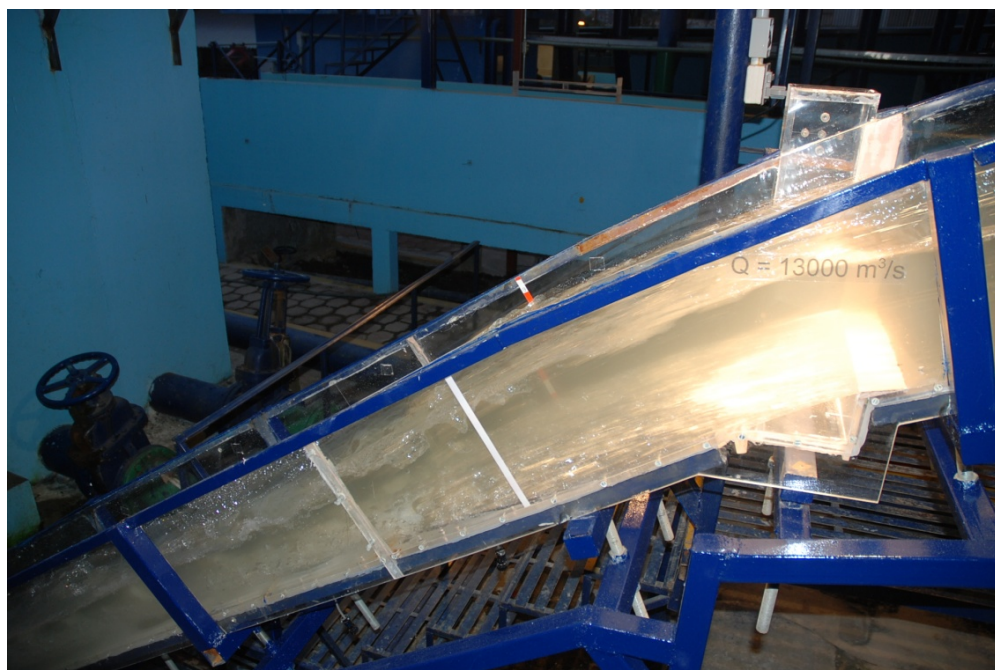


Figura 4.36 Comportamiento del flujo en el canal al pasar por el aireador en modelo hidráulico para un gasto de 13 000 (m³/s) equivalentes a 4 600 (m³/s) en prototipo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

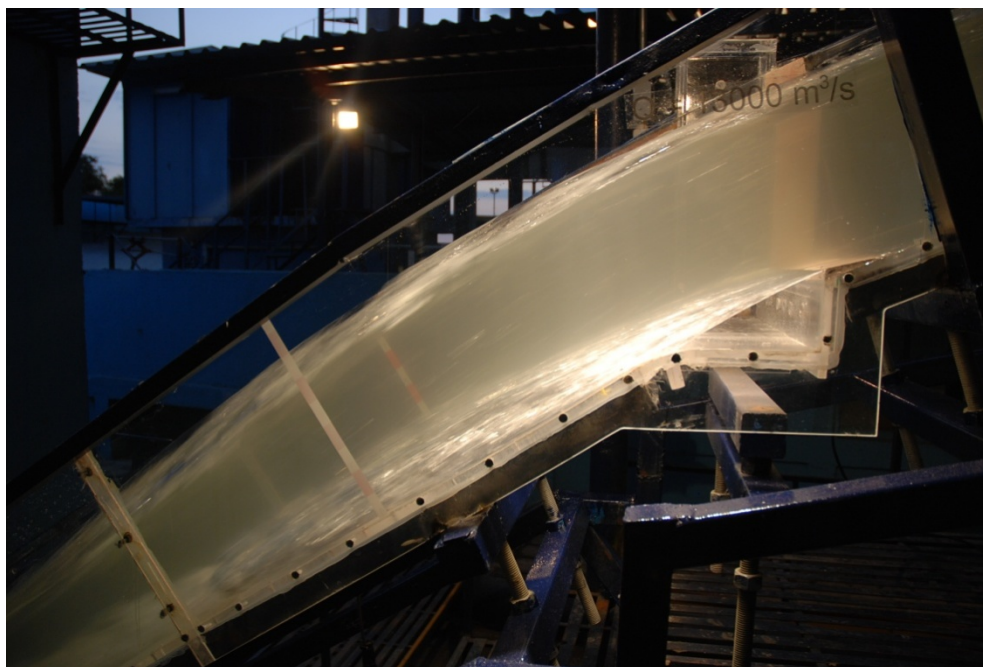


Figura 4.37 Aireador en modelo hidráulico para gasto de 13 000 (m³/s) equivalentes a 4 600 (m³/s) (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

Condiciones de operación:

Q = 4 600 m³/s, por canal
Elevación en el embalse = 575.75 msnm
Descarga = Libre

Resultados:

Long. Napa en prototipo = 28.80 m
Long. Napa en modelo = 54.07 cm
Concentración de aire promedio en modelo
= 25.48 %

Gasto 6 en modelo = 388.03 (lps) equivalente a 5 037 (m³/s) en prototipo, por canal								
Sección	cadenamiento (m)	Tirante h' (cm)	Área (m ²)	Velocidad (m/s)	Froude	D	D/h'	β (%)
33	340.000	7.75	0.0403	9.632	11.05	0.019	0.0254	13.90
34	393.492	7.09	0.0369	10.529	12.63	0.215	0.0304	16.90
35	398.750	6.83	0.0355	10.934	13.36	0.224	0.0328	18.35
36	404.008	6.38	0.0332	11.705	14.80	0.240	0.0376	21.30
37	409.266	6.19	0.0322	12.060	15.48	0.247	0.0399	22.73
38	414.524	5.81	0.0302	12.838	17.00	0.263	0.0452	26.03
39	419.782	5.85	0.0304	12.756	16.84	0.261	0.0446	25.67

Tabla 4.9 Porcentaje de demanda de aire del aireador en modelo hidráulico para Gasto 6 de 5 037 (m^3/s) en prototipo



Figura 4.38 Flujo de agua a través del modelo hidráulico para gasto máximo de 15 110 (m^3/s) equivalente a 5 037 (m^3/s) en prototipo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Figura 4.39 Flujo de agua a través de la curva vertical en modelo hidráulico para gasto máximo de 15 110 (m^3/s) equivalentes a 5 037 (m^3/s) en prototipo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

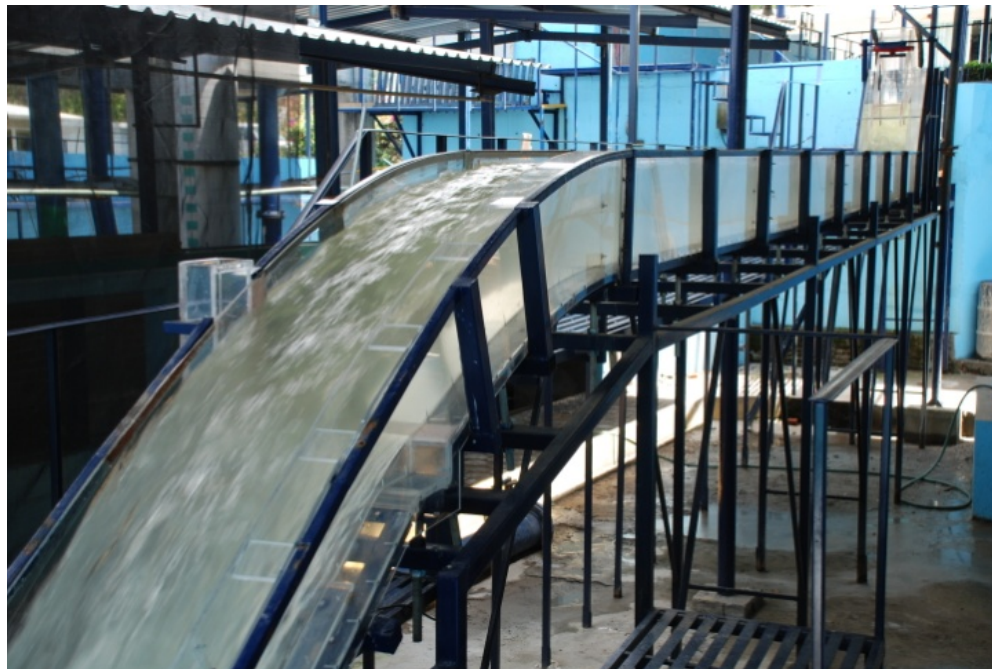


Figura 4.40 Flujo de agua a través de la curva vertical en modelo hidráulico para gasto máximo de 15 110 (m^3/s), equivalentes a 5 037 (m^3/s) en prototipo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Figura 4.41 Flujo de agua a través de la rápida en modelo hidráulico para gasto máximo de 15 110 (m^3/s), equivalentes a 5 037 (m^3/s) en prototipo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)



Figura 4.42 Flujo de agua a través del aireador en modelo hidráulico para gasto máximo de 15 110 (m^3/s) equivalentes a 5 037 (m^3/s) en prototipo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

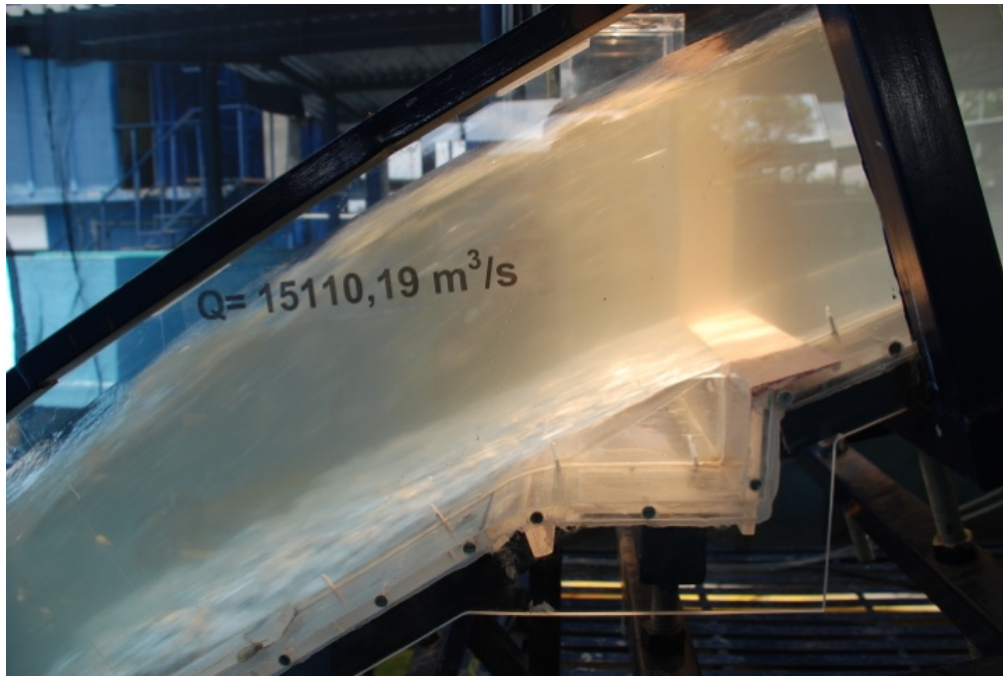


Figura 4.43 Aireador en modelo hidráulico para gasto máximo de 15 110 (m^3/s) equivalentes a 5 037 (m^3/s) en prototipo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

Condiciones de operación:

Q = 5 037 m^3/s , por canal
Elevación en el embalse = 578.00 msnm
Descarga = Libre

Resultados:

Long. Napa en prototipo = 20.85 m
Long. Napa en modelo = 47.85 cm
Concentración de aire promedio en modelo
= 20.70 %

Para todos los gastos de operación con los que trabajó el modelo hidráulico con el aireador funcionando, ninguno tuvo problemas de ahogamiento; sí penetró agua en él, pero debido a la pequeña pendiente que tiene, toda esa agua se salió. Del análisis de resultados utilizando los datos experimentales de los ensayos, se puede observar que ninguno presentó menos de 6% de concentración de aire, el más bajo resultó de 16.38%, con lo cual, no se presentarán problemas de cavitación en el modelo.

Respecto al prototipo, ahí sí se obtuvieron concentraciones alrededor del 2.95%, que está por debajo del valor recomendado, por lo que se puede pensar que el prototipo sí podría presentar este fenómeno de cavitación. Así que se recomienda que se hagan estudios más profundos para el prototipo con el fin de llegar a valores más cercanos a la seguridad.

Presiones en la lumbrera y el aireador

La presión interna de la cavidad y la cantidad de aire son función del sistema de admisión; influyendo su geometría en las pérdidas de carga. La incorporación de aire forzada se asemeja a una toma hidráulica.

En el esquema del sistema de admisión del flujo de aire, **figura 4.44**, que es el caso del diseño de este aireador, en la entrada del ducto principal la presión está por debajo de la atmosférica, e igual a la suma de las pérdidas de carga en el ducto y de la carga de velocidad.

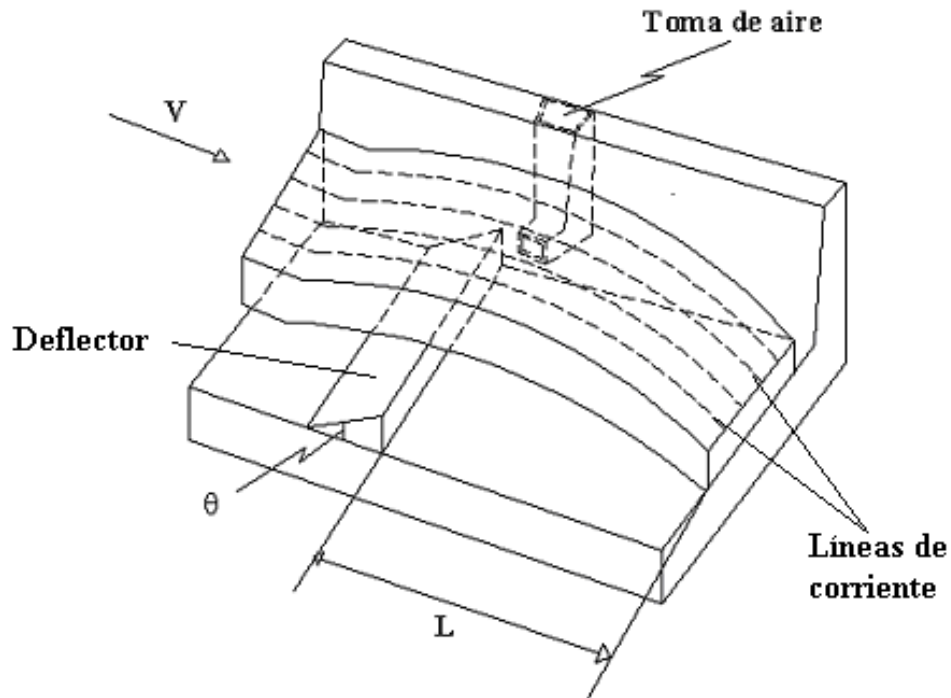


Figura 4.44 Geometría de los aireadores. Pinto N.L, 1982

La pérdida de carga en el ducto principal ΔP_C , se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta P_C = \frac{1}{2} k_S \rho_a \left[\frac{Q_a}{2 A_{SD}} \right]^2 \quad (4.15)$$

Donde:

ΔP_C = pérdida de carga en el ducto principal

k_S = coeficiente de pérdida de carga

ρ_a = densidad del aire

Q_a = flujo total de aire

A_{SD} = área de la ranura

El número “ k_s ” es el coeficiente de pérdida de carga que adquiere el valor de 0.5 para tomas aerodinámicas, de 1.0 para aristas redondeadas y de 2.0 para tomas con aristas vivas. Así, la ecuación anterior se puede escribir como:

$$Q_a = 2A_{SD} \left[\frac{2\Delta P_c}{k_s \rho_a} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.16)$$

La expresión encontrada por Pinto para subpresión media en el dispositivo aireador, es:

$$\overline{\Delta P} = 0.43 \left[\frac{1}{k_s} + 2 \right] \Delta P_c \quad (4.17)$$

Y como se sabe que la concentración relativa es $\beta = Q_a/Q$, donde “ Q ” es el gasto másico de agua, entonces podemos despejar “ ΔP_c ” y sustituir “ $Q_a = \beta * Q$ ”, quedando finalmente:

$$\overline{\Delta P} = 0.43 \left[\frac{1}{k_s} + 2 \right] \left[\frac{k_s \rho_a}{2} \right] \left[\frac{\beta Q}{2A_{SD}} \right]^2 \quad (4.18)$$

Con esta expresión se puede calcular la subpresión media en la lumbrera en términos del gasto de operación del vertedor y la concentración de aire en la rampa. Como consecuencia del impacto de la napa en el fondo del canal, se registra en esa zona un aumento pronunciado de la presión, la que disminuye asintóticamente hacia aguas abajo de esa región, hasta alcanzar el valor correspondiente al tirante de la mezcla. La distribución de presiones debajo de la lámina de agua, en la cavidad definida por el número de Euler, se caracteriza por un valor alto de presión relativa junto al orificio de admisión y una disminución gradual hacia el centro de la rápida, cuando la alimentación del aire se realiza lateralmente.

Calculando experimentalmente las subpresiones en la rampa del aireador para los diferentes gastos de operación y tomando en cuenta que $k_s = 1.0$ y $\rho_a = 0.12437(\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4)$, en la **tabla 4.10** se presentan los diferentes valores de subpresiones promedio de la rampa del aireador para cada gasto de operación del vertedor y analizando modelo y prototipo.

PROTOTIPO ($A_{SD} = 5.8 \text{ m}^2$)			MODELO ($A_{SD} = 0.00794 \text{ m}^2$)		
Gasto (m^3/s)	Concentración de aire (%)	$\overline{\Delta P}$ (kg/m^2)	Gasto (lps)	Concentración de aire (%)	$\overline{\Delta P}$ (kg/m^2)
850	21.36	19.65	65.48	169.55	3.92
1900	8.96	17.27	146.37	75.28	3.86
2550	6.38	15.80	196.44	50.31	3.11
3600	8.27	52.79	277.33	34.44	2.90
4600	3.25	13.36	354.36	18.31	1.34
5037	2.95	13.12	388.03	13.90	0.93

Tabla 4.10 Subpresiones en la rampa del aireador para diferentes gastos de operación, en modelo y prototipo

Las subpresiones en el aireador y en la lumbrera se miden con el micromanómetro Lambretch, de tubo inclinable, modelo 655 M16; utilizando piezómetros de manguera conectada a un monitor. Una fotografía de este dispositivo se muestra en la **figura 4.45**.

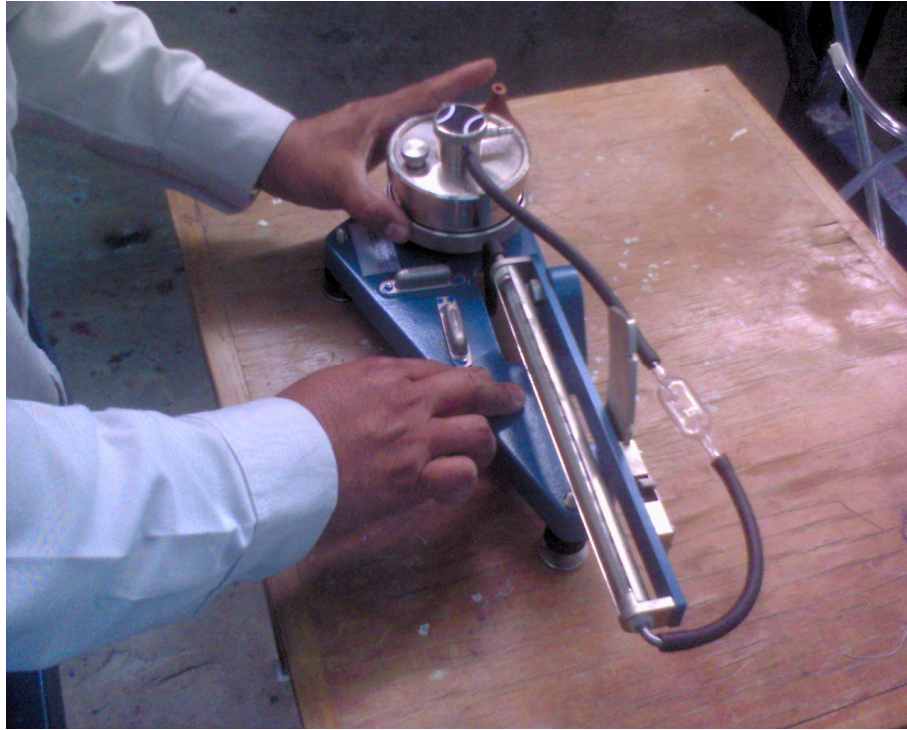


Figura 4.45 Micromanómetro de tubo inclinable para medir subpresiones en aireador y lumbrera (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

Concentración de aire aguas abajo del aireador

Para el registro de la concentración de aire se utilizó un muestreador diseñado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, que utiliza la técnica de muestreo por succión. En esta técnica se introduce en la rápida un tubo de pared delgada que permite una extracción continua de la mezcla a muestrear, mediante un par de válvulas y un émbolo que atrapa un volumen determinado se analiza como una muestra representativa; es decir:

$$c = \frac{V_a}{V_{TM}} = \frac{h_a}{h_{TM}} \quad (4.19)$$

Donde:

V_a = volumen muestreado de aire

V_{TM} = volumen total de la mezcla

h_a = altura del aire atrapado

h_{TM} = carrera total del muestreador de sección circular

El muestreo se realiza de forma secuencial, tres o cuatro muestras por punto analizado, la primera de ellas sirve para reemplazar el agua (purgar las mangueras), que contiene la manguera del piezómetro que conecta el tubo de pared delgada con un émbolo y una carrera de 42 cm; contando con un volumen total de 851 cm^3 . En la **figura 4.46** se muestra una fotografía del muestreador.



Figura 4.46 Dispositivo medidor de concentración de aire muestreador (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

Como ejemplo de la obtención de los registros, se presentan los correspondientes a la Estación K. 0 + 371.953, para un gasto de operación de $850 \text{ m}^3/\text{s}$.

El valor representativo de “C”, resulta del promedio de los tres valores registrados puntualmente; por ejemplo, para el punto 4 que se encuentra a 1.85 cm de la plantilla, se registraron las alturas de volumen de aire atrapado “ha”, igual a: 20.3, 21.8 y 20.7 cm, cuyo promedio es 20.93 cm; la concentración media puntual se obtiene al dividir este promedio entre la carrera total del muestreador, que es de 42 cm y se multiplica por 100, por lo que el resultado es 49.84%. Estos resultados de valores experimentales se presentan en la **tabla 4.11**.

Normalizando las medidas. El valor de tirante correspondiente a la superficie del agua, utilizando el criterio de Chanson, que considerará que éste se alcanza cuando “C” tiene un valor del 90%, se obtiene de los valores experimentales. Como se ve en la **tabla 4.11**, no se tiene el valor exacto del 90%, pero éste se encuentra entre los tirantes 2.35 y 2.85 cm, pues les corresponden los valores de 85.08% y 94.05%, respectivamente.

Por interpolación se obtiene entonces el valor del 90% que es el buscado y es $Y_{90} = 2.62$ cm. Con este valor se obtienen los valores de Y/Y_{90} para los otros puntos de registro; siguiendo con este ejemplo, para el punto 2, sería: $Y/Y_{90} = 0.85/2.62 = 0.32$, adimensional.

Perfil de concentración. Al dibujar los valores de la concentración expresada en porcentaje, contra los valores normalizados Y/Y_{90} , se obtiene el perfil de concentración, que permite conocer la incorporación del aire al agua de la superficie libre superior y por el aireador; así como la concentración de aire en la plantilla. La gráfica de este análisis se presenta en la **figura 4.47**.

