



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL VERTEDOR DE EMERGENCIA DE LA  
C. H. NETZAHUALCÓYOTL VALIDÁNDOLA CON EL FUNCIONAMIENTO  
HIDRÁULICO DEL MODELO FÍSICO

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
ANTONIO NICOLÁS GÓMEZ ARTEAGA

TUTOR:  
DR. FELIPE IGNACIO ARREGUÍN CORTÉS  
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA

MÉXICO D. F., MARZO 2016



**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Gabriel Echávez Aldape  
Secretario: M. I. Víctor Franco  
Vocal: Dr. Felipe Ignacio Arreguín Cortés  
1 er. Suplente: Dr. Víctor Hugo Alcocer Yamanaka  
2 d o. Suplente: M. I. Rubio Gutiérrez Horacio

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Posgrado de Ingeniería, Ciudad Universitaria

**TUTOR DE TESIS:**  
Dr. Felipe Ignacio Arreguín Cortés



FIRMA



## **AGRADECIMIENTOS**

*A Dios, por permitirme llegar hasta esta etapa de mi vida.*

*A mi tutor, Dr. Felipe Arreguín, por ser mi guía para la realización de este trabajo, con admiración y respeto.*

*A mis sinodales, Dr. Gabriel Echávez, M. I. Víctor Franco, Dr. Víctor Alcocer Yamanaka y M. I. Horacio Rubio, por transmitir su valioso conocimiento y enriquecer este trabajo de tesis.*

*A la Comisión Federal de Electricidad por haberme apoyado en mis estudios y permitirme participar en sus proyectos.*

*A la Subgerencia de Proyectos Hidroeléctricos por el apoyo brindado para la realización de mis estudios de posgrado y de este trabajo.*

*A la Universidad Nacional Autónoma de México, por seguirme brindando las herramientas necesarias para mi formación académica y profesional.*

*A mis amigos del laboratorio Big Bang Theory Lab, por su apoyo y entusiasmo.*

*A la Ing. Elizabeth González Soberanis por compartir su conocimiento del modelo físico para poder validar este trabajo.*

## **DEDICATORIAS**

*A mi Madrina Aida. Gracias por todo. †*

*A mi linda novia Clau, por su cariño y apoyo absoluto.*

*A mi apreciada familia por estar conmigo en todo momento.*

*A mis sinceros amigos que siempre me han motivado a seguir adelante.*



## ÍNDICE

1	Introducción .....	1
1.1	Objetivo .....	7
1.2	Descripción del contenido .....	7
2	Antecedentes .....	13
2.1	Definición de cavitación .....	13
2.1.1	Diagrama de fase .....	14
2.1.2	El colapso de una burbuja cerca de una pared .....	14
2.2	Descripción del fenómeno en obras de excedencias .....	15
2.3	Localización del fenómeno.....	15
2.4	Métodos de predicción.....	16
2.5	Protección contra daños debidos a cavitación .....	17
2.6	Aireación.....	18
2.6.1	Aireación natural.....	19
2.6.2	Aireación inducida .....	19
2.7	Geometría de los aireadores.....	20
2.8	Mecanismo de la aireación .....	21
2.8.1	Identificación de la necesidad de un aireador .....	23
2.8.2	Proceso de arrastre del aire.....	24
2.8.3	Espaciamiento de los aireadores .....	24
2.9	Casos de cavitación en el mundo .....	25
3	Presa Netzahualcóyotl: Obra de excedencias y modelo físico.....	35
3.1	Vertedor de servicio .....	35
3.1.1	Condiciones originales.....	35
3.1.2	Daños en el vertedor de servicio (1970).....	36
3.1.3	Sobreelevación del vertedor de servicio (1979) .....	37

3.1.4	Medidas de mitigación en el vertedor de servicio .....	39
3.2	Vertedor de emergencia .....	50
3.2.1	Características de los canales con curvatura horizontal.....	50
3.2.2	Efectos de la curvatura horizontal .....	51
3.2.2.1	Sobreelevación de la superficie libre del agua .....	52
3.2.2.2	Flujo espiral .....	53
3.2.2.3	Distribución de velocidad .....	54
3.2.3	Condiciones originales.....	56
3.2.4	Medidas de mitigación en el vertedor de emergencia .....	57
3.2.4.1	Muro divisorio longitudinal .....	58
3.2.4.2	Sobreelevación en la plantilla .....	62
3.2.4.3	Colocación de Aireador.....	67
3.2.4.4	Reforzamiento de compuertas y rehabilitación de vigas testeras .....	74
3.3	Descripción del modelo físico .....	81
3.3.1	Vertedor de servicio .....	82
3.3.2	Vertedor de emergencia .....	86
3.3.2.1	Registro de datos para validación de modelo numérico .....	90
4	Modelación numérica .....	98
4.1	Tipos de modelos numéricos .....	98
4.1.1	Dimensionalidad .....	98
4.1.2	Método de cálculo.....	99
4.1.3	Régimen de flujo.....	100
4.1.4	Variación en el tiempo .....	100
4.2	Descripción del software FLOW-3D .....	100
4.2.1	El método CFD .....	102
4.2.2	Método para las aproximaciones numéricas .....	103
4.2.3	Limitaciones del modelado con FLOW-3D .....	104



4.3	Modelación numérica del vertedor de emergencia .....	105
4.3.1	Pre proceso .....	105
4.3.1.1	Colocación de la geometría y topografía.....	105
4.3.1.2	Elaboración de mallas.....	108
4.3.1.3	Definición de condiciones de frontera .....	111
4.3.1.4	Condiciones iniciales. Parámetros generales y físicos .....	113
4.3.2	Proceso .....	113
4.3.3	Pos proceso.....	115
5	Análisis de resultados .....	118
5.1	Perfiles.....	118
5.2	Velocidades .....	120
5.3	Carga de presión .....	125
5.4	Presiones en plantilla.....	127
5.5	Comparación y validación numérico-experimental .....	131
5.5.1	Comparación de tirantes en modelo numérico y modelo físico .....	131
5.5.2	Comparación de velocidades en modelo numérico y modelo físico .....	133
5.6	Comparación entre geometría original y actual .....	136
5.7	Análisis de Cavitación .....	145
6	Conclusiones y recomendaciones.....	150
7	Referencias.....	156