Punto	1		2		3		4		5		6	
Lectura Limnómetro	27.9		27.4		26.9		26.4		25.9		25.4	
Y	0.35		0.85		1.35		1.85		2.35		2.85	
h ₁ agua/aire	38.3	3.7	36.6	5.4	32.5	9.5	20.3	21.7	6.2	35.8	2.5	39.5
h ₂ agua/aire	38.5	3.5	37.0	5.0	32.4	9.6	21.8	20.2	6.5	35.5	2.5	39.5
h ₃ agua/aire	38.5	3.5	36.6	5.4	32.4	9.6	20.7	21.3	6.1	35.9	2.5	39.5
h _{media}	38.43	3.57	36.73	5.3	32.45	9.57	20.93	21.07	6.27	35.73	2.5	39.5
C (%) agua/aire	91.51	8.49	87.46	12.5	77.22	22.78	49.84	50.16	14.92	85.08	5.95	94.05

Tabla 4.11 Valores obtenidos experimentalmente en el laboratorio con el modelo hidráulico escala 1:30 para obtener las concentraciones de aire aguas abajo del aireador para un gasto de $850 \text{ m}^3/\text{s}$

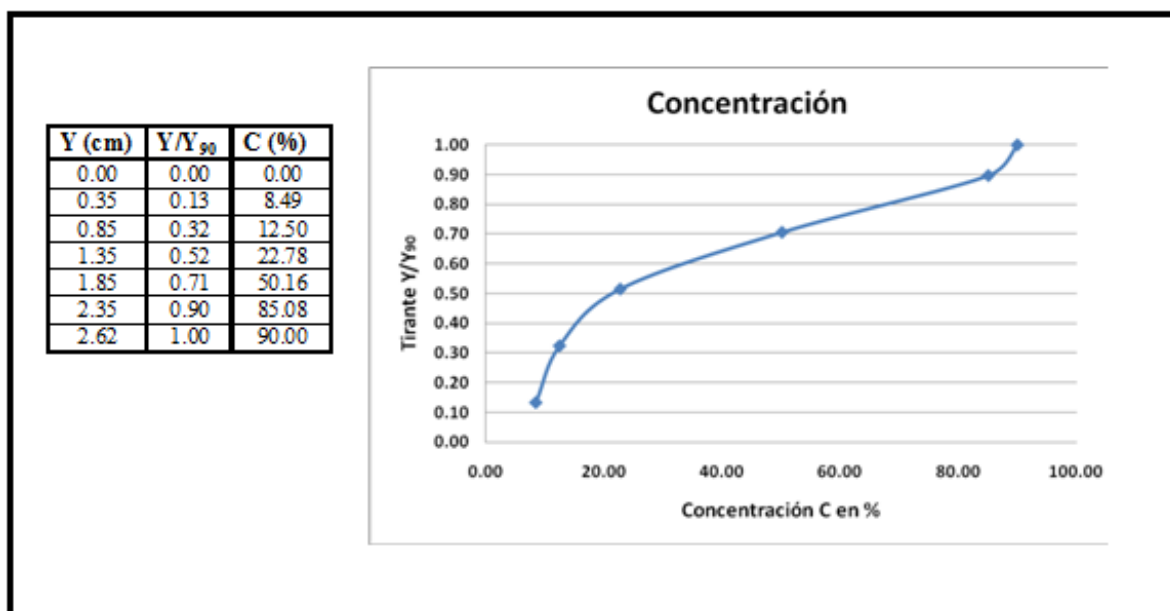


Figura 4.47 Gráfica de concentración de aire para el ejemplo empleado

Del mismo modo que se obtuvo esta gráfica de concentración de aire vs Y/Y_{90} , se obtuvieron todas las demás gráficas para los distintos gastos de operación del vertedor y se presentan en las **figuras 4.48 a 4.54**.

Q = 850 m³/s

Elev embalse = 575,25 msnm

Descarga controlada

Apertura de compuertas = 0,33m

RESULTADOS DE LA CONCENTRACIÓN DE AIRE

Sección	Estación km	Elev. m	C _{plantilla} %	C _{media} %	Y ₉₀ m	Y _{equivalente} m	Y _{total} m
A	0 + 373,988	525,884	100,00	79,80	0,593	0,120	0,750
B	0 + 388,988	515,879	11,11	48,25	0,286	0,148	0,630
C	0 + 403,988	505,874	8,97	41,26	0,307	0,180	0,540
D	0 + 418,988	495,869	11,35	40,41	0,239	0,142	0,450
E	0 + 441,906	480,583	15,71	38,26	0,237	0,146	0,450
F	0 + 458,547	475,544	16,75	48,88	0,268	0,137	0,540

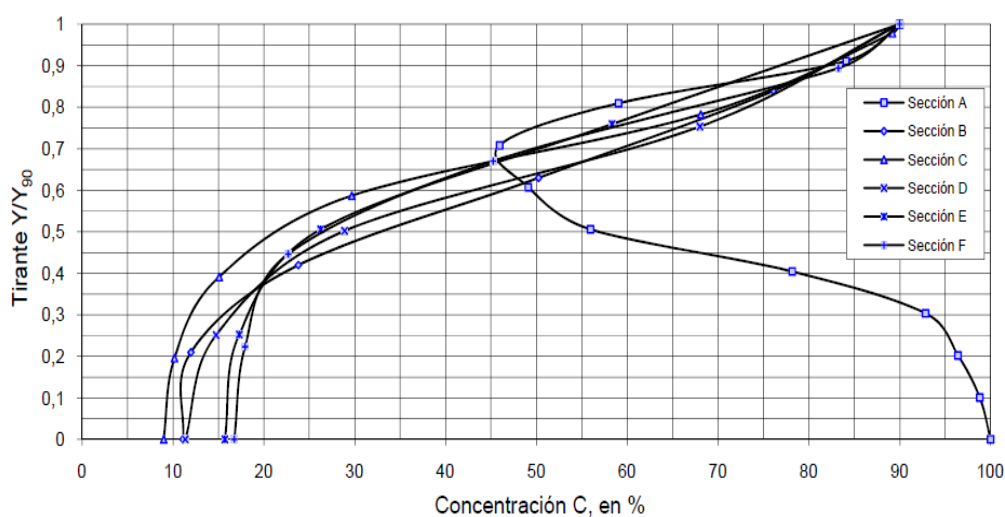


Fig 4.48 Perfiles de concentración de aire para Q = 850 m³/s.

Q = 1900 m³/s

Elev embalse = 575,50 msnm

Descarga controlada

Apertura de compuertas = 1,29m

RESULTADOS DE LA CONCENTRACIÓN DE AIRE

Sección	Estación km	Elev. m	C _{plantilla} %	C _{media} %	Y ₉₀ m	Y _{equivalente} m	Y _{total} m
A	0 + 373,988	525,884	100,00	74,59	2,229	0,566	2,490
B	0 + 388,988	515,879	14,44	38,55	0,635	0,390	0,930
C	0 + 403,988	505,874	8,97	42,74	0,597	0,342	0,990
D	0 + 418,988	495,869	9,60	42,21	0,587	0,339	0,870
E	0 + 441,906	480,583	11,35	48,59	0,429	0,221	0,690
F	0 + 458,547	475,544	11,75	39,65	0,585	0,353	0,750

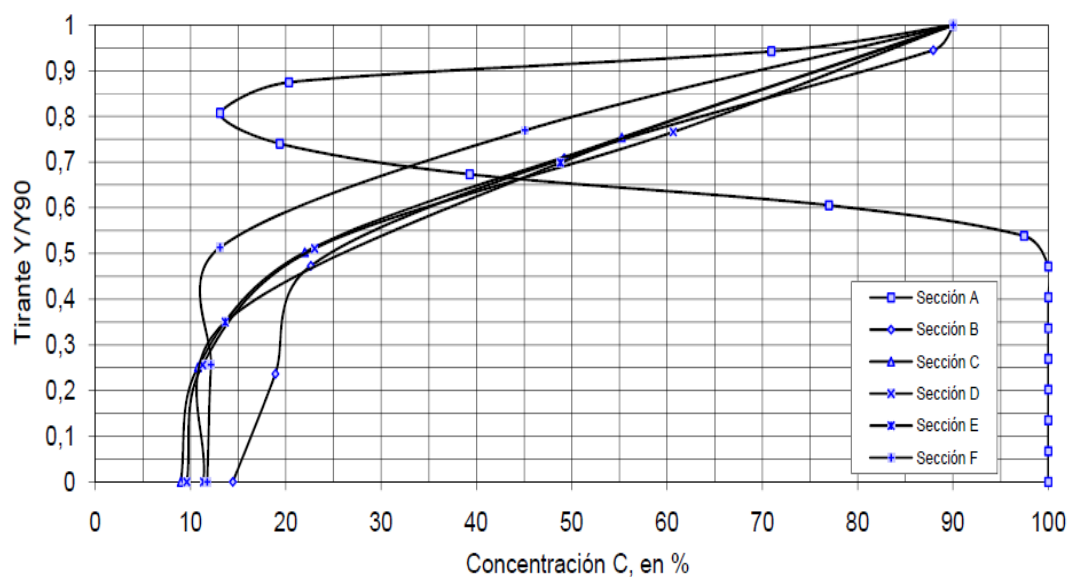


Fig 4.49 Perfiles de concentración de aire para Q = 1900 m³/s

Q = 5000 m³/s

Elev embalse = 576,25 msnm

Descarga controlada

Apertura de compuertas = 4,11m

RESULTADOS DE LA CONCENTRACIÓN DE AIRE

Sección	Estación km	Elev. m	C _{plantilla} %	C _{media} %	Y ₉₀ m	Y _{equivalente} m	Y _{total} m
A	0 + 373,988	525,884	100,00	56,90	4,140	1,785	4,29
B	0 + 388,988	515,879	87,30	67,39	2,637	0,860	2,730
C	0 + 403,988	505,874	14,76	33,53	1,504	0,999	2,400
D	0 + 418,988	495,869	12,78	35,50	1,314	0,847	1,530
E	0 + 441,906	480,583	9,68	28,12	1,197	0,860	1,590
F	0 + 458,547	475,544	8,65	22,49	1,445	1,120	1,650

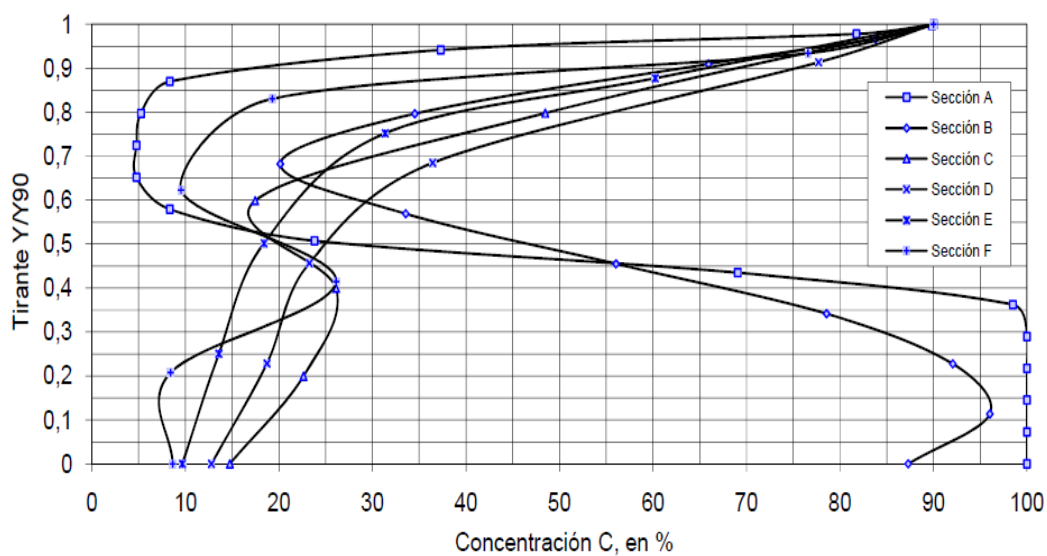


Fig 4.50 Perfil de concentración de aire para Q = 5000 m³/s

Q = 8000 m³/s

Elev embalse = 577,00 msnm

Descarga controlada

Apertura de compuertas = 7,11m

RESULTADOS DE LA CONCENTRACIÓN DE AIRE

Sección	Estación km	Elev. m	C _{plantilla} %	C _{media} %	Y ₉₀ m	Y _{equivalente} m	Y _{total} m
A	0 + 373,988	525,884	100,00	48,25	5,185	2,683	5,40
B	0 + 388,988	515,879	55,79	51,38	3,709	1,803	3,990
C	0 + 403,988	505,874	14,37	35,40	2,688	1,736	3,000
D	0 + 418,988	495,869	11,75	30,20	2,338	1,632	2,790
E	0 + 441,906	480,583	10,48	29,96	2,269	1,589	2,580
F	0 + 458,547	475,544	8,81	20,91	2,194	1,735	2,580

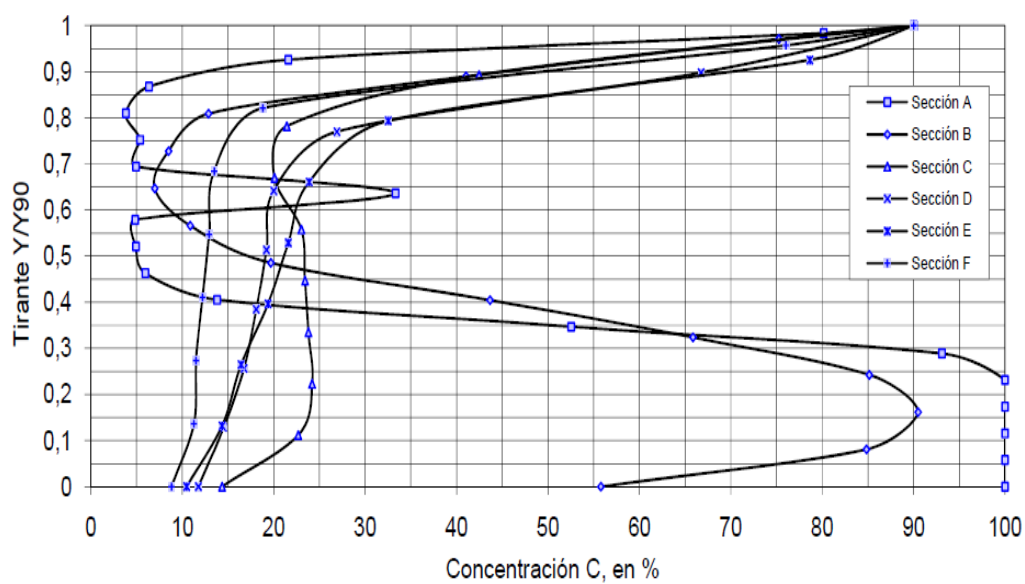


Fig 4.51 Perfil de concentración de aire para Q = 8000 m³/s

Q = 10500 m³/s

Elev embalse = 577,50 msnm

Descarga controlada

Apertura de compuertas = 9,09m

RESULTADOS DE LA CONCENTRACIÓN DE AIRE

Sección	Estación km	Elev. m	C _{plantilla} %	C _{media} %	Y ₉₀ m	Y _{equivalente} m	Y _{total} m
A	0 + 373,988	525,884	100,00	44,53	6,112	3,390	6,30
B	0 + 388,988	515,879	35,08	31,52	4,491	3,075	5,070
C	0 + 403,988	505,874	14,84	33,62	3,789	2,515	4,290
D	0 + 418,988	495,869	13,17	35,48	3,103	2,002	3,390
E	0 + 441,906	480,583	13,25	32,13	2,983	2,024	3,390
F	0 + 458,547	475,544	12,38	30,79	3,085	2,135	3,300

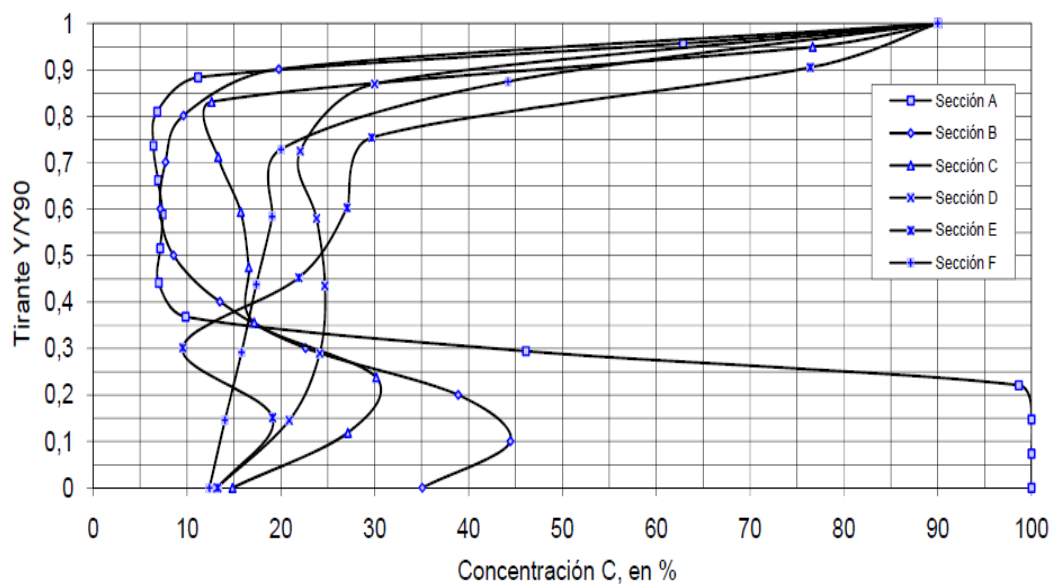


Fig 4.52 Perfil de concentración de aire para Q = 10500 m³/s

$Q = 13000 \text{ m}^3/\text{s}$

Elev embalse = 577,75 msnm

Descarga libre

RESULTADOS DE LA CONCENTRACIÓN DE AIRE

Sección	Estación km	Elev. m	$C_{\text{plantilla}}$ %	C_{media} %	Y_{90} m	$Y_{\text{equivalente}}$ m	Y_{total} m
A	0 + 373,988	525,884	98,81	35,72	6,834	4,393	7,14
B	0 + 388,988	515,879	29,76	27,21	5,142	3,743	5,520
C	0 + 403,988	505,874	14,76	25,79	4,339	3,220	4,560
D	0 + 418,988	495,869	12,86	30,14	3,992	2,789	4,650
E	0 + 441,906	480,583	8,81	22,27	4,005	3,113	4,200
F	0 + 458,547	475,544	15,63	32,19	3,587	2,433	4,320

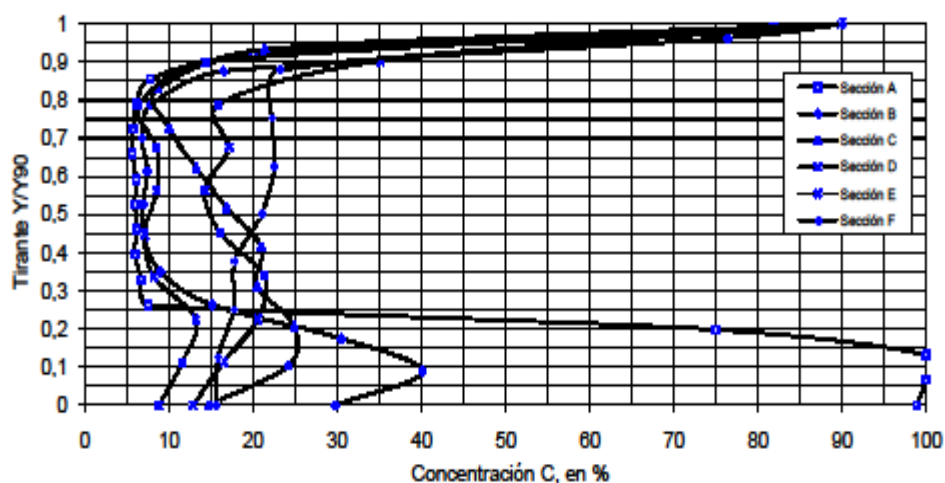


Fig 4.53 Perfil de concentración de aire para $Q = 13000 \text{ m}^3/\text{s}$

Q = 15110 m³/s

Elev. embalse = 578,00 msnm

Descarga libre

RESULTADOS DE LA CONCENTRACIÓN DE AIRE

Sección	Estación km	Elev. m	C _{plantilla} %	C _{media} %	Y ₉₀ m	Y _{equivalente} m	Y _{total} m
A	0 + 373,988	525,884	99,44	25,73	7,309	5,429	7,410
B	0 + 388,988	515,879	5,32	13,27	5,679	4,925	5,970
C	0 + 403,988	505,874	4,76	12,29	5,219	4,578	5,580
D	0 + 418,988	495,869	3,65	14,13	4,835	4,151	4,995
E	0 + 441,906	480,583	3,10	15,48	4,132	3,492	4,410
F	0 + 458,547	475,544	3,02	13,38	4,138	3,585	4,440

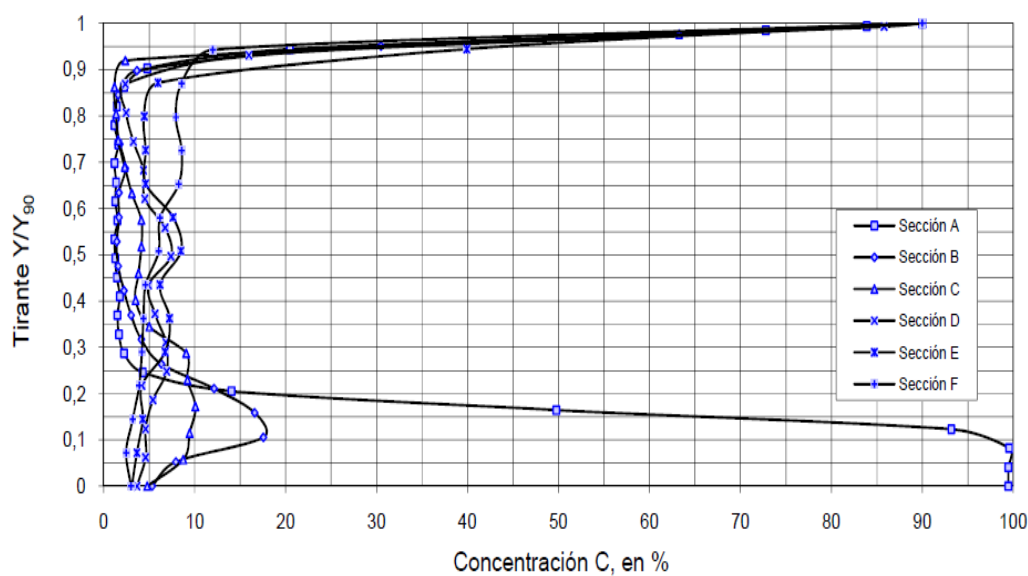


Fig 4.54 Perfil de concentración de aire para Q = 15110 m³/s

Los perfiles de concentración de aire de las figuras anteriores para los distintos gastos de operación del vertedor, obtenidos del modelo hidráulico del laboratorio, permiten conocer la incorporación de aire al flujo. Aguas arriba del aireador se desarrolla en la superficie del agua, sin llegar a la plantilla de la rápida, y aguas abajo del aireador, se desarrolla en la superficie del agua y en la zona aledaña a la plantilla de la rápida, por la presencia del aireador, la cual va decreciendo en secciones que están más retiradas del aireador.

En las secciones aguas abajo del labio del aireador se produce un decremento de la concentración “C”, a pesar de que el aireador introduce una cantidad dada de aire, lo cual se debe a la tendencia del aire a salir por efecto de flotación. La pérdida de aire es función de la relación que exista entre la velocidad de ascenso de las burbujas de aire y la velocidad del flujo.

La concentración de aire en el aireador decrece conforme se aleja de la fuente de alimentación, lo cual es perfectamente lógico, pues se pierde aire al salir del agua debido a la flotación de las burbujas y sobre todo a la turbulencia.

Para la velocidad y gasto másico de aire en la lumbrera se utilizó el anemómetro térmico digital AIRFLOW 103604, el cual registra la velocidad del flujo de aire y la temperatura, en un rango de 0 a 30 m/s, cuya foto se muestra en la **figura 4.55**. La demanda de aire está en función del gasto líquido, la pendiente de la rápida, la geometría del aireador y la lumbrera.



Figura 4.55 Anemómetro digital para medir gasto de aire en la torreta del aireador (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2010)

El gasto másico del aire al entrar en la lumbrera se puede conocer através de la ecuación $\beta = Q_a/Q$, lo que implica que $Q_a = \beta * Q$, que son valores que ya conocemos, pues Q es el gasto de operación del vertedor y β la concentración media de aire en la rampa del aireador. Para obtener la velocidad del aire al entrar a la lumbrera podemos aplicar las siguientes expresiones:

$Q = vA \rightarrow Q_a = v_a * A_{lumbrera}$ así, $v_a * A_{lumbrera} = \beta * Q$; finalmente:

$$v_a = \frac{\beta Q}{A_{lumbrera}} \quad (4.20)$$

Así, la velocidad del aire al entrar está en función del gasto de operación y de la concentración media de aire en la rampa del aireador. Los resultados de este análisis se muestran a continuación en la **tabla 4.12**.

PROTOTIPO ($A_{lumbrera} = 7.5 \text{ m}^2$)				MODELO ($A_{lumbrera} = 0.00833 \text{ m}^2$)			
Q_{agua} (m^3/s)	β (%)	Q_{aire} (m^3/s)	V_{aire} (m/s)	Q_{agua} (lps)	β (%)	Q_{aire} (m^3/s)	V_{aire} (m/s)
850	21.36	181.569	24.209	65.48	169.55	0.1110	13.328
1900	8.96	170.205	22.694	146.37	75.280	0.1102	13.228
2550	6.38	162.800	21.707	196.44	50.310	0.0988	11.864
3600	8.27	297.584	39.678	277.33	34.440	0.0955	11.468
4600	3.25	149.699	19.960	354.36	18.31	0.0649	7.788
5037	2.95	148.351	19.780	388.03	13.90	0.0539	6.474

Tabla 4.12 Resultados para la velocidad del aire a la entrada de la lumbrera en modelo y prototipo y para cada gasto de operación

Lamentablemente los datos obtenidos sobre la velocidad del aire en el aireador no se realizaron experimentalmente. Así, con los datos obtenidos teóricamente y con las ecuaciones encontradas, se presenta un análisis general de lo que se puede encontrar en prototipo. Lo que resta es una vez construido el prototipo, instrumentarlo para que cuando se ponga a trabajar la obra de excedencia, se puedan medir todas estas variables y poder comparar los resultados obtenidos aquí, con los medidos ya en campo. Así como para que se establezca una ecuación de concentración de aire única y particular para este aireador, como cada vertedor citado tiene la suya.

IV.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Después de analizar de forma teórica el comportamiento del agua en el vertedor, se puede observar que el canal trabaja bastante bien, solo que a partir de la salida de la curva vertical para continuar con la rápida, se presenta cavitación debido a que las velocidades del agua son muy grandes, lo que contribuye a que el fenómeno se presente sin problema. Por otro lado, el análisis experimental en modelo hidráulico resultó bueno, pues se pudieron medir variables que en prototipo sería muy difícil obtener.

El estudio teórico del funcionamiento del vertedor sin aireadores arrojó resultados desfavorables respecto del fenómeno de cavitación. Pues es muy probable que se presente este fenómeno al salir de la curva vertical. Por eso, es ahí donde se pretende construir el aireador que abastecerá de aire al canal y así evitar este problema.

Después del análisis de aireación del modelo, se puede observar que el canal se mantiene lo bastante aireado y se mitiga totalmente el fenómeno de cavitación. Por otro lado, la comparación de perfiles del agua para los diferentes gastos, tanto en modelo como en prototipo fueron muy parecidos, lo que se entiende que el modelo fue de gran ayuda para este estudio, a continuación se muestran las gráficas donde se comparan los perfiles del agua para los seis gastos de operación del vertedor. Es importante se señale que solo se presenta el análisis para el canal de servicio, los perfiles de los otros canales solo se obtuvieron de forma teórica. En estas gráficas se presenta el perfil calculado y el perfil medido en modelo hidráulico.

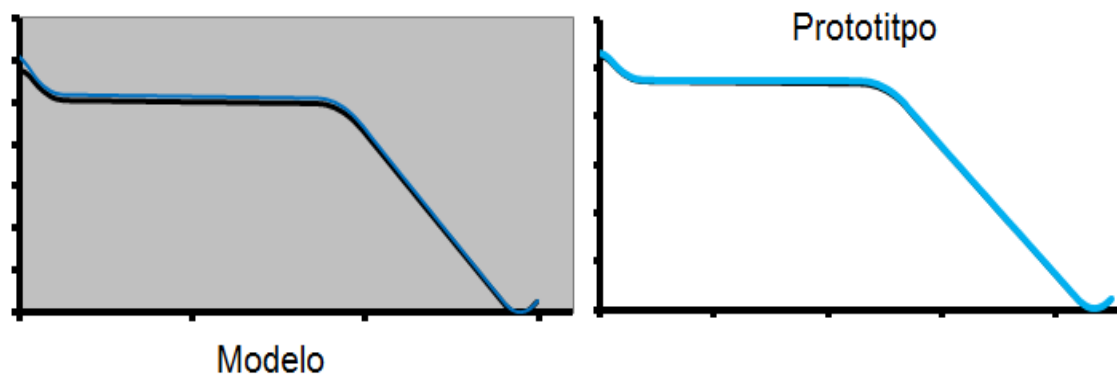


Figura 4.56 Comparación de los perfiles medido en modelo hidráulico y calculado en prototipo para Gasto de operación de 850 (m^3/s)

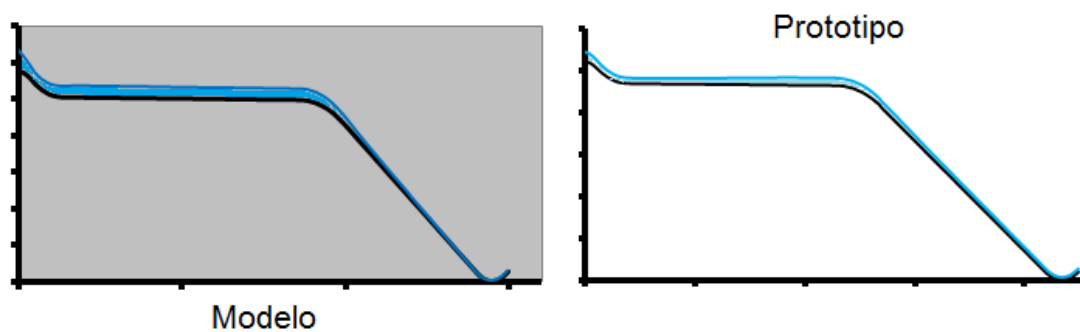


Figura 4.57 Comparación de los perfiles medido en modelo hidráulico y calculado en prototipo para Gasto de operación de 1 900 (m^3/s)

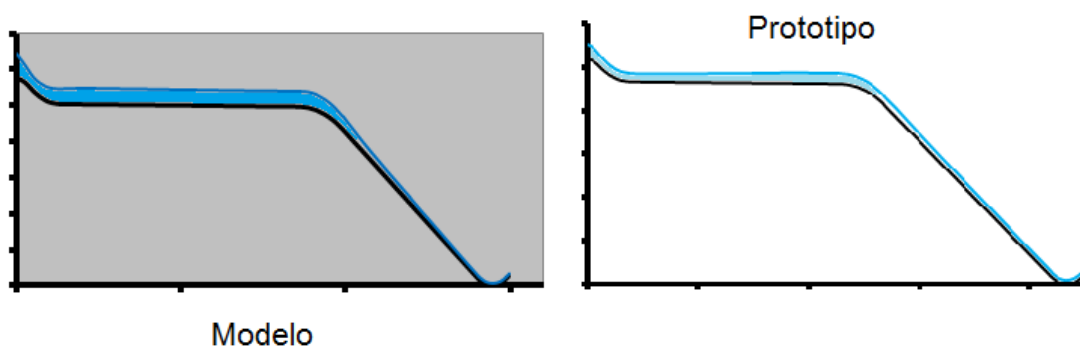


Figura 4.58 Comparación de los perfiles medido en modelo hidráulico y calculado en prototipo para Gasto de operación de 2 550 (m^3/s)

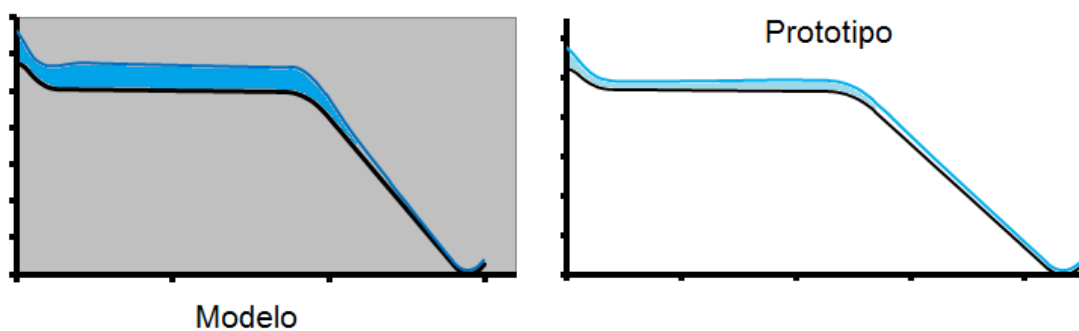


Figura 4.59 Comparación de los perfiles medido en modelo hidráulico y calculado en prototipo para Gasto de operación de 3 600 (m³/s)

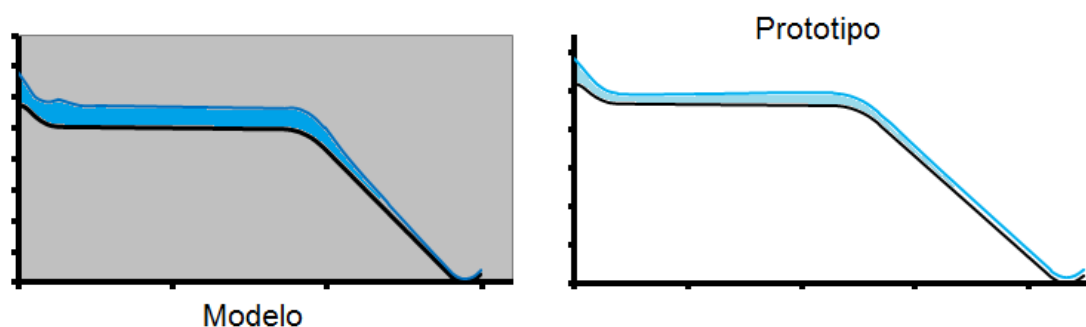


Figura 4.60 Comparación de los perfiles medido en modelo hidráulico y calculado en prototipo para Gasto de operación de 4 600 (m³/s)

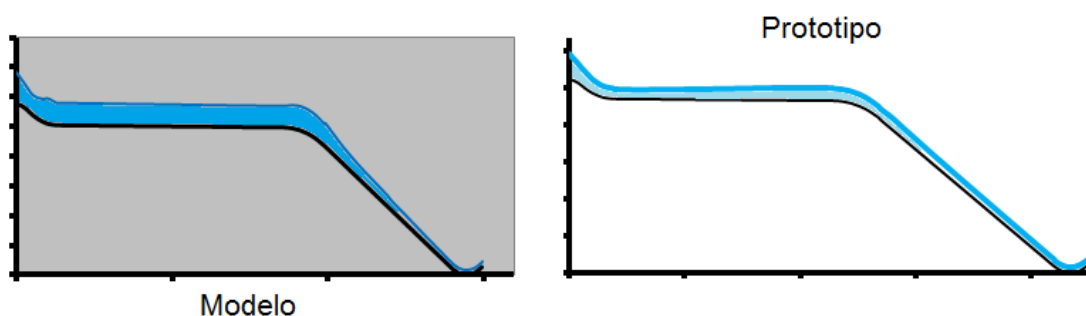


Figura 4.61 Comparación de los perfiles medido en modelo hidráulico y calculado en prototipo para Gasto de operación de 5 037 (m³/s)

Se puede notar en todos los gastos de operación el gran parecido de los perfiles medido en modelo hidráulico y calculado en prototipo con la expresión de ecuación dinámica para la obtención de perfiles en canales prismáticos. Aunque se pueden observar dos diferencias notorias: la primera es al bajar el agua del cimacio y entrar al canal. En el perfil calculado sigue exactamente la forma del canal en todos los gastos; pero, en el medido, se produce una especie de remanso, esto puede ocurrir debido al cambio de velocidad de la bajada del cimacio con el principio del canal con pendiente muy pequeña. Existe un cambio en la energía del agua, pues pasa de ser carga de velocidad a tirante, se podría decir entonces que, en otras circunstancias, se provocaría un salto hidráulico. En segundo lugar, al pasar a la curva vertical se forma un domo o joroba en el perfil medido en modelo, y más al crecer el gasto; esto se atribuye a la fuerza del movimiento del agua en el canal, en su trayectoria. Aquí también existe un cambio en la energía, pues pasa de ser un tirante grande a un tirante más pequeño y una gran carga de velocidad debido a la caída en la curva vertical. Y en el perfil calculado el agua toma la forma del canal hasta poco antes de la caída.

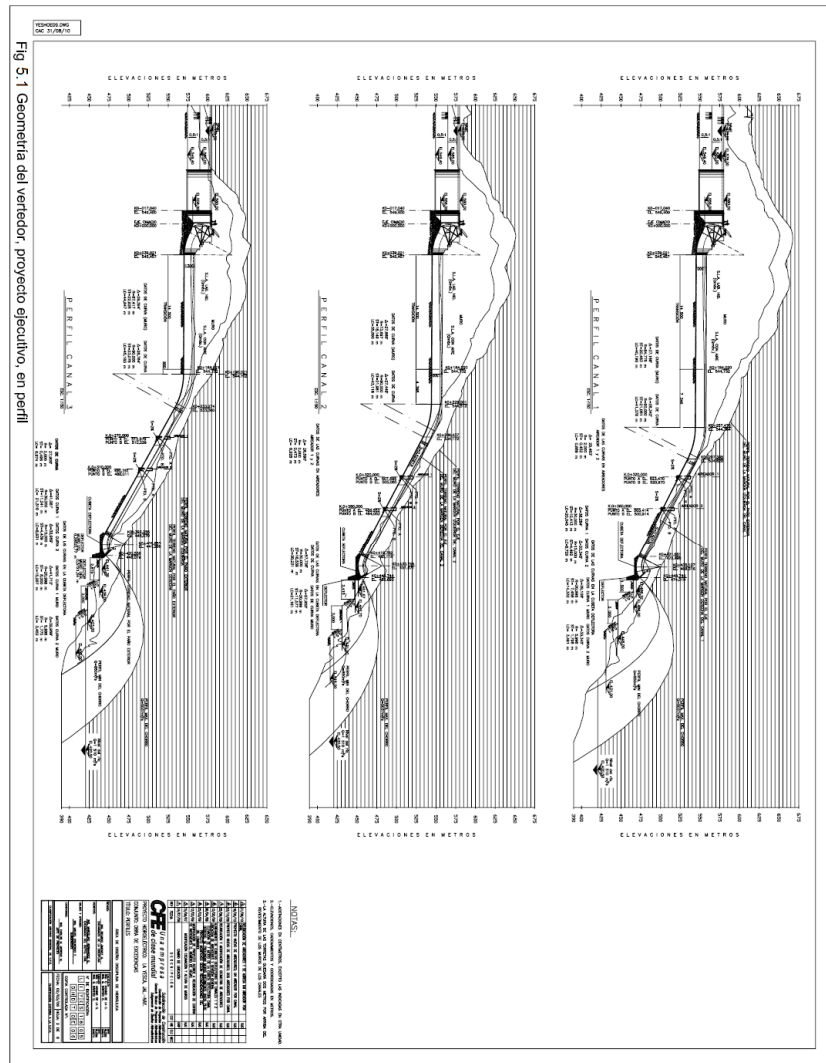
En suma, se observa que los perfiles calculados son muy parecidos, que se está muy cerca de la realidad al operar el vertedor de excedencias para cualquiera de los gastos analizados y que el método de aireación se ilustró completamente, tanto teórica, como en forma experimental.

CAPÍTULO V.- EROSIÓN EN EL CAUCE AL OPERAR EL VERTEDOR, EN MODELO HIDRÁULICO.

V.1 ANÁLISIS DE EROSIÓN

Generalidades

Con el modelo hidráulico del vertedor del P.H. La Yesca, construido a una escala 1:75, se han determinado la erosión y depósito de materiales que la descarga produce para los gastos extremos de operación, al operar simultáneamente el vertedor y la obra de generación. En las **figuras 5.1** y **5.2** se presentan la geometría en planta y perfil del proyecto ejecutivo del vertedor (“Funcionamiento Hidráulico del Vertedor”. CFE, 2010).



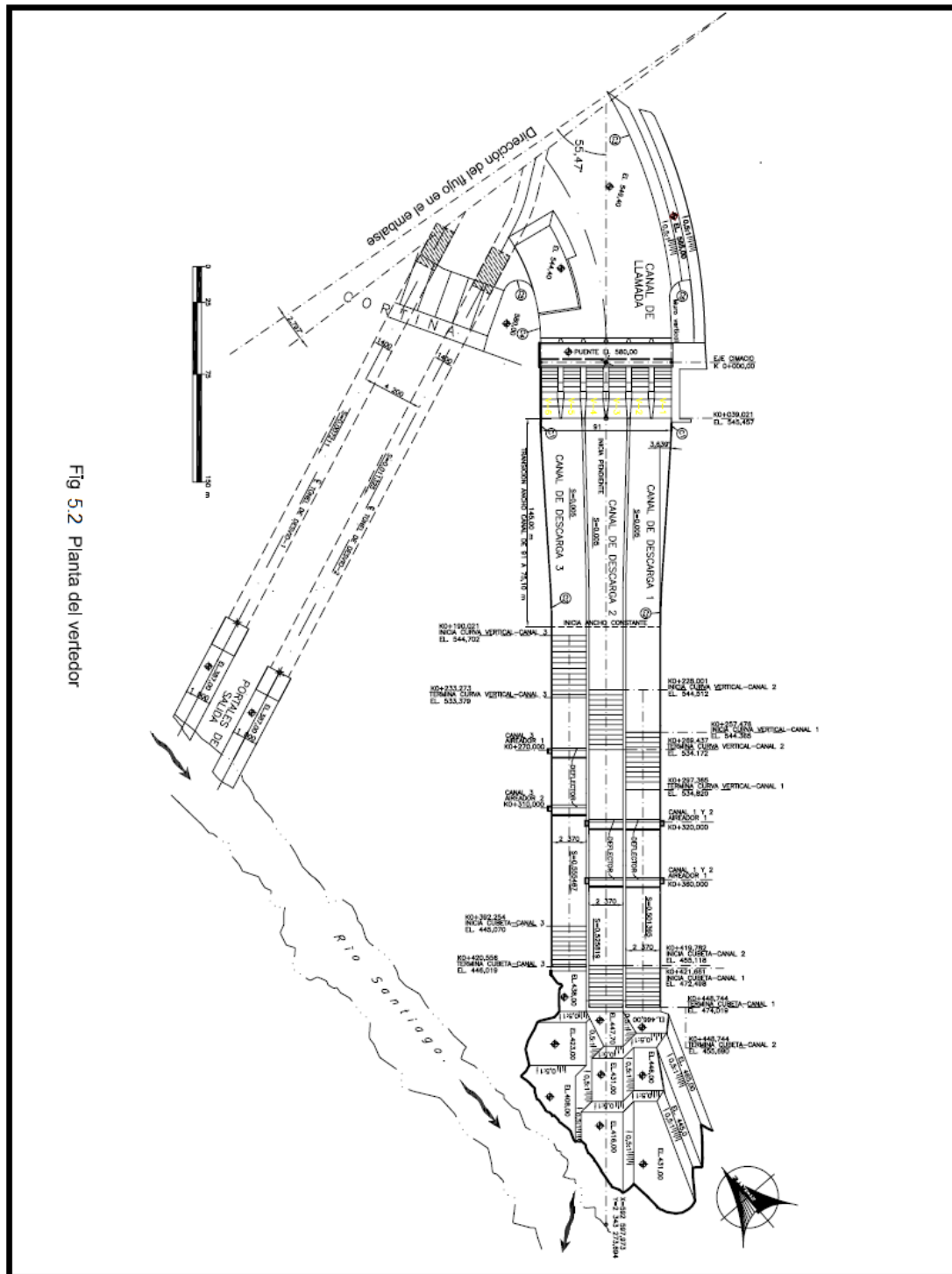


Fig 5.2 Planta del vertedor

(Ver Plano 1.4)

Modelo Hidráulico

En la selección de la escala del modelo 1:75, se tomó en cuenta el espacio disponible en el laboratorio, el gasto de alimentación del modelo para su ensayo, el costo y tiempo de construcción del mismo, de acuerdo con la similitud de Froude. Con esto como fundamento, se obtuvieron los valores de las escalas siguientes, según la **tabla 5.1** y su fotografía en la **figura 5.2a**.

ESCALA	VALOR
Líneas	$Le = 75$
Velocidades	$Le^{0.5} = 8.66$
Gastos	$Le^{2.5} = 48713.93$
Rugosidades	$Le^{0.16} = 2.053$

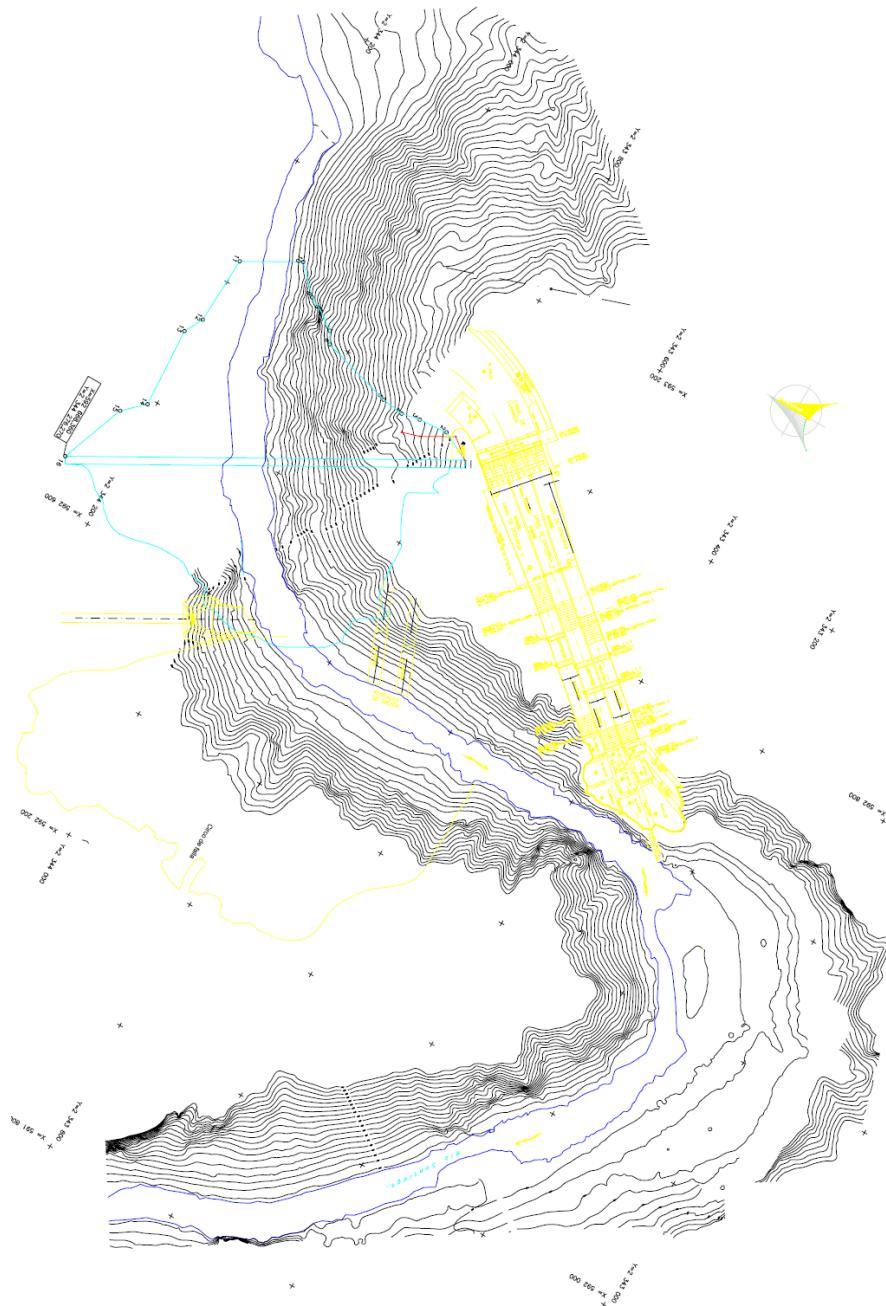
Tabla 5.1 Escalas del Modelo Hidráulico 1:75 (“Erosión en el cauce al operar el vertedor, en modelo hidráulico” Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.2a Modelo hidráulico del vertedor, escala 1:75 (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)

En el modelo hidráulico se representó en su totalidad el vertedor y la configuración topográfica del cauce, como se aprecia en la **figura 5.3**, conforme al esquema original del proyecto ejecutivo, aguas arriba y abajo de la cortina. Para el aforo de los gastos de operación de alimentación a la estructura en estudio, se utilizó el tanque aforador que contiene al vertedor rectangular. La curva Carga Hidráulica – Gastos de la estructura aforadora, se presenta enseguida, en la **figura 5.4** y en la **figura 5.5** la curva Elevaciones-Gastos del río (“Erosión en el cauce al operar el vertedor, en modelo hidráulico” Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007). (*Ver plano 1.5*).