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Sistema hidroeléctrico Grijalva .....	2
Figura 1.2 Operación del vertedor de servicio, mayo 2008. $Q=1\ 797\ m^3/s$ (Camacho, 2008).....	4
Figura 1.3 Operación del vertedor de emergencia, $Q=2\ 800\ m^3/s$ (SRH, 1976) .....	6
Figura 2.1 Diagrama de fase (Franc & Michel, 2004) .....	14
Figura 2.2 Resultados numéricos de Plesset y Chapman (1971) por el colapso de una burbuja cerca de una pared .....	14
Figura 2.3 Elementos de rugosidad aislados típicos que se encuentran en estructuras hidráulicas (Falvey, 1990) .....	16
Figura 2.4 Estructura del flujo aireado (Keller, 1974) .....	19
Figura 2.5 Elementos geométricos (Pinto N. L., 1982) .....	21
Figura 2.6 Tipos básicos de aireadores: escalones y deflectores (Pinto N.L., 1982) .....	21
Figura 2.7 Funcionamiento de aireadores (Volkart P., 1983).....	22
Figura 2.8 Movimiento de una burbuja aguas debajo de un aireador (Kramer, 2004).....	24
Figura 2.9 Daños por cavitación en la Presa Karun, Irán .....	26
Figura 2.10 Túnel del vertedor de la presa Glen Canyon. Sep. 1983 (Falvey, 1990).....	28
Figura 2.11 Daños en el vertedor de la Presa Hoover.....	29
Figura 2.12 Daños importantes en uno de los túneles, C. H. Infiernillo .....	31
Figura 3.1 Daños en las losas de fondo del tanque amortiguador del vertedor de servicio, octubre de 1970.....	37
Figura 3.2 Obra de excedencias, presa Netzahualcóyotl .....	38
Figura 3.3 Planta del vertedor de servicio, condiciones originales .....	39
Figura 3.4 Perfil del vertedor de servicio .....	39
Figura 3.5 Vertedor de servicio en condiciones originales y arreglo actual.....	42
Figura 3.6 Vista del salto de esquí, deflectores y sobreelevación .....	43
Figura 3.7 Modelos estructurales de compuertas radiales .....	46
Figura 3.8 Modelo tridimensional del refuerzo de las compuertas .....	47
Figura 3.9 Reforzamiento de Compuertas y vigas testeras .....	49
Figura 3.10 Comportamiento del flujo por efecto de la curvatura .....	52
Figura 3.11 Distribución de velocidad del flujo en un canal curvo .....	54
Figura 3.12 Planta Obra de Excedencias presa Netzahualcóyotl (condiciones originales) .....	58
Figura 3.13 Perfil Obra de Excedencias presa Netzahualcóyotl (condiciones originales) .....	58
Figura 3.14 Cimentación del muro central.....	60

Figura 3.15 Habilitado del acero para muro central.....	60
Figura 3.16 Vertedor de emergencia original .....	61
Figura 3.17 Vertedor de emergencia con muro central.....	61
Figura 3.18 Sección transversal del canal con muro central y peralte. Vista hacia aguas abajo	65
Figura 3.19 Canal de descarga del vertedor de emergencia .....	66
Figura 3.20 Sobreelevación en plantilla de ambos canales .....	66
Figura 3.21 Aireador en canal de emergencia.....	73
Figura 3.22 Lumbrera del aireador .....	73
Figura 3.23 Reforzamiento de compuertas y vigas testeras .....	76
Figura 3.24 Compuertas del vertedor de emergencia reforzadas .....	76
Figura 3.25 Vigas testeras en el vertedor de emergencia, condiciones originales .....	77
Figura 3.26 Vigas testeras reforzadas en el vertedor de emergencia.....	77
Figura 3.27 Obra de excedencias de la presa Netzahualcóyotl en la actualidad .....	78
Figura 3.28 Planta del vertedor de emergencia presa Netzahualcóyotl (SDH) .....	79
Figura 3.29 Perfiles el vertedor de emergencia presa Netzahualcóyotl (SDH) .....	80
Figura 3.30 Funcionamiento del tanque amortiguador, $Q=7\ 000\ m^3/s$ .....	83
Figura 3.31 Perfil del flujo en el tanque amortiguador, $Q=7\ 000\ m^3/s$ .....	83
Figura 3.32 Geometría del salto de esquí con ángulo de $-10^\circ$ .....	84
Figura 3.33 Funcionamiento del tanque amortiguador, $Q=7\ 000\ m^3/s$ .....	85
Figura 3.34 Perfil del flujo en el tanque amortiguador, $Q=7\ 000\ m^3/s$ .....	85
Figura 3.35 Modelo físico con transición y deflectores .....	89
Figura 3.36 Transición de muro y deflectores laterales .....	89
Figura 3.37 Deflectores en muro central .....	90
Figura 3.38 Gasto de despegue del labio de la cubeta, canal derecho .....	91
Figura 3.39 Gasto de despegue del labio de la cubeta, canal izquierdo.....	91
Figura 3.40 Vista general del funcionamiento para ambos canales, $Q=9\ 400\ m^3/s$ . .....	95
Figura 3.41 Modelo físico del vertedor de emergencia, $Q=9\ 400\ m^3/s$ .....	95
Figura 4.1 Componentes de la geometría .....	106
Figura 4.2 Obra de excedencias de la presa Netzahualcóyotl.....	107
Figura 4.3 Geometría de la obra de excedencias.....	107
Figura 4.4 Aireadores y deflectores en vertedor de emergencia .....	108
Figura 4.5 Arreglo definitivo de mallado del modelo numérico .....	110
Figura 4.6 Discretización del arreglo de mallado del vertedor de emergencia .....	110
Figura 4.7 Condiciones de frontera para los bloques de malla .....	112

Figura 4.8	Convergencia y estabilidad de la simulación .....	114
Figura 4.9	Estabilidad del volumen del fluido .....	114
Figura 4.10	Simulación del vertedor de emergencia de la presa Netzahualcóyotl .....	115
Figura 5.1	Perfil de la superficie libre del agua, canal derecho.....	119
Figura 5.2	Perfil de la superficie libre del agua, canal izquierdo .....	119
Figura 5.3	Representación en 3D de la magnitud de las velocidades .....	120
Figura 5.4	Magnitud de velocidades en canal derecho (m/s).....	121
Figura 5.5	Magnitud de velocidades en canal izquierdo (m/s) .....	121
Figura 5.6	Magnitud de velocidades en aireador y cubeta, canal derecho (m/s) .....	122
Figura 5.7	Magnitud de velocidades en aireador y cubeta, canal izquierdo (m/s).....	122
Figura 5.8	Líneas de corriente representando la magnitud de velocidad.....	123
Figura 5.9	Líneas de corriente, vista hacia aguas arriba .....	123
Figura 5.10	Representación de vectores de velocidad.....	124
Figura 5.11	Vectores de velocidad, vista hacia aguas arriba.....	124
Figura 5.12	Presiones sobre el vertedor, canal derecho (mca) .....	126
Figura 5.13	Presiones sobre el vertedor, canal izquierdo (mca).....	126
Figura 5.14	Magnitud de presiones en aireador y cubeta, canal derecho (mca).....	127
Figura 5.15	Magnitud de presiones en aireador y cubeta, canal izquierdo (mca) .....	127
Figura 5.16	Presiones sobre la plantilla, canal derecho (mca) .....	129
Figura 5.17	Presiones sobre la plantilla, canal izquierdo (mca).....	129
Figura 5.18	Plantilla, perfil y presiones sobre la plantilla, canal derecho (mca) .....	130
Figura 5.19	Plantilla, perfil y presiones sobre la plantilla, canal izquierdo (mca).....	130
Figura 5.20	Comparación de tirantes, modelo numérico y físico, canal derecho .....	132
Figura 5.21	Comparación de tirantes, modelo numérico y físico, canal izquierdo.....	132
Figura 5.22	Variación de tirantes en modelo numérico.....	133
Figura 5.23	Variación de tirantes en modelo físico .....	133
Figura 5.24	Variación de velocidades en modelo numérico .....	135
Figura 5.25	Variación de velocidades en modelo físico.....	135
Figura 5.26	Obra de excedencias de la presa Netzahualcóyotl, condiciones originales .....	136
Figura 5.27	Geometría de la obra de excedencias.....	137
Figura 5.28	Arreglo definitivo de mallado del modelo numérico .....	137
Figura 5.29	Discretización del arreglo de mallado del vertedor de emergencia .....	138
Figura 5.30	Condiciones de frontera para los bloques de malla .....	139
Figura 5.31	Modelación numérica con el arreglo original .....	140