Fig. 5.3 Esquema del modelo hidráulico



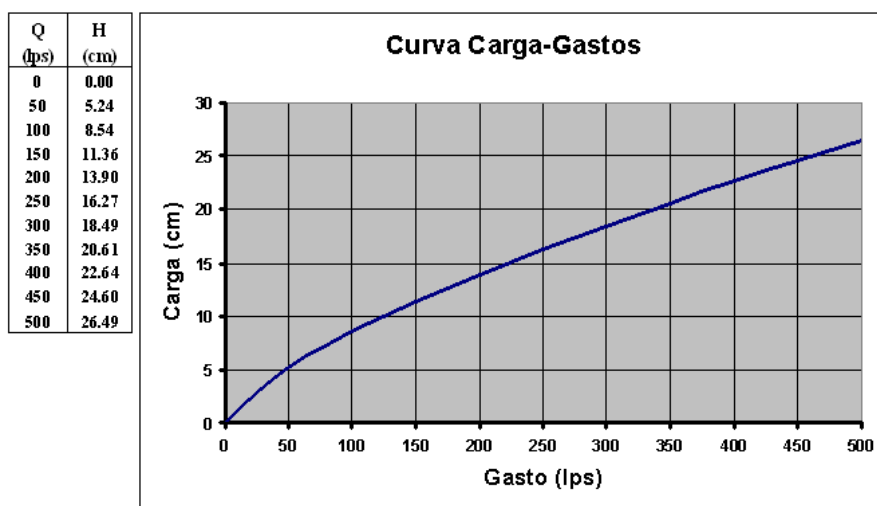


Figura 5.4 Curva Carga Hidráulica-Gastos de la estructura aforadora (“Erosión en el cauce al operar el vertedor, en modelo hidráulico” Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)

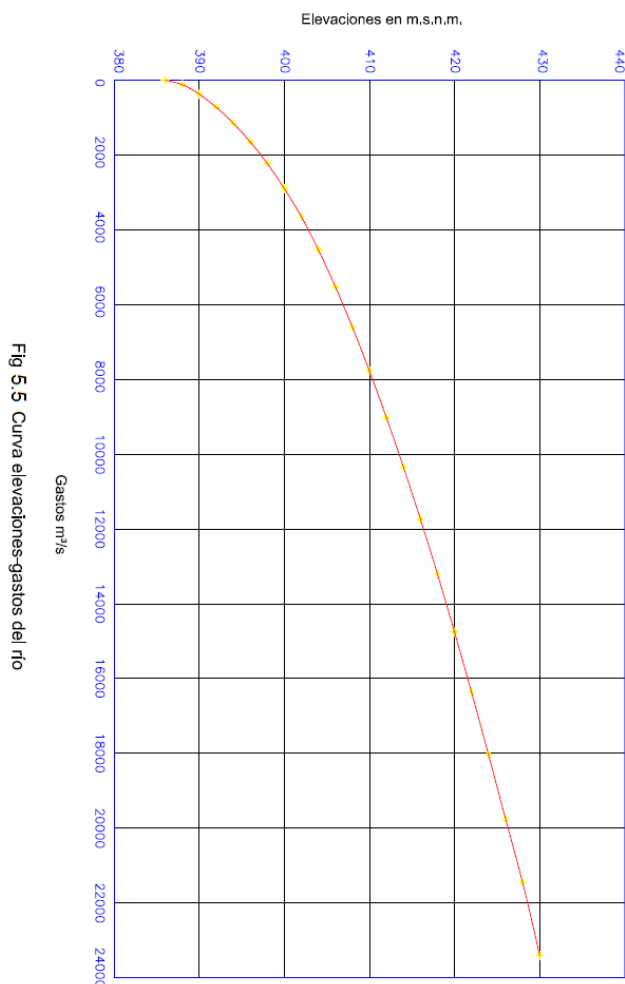


Fig 5.5 Curva elevaciones-gastos del río

EROSIÓN Y DEPÓSITO DE MATERIALES EN EL CAUCE

Para el estudio de la erosión y depósito de materiales en el cauce, se tomaron en consideración, por una parte, los diversos problemas de tipo geológico que se presentaron en la obra durante su proceso constructivo y aunado a ello la incertidumbre de la ubicación final de las estructuras terminales de cada canal. Y por otra parte, la localización y número de aireadores que, de acuerdo al último informe de los consultores internacionales, faltaría por verificar en el laboratorio para determinar su ubicación definitiva.

Por lo anterior, se tomó la decisión que para el estudio de erosión solo se considerarán los gastos extremos de operación del vertedor con objeto de tener una idea general del proceso erosivo y depósito de materiales para estas condiciones, y una vez definida la ubicación final de las estructuras terminales, se realizará el estudio final de erosión en el cauce por la descarga del vertedor para toda la gama de gastos y bajo la política de operación de la estructura.

Representación del fondo móvil

El macizo rocoso del cauce y laderas se representaron con capas horizontales de 10 centímetros de grava cuyo tamaño osciló entre el 1/4" y el 3/4", entreverando entre capa y capa una mezcla de cemento-yeso-agua (2.0, 7.0, 13.0) kg, que representó la consistencia del material con una densidad de 2 200 kg/m³, sin consistencia alguna, equivalente a un tamaño de material en prototipo de 1.43 metros.

El aluvión del cauce se representó con material suelto; gravilla triturada (polvillo) de 1/4", sin consistencia, como se muestra en las **figuras 5.6, 5.7 y 5.8**.

En los ensayos se consideró la operación simultánea de la toma de generación, con un gasto constante turbinado de 500 m³/s y el vertedor conforme a la política de operación indicada en la **tabla 5.2**, bajo la siguiente secuencia:

Descarga del vertedor (m ³ /s)	Periodo de Retorno (Tr)	Descarga	Elevación, en metros	
			Embalse	Río
850	-----	Controlada	575.25	394.85
1900	5	Controlada	575.50	398.55
3000	10	Controlada	575.75	401.63
5000	50	Controlada	576.25	405.96
8000	200	Controlada	577.00	411.18
10500	1000	Controlada	577.50	414.95
13000	5000	Libre	577.75	418.39
15110.19	10000	Libre	578.00	421.08

Tabla 5.2 Política de operación del vertedor ("Erosión en el cauce al operar el vertedor, en modelo hidráulico" Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)

Aunque, como sólo se realizaron ensayos para los gastos extremos de 850 y 5 037 m³/s, es importante se mencione la política de operación de las estructuras al trabajar con los diferentes gastos de operación para futuros estudios, ya que finalmente se haya aceptado la configuración de todos los elementos que conformen el Proyecto Hidroeléctrico La Yesca (“Erosión en el cauce al operar el vertedor, en modelo hidráulico” Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007).

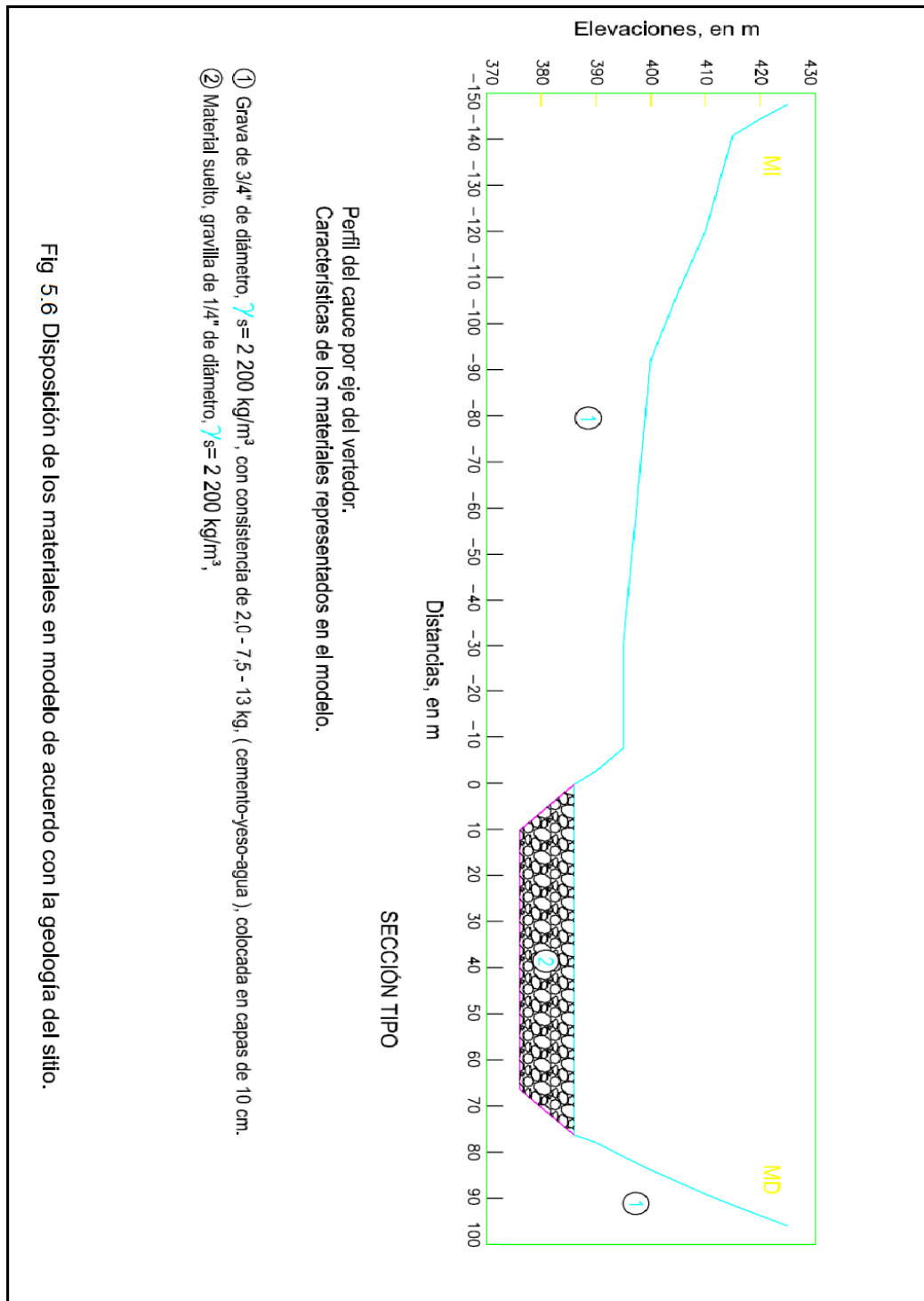


Fig 5.6 Disposición de los materiales en modelo de acuerdo con la geología del sitio.



Figura 5.7 *Modelo hidráulico del cauce en el laboratorio (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)*



Figura 5.8 *Descarga del vertedor sobre el cauce del río (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)*

Así, una vez representado el fondo móvil en el cauce, se procedió a realizar los ensayos operando solo el canal central primero para luego operar los tres canales al mismo tiempo; el primer gasto con descarga controlada y el último con descarga libre, bajo la siguiente metodología:

Establecidas las condiciones de frontera en el río, “nivel de restitución del Río”, mediante la compuerta abatible localizada en el extremo final del modelo (**figura 5.9**); esto es, que se deja correr agua por el modelo del cauce para simular el escurrimiento natural y con la compuerta abatible se provoca un remanso para obtener el nivel frecuente al cual se tiene el río Santiago, y circulando, también, el gasto de generación de las dos unidades ($Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$), en el cauce. Con estas condiciones iniciales establecidas, se hizo circular el primer gasto de $850 \text{ m}^3/\text{s}$ por el canal central del vertedor, correspondiente al primer ensayo con una duración de 1 hora en el modelo, pues se consideró este tiempo hasta que se mantuviera una configuración estable del cauce; es decir, en el momento en el que el movimiento del material era mínimo. Durante ese tiempo, se hizo el levantamiento del perfil del agua por el eje del cauce desde el portal de salida del túnel de desfogue de generación hasta aguas abajo de la zona de influencia de la descarga del vertedor, con objeto de determinar la variación del nivel del agua durante el proceso erosivo y al final, por efecto de la barra que se forma aguas abajo de la descarga. Mientras se desarrollaba el ensayo, se registró la circulación y corriente del flujo. Al término del ensayo, se caracterizaron las zonas de erosión y de depósito de material cada 5 metros, referenciando al sistema de coordenadas del proyecto, como se aprecia en la **figura 5.10**.



Figura 5.9 Compuerta abatible para simulación del río en el modelo hidráulico (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.10 Sistema coordinado del cauce y curvas de nivel del río al terminar el ensayo (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)

Del ensayo del modelo se obtuvieron los niveles del agua, la evolución de los materiales “erosión y depósito del cauce” (configuración y volúmenes) después de considerar que el material casi no emigra.

Material Fondo Móvil:

- Grava triturada de $\frac{3}{4}$ ” a $\frac{1}{4}$ ”.
- Consistencia:
- Cemento-yeso-agua (2.0, 7.0, 13.0)kg
- Aluvión suelto de $\frac{1}{4}$ ”

Transcurrido ese tiempo se suspendió el ensayo, desviando el agua mediante las válvulas de control de “alimentación y desfogue” para observar las zonas de erosión-depósito de material y posteriormente proceder al levantamiento mediante curvas de nivel a cada 5 m, identificando la elevación mínima de erosión y máxima de depósito; utilizando equipo de topografía convencional, **figuras 5.11 y 5.12.**

Con esta metodología se repitió este procedimiento para el segundo, tercero y cuarto ensayos.



Figura 5.11 Equipo de topografía: regla metálica graduada (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.12 Equipo de topografía: nivel fijo con estadal (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)

Perfiles del agua

Los perfiles del agua durante la operación simultánea de la obra de toma y el vertedor, se obtuvieron a través de los puntos de registro indicados en la **figura 5.13 (Ver Plano 1.6)**. En las **tablas 5.3a** hasta la **5.6c**, se muestran los perfiles del agua correspondiente a los ensayos descritos anteriormente.

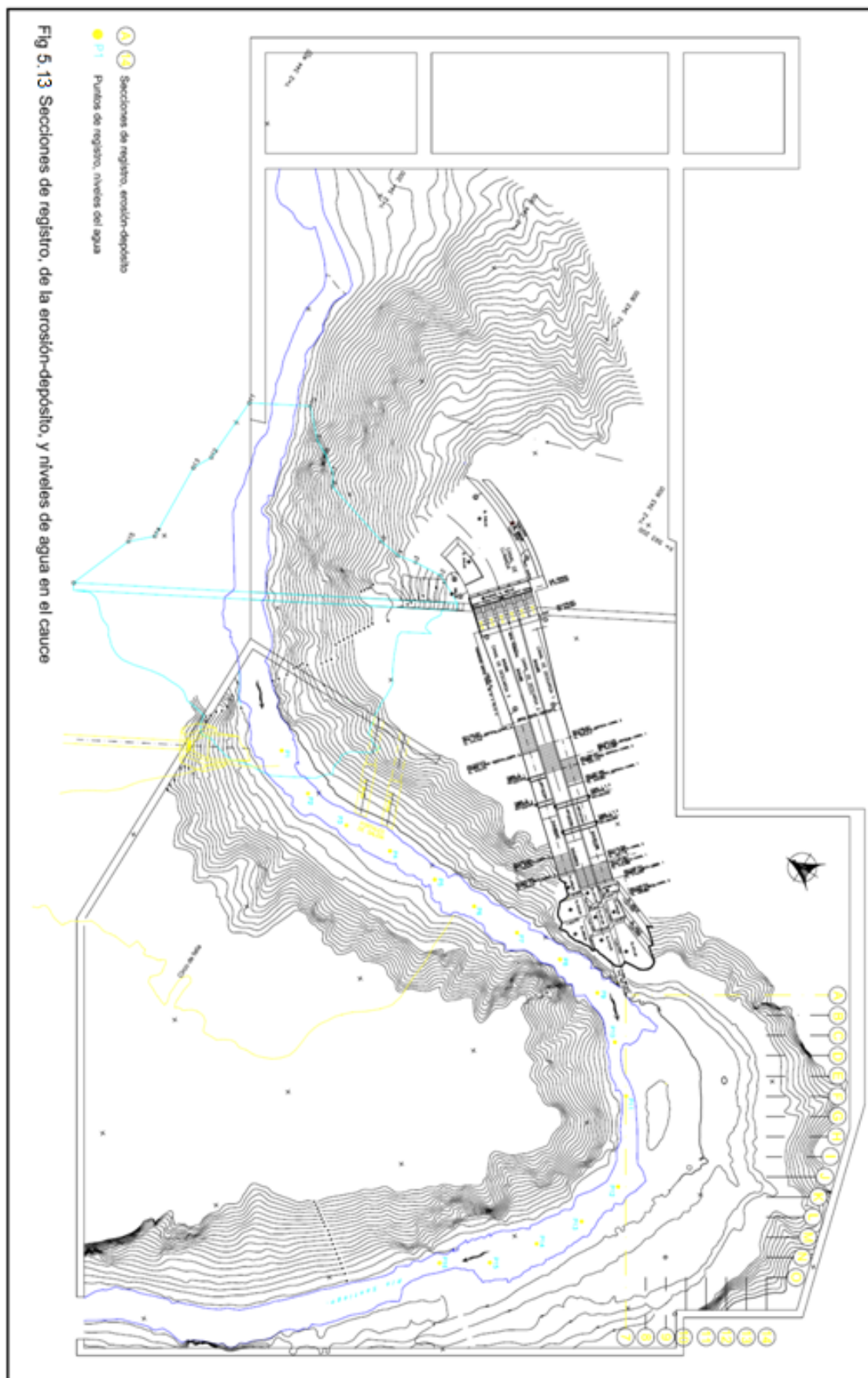


Tabla 5.3 a Perfil del agua en el río para gasto de 850 m³/s, por el canal central y 500 m³/s por generación; tiempo de operación 2,16 hrs.

Condiciones de operación

Descarga controlada canal central

Gasto teórico de l vertedor 850 m³/s

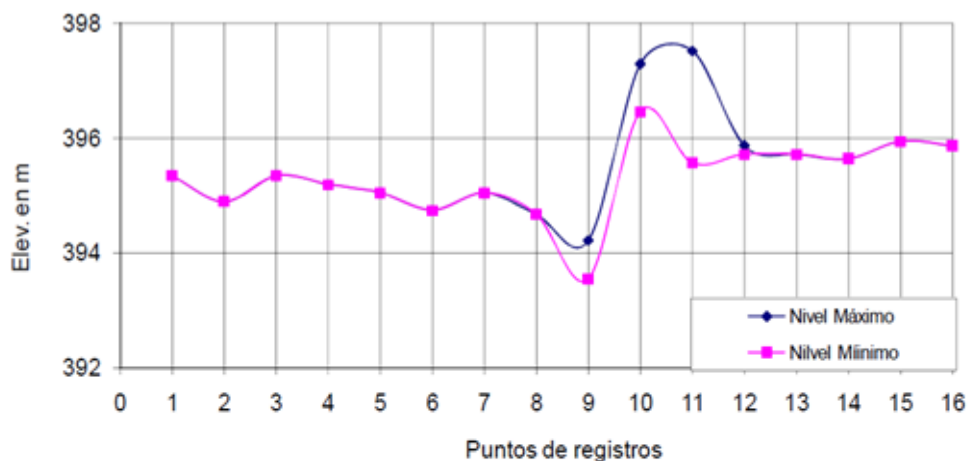
Gasto de generación 500 m³/s

Elev. del embalse 575,25 m

Elev. del río 394,85 m

Punto de registro	Elev. S.L.A.	
	Max	Min
1	395,35	395,35
2	394,90	394,90
3	395,35	395,35
4	395,20	395,20
5	395,05	395,05
6	394,75	394,75
7	395,05	395,05
8	394,68	394,68
9	394,23	393,55
10	397,30	396,48
11	397,53	395,58
12	395,88	395,73
13	395,73	395,73
14	395,65	395,65
15	395,95	395,95
16	395,88	395,88

PERFIL



Notas:

Puntos de registros 0, 1, 2,n

Descarga de generación, punto 1

Descarga de la obra de desvío, entre los puntos 3 y 4

Estrechamiento del cauce, puntos 6, 7 y 8

Descarga del vertedor, entre los puntos 9, 10 y 11

S.L.A Superficie Libre del Agua

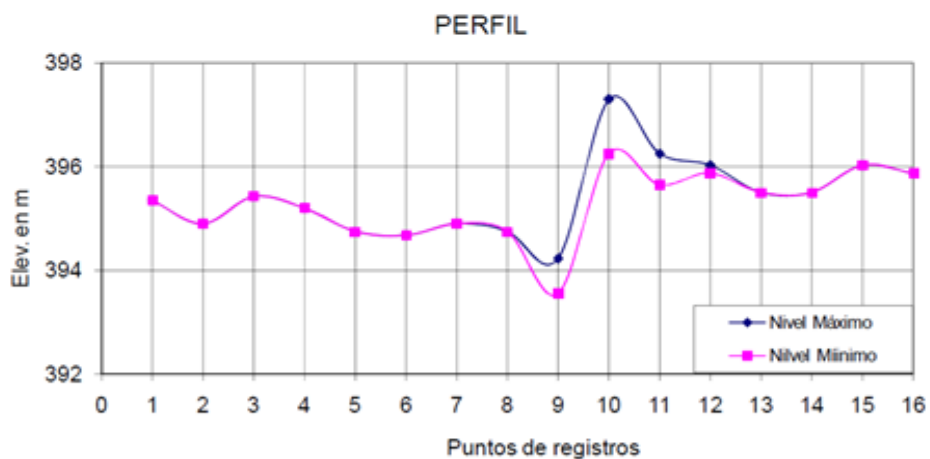
Tabla 5.3 b Perfil del agua en el río para gasto de 850 m³/s, por el canal central y 500 m³/s por generación; tiempo de operación 4,33 hrs.

Condiciones de operación

Descarga controlada canal central

Gasto teórico de l vertedor 850 m³/s
 Gasto de generación 500 m³/s
 Elev. del embalse 575,25 m
 Elev. del río 394,85 m

Punto de registro	Elev. S.L.A.	
	Max	Min
1	395,35	395,35
2	394,90	394,90
3	395,43	395,43
4	395,20	395,20
5	394,75	394,75
6	394,68	394,68
7	394,90	394,90
8	394,75	394,75
9	394,23	393,55
10	397,30	396,25
11	396,25	395,65
12	396,03	395,88
13	395,50	395,50
14	395,50	395,50
15	396,03	396,03
16	395,88	395,88



Notas:

Puntos de registros 0, 1, 2,n

Descarga de generación, punto 1

Descarga de la obra de desvío, entre los puntos 3 y 4

Estrechamiento del cauce , puntos 6, 7 y 8

Descarga del vertedor, entre los puntos 9, 10 y 11

S.L.A Superficie Libre del Agua

Tabla 5.3 c Perfil del agua en el río para gasto de 850 m³/s, por el canal central y 500 m³/s por generación; tiempo de operación 8,66 hrs.

Condiciones de operación

Descarga controlada canal central

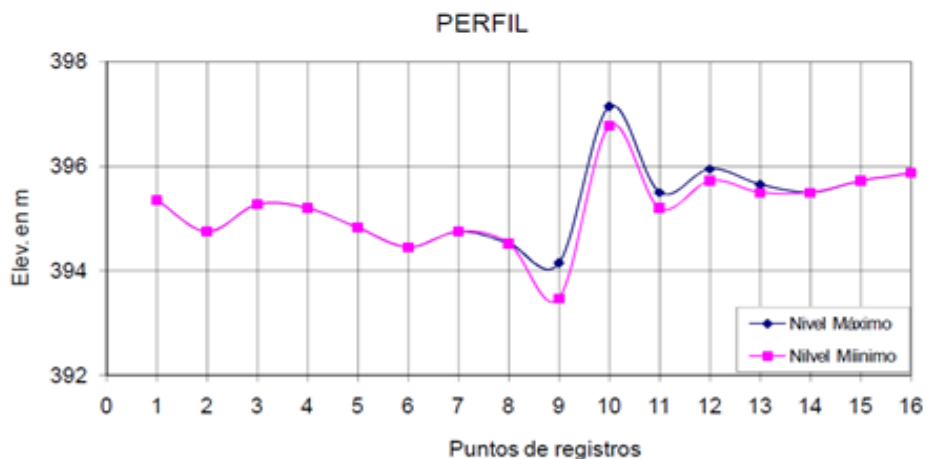
Gasto teórico de l vertedor 850 m³/s

Gasto de generación 500 m³/s

Elev. del embalse 575,25 m

Elev. del río 394,85 m

Punto de registro	Elev. S.L.A.	
	Max	Min
1	395,35	395,35
2	394,75	394,75
3	395,28	395,28
4	395,20	395,20
5	394,83	394,83
6	394,45	394,45
7	394,75	394,75
8	394,53	394,53
9	394,15	393,48
10	397,15	396,78
11	395,50	395,20
12	395,95	395,73
13	395,65	395,50
14	395,50	395,50
15	395,73	395,73
16	395,88	395,88



Notas:

Puntos de registros 0, 1, 2,n

Descarga de generación, punto 1

Descarga de la obra de desvío, entre los puntos 3 y 4

Estrechamiento del cauce, puntos 6, 7 y 8

Descarga del vertedor, entre los puntos 9, 10 y 11

S.L.A Superficie Libre del Agua

Tabla 5.4 a Perfil del agua en el río para gasto de $5037 \text{ m}^3/\text{s}$, por el canal central y $500 \text{ m}^3/\text{s}$ por generación; tiempo de operación 2,16 hrs.

Condiciones de operación

Descarga libre canal central

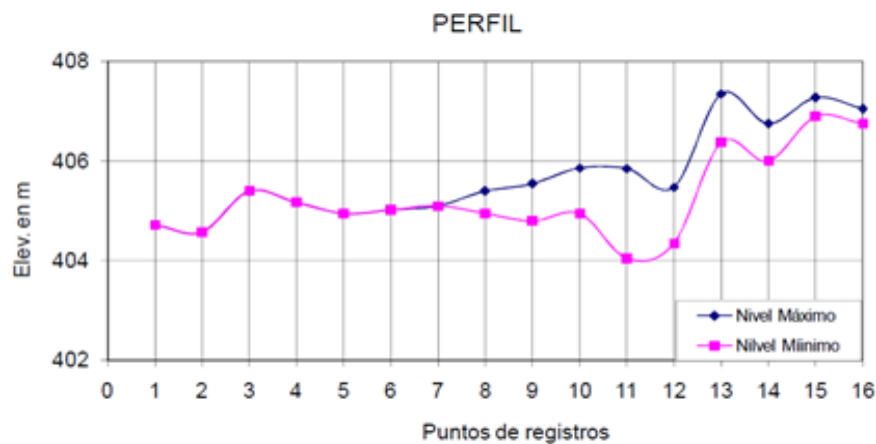
Gasto teórico del vertedor $5037 \text{ m}^3/\text{s}$

Gasto de generación $500 \text{ m}^3/\text{s}$

Elev. del embalse $578,0 \text{ m}$

Elev. del río $405,96 \text{ m}$

Punto de registro	Elev. S.L.A.	
	Max	Min
1	404,73	404,73
2	404,58	404,58
3	405,40	405,40
4	405,18	405,18
5	404,95	404,95
6	405,03	405,03
7	405,10	405,10
8	405,40	404,95
9	405,55	404,80
10	405,86	404,95
11	405,85	404,05
12	405,48	404,35
13	407,35	406,38
14	406,75	406,00
15	407,28	406,90
16	407,05	406,75



Notas:

Puntos de registros 0, 1, 2,n

Descarga de generación, punto 1

Descarga de la obra de desvío, entre los puntos 3 y 4

Estrechamiento del cauce, puntos 6, 7 y 8

Descarga del vertedor, entre los puntos 9, 10 y 11

S.L.A Superficie Libre del Agua

Tabla 5.4 b Perfil del agua en el río para gasto de 5037 m³/s, por el canal central y 500 m³/s por generación; tiempo de operación 4,33 hrs.

Condiciones de operación

Descarga libre canal central

Gasto teórico del vertedor 5037 m³/s

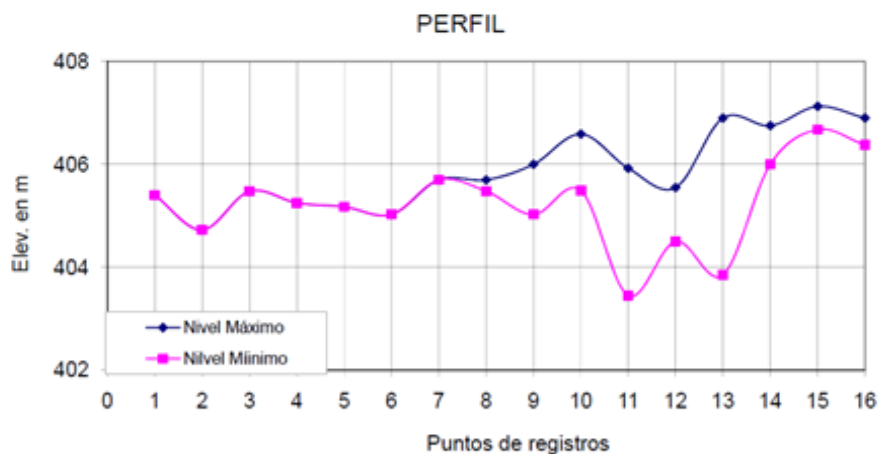
Gasto de generación 500 m³/s

Elev. del embalse 578,0 m

Elev. del río 405,96 m

Punto de registro	Elev. S.L.A.	
	Max	Min

1	405,40	405,40
2	404,73	404,73
3	405,48	405,48
4	405,25	405,25
5	405,18	405,18
6	405,03	405,03
7	405,70	405,70
8	405,70	405,48
9	406,00	405,03
10	406,59	405,49
11	405,93	403,45
12	405,55	404,50
13	406,90	403,85
14	406,75	406,00
15	407,13	406,68
16	406,90	406,38



Notas:

Puntos de registros 0, 1, 2,n

Descarga de generación, punto 1

Descarga de la obra de desvío, entre los puntos 3 y 4

Estrechamiento del cauce, puntos 6, 7 y 8

Descarga del vertedor, entre los puntos 9, 10 y 11

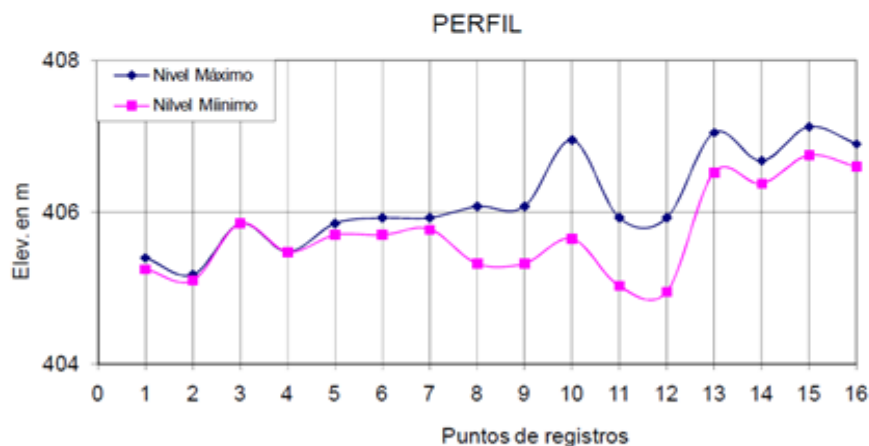
S.L.A Superficie Libre del Agua

Tabla 5.4 c Perfil del agua en el río para gasto de 5037 m³/s, por el canal central y 500 m³/s por generación; tiempo de operación 8,66 hrs.

Condiciones de operación

Descarga libre canal central
Gasto teórico del vertedor 5037 m³/s
Gasto de generación 500 m³/s
Elev. del embalse 578,0 m
Elev. del río 405,96 m

Punto de registro	Elev. S.L.A.	
	Max	Min
1	405,40	405,25
2	405,18	405,10
3	405,85	405,85
4	405,48	405,48
5	405,85	405,70
6	405,93	405,70
7	405,93	405,78
8	406,08	405,33
9	406,08	405,33
10	406,95	405,65
11	405,93	405,03
12	405,93	404,95
13	407,05	406,53
14	406,68	406,38
15	407,13	406,75
16	406,90	406,60



Notas:

Puntos de registros 0, 1, 2,n
Descarga de generación, punto 1
Descarga de la obra de desvío, entre los puntos 3 y 4
Estrechamiento del cauce, puntos 6, 7 y 8
Descarga del vertedor, entre los puntos 9, 10 y 11
S.L.A Superficie Libre del Agua

Tabla 5.5 a Perfil del agua en el río para gasto de $850 \text{ m}^3/\text{s}$, por cada canal operando los tres canales $500 \text{ m}^3/\text{s}$ por generación; tiempo de operación 2,16 hrs.

Condiciones de operación

Descarga controlada por los tres canales

Gasto teórico del vertedor $2550 \text{ m}^3/\text{s}$

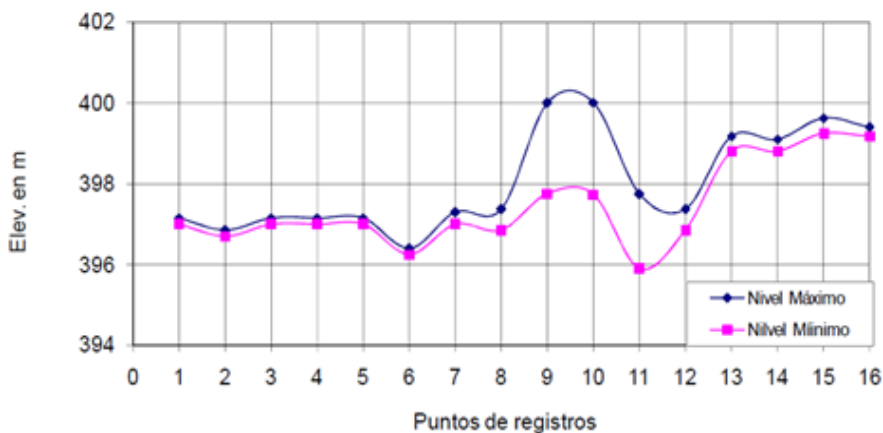
Gasto de generación $500 \text{ m}^3/\text{s}$

Elev. del embalse $576,30 \text{ m}$

Elev. del río $398,99 \text{ m}$

Punto de registro	Elev. S.L.A.	
	Max	Min
1	397,15	397,00
2	396,85	396,70
3	397,15	397,00
4	397,15	397,00
5	397,15	397,00
6	396,40	396,25
7	397,30	397,00
8	397,38	396,85
9	400,00	397,75
10	400,01	397,74
11	397,75	395,90
12	397,38	396,85
13	399,18	398,80
14	399,10	398,80
15	399,63	399,25
16	399,40	399,18

PERFIL



Notas:

Puntos de registros 0, 1, 2,n

Descarga de generación, punto 1

Descarga de la obra de desvío, entre los puntos 3 y 4

Estrechamiento del cauce, puntos 6, 7 y 8

Descarga del vertedor, entre los puntos 9, 10 y 11

S.L.A Superficie Libre del Agua

Tabla 5.5 b Perfil del agua en el río para gasto de $850 \text{ m}^3/\text{s}$, por cada canal operando los tres canales $500 \text{ m}^3/\text{s}$ por generación; tiempo de operación 4,33 hrs.

Condiciones de operación

Descarga controlada por los tres canales

Gasto teórico del vertedor $2550 \text{ m}^3/\text{s}$

Gasto de generación $500 \text{ m}^3/\text{s}$

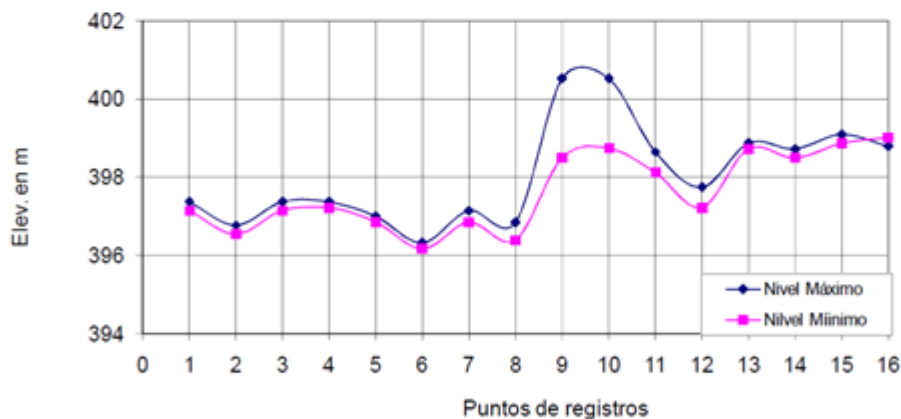
Elev. del embalse $576,30 \text{ m}$

Elev. del río $398,99 \text{ m}$

Punto de registro	Elev. S.L.A.	
	Max	Min

1	397,38	397,15
2	396,78	396,55
3	397,38	397,15
4	397,38	397,23
5	397,00	396,85
6	396,33	396,18
7	397,15	396,85
8	396,85	396,40
9	400,53	398,50
10	400,53	398,75
11	398,65	398,13
12	397,75	397,23
13	398,88	398,73
14	398,73	398,50
15	399,10	398,88
16	398,80	399,03

PERFIL



Notas:

Puntos de registros 0, 1, 2,n

Descarga de generación, punto 1

Descarga de la obra de desvío, entre los puntos 3 y 4

Estrechamiento del cauce, puntos 6, 7 y 8

Descarga del vertedor, entre los puntos 9, 10 y 11

S.L.A Superficie Libre del Agua

Tabla 5.5 c Perfil del agua en el río para gasto de $850 \text{ m}^3/\text{s}$, por cada canal operando los tres canales $500 \text{ m}^3/\text{s}$ por generación; tiempo de operación 8,66 hrs.

Condiciones de operación

Descarga controlada por los tres canales

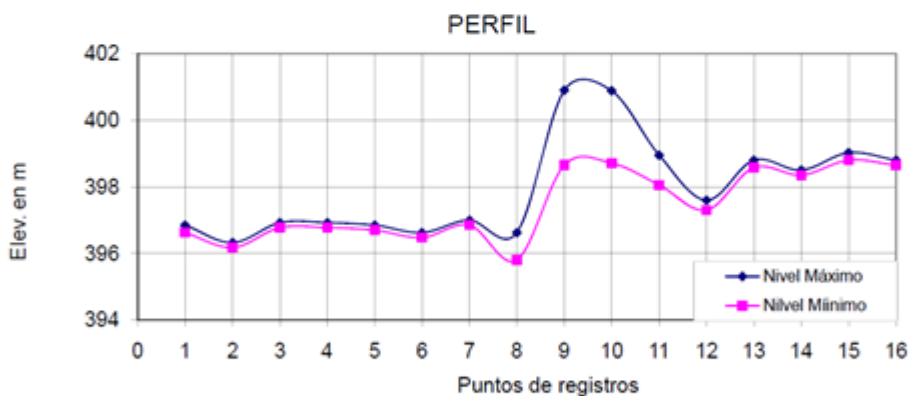
Gasto teórico del vertedor $2550 \text{ m}^3/\text{s}$

Gasto de generación $500 \text{ m}^3/\text{s}$

Elev. del embalse $576,30 \text{ m}$

Elev. del río $398,99 \text{ m}$

Punto de registro	Elev. S.L.A.	
	Max	Min
1	396,85	396,63
2	396,33	396,18
3	396,93	396,78
4	396,93	396,78
5	396,85	396,70
6	396,63	396,48
7	397,00	396,85
8	396,63	395,80
9	400,90	398,65
10	400,89	398,71
11	398,95	398,05
12	397,60	397,30
13	398,80	398,58
14	398,50	398,35
15	399,03	398,80
16	398,80	398,65



Notas:

Puntos de registros 0, 1, 2,n

Descarga de generación, punto 1

Descarga de la obra de desvío, entre los puntos 3 y 4

Estrechamiento del cauce, puntos 6, 7 y 8

Descarga del vertedor, entre los puntos 9, 10 y 11

S.L.A Superficie Libre del Agua

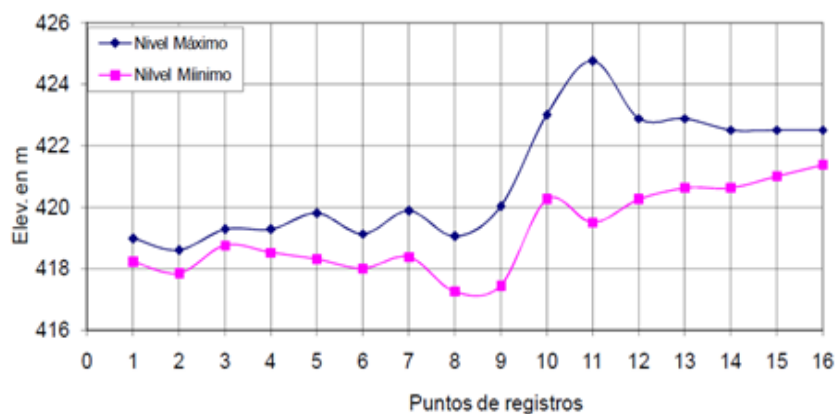
Tabla 5.6 a Perfil del agua en el río para gasto de 5037 m³/s, por cada canal operando los tres canales 500 m³/s por generación; tiempo de operación 2,16 hrs.

Condiciones de operación

Descarga libre operando los tres canales
 Gasto teórico del vertedor 15110 m³/s
 Gasto de generación 500 m³/s
 Elev. del embalse 578,0 m
 Elev. del río 421,07 m

Punto de registro	Elev. S.L.A.	
	Max	Min
1	418,98	418,23
2	418,60	417,85
3	419,28	418,75
4	419,28	418,53
5	419,80	418,30
6	419,13	418,00
7	419,88	418,38
8	419,05	417,25
9	420,02	417,45
10	423,00	420,25
11	424,75	419,50
12	422,88	420,25
13	422,88	420,63
14	422,50	420,63
15	422,50	421,00
16	422,50	421,38

PERFIL



Notas:

Puntos de registros 0, 1, 2,n
 Descarga de generación, punto 1
 Descarga de la obra de desvío, entre los puntos 3 y 4
 Estrechamiento del cauce, puntos 6, 7 y 8
 Descarga del vertedor, entre los puntos 9, 10 y 11
 S.L.A Superficie Libre del Agua

Tabla 5.6 b Perfil del agua en el río para gasto de $5037 \text{ m}^3/\text{s}$, por cada canal operando los tres canales $500 \text{ m}^3/\text{s}$ por generación; tiempo de operación 4,33 hrs.

Condiciones de operación

Descarga libre operando los tres canales

Gasto teórico del vertedor $15110 \text{ m}^3/\text{s}$

Gasto de generación $500 \text{ m}^3/\text{s}$

Elev. del embalse $578,0 \text{ m}$

Elev. del río $421,07 \text{ m}$

Punto de registro	Elev. S.L.A.	
	Max	Min
1	418,30	417,55
2	418,30	417,55
3	418,98	418,00
4	418,23	417,63
5	419,05	417,55
6	418,53	417,55
7	419,50	417,63
8	419,35	417,85
9	419,52	417,95
10	419,69	418,05
11	421,00	418,38
12	422,25	419,75
13	422,50	420,78
14	422,13	421,23
15	422,88	421,60
16	422,50	421,60



Notas:

Puntos de registros 0, 1, 2,n

Descarga de generación, punto 1

Descarga de la obra de desvío, entre los puntos 3 y 4

Estrechamiento del cauce, puntos 6, 7 y 8

Descarga del vertedor, entre los puntos 9, 10 y 11

S.L.A Superficie Libre del Agua

Tabla 5.6 c Perfil del agua en el río para gasto de 5037 m³/s, por cada canal operando los tres canales 500 m³/s por generación; tiempo de operación 8,66 hrs.