Figura 5.32 Modelación numérica con condiciones originales.....	140
Figura 5.33 Funcionamiento hidráulico en condiciones originales modelo numérico y físico ...	141
Figura 5.34 Comparación de líneas de corriente geometría original y actual .....	142
Figura 5.35 Simulación de vertedor de emergencia, condiciones originales.....	143
Figura 5.36 Simulación de vertedor de emergencia, arreglo definitivo .....	143
Figura 5.37 Magnitud de velocidades, condiciones originales .....	144
Figura 5.38 Magnitud de velocidades, arreglo definitivo .....	144

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Criterios para la prevención de daños por cavitación (Falvey H. , 1983) .....	23
Tabla 2.2 Daños de cavitación (ASCE /USCOLD, 1975, Chanson, 1988, Falvey, 1982, Kells y Smith, 1991) .....	32
Tabla 3.1 Datos del vertedor de servicio .....	36
Tabla 3.2 Datos del vertedor de emergencia.....	56
Tabla 3.3 Perfil hidráulico sobre el canal (SDH-CFE, 2013).....	63
Tabla 3.4 Cálculo del perfil hidráulico (SDH-CFE, 2014).....	68
Tabla 3.5 Perfil hidráulico y coeficiente de cavitación (Criterio de Echávez) (SDH-CFE, 2014).	69
Tabla 3.6 Perfil hidráulico y coeficiente de cavitación (criterio de Thoma) (SDH-CFE, 2014) ....	71
Tabla 3.7 Escalas del modelo físico .....	81
Tabla 3.8 Sobreelevación en ambos canales del vertedor de emergencia .....	88
Tabla 3.9 Geometría de deflectores laterales.....	88
Tabla 3.10 Velocidades en modelo físico, canal derecho .....	92
Tabla 3.11 Velocidades en modelo físico, canal izquierdo .....	92
Tabla 3.12 Tabla de tirantes en ambos canales .....	94
Tabla 4.1 Discretización de mallado numérico .....	112
Tabla 5.1 Comparación de velocidades en modelo físico y numérico, canal derecho .....	134
Tabla 5.2 Comparación de velocidades en modelo físico y numérico, canal izquierdo.....	134
Tabla 5.3 Índices de cavitación incipiente (Echávez, 1979).....	145





# **CAPÍTULO 1**

## **INTRODUCCIÓN**



## 1 Introducción

En la actualidad existen varios métodos para evaluar el comportamiento hidráulico de las grandes obras, en las que destacan las modelaciones físicas, sin embargo hay parámetros los cuales no son muy representativos en la modelación física debido al efecto de la escala. Para poder analizar los parámetros que no pueden ser representados de forma adecuada es recomendable la aplicación de un modelo numérico.

Este trabajo presenta el estudio del funcionamiento hidráulico del vertedor de emergencia de la presa Netzahualcóyotl a través de la aplicación del software FLOW-3D, el cual es muy reconocido por su capacidad de simulación de fluidos a superficie libre en tres dimensiones, principalmente en obras hidráulicas.

El río Grijalva en México, es la segunda corriente en importancia en cuanto a escurrimiento con un volumen medio anual de 30 000 millones de m<sup>3</sup> y el mayor en potencial hidroeléctrico instalado en México. En su desembocadura se une con el río Usumacinta que es el principal río de México; el escurrimiento medio anual de ambos es en promedio de 125 000 Mm<sup>3</sup> (Marengo, 2003).

Desde el punto de vista de regulación, sólo se han construido presas en el Grijalva, los ríos Usumacinta y el río de La Sierra escurren libremente.

El complejo hidroeléctrico del río Grijalva fue construido por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) en el estado mexicano de Chiapas con el objeto de regular avenidas y generar energía eléctrica; está compuesto por cuatro presas; de aguas arriba hacia aguas abajo son: La Angostura (1975), Chicoasén (1980), Malpaso (1969) y Peñitas (1987) (Figura 1.1). De estas presas solo La Angostura y Malpaso fueron diseñadas para regular avenidas. El sistema hidroeléctrico Grijalva, el más importante del país porque produce el 52 por ciento de la energía hidroeléctrica utilizada en el territorio nacional (Marengo, 2003).

Con el propósito de controlar sus avenidas, la Secretaria de Recursos Hidráulicos construyó en el periodo de 1959 a 1964 la presa Netzahualcóyotl en el sitio denominado Malpaso. La Comisión Federal de Electricidad construyó una planta hidroeléctrica para aprovechar el almacenamiento proporcionado por la presa (IPESA, 1978).