Condiciones de operación

Descarga libre operando los tres canales

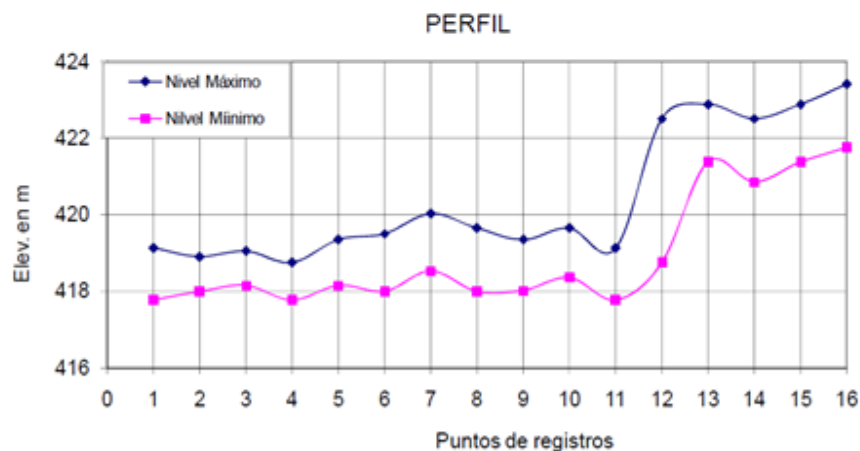
Gasto teórico del vertedor 15110 m³/s

Gasto de generación 500 m³/s

Elev. del embalse 578,0 m

Elev. del río 421,07 m

Punto de registro	Elev. S.L.A.	
	Max	Min
1	419,13	417,78
2	418,90	418,00
3	419,05	418,15
4	418,75	417,78
5	419,35	418,15
6	419,50	418,00
7	420,03	418,53
8	419,65	418,00
9	419,35	418,02
10	419,65	418,36
11	419,13	417,78
12	422,50	418,75
13	422,88	421,38
14	422,50	420,85
15	422,88	421,38
16	423,40	421,75



Notas:

Puntos de registros 0, 1, 2,n

Descarga de generación, punto 1

Descarga de la obra de desvío, entre los puntos 3 y 4

Estrechamiento del cauce, puntos 6, 7 y 8

Descarga del vertedor, entre los puntos 9, 10 y 11

S.L.A Superficie Libre del Agua

Erosión-depósito del material

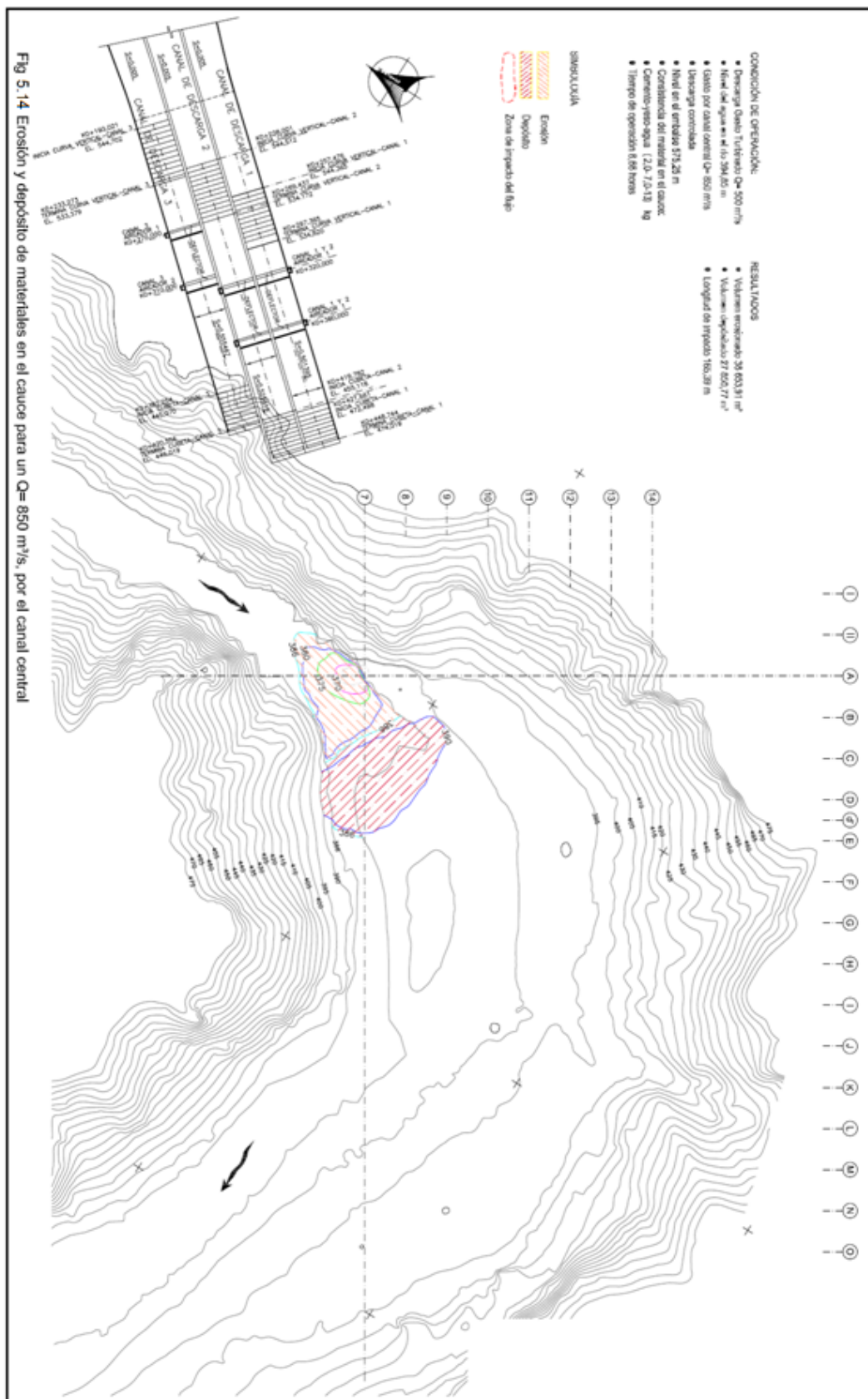
En las **figuras 5.14 a 5.17 (Ver Planos 1.7 a 1.10)** se presenta la erosión-depósito de material que se produce en el cauce por la descarga del vertedor con gastos de 850 y 5 037 m³/s, por el canal central, correspondientes a diferentes periodos de retorno. En la obtención de la erosión-depósito se tomó en cuenta la erosión mínima y máxima de depósito y en las figuras mencionadas se indican los volúmenes de cada caso.

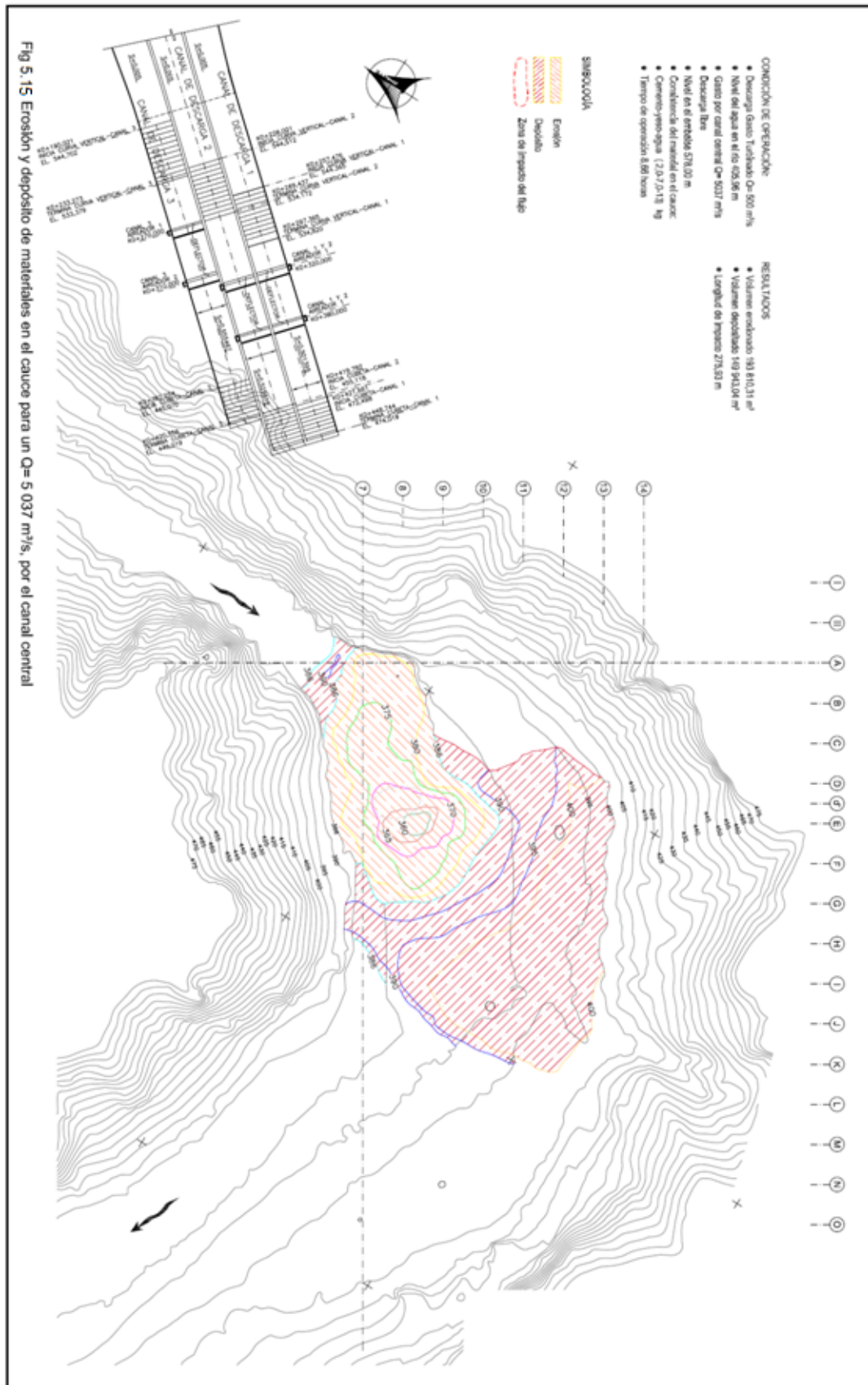
Un resumen de los volúmenes de material erosionado y depositado en el cauce, así como la elevación máxima y mínima de los mismos, se presenta en la **tabla 5.7**.

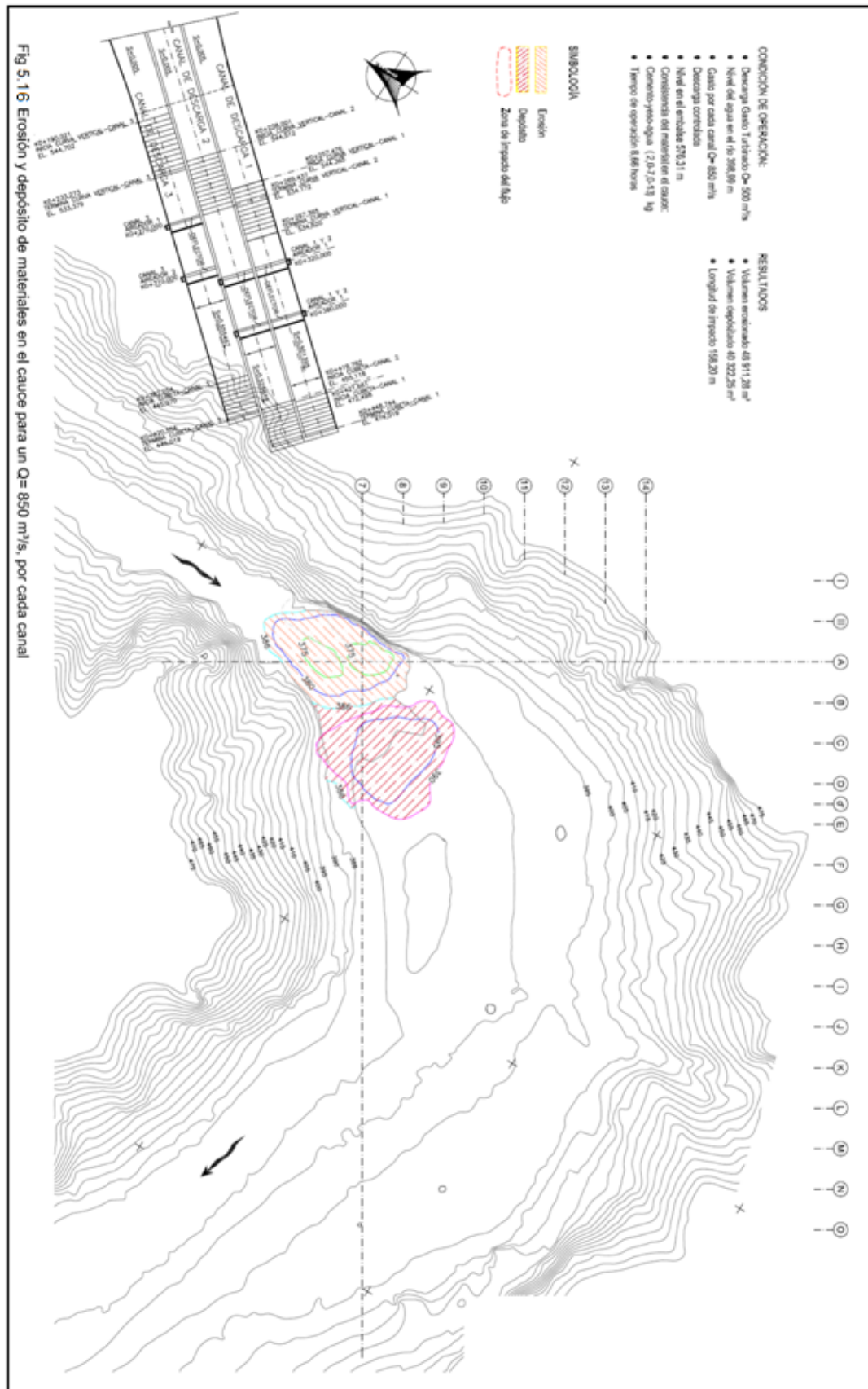
Gasto (m ³ /s)		Volúmenes (m ³)		Erosión (m)	
Vertedor	Turbinado	Erosión	Depósito	Máxima	Mínima
850 ¹	500	38653.91	27850.77	390.00	370.00
5037 ¹	500	48911.28	40322.25	400.00	360.00
850 ²	500	193810.31	149943.04	395.00	375.00
5037 ²	500	520306.22	403132.00	415.00	360.00

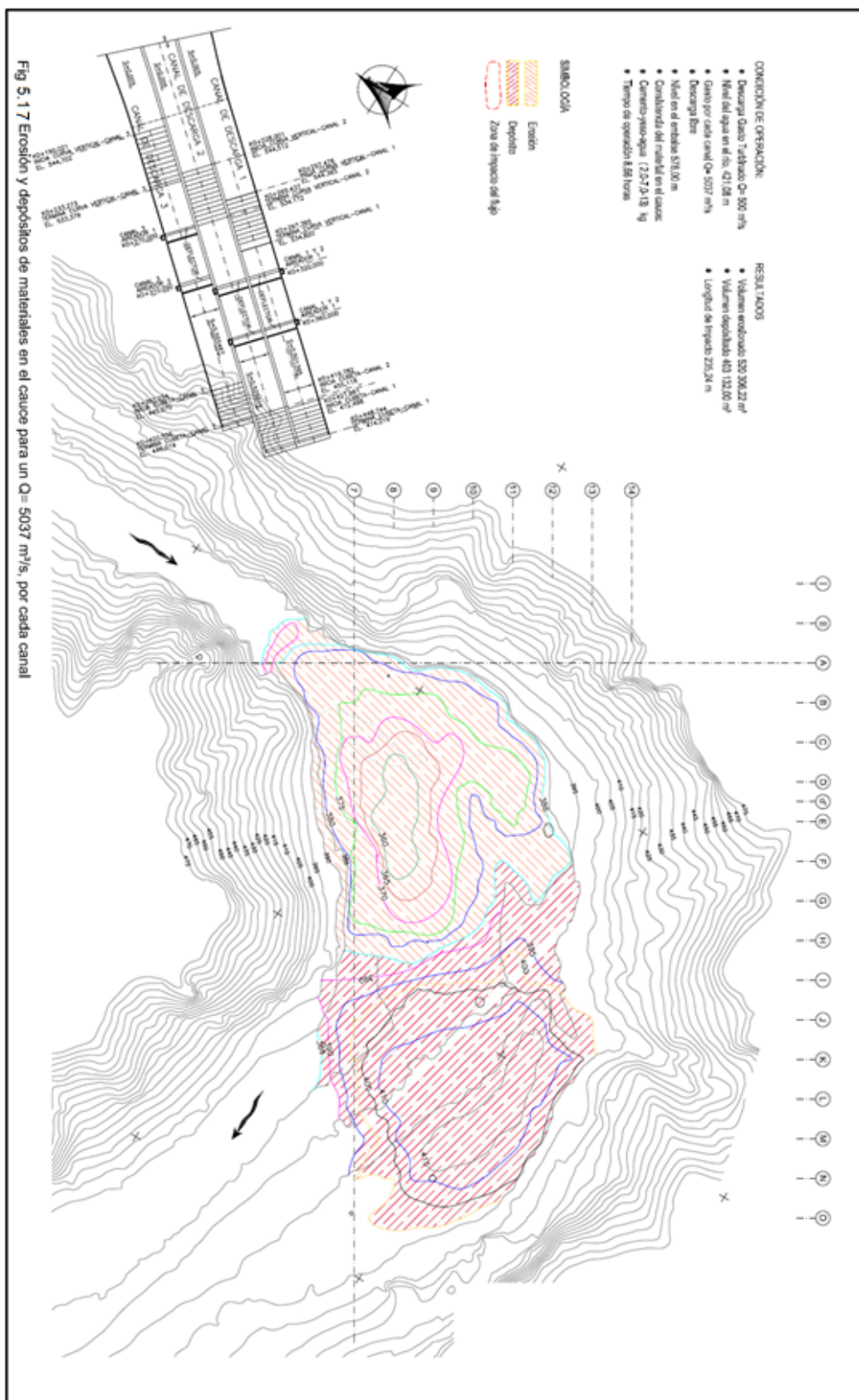
Nota: 1 es el gasto por cada canal y 2 operando los tres canales

Tabla 5.7 Volúmenes de la erosión y depósito de material en el cauce del río para los dos gastos extremos, para canal central y para todos los canales trabajando









Los resultados del funcionamiento hidráulico en la descarga del vertedor para un gasto de $850 \text{ m}^3/\text{s}$ en el canal central, se muestran a continuación en las **figuras 5.18 a 5.21**.

Condiciones de operación

Gasto turbinado = $500 \text{ m}^3/\text{s}$
Nivel del río = 394.85 msnm
Gasto por el canal central = $850 \text{ m}^3/\text{s}$
Descarga = Controlada

Nivel en embalse = 575.25 msnm
Consistencia del material en el cauce:
cemento-yeso-agua (2.0, 7.0, 13.0) kg
Tiempo de operación = 8.66 horas



Figura 5.18 Descarga del flujo por el canal central para un gasto de $850 \text{ m}^3/\text{s}$ (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.19 Nivel de agua en el desfogue de generación, a la elevación 395.55 msnm (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.20 Erosión en el cauce en modelo hidráulico para un gasto de 850 m³/s por canal central (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.21 Erosión-depósito de material del cauce en modelo hidráulico para un gasto de $850 \text{ m}^3/\text{s}$ por el canal central (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)

Los resultados del funcionamiento fueron:

- **Erosión = $38\,653.91 \text{ m}^3$**
- **Depósito = $27\,850.77 \text{ m}^3$**

Los resultados del funcionamiento hidráulico en la descarga del vertedor para un gasto de $5\,037 \text{ m}^3/\text{s}$ en el canal central, se muestran a continuación en las **figuras 5.22 a 5.25**.

Condiciones de operación

Gasto turbinado = $500 \text{ m}^3/\text{s}$
Nivel del río = 405.96 msnm
Gasto por el canal central = $5\,037 \text{ m}^3/\text{s}$
Descarga = Libre

Nivel en embalse = 578.00 msnm
Consistencia del material en el cauce:
cemento-yeso-agua (2.0, 7.0, 13.0) kg
Tiempo de operación = 8.66 horas



Figura 5.22 Descarga del flujo por el canal central para un gasto de $5\,037\text{ m}^3/\text{s}$ (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.23 Nivel de agua en el desfogue de generación, a la elevación 405.25 msnm (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.24 Erosión en el cauce en modelo hidráulico para un gasto de $5\,037\text{ m}^3/\text{s}$ y operando solo el canal central (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.25 Erosión-depósito de material del cauce en modelo hidráulico para un gasto de $5\,037\text{ m}^3/\text{s}$ y operando solo el canal central (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)

Los resultados del funcionamiento fueron:

- **Erosión = 48 911.28 m³**
- **Depósito = 40 322.25 m³**

Los resultados del funcionamiento hidráulico en la descarga del vertedor para un gasto de 850 m³/s por canal y los tres canales operando, haciendo un total de 2 550 m³/s, se muestran a continuación en las **figuras 5.26 a 5.29**.

Condiciones de operación

Gasto turbinado = 500 m³/s
Nivel del río = 399.59 msnm
Gasto por los tres canales = 2 550 m³/s
Descarga = Controlada

Nivel en embalse = 575.25 msnm
Consistencia del material en el cauce:
cemento-yeso-agua (2.0, 7.0, 13.0) kg
Tiempo de operación = 8.66 horas



Figura 5.26 Descarga del flujo por los tres canales. Gasto de 850 m³/s por canal, para un gasto total de 2550 m³/s (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.27 Nivel de agua en el desfogue de generación, elevación 397.15 msnm (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.28 Erosión en el cauce en modelo hidráulico para un gasto de 850 m³/s por canal, operando los tres canales (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.29 Erosión-depósito de material del cauce en modelo hidráulico para un gasto de $850 \text{ m}^3/\text{s}$ por canal, operando los tres canales (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)

Los resultados del funcionamiento fueron:

- **Erosión = $193\,810.31 \text{ m}^3$**
- **Depósito = $149\,943.04 \text{ m}^3$**

Los resultados del funcionamiento hidráulico en la descarga del vertedor para un gasto de $5\,037 \text{ m}^3/\text{s}$ por canal y los tres canales operando, haciendo un total de $15\,110 \text{ m}^3/\text{s}$, se muestran a continuación en las **figuras 5.30 a 5.33**.

Condiciones de operación

Gasto turbinado = $500 \text{ m}^3/\text{s}$
Nivel del río = 421.08 msnm
Gasto por los tres canales = $15\,110 \text{ m}^3/\text{s}$
Descarga = Libre

Nivel en embalse = 578.00 msnm
Consistencia del material en el cauce:
cemento-yeso-agua (2.0, 7.0, 13.0) kg
Tiempo de operación = 8.66 horas



Figura 5.30 Descarga del flujo por los tres canales. Gasto de $5\,037\text{ m}^3/\text{s}$ por canal, para un gasto total de $15\,110\text{ m}^3/\text{s}$ (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.31 Nivel de agua en el desfogue de generación, elevación 422.25 msnm (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.32 Erosión en el cauce en modelo hidráulico para un gasto de $5\,037\text{ m}^3/\text{s}$ por canal, operando los tres canales (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)



Figura 5.33 Erosión-depósito de material del cauce en modelo hidráulico para un gasto de $5\,037\text{ m}^3/\text{s}$ por canal, operando los tres canales (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)

Los resultados del funcionamiento fueron:

- **Erosión = 520 306.22 m³**
- **Depósito = 403 132.00 m³**

Finalmente, en el modelo hidráulico del vertedor del P. H. La Yesca, se han obtenido la erosión – depósito de los materiales en el cauce, al operar simultáneamente el vertedor y la obra de generación. De este modo, se generan las conclusiones siguientes:

1. El macizo rocoso y ladera, fondo fijo, es representado con material constituido con grava de ¾” con una consistencia de cemento-yeso-agua de 2.0, 7.0, 13.0 kg, y la roca alterada del circo de falla con el mismo material suelto de ¾” y una densidad de 2 200 Kg/m³, sin consistencia alguna, equivalente a un tamaño de material en prototipo de 1,43 m.
2. Condición uno, con material suelto de ¼” sin consistencia alguna. El tamaño del material equivalente en prototipo es de 0,48 m. El circo de falla de la margen derecha del cauce se representó en el modelo con la información geológica del sitio. De acuerdo con la condición estudiada en el modelo hidráulico, se asemeja a las condiciones que prevalecen en el cauce. De los resultados obtenidos, resalta lo siguiente:
 - La descarga del flujo incide el cauce del río.
 - La erosión y depósito de materiales en el cauce se presenta para gastos mayores de 850 m³/s, por la turbulencia que el flujo genera.
 - Los niveles del agua en la descarga de generación rebasan la primera berma de la descarga de generación.
 - El material del circo de falla no se ve removido para los gastos ensayados.
3. El haber estudiado el cauce con material deleznable, ofreció una gran posibilidad de conocer su funcionamiento hidráulico, su proceso erosivo y depósito de material para los gastos extremos. En términos generales se observó un funcionamiento aceptable, aún cuando al impactarse el flujo en el cauce se genera una turbulencia significativa con la disipación de energía respectiva; sin embargo y a pesar de ello y de acuerdo a lo observado en el modelo, no se producen daños erosivos en las laderas aledañas en la zona de impacto del chorro en el cauce; así como erosión regresiva hacia el pie de las estructuras terminales del vertedor que pudiera poner en riesgo su estabilidad.

Es importante se mencione que no se debe perder de vista que los estudios realizados en el modelo, a pesar de ser cuantitativos no dejan de ser cualitativos, sólo dan una idea de lo que puede ocurrir realmente en el prototipo, por la consistencia del material utilizado como fondo móvil, que en este caso, el macizo rocoso del cauce. Para los gastos de 850 y 5 037 m³/s, operando solo en canal central, la erosión máxima en elevaciones fueron de 370.0 y 360.0 m, respectivamente; y de depósito, 390 y 400 m, quedando el material en forma de barra. Para los mismos gastos, pero operando los tres canales, se registró la erosión máxima en elevación 375 y 360 m, respectivamente; y de depósito, 395 y 415 m, terminando el material en forma de barra.

Por otro lado, se registraron los niveles de la superficie libre del agua en el cauce durante la realización de cada ensayo; los niveles registrados a la salida del desfogue de generación cuando operó solo el canal central para los dos gastos extremos son de 395,35 y 405,40 m; y cuando operaron los tres canales con los mismos gastos, fueron de 397,15 y 419,13 m, respectivamente.

Tomando en cuenta que la clave del túnel de generación se encuentra a la elevación 394,50 msnm y que los niveles del agua en el cauce para los gastos extremos son superiores a este nivel, es evidente que la capacidad de generación se ve modificada para cualquier descarga del vertedor debido a que se forman barras en el cauce del río que produce sobreellevaciones del agua aguas abajo del túnel de desfogue, y con esto se ve reducida la carga de diseño.

CAPÍTULO VI.- CONCLUSIONES

En este trabajo de tesis se trató de demostrar que el empleo de aireadores en las grandes presas que se están construyendo hoy día en la República Mexicana y en el mundo entero, es un método óptimo para evitar los problemas de cavitación en obras de excedencias, primordialmente en canales de descarga, pues este fenómeno físico ofrece efectos tan dañinos para estas obras hidráulicas y el empleo de mucho dinero y recursos para su reparación. Se hicieron estudios teóricos del comportamiento hidráulico del prototipo y análisis experimentales en modelo hidráulico, lo más cercano a la realidad para compararlos y obtener conclusiones válidas para llevar a cabo en la práctica y que la obra de excedencia funcione satisfactoriamente.

Primero, se establecieron en el capítulo uno todas las condiciones físicas iniciales a las que estará sujeta la presa y todos los datos necesarios para que se pudiera analizar hidráulicamente el vertedor de excedencias, así como todos los antecedentes necesarios y estudios previos que hacían factible la construcción del proyecto y su configuración en el terreno. En el capítulo dos, se hizo un estudio profundo sobre el fenómeno de cavitación en cimacios vertedores y todo lo que esto conlleva; asimismo, se sentaron las bases matemáticas para calcular la presencia de cavitación en el canal al trabajar con diferentes gastos de operación. En el capítulo tres se presenta el fundamento matemático para realizar el estudio hidráulico teórico de la obra de excedencia; así, con el auxilio de expresiones matemáticas establecidas por otros profesores expertos en la materia, como es el caso del empleo de la ecuación dinámica para calcular el perfil del agua en el canal, sin tomar en cuenta la aireación en el flujo, se analizó el comportamiento hidráulico del canal de descarga. En el capítulo cuatro se analizó el perfil del agua pero ya con aire incluido y se comparó con el funcionamiento hidráulico sin aire incluido. Se tomaron principalmente las experiencias del profesor Pinto, pues se utilizaron los fundamentos matemáticos que él aplicó para llegar a las ecuaciones de concentración de aire en el flujo; solo que se adaptaron para las condiciones de este vertedor, obteniendo resultados satisfactorios. En estos análisis de aireación se demostró esa necesidad, pues sin aireadores, se estaba en franca desventaja, ya que el criterio de Thoma no se cumplía y se presentaban problemas. Finalmente, en el capítulo cinco, se analizó la erosión en el cauce al trabajar el modelo hidráulico del laboratorio para los gastos máximo y mínimo de operación.

Se hicieron análisis donde se observa la contundente necesidad de airear las zonas donde la presión disminuye de forma alarmante y daña el material con que está hecho el vertedor. Se mostró en forma experimental el comportamiento del agua al pasar por el vertedor y el canal de excedencias para seis distintos gastos de operación, siguiendo, estrictamente, la política de operación de las compuertas, política sugerida por la Comisión Federal de Electricidad.

Por otro lado, el funcionamiento hidráulico del vertedor para los gastos analizados es bastante bueno y cumple con las expectativas analizadas teóricamente y que todos los análisis aplicados a los datos obtenidos tanto en la teoría como en las mediciones, arrojaron resultados satisfactorios y que muestran la ventaja de utilizar aireadores para contrarrestar problemas de cavitación. Asimismo, se puede decir que el vertedor, con todas estas características físicas utilizadas en esta tesis, es una solución viable y que se puede establecer sin ningún problema como solución final y ya lista para construirse, y que el vertedor funciona muy bien con un aireador colocado en esa posición, que es donde empiezan los problemas de cavitación, según lo analizado en el capítulo tres.

Es importante se señale que en el estudio de erosión sólo se tomaron los gastos extremos para su análisis; es decir, solo para 850 y 5 037 m³/s, respectivamente. Este estudio fue muy ilustrativo porque para esa geología del sitio y esa disposición de materiales en el fondo del cauce, se pudo modelar claramente, después de trabajar un determinado tiempo el vertedor, cómo se acomodaron los materiales dispuestos en el cauce y que se podía esperar en la realidad.

El que se haya estudiado el cauce con ese tipo de material, ofreció una gran posibilidad de conocer su funcionamiento hidráulico, su proceso erosivo y depósito de material para estos dos gastos. En términos generales se observó un funcionamiento aceptable, aún cuando al impactarse el flujo en el cauce se genera una turbulencia significativa con disipación de energía; sin embargo, y a pesar de ello, no se producen daños erosivos en las laderas aledañas en la zona de impacto del chorro en el cauce, así como erosión regresiva hacia el pie de las estructuras terminales del vertedor que pudiera poner en riesgo su estabilidad. Se observó también que la erosión y el depósito de materiales se presenta para gastos mayores de 850 m³/s. Asimismo, se debe tomar en cuenta que los resultados de estos ensayos son meramente ilustrativos, pues solo dan una idea de lo que puede ocurrir realmente en la presa. También se observó que el nivel de la superficie libre del agua al descargar los canales sí llegó al nivel de la clave del desfogue de generación, por lo que habría que pensar en modificar esas condiciones de elevación del desfogue y por ende, otros estudios de operación de vertedor pero con desfogue construido en lugares más altos.

Finalmente, la hipótesis planteada se cumplió porque el funcionamiento del vertedor con aireadores lo hace ser más eficiente y mitiga completamente los efectos de cavitación en el canal, además de ser un método seguro y que se puede construir en la obra, es económico y no requiere de mantenimientos caros y difíciles de realizar; es decir, no encarece la obra para nada y se pueden utilizar los materiales que se encuentren por la región sin ningún problema y sin necesidad de traerlos de otros lados. Tampoco se necesita de concretos especiales, ni de resinas, etc., solo se deben emplear métodos constructivos cuidadosos, como los que emplean los trabajadores dedicados a la construcción de presas en México.

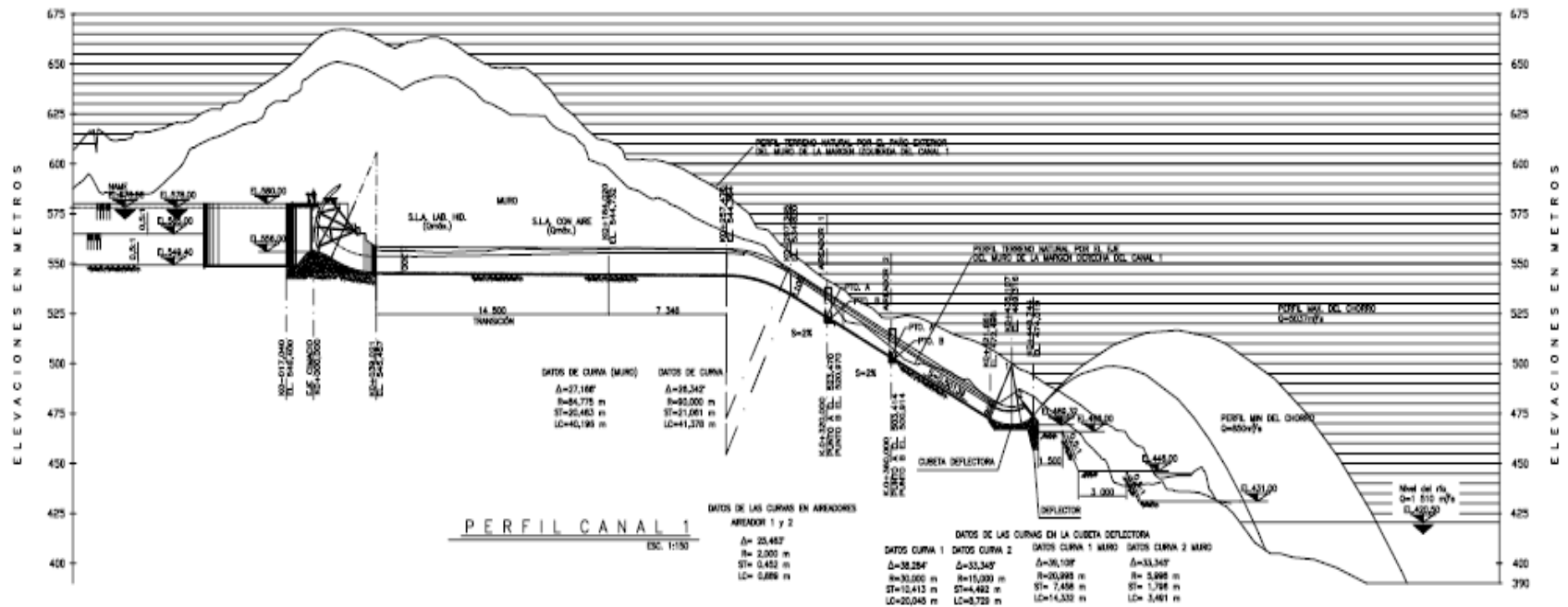
Como conclusiones generales de esta tesis, se puede decir que sí se alcanzaron los objetivos propuestos al principio de este trabajo, pues se pudo comparar el funcionamiento hidráulico del vertedor sin aireadores y con aireadores trabajando, así como un análisis de erosión al emplear el vertedor en modelo hidráulico para diferentes gastos en el P. H. La Yesca. Con esto, se cumplió con todos los puntos establecidos y se obtuvieron conclusiones que se señalaron en cada caso y en cada capítulo.

BIBLIOGRAFÍA

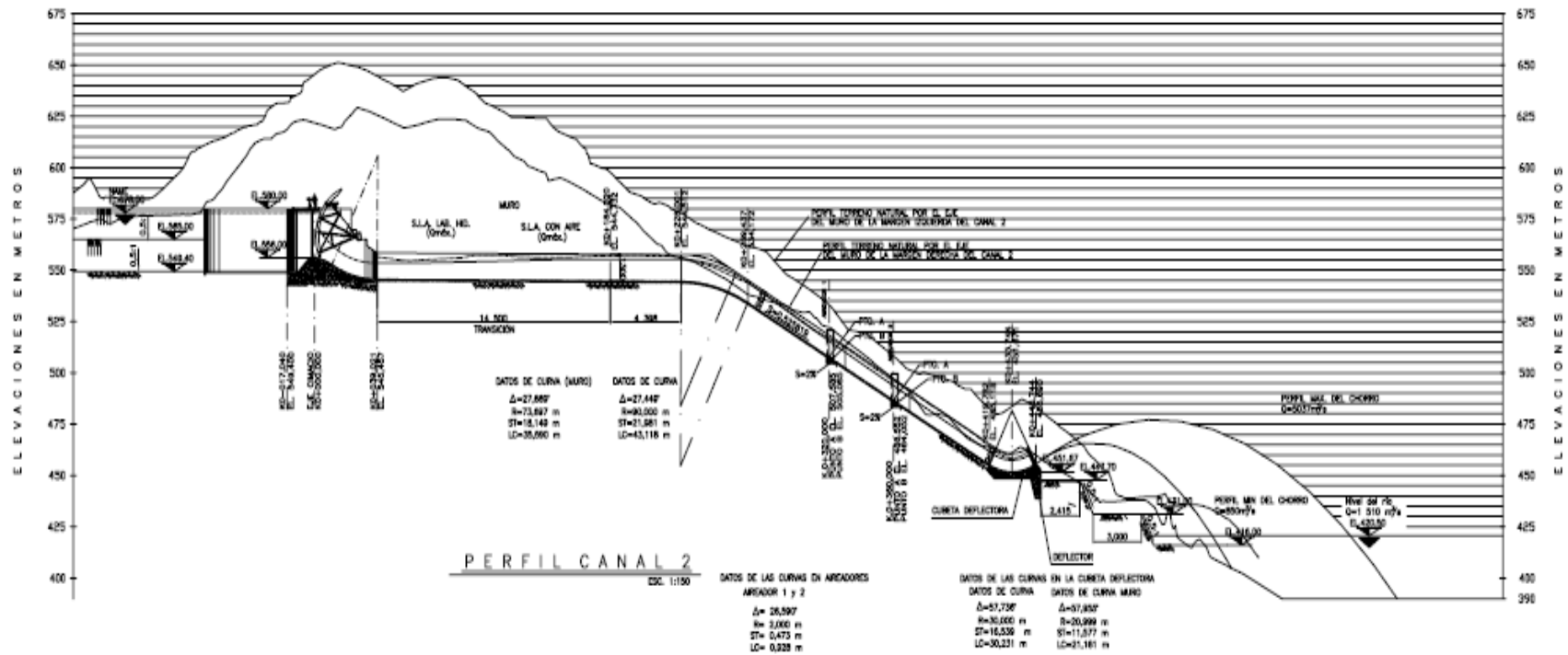
- Anderson, A. y Straub, F.
“Self-aerated Flow in Open Channels”
ASCE. Vol. 125, 1960
- Arreguín Cortés, Felipe I.
“Obras de excedencia”
Ed. IMTA México 2000
- Camacho C., Juan Carlos, Zetina D., Gilberto, Ochoa A., Federico J., Camargo H., Jaime E.
“Erosión en el cauce al operar el vertedor, en modelo hidráulico”
Estudio 0616 de CFE
Laboratorio de Hidráulica, Cuernavaca, Morelos, Noviembre de 2007
- Gardea Villegas, Humberto
“Hidráulica de Canales”
3ª Edición. Facultad de Ingeniería UNAM
Fundación ICA. México 1999
- Hamilton, W.S.
“Aireation of flows down spillways An unpublished Harza Engineering Company memorandum”
Febrero 1980
- Hidalgo Toledo, Iyalí, Cortés Cortés, Carlos
“Comparación del funcionamiento hidráulico de los aireadores, modelo y prototipo del C.H. El Cajón”
Estudio 0803 de CFE
Laboratorio de Hidráulica, Cuernavaca, Morelos, Febrero de 2009
- Laboratorio de Hidráulica, CFE
“Estudio de Factibilidad del P.H. La Yesca Jalisco-Nayarit. Eje La Yesca”
Laboratorio de Hidráulica, Agosto de 2005
- Lozoya C., Julio; Betancourt Delgadillo, Jesús; Frías Alcaraz, Manuel; Maza Alvarez, José Antonio, Ferrán Riquelme, Flavio
“Manual de Diseño de Obras Civiles. Sección A: Hidrotécnica, Tema 2: Hidráulica. Capítulo 10: “Obras de Excedencia””
Comisión Federal de Electricidad.
Instituto de Investigaciones Eléctricas.
México 1981
- Marengo Mogollón, Humberto
“La ingeniería de Pesas y Obras Hidráulicas” Artículo
Revista “Tlaloc. Asociación Mexicana de Hidráulica”
No. 35. Septiembre 2005 – Enero 2006

- Páginas 4-17
- Marsal, Raúl J.
“Presas de Tierra y Enrocamiento”
México 1975
Ed. Limusa
 - Pinto, S. y Neidert, S.H.
“Aireation oh high velocity flow, Water power and Dam construction”
Febrero y Marzo, 1982
 - Ricketts, Jonathan T, Loftin, Kent M., Merrit, Frederick S.
“Standard Handbook for Civil Engineers”
Editorial McGraw-Hill 2004
 - Saldarriaga, J. González, E.M.
“Influencia de la geometría en la eficiencia de aireadores para flujo de alta velocidad”
XIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica
La Habana, Cuba 1988
 - Sotelo Ávila, Gilberto
“Anexo de Apuntes de Hidráulica II. Capítulo 8: Diseño Hidráulico de Estructuras”
Ed. Facultad de Ingeniería. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. UNAM México 2000
 - Sotelo Ávila, Gilberto
“Hidráulica de Canales”
Ed. Facultad de Ingeniería. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. UNAM México 2001
 - Sotelo Ávila, Gilberto
“Hidráulica General. Fundamentos”
22ª reimpresión. México 1999
Editorial Limusa
 - Volkart, P. y Rutchmann, P.
“Rapid flow in spillway chutes with and without deflectors. A model-prototype comparision. Symposium on scale effects in modeling hydraulic structures”
IAHR, Septiembre, 1984
 - Wood, I.R.
“Air entrainment in high speed flows”
University of Canterbury, New Zeeland
Symposium on scale effects 1984 Esslingen, Alemania
 - <http://www.cfe.gob.mx/yesca/es/Paginas/Inicio.aspx>

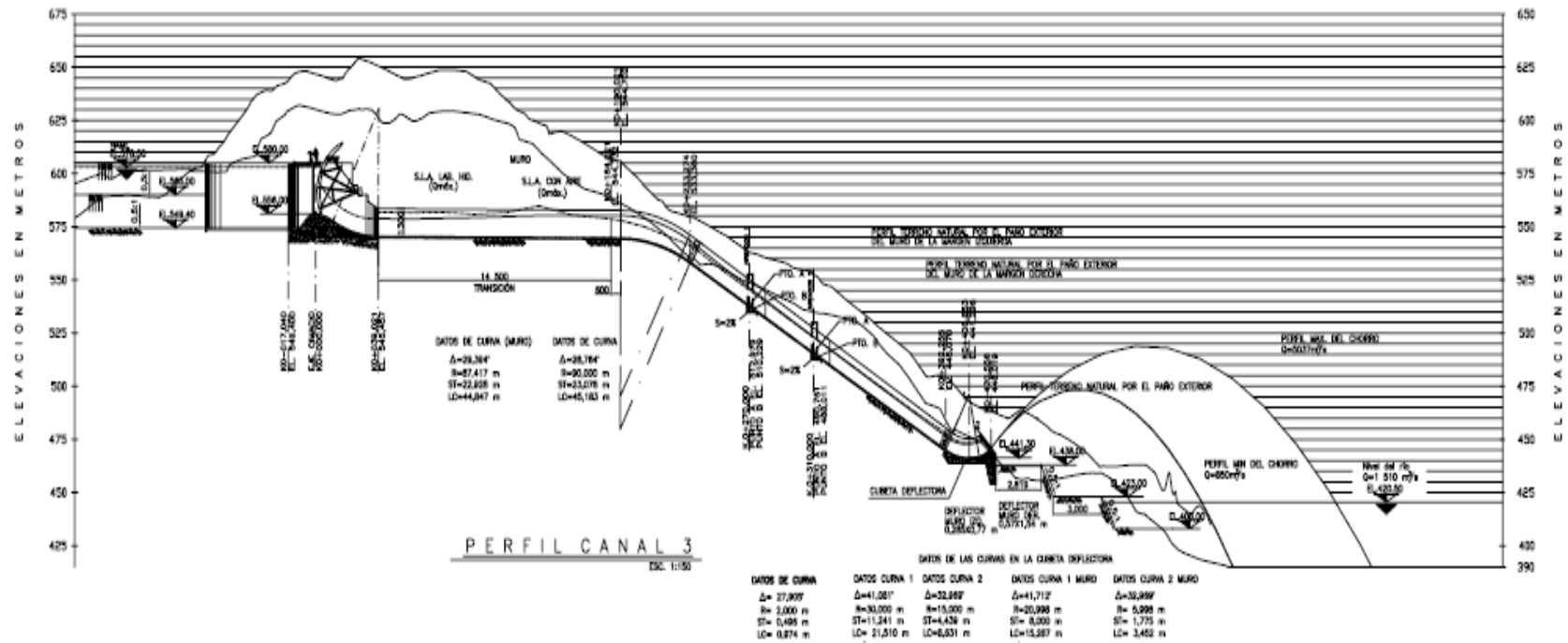
PLANOS



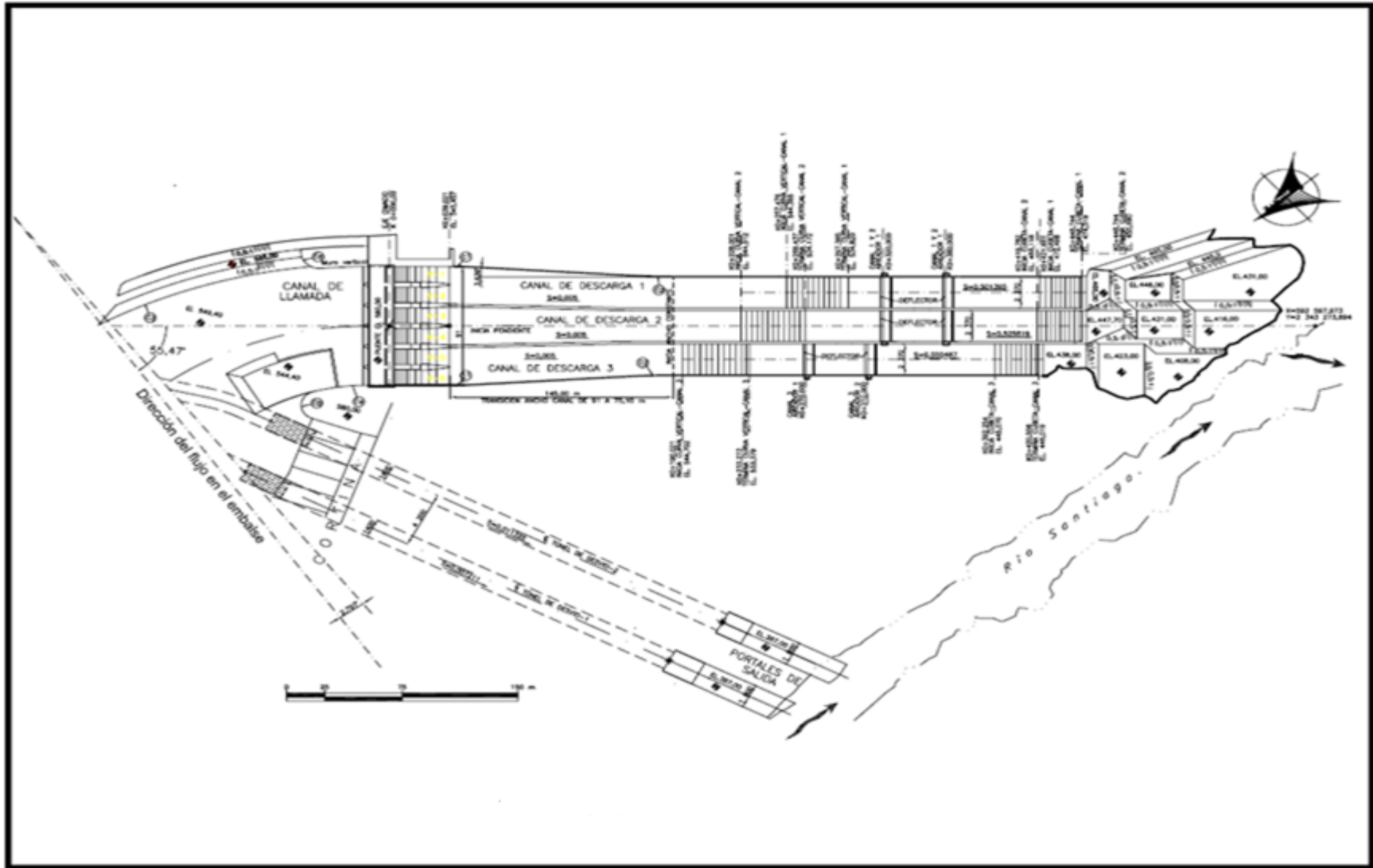
Plano 1.1 Perfil del Canal 1 Vertedor de excedencias, P.H. La Yesca (“Funcionamiento Hidráulico del Vertedor”. CFE, 2010)