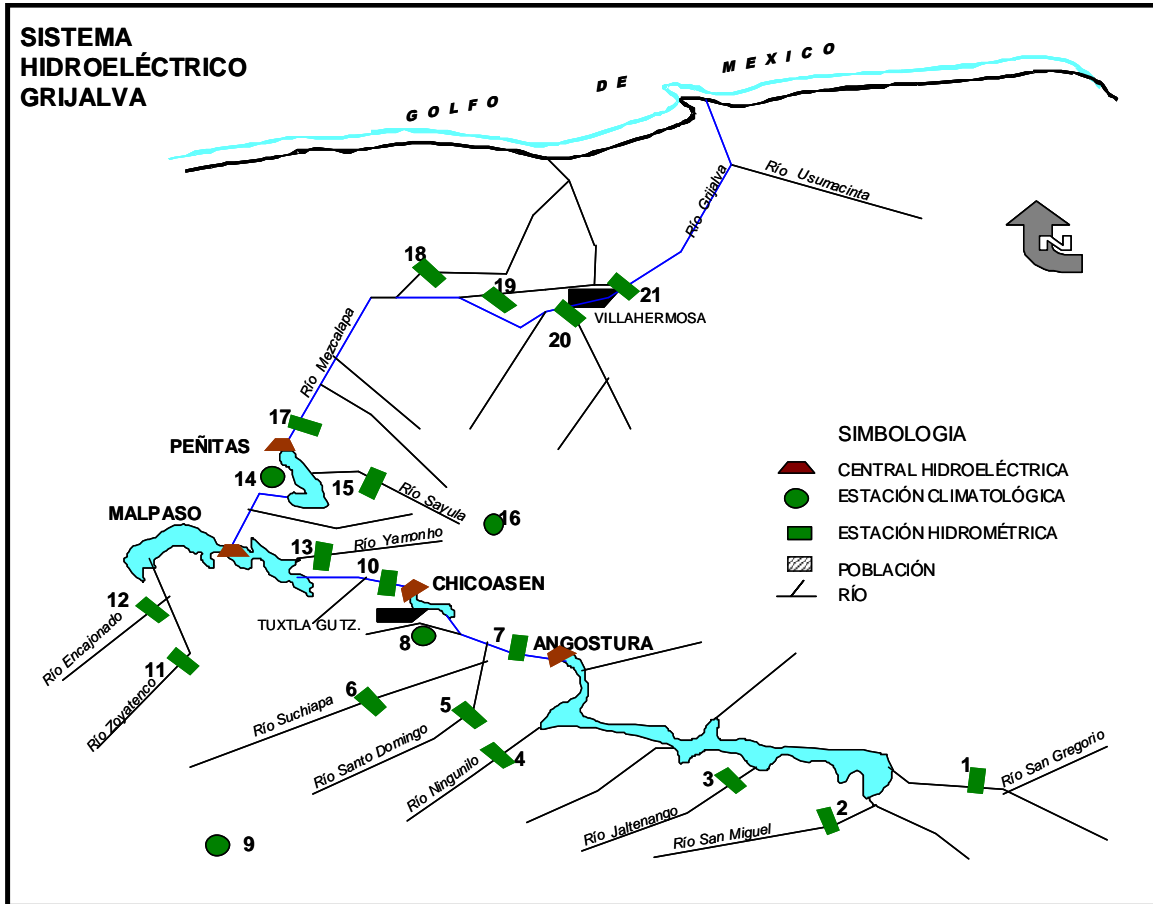


Figura 1.1 Sistema hidroeléctrico Grijalva

En 1960 el Presidente Adolfo López Mateos dio la orden de iniciar la que entonces iba a ser la mayor obra hidráulica de Iberoamérica; una presa capaz de almacenar 13 000 millones de m<sup>3</sup> de agua. La obra iba a producir energía para infinidad de poblaciones de los estados de Tabasco, Chiapas, Veracruz y Puebla (CFE, 1980).

La Central Hidroeléctrica Malpaso, que utiliza el agua de la presa Netzahualcóyotl para la generación de energía, fue construida entre 1959 y 1964 por la compañía Raudales, conformada por un consorcio de siete compañías. Se localiza en el municipio de Tecpatán, en el estado de Chiapas, en un estrechamiento del río Grijalva denominado Raudales de Malpaso, localizado a 2,50 km aguas abajo de la confluencia de los ríos La Venta y Grijalva, aproximadamente a unos 125 km de la Cd. de Villahermosa, Tab., y fue la primera construida sobre el río Grijalva (CFE, 2011).

Los propósitos de la presa consisten en:

- a) Riego complementario en el futuro de 350 000 ha, en la región de la Chontalpa, Tab.
- b) Generación de 2 754 millones de KWh anuales, de energía eléctrica en la planta de Malpaso.
- c) Control de avenidas.
- d) Mantenimiento de niveles adecuados para navegación.
- e) Otros usos secundarios.

La obra de excedencias está ubicada en la margen izquierda del río y está compuesta por dos vertedores, en su origen llamados obra de control y de excedencias, los cuales actualmente se denominan de servicio y de emergencia respectivamente.

El vertedor de servicio cuenta con una rápida de sección trapecial en eje recto que termina en un tanque amortiguador con un canal de descarga al río; el vertedor de emergencia descarga en un canal de eje curvo con pendiente variable que termina en una cubeta tipo salto de esquí rematada en un dentellón profundo.

Se aceptaron dos vertedores, con el objeto de tener flexibilidad en la operación en casos de necesitar efectuar reparación en uno de ellos, ya que la relación del escurrimiento medio anual del río, comparada con la capacidad de la presa, era muy alta, lo que significaba un trabajo de mucha frecuencia para estas estructuras (CFE, 2011).

Los gastos de diseño originales de los vertedores de servicio y de emergencia eran de 11 100 y 10 650 m<sup>3</sup>/s, respectivamente. Con la construcción de la presa La Angostura, se aumentó la elevación considerada como NAMO y, en estas condiciones, según cálculos hechos por el Instituto de Ingeniería de la UNAM en el año 2000, el gasto máximo de entrada es de 18 023 m<sup>3</sup>/s con una duración de 60 días y un volumen de 11 794 Mm<sup>3</sup>, por lo que el gasto de descarga de los vertedores ahora es de 10 500 m<sup>3</sup>/s, para cumplir con los criterios de riesgo usuales para la seguridad de una presa como esta. Ambos vertedores presentan problemas serios de funcionamiento y requieren de modificaciones mayores (González, 2012).

De acuerdo a la última revisión hidrológica, el gasto pico de salida correspondiente a la avenida con  $T_r=10\ 000$  años, es de 16 450m<sup>3</sup>/s, lo que representa tener una descarga de 7 050 y 9 400 m<sup>3</sup>/s en los vertedores de servicio y emergencia respectivamente.

El vertedor de servicio tiene problemas debido a altas velocidades de llegada al fondo del tanque amortiguador (Figura 1.2), una longitud escasa, del orden de la mitad de la necesaria, y con esto un volumen de agua escaso para la disipación de la energía; debido a lo mencionado se ha considerado que se puede operar por seguridad sólo hasta unos 2 000 m<sup>3</sup>/s, después de las pruebas del año 2008 (González, 2012).



**Figura 1.2 Operación del vertedor de servicio, mayo 2008.  $Q=1\ 797\ \text{m}^3/\text{s}$  (Camacho, 2008)**

Las razones por las cuales fue necesaria la intervención técnica para mejorar el funcionamiento hidráulico del vertedor de emergencia de la presa Netzahualcóyotl fueron las siguientes:

- El vertedor presenta problemas en el flujo de llegada a las compuertas, debido principalmente a la geometría del tajamar, lo cual genera una depresión que a su vez provoca que en las compuertas cercanas a éste se tenga una menor carga y en las compuertas que están más alejadas se tengan que soportar fuerzas de torsión.
- El flujo en la rápida no es uniforme, el volumen de agua se concentra en la margen izquierda del canal de la rápida, como se puede apreciar en la Figura 1.3, generando una sobreelevación del tirante en esta margen, ello debido en parte a las condiciones de

entrada a la zona de control y en mayor medida a la curva horizontal y vertical que sigue la traza del canal de descarga. Con esta concentración del flujo en la margen izquierda, con el flujo y velocidades mucho menores en la margen derecha de la rápida y debido a que el ángulo del salto de esquí de la salida es de  $45^\circ$ , resulta en que el gasto de despegue es muy alto, cercano a los  $3\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$  (II, 2012). Esta concentración de flujo en la margen izquierda provoca además que la energía se concentre en un menor espacio y se complique la disipación.

- La condición de un gasto de despegue alto significa que para gastos menores, es decir los gastos más recurrentes en la operación de las centrales; la descarga del vertedor, al no despegarse de la cubeta deflectora, incide sobre el pie de la estructura, llevándola a una condición riesgosa por efecto de la socavación.
- La disipación de la energía ocurre por el choque del chorro contra el suelo rocoso. Cuando descargó el vertedor hubo un arrastre de materiales donde caía el chorro.

Con lo anterior, la presa cuenta con una capacidad de desalojo por los vertedores menor a una quinta parte de la recomendable, lo que hace urgente y de la mayor importancia modificar los vertedores para poder descargar los  $10\ 500\ \text{m}^3/\text{s}$  con seguridad para la presa y sus estructuras (González, 2012).



**Figura 1.3 Operación del vertedor de emergencia,  $Q=2\ 800\ m^3/s$  (SRH, 1976)**

Hoy en día existen varias herramientas las cuales sirven de apoyo para la modelación numérica en una, dos y tres dimensiones. La modelación numérica permite tener una representación más real de los fenómenos hidráulicos, debido a que éstos no son afectados por la escala del modelo.

En las etapas de diseño y planificación de las estructuras hidráulicas, las decisiones técnicas para evaluar el comportamiento del flujo a menudo están basadas en modelos físicos. Sin embargo, ingenieros e investigadores están integrando cada vez más la dinámica de fluidos computacional (CFD) en el proceso. La calibración y validación de los modelos numéricos con datos experimentales o de prototipo es muy importante, de hecho esencial. Esto es realmente importante para asegurar una correcta modelación y para proporcionar un nivel de confianza alto en su aplicación.

El modelo numérico deberá ser capaz de reproducir adecuadamente los fenómenos que se quieren analizar y las variables que influyen sobre los mismos. El problema se plantea en la



forma de llevar a cabo la solución del modelo numérico, de manera que el modelo se asemeje en comportamiento al prototipo al que quiere representar. Así mismo, las modificaciones realizadas en un modelo numérico respecto al prototipo tienen un costo mucho más reducido y permiten la evaluación de diferentes alternativas buscando la optimización costo-funcionamiento del prototipo.

Dentro de las herramientas más conocidas para modelación numérica se encuentran: HEC-RAS para la modelación en una dimensión, el Mike 21 para la modelación en 2D usado con éxito en estudio de inundaciones de cuencas y llanuras y el FLOW-3D utilizado principalmente en el estudio en tres dimensiones de obras hidráulicas, mismo que será utilizado para realizar las simulaciones numéricas en este trabajo (Álvarez, 2014).

### **1.1 Objetivo**

Realizar la modelación numérica del vertedor de emergencia de la presa Netzahualcóyotl, validándola mediante mediciones del modelo físico con la finalidad de analizar su funcionamiento hidráulico con las medidas de mitigación adoptadas. Así mismo, conocer el grado de correlación entre los resultados de la modelación numérica y los arrojados por el modelo físico, y así; conocer la confiabilidad de la utilización de estas técnicas de modelación numérica para diseñar, revisar y mejorar el diseño de obras hidráulicas.

### **1.2 Descripción del contenido**

Este trabajo presenta el estudio en modelo numérico del funcionamiento hidráulico del vertedor de emergencia de la presa Netzahualcóyotl, Chiapas, mediante la aplicación del software FLOW-3D, el cual tiene la capacidad de simular flujos a superficie libre en tres dimensiones.

El funcionamiento hidráulico con la geometría original fue deficiente, por lo tanto, se realizó la modelación numérica considerando las medidas de mitigación propuestas (colocación de un muro central divisorio, peralte a lo largo de ambos canales, un aireador en cada canal, deflectores laterales, transición de 0,25:1 en la cubeta de lanzamiento) con la finalidad de conocer el funcionamiento hidráulico con el nuevo diseño.

El trabajo está integrado por seis capítulos, organizados como a continuación se describe:

## **Capítulo 2. Antecedentes**

Este capítulo engloba lo relacionado al fenómeno de cavitación. Se presenta su definición, la descripción del fenómeno, su localización y los métodos de predicción, abordando la aireación y sus diferentes tipos. Por último, se presentan ejemplos de obras hidráulicas que han presentado daños por cavitación.

## **Capítulo 3. Presa Netzahualcóyotl y descripción del modelo físico**

El tercer capítulo es una descripción de la obra de excedencias de la presa Netzahualcóyotl, enfocada principalmente al vertedor de emergencia, en condiciones originales y con las medidas de mitigación que se han propuesto y recién terminado de construir. Posteriormente, se describe el modelo físico del mismo vertedor, construido en el Laboratorio de Hidráulica de la Comisión Federal de Electricidad, utilizado para la validación y comparación de los resultados del modelo numérico.

## **Capítulo 4. Modelación Numérica**

El capítulo cuatro comprende lo relacionado al proceso de la modelación numérica del vertedor de emergencia. Se describen los tipos de modelos matemáticos con base en su dimensionamiento y su método de cálculo.

El estudio comprende una representación precisa de cada uno de los componentes del vertedor de emergencia mediante una herramienta CAD (Diseño Asistido por Computadora). También fue necesario obtener información del estudio hidrológico correspondiente, como es el gasto de diseño de la obra en estudio y los detalles topográficos de la zona de interés para realizar el modelo tridimensional.

Posteriormente, se presentan las diferentes etapas de la Dinámica de Fluidos Computacional realizadas, como es el pre proceso, proceso y el pos proceso de resultados utilizando FLOW-3D.

## **Capítulo 5. Análisis de resultados**

Este capítulo contiene los resultados obtenidos del modelo numérico. Se describe el proceso de obtención de los resultados y su manejo con herramientas de cálculo para presentar de manera gráfica los perfiles, velocidades, presiones dinámicas y presiones en la plantilla para cada canal. Los resultados obtenidos del modelo numérico se comparan con los arrojados por

el modelo físico, obteniendo el grado de correlación entre ambos con la finalidad de conocer la confianza de estas técnicas para diseñar, revisar y mejorar el diseño de obras hidráulicas. Posteriormente, con los datos obtenidos de la modelación, se presenta el análisis de cavitación para cada canal del vertedor de emergencia.

### **Capítulo 6. Conclusiones**

Finalmente, en el capítulo seis se presentan los efectos positivos en el funcionamiento hidráulico del vertedor de emergencia respecto a las medidas de mitigación propuestas por la CFE y las conclusiones derivadas de la modelación numérica realizada en este trabajo de tesis y recomendaciones para las futuras líneas de investigación que surgen de este trabajo.



# **CAPÍTULO 2**

## **ANTECEDENTES**



## **2 Antecedentes**

Los vertedores son estructuras utilizadas como obras de control y excedencias en las presas. El vertedor es una parte fundamental en el diseño y construcción de una presa. Mientras muchos vertedores trabajan sólo algunas veces durante su vida útil, y frecuentemente con descargas considerablemente menores que las de diseño, otros son operados prácticamente a su capacidad de diseño con relativa frecuencia. Los vertedores en presas de mediana a alta caída pueden experimentar velocidades del flujo de 15 a 20 m/s, y algunos de ellos pueden alcanzar velocidades de hasta 50 m/s. Debido a la rugosidad inherente a la superficie y a las deformidades geométricas usualmente asociadas con las estructuras de concreto, tales vertedores (canales y túneles) pueden ser susceptibles a sufrir daños por cavitación. Dada la gran importancia de los vertedores y sus conductos de descarga, y la necesidad de que éstos trabajen con toda seguridad, se deben prevenir los efectos destructivos del daño por cavitación en estas estructuras o, al menos, se debe minimizar la probabilidad de su ocurrencia.

En obras hidráulicas de alta caída, un factor que limita su diseño, y que representa un grave problema para su operación y mantenimiento, es la erosión de las superficies expuestas a flujos de alta velocidad. Dicha erosión se debe a la cavitación. En la mayoría de los casos, el daño es progresivo y al alcanzar ciertas dimensiones, el impacto del agua en la zona erosionada y las subpresiones que esto causa bajo los recubrimientos, hace que los daños aumenten rápidamente, en tal forma que plantean situaciones críticas que pueden poner en peligro toda la obra.