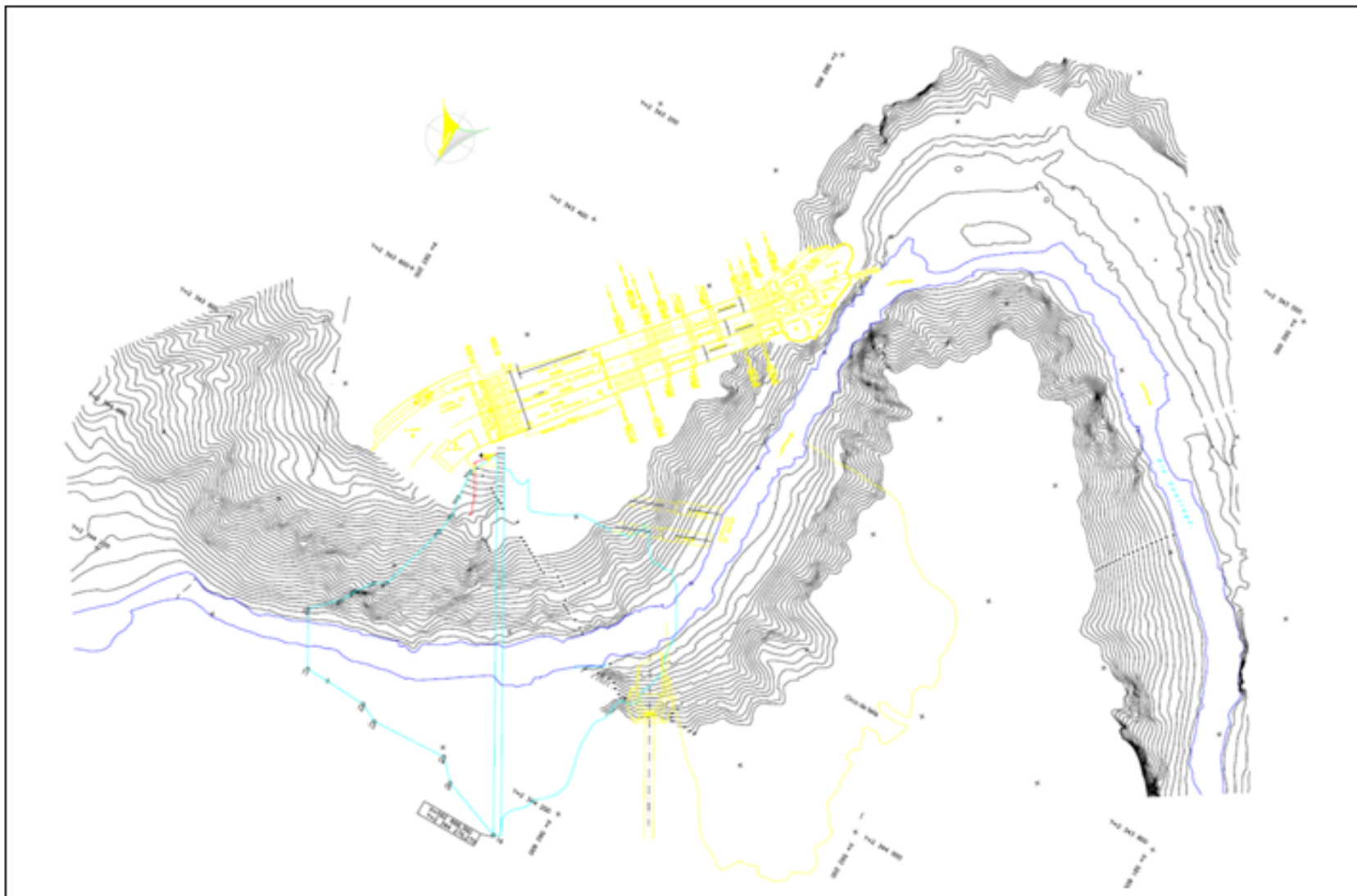
Plano 1.2 Perfil del canal 2 del Vertedor de excedencias, P.H. La Yesca ("Funcionamiento Hidráulico del Vertedor". CFE, 2010)



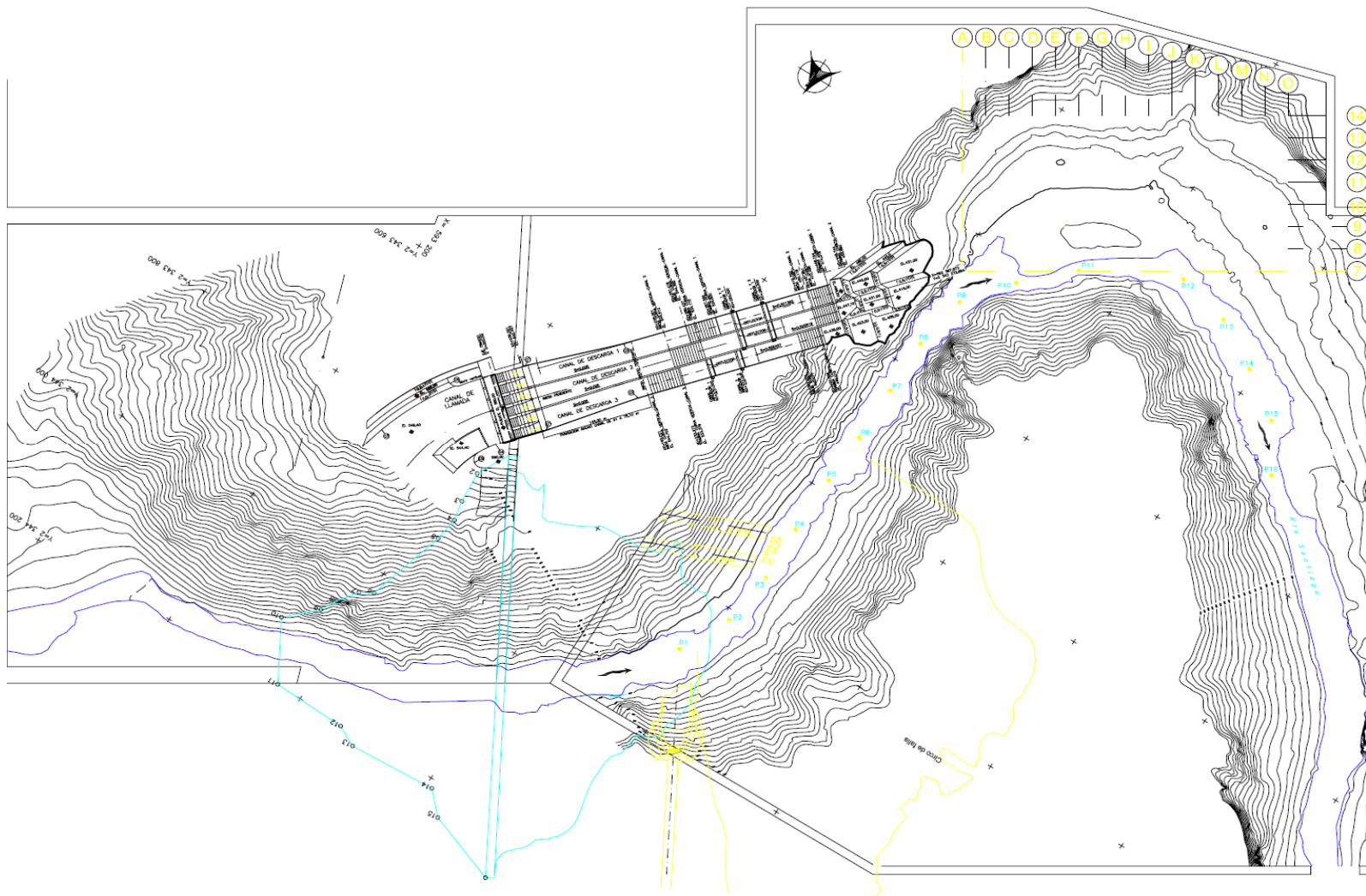
Plano 1.3 Perfil del canal 2 del Vertedor de excedencias, P.H. La Yesca (“Funcionamiento Hidráulico del Vertedor”. CFE, 2010)



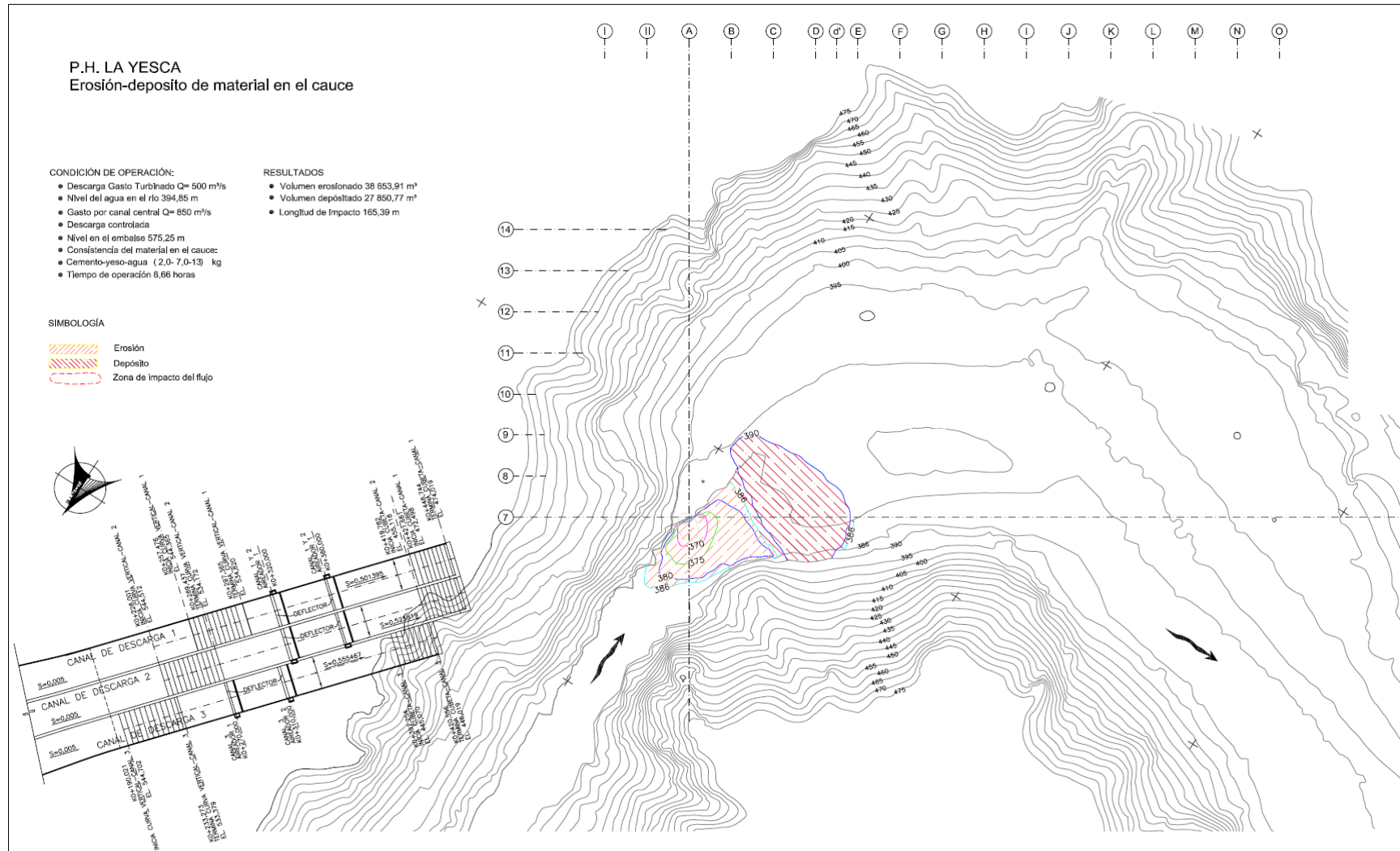
Plano 1.4 Planta del Vertedor de excedencias, P.H. La Yesca (“Funcionamiento Hidráulico del Vertedor”. CFE, 2010)



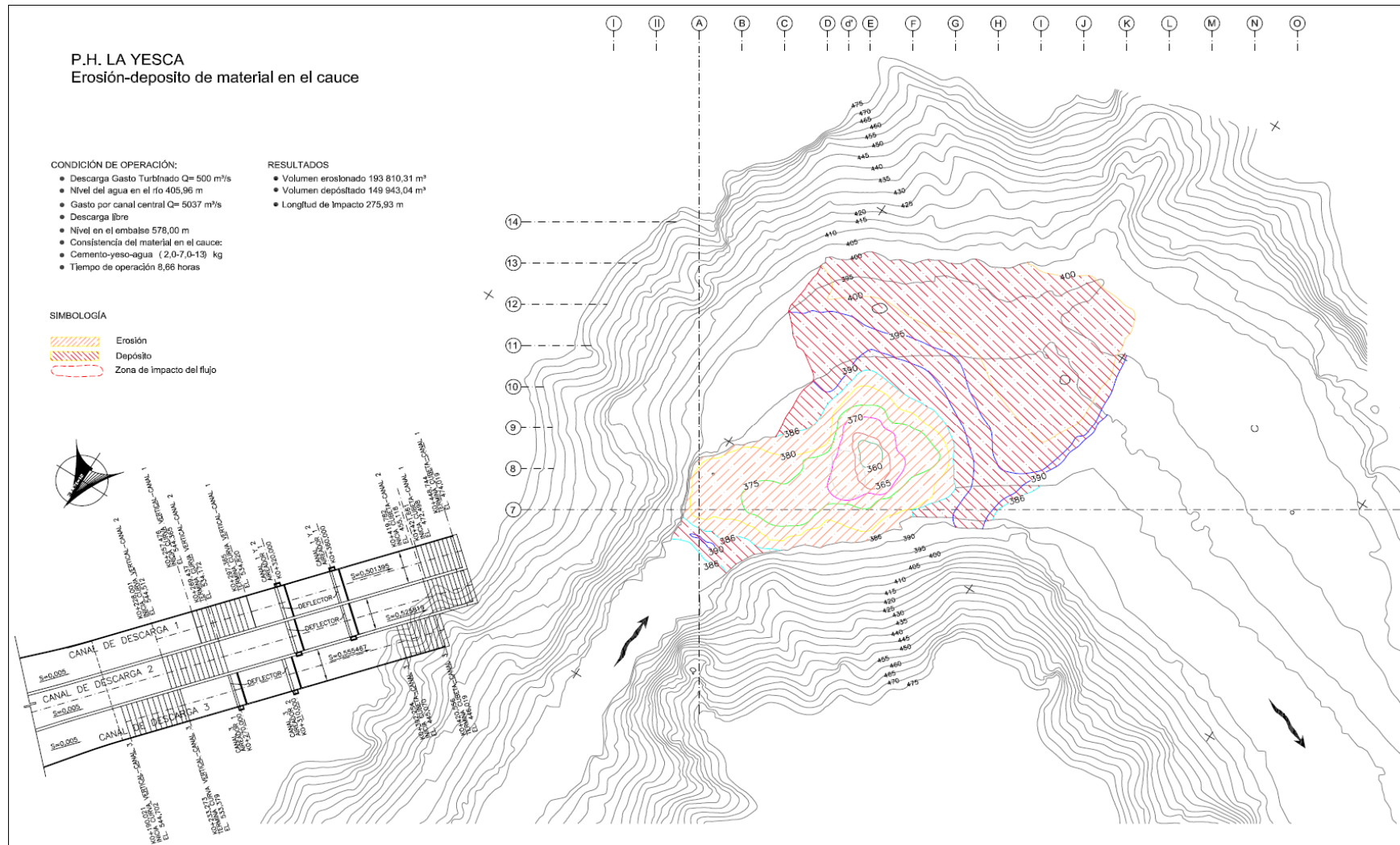
Plano 1.5 Esquema del modelo hidráulico (Laboratorio de Hidráulica, CFE, 2007)

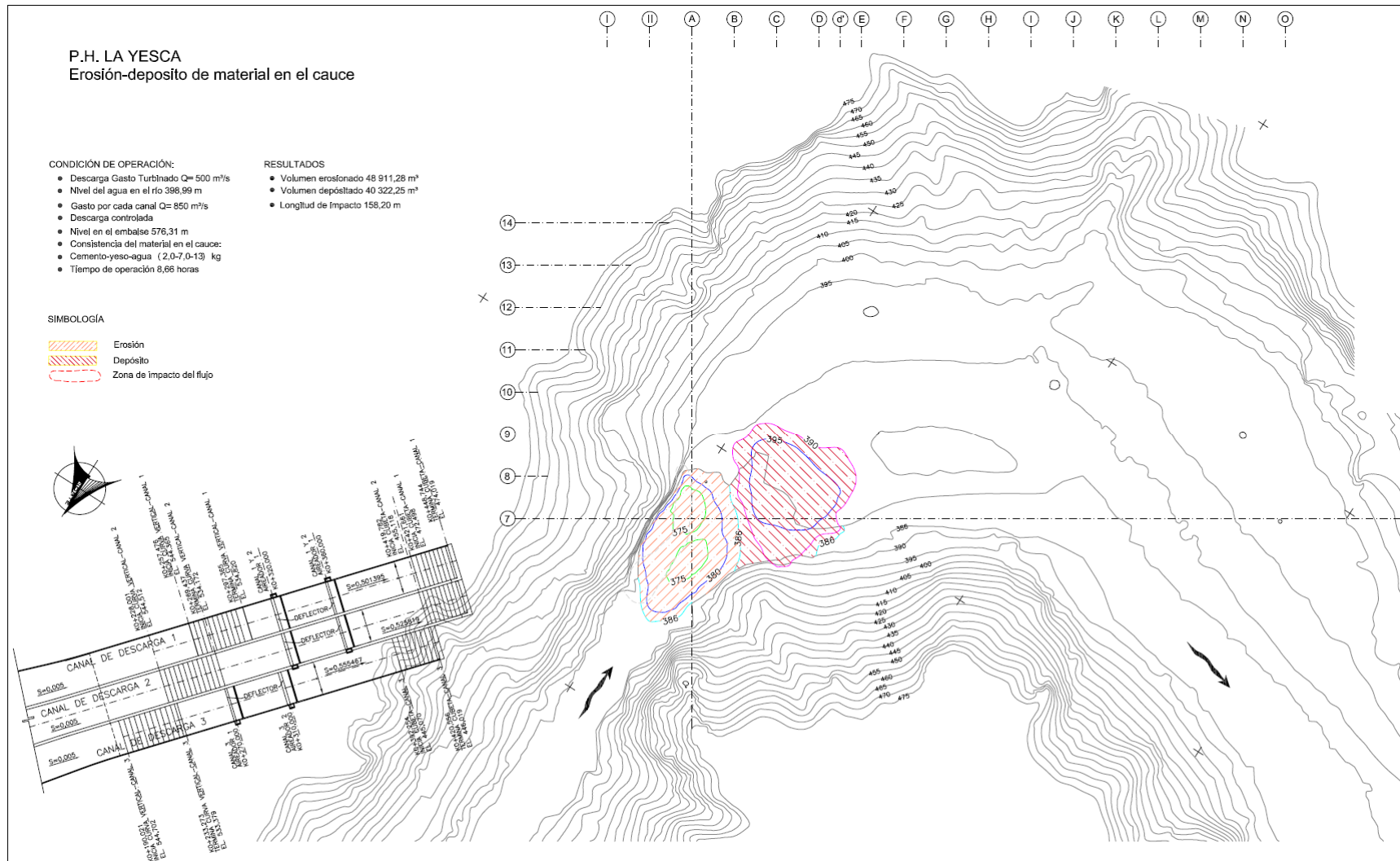


Plano 1.6 Secciones de registro de la erosión-depósito y niveles de agua en el cauce (“Erosión en el cauce al operar el vertedor, en modelo hidráulico, CFE, 2007)

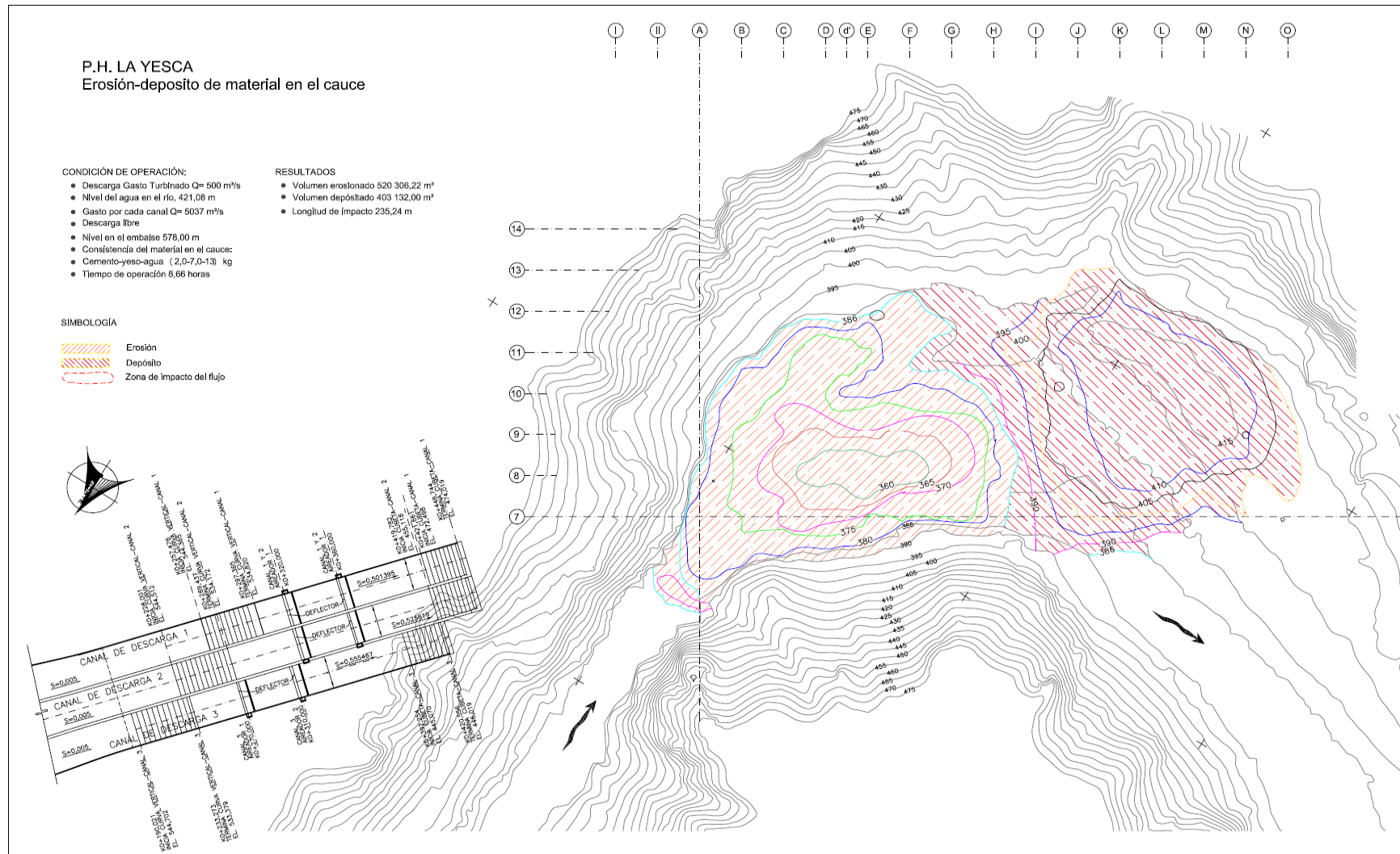


Plano 1.7 Erosión y depósito de materiales en el cauce para un $Q = 850(\text{m}^3/\text{s})$ por el canal central (“Erosión en el cauce al operar el vertedor, en modelo hidráulico, CFE, 2007)





Plano 1.9 Erosión y depósito de materiales en el cauce para un $Q = 850(\text{m}^3/\text{s})$ por cada canal (“Erosión en el cauce al operar el vertedor, en modelo hidráulico, CFE, 2007)



Plano 1.10 Erosión y depósito de materiales en el cauce para un $Q = 5 037(\text{m}^3/\text{s})$ por cada canal (“Erosión en el cauce al operar el vertedor, en modelo hidráulico, CFE, 2007)