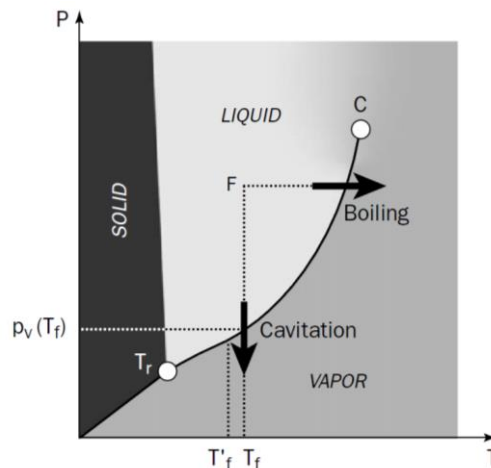
Debido a la complejidad del fenómeno, es indispensable la utilización de computadoras que resuelvan modelos matemáticos complejos, los cuales son necesarios para la comprensión del fenómeno.

### **2.1 Definición de cavitación**

La cavitación es un fenómeno que consiste en la formación de cavidades llenas de vapor de agua dentro del flujo, esto sucede cuando se presentan presiones negativas iguales o menores que la presión de vaporización del fluido. Las cuales al implotar pueden causar grandes daños al concreto de las obras hidráulicas, en particular a los vertedores de las presas (Arreguín, 2005).

### 2.1.1 Diagrama de fase

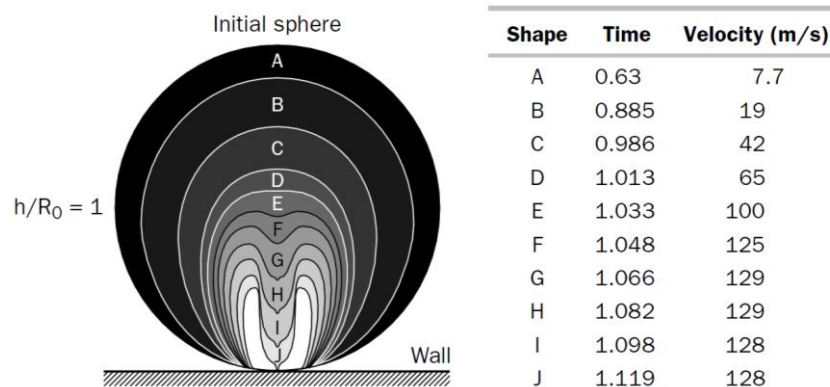
En la mayoría de los casos (en particular con agua fría), sólo una cantidad relativamente pequeña de calor es requerida para la formación de un volumen significativo de vapor. El líquido circundante (la fuente de calor para la vaporización) solo muestra un menor cambio de temperatura. El diagrama de fases es prácticamente isotérmico, ver Figura 2.1 (Franc & Michel, 2004).



**Figura 2.1 Diagrama de fase (Franc & Michel, 2004)**

### 2.1.2 El colapso de una burbuja cerca de una pared

La Figura 2.2 presenta los resultados de cálculo de Plesset y Chapman (1971) para una burbuja de 1 mm de radio inicial cuyo centro está inicialmente a 1 mm de la pared. Durante el colapso, la interfaz cerca de la pared tiende a aplanarse mientras que se desarrolla un hueco en la cara opuesta con un cambio en la curvatura a muy alta presión. Por último, el chorro penetra la burbuja y golpea la pared (Franc & Michel, 2004).



**Figura 2.2 Resultados numéricos de Plesset y Chapman (1971) por el colapso de una burbuja cerca de una pared**



## **2.2 Descripción del fenómeno en obras de excedencias**

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 (Echávez, 1979).

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

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 implosión, una reducción violenta de volumen del orden de 100 a 1 000 veces, en milésimas de segundo, al pasar la burbuja del estado gaseoso al líquido. Si esto sucede cerca de una frontera rígida, inducirá esfuerzos muy altos, hasta de 10 000 kg/cm<sup>2</sup>, que al repetirse continuamente desprenderá material, aun en superficies de acero (Arreguín, 2005).

En una obra hidráulica puede presentarse erosión por cavitación ante cualquier cambio de dirección, atrás de un obstáculo, o debido a la rugosidad de la superficie sobre la cual ocurre el flujo de alta velocidad. Este último caso puede ser el más crítico, debido a las grandes áreas que sería necesario si se quieren evitar perjuicios, además debe tenerse en cuenta que una vez que el daño se inicia, el mismo sirve de obstáculo para acelerar el proceso de erosión (Arreguín, 2005).

## **2.3 Localización del fenómeno**

En un vertedor, las regiones de baja presión pueden ser el resultado de la separación del flujo de alta velocidad de la superficie del vertedor. La separación puede presentarse en discontinuidades del vertedor (tales como juntas de construcción) o en irregularidades de la superficie (como protuberancias y depresiones) debidas a un mal acabado. De acuerdo con algunas investigaciones, se ha observado que protuberancias con una altura de 8 mm pueden ser suficientes para conducir a daños por cavitación en flujos de alta velocidad. Debido a que los vertedores son construidos de concreto, estas irregularidades de la superficie son prácticamente imposibles de eliminar. También se ha visto que se pueden presentar problemas

por cavitación debido a cambios bruscos de dirección (curvas horizontales y verticales) o de pendiente, Figura 2.3.

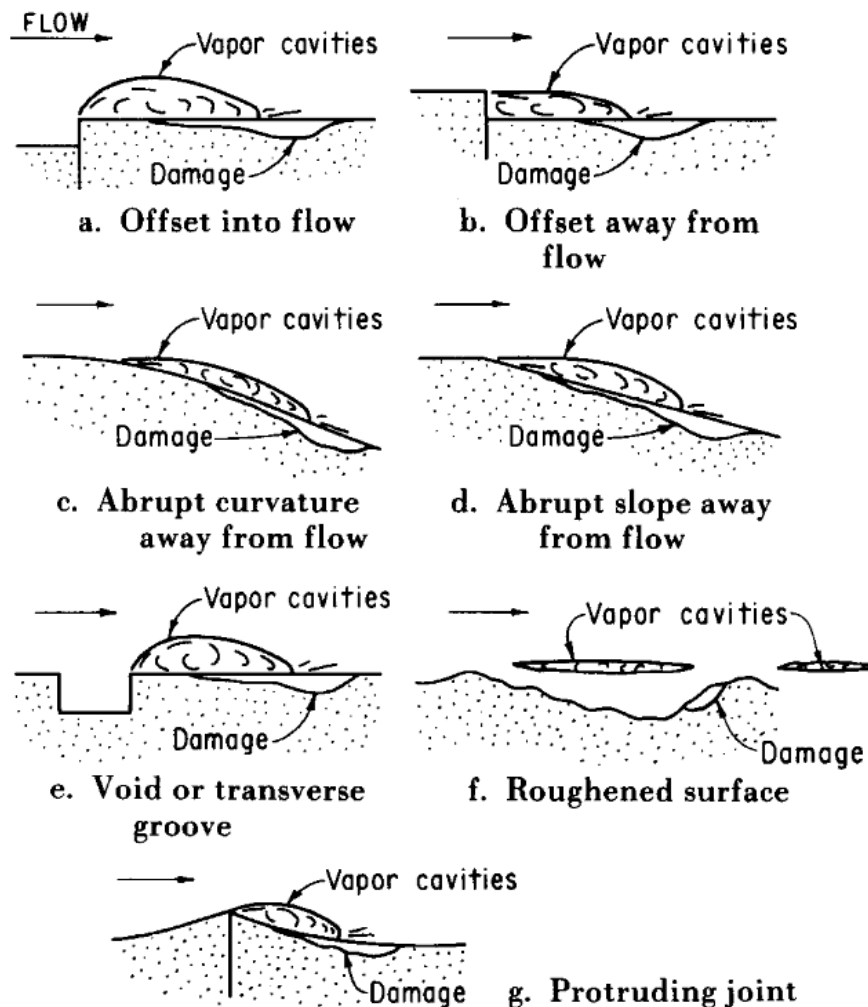


Figura 2.3 Elementos de rugosidad aislados típicos que se encuentran en estructuras hidráulicas (Falvey, 1990)

## 2.4 Métodos de predicción

Para efectos de diseño o revisión de obras ya construidas es necesario contar con métodos de predicción, que permitan saber si la obra es susceptible a daños por cavitación. Existen varios métodos para predecir posibilidades de cavitación en irregularidades aisladas como los de Shalnev K.K., 1951; Holl J.W., 1965; Echávez G., 1971, 1979, entre otros. A continuación se comentan algunos de ellos (Arreguín, 2000).

Echávez propuso como método valuar el índice local de cavitación, para una superficie sujeta a ciertas condiciones hidráulicas, y compararlo con el índice de cavitación local incipiente, obtenido en el laboratorio para situaciones similares (Arreguín, 2005).

El método de Falvey, sirve para predecir daños por cavitación en túneles vertedores. A partir de datos de varias presas que han sido dañadas por cavitación, relacionó el tiempo de operación, el índice de cavitación y la posibilidad de daño, definiendo éste de la siguiente manera: daño incipiente es aquel en que aparecen pequeñas oquedades visibles sólo mediante inspección cuidadosa, daños mayores que son aquellos que tienen oquedades de profundidad mayor de 1.0 m y daños menores con oquedades entre los dos anteriores (Arreguín, 2005).

Falvey propuso calcular el chaflán o talud requerido para evitar cavitación. Así, el método consiste en determinar si para un tiempo acumulado de operación existe riesgo de daño, y con el índice de cavitación correspondiente seleccionar el chaflán adecuado.

De los métodos de predicción más prácticos para predecir en que zonas hay posibilidad de erosión por cavitación debida a superficies rugosas destaca el de Echávez 1979, que propuso valuar el índice local de cavitación  $\sigma_k$ , para una superficie sujeta a ciertas condiciones hidráulicas y compararlo con el índice de cavitación local incipiente,  $\sigma_{ki}$ , obtenido en el laboratorio para situaciones similares, si  $\sigma_{ki} > \sigma_k$ , existe la posibilidad de cavitación (Arreguín, 2005).

Para estimar la posibilidad de cavitación en cualquier punto de una obra, se sugiere utilizar el índice de cavitación local, calculado con la velocidad a la altura  $k$  (rugosidad de Nikuradse) de la pared. Al hacerlo se toma en cuenta la disminución de velocidad por la capa límite y el desarrollo de ésta a lo largo de la obra. Con lo anterior se logra diseñar los acabados en forma menos conservadora, así como acotar las zonas expuestas a daños por cavitación para su eventual protección (Echávez, 1979).

## **2.5 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 (Arreguín, 2005). Sin embargo, muchas veces al diseñar contra cavitación se llega a la proposición de difíciles acabados de realizar en campo, además el problema de los daños por cavitación puede representarse en obras ya construidas, y en este

caso también existen dos opciones, proteger las superficies afectadas incrementando su resistencia o tomar medidas que inhiban el fenómeno de cavitación. Inozemtsev en 1965, en una revisión bibliográfica 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, con el incremento de la resistencia a la compresión y a la tensión, con el vibrado del concreto o usando polvo de acero en la mezcla.
- b. Las recomendaciones sobre el tamaño máximo de los agregados del concreto son muy variables, Grunw W., 1960, recomienda 5 mm, Govinda R., 1961, 20 mm y Gainzburg T., 1959, 60 mm; se considera además que el mejor agregado para estos casos es el granito.
- c. Se puede proteger la superficie de concreto por medio de láminas de hule, sin embargo no existe forma de lograr buena adherencia entre las dos superficies, los recubrimientos se han hecho con base en pinturas que incrementan la vida del concreto de 3 a 20 veces, y su resistencia es de 10 a 20 veces menor que la de las láminas de acero.
- d. La resistencia del concreto plástico hecho a base de resinas epóxicas y sin agregados, o con agregados de acero, es de 1,8 a 2,0 veces menor que la del acero al carbono, mientras que el concreto hecho a base de resinas de cloruro de polivinilo, PVC, fue 1,5 veces más resistente que el acero dulce.

## 2.6 Aireación

Este fenómeno es una alternativa como prevención del daño por cavitación tiene que ver con la amortiguación de los efectos del colapso de las burbujas permitiendo la entrada de aire al flujo de alta velocidad. Esta técnica parece ser particularmente útil cuando la velocidad del flujo excede los 25 m/s.

De acuerdo con las investigaciones y experimentos realizados, la aireación es un procedimiento eficiente y de bajo costo, con el cual se elimina la necesidad de tratamientos especiales de las superficies de concreto, la necesidad de emplear mezclas especiales de concreto, y la preocupación de la formación de defectos en la superficie, pues si los aireadores se colocan en sitios adecuados, aunque se formen irregularidades la superficie no cavitara.

Algunos investigadores indican que es la dispersión del aire inyectado en la región en la que se origina la cavitación lo que suprime el crecimiento de las cavidades y además provee un efecto amortiguante. Otros establecen que es el fuerte incremento en la compresibilidad del líquido lo que permite absorber el impacto debido al colapso de las burbujas sin dañar la superficie de

concreto. Está bien definido que la presencia de las burbujas de aire en un flujo cavitante sirve para reducir o eliminar el daño por cavitación.

En las obras hidráulicas con flujos de alta velocidad, el aire puede incluirse en el agua en forma natural o inducida.

### 2.6.1 Aireación natural

El proceso de atrapamiento de aire por los flujos de alta velocidad, se ha tratado de explicar mediante dos teorías: la de las estrías longitudinales y la del desarrollo de la capa límite.

Keller 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 flujo desarrollado, Figura 2.4. 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 proteger en forma natural la obra de cavitación (Arreguín, 2005).

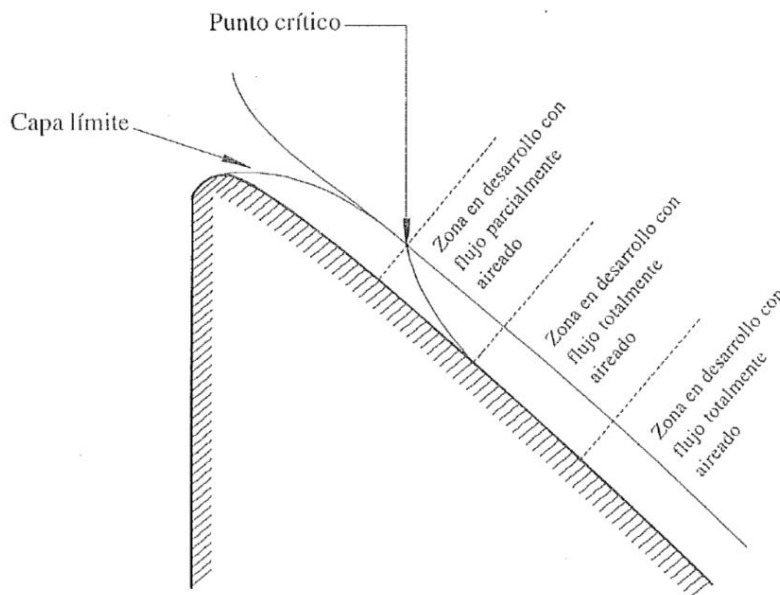


Figura 2.4 Estructura del flujo aireado (Keller, 1974)

### 2.6.2 Aireación inducida

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

## **2.7 Geometría de los aireadores**

En las Figuras 2.5 y 2.6, se presenta el esquema general de un aireador y la geometría de los principales tipos de dispositivos aireadores, y algunas formas de ventanas de aireación respectivamente. Como puede observarse; la ranura, el escalón y el deflector o una combinación de ellos, son las formas más comunes para lograr la separación del agua de la superficie del vertedor (Arreguín, 2005).

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

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

En cuanto a los deflectores puede decirse que introducen grandes cantidades de aire, son útiles para gastos considerables, pueden ser construidos 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 (Arreguín, 2005).

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

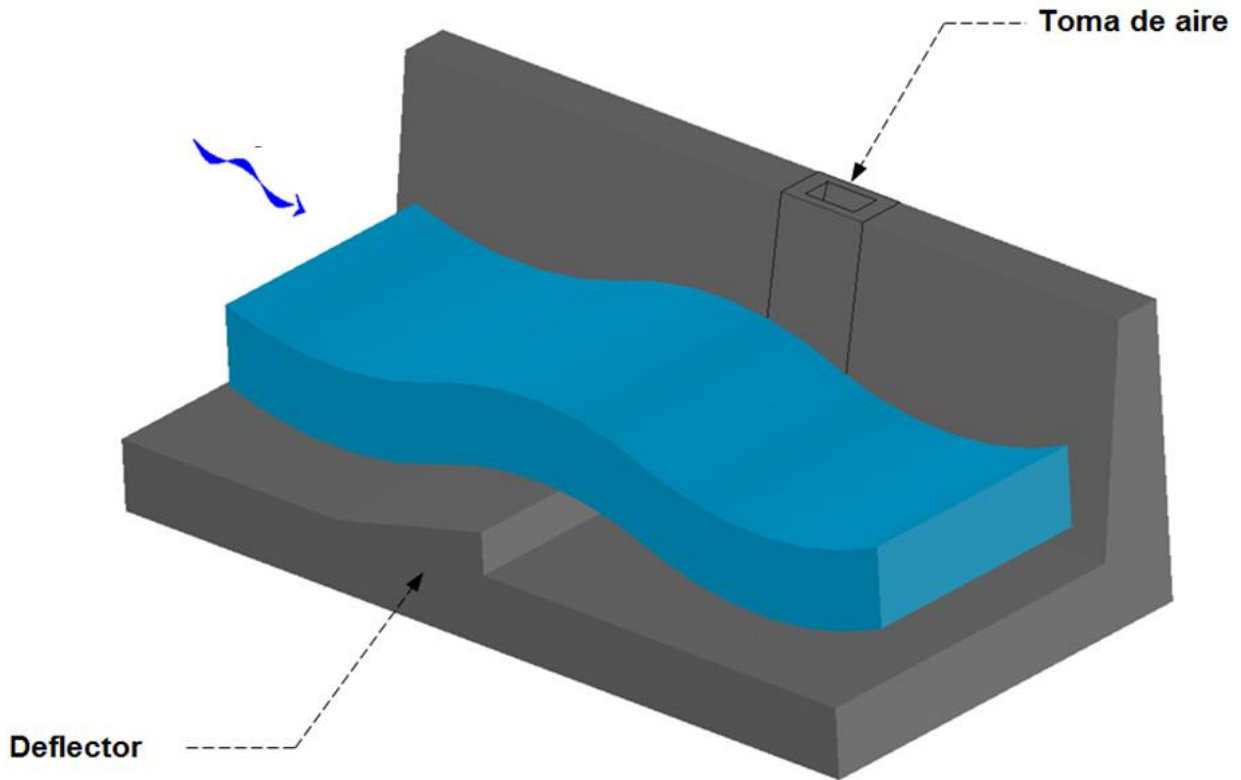


Figura 2.5 Elementos geométricos (Pinto N. L., 1982)

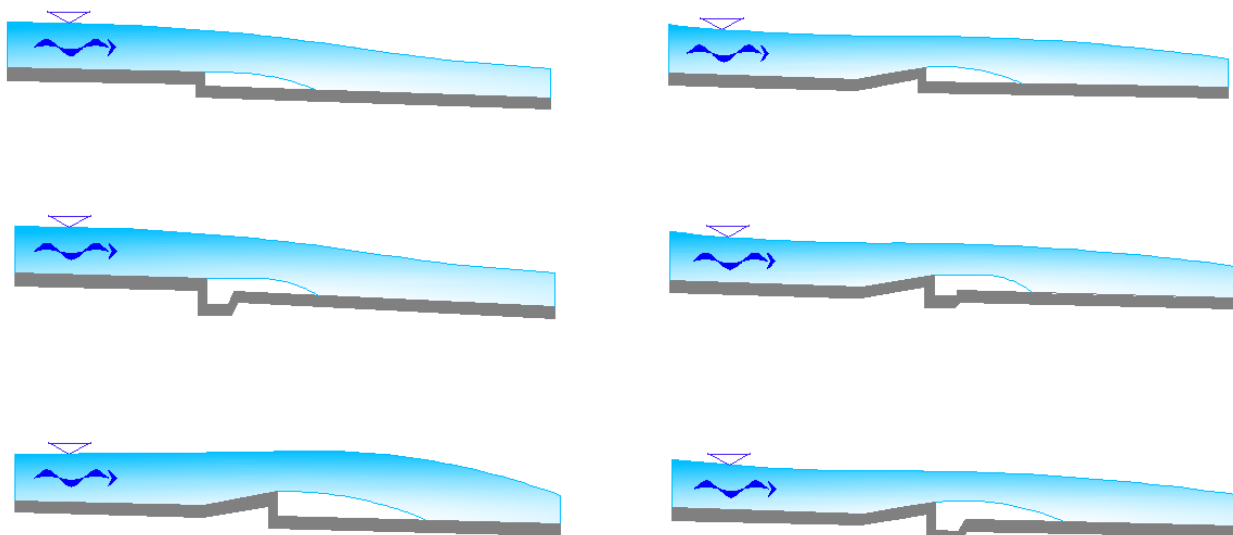


Figura 2.6 Tipos básicos de aireadores: escalones y deflectores (Pinto N.L., 1982)

## 2.8 Mecanismo de la aireación

La mejor descripción del funcionamiento de un aireador la han hecho Volkart P. y Rutchmann P., 1984; de acuerdo a su modelo, el flujo puede dividirse en cuatro zonas (Arreguín, 2005):

- 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. A su vez se subdivide en las siguientes zonas:
  - a. De cortante. En ésta los esfuerzos cortantes que actúan en las líneas de corriente inferiores son pequeños y el flujo es aún acelerado.
  - b. 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. De mezcla. Se presenta en la zona donde se produce el impacto del chorro contra la plantilla del canal.
- d) De desaireación. Es la zona donde el aire empieza a escapar del flujo debido a la flotación de las burbujas.

El comportamiento de la presión en la plantilla del canal bajo la cavidad, así como el cambio en la concentración de aire en las diferentes zonas se presenta en la Figura 2.7.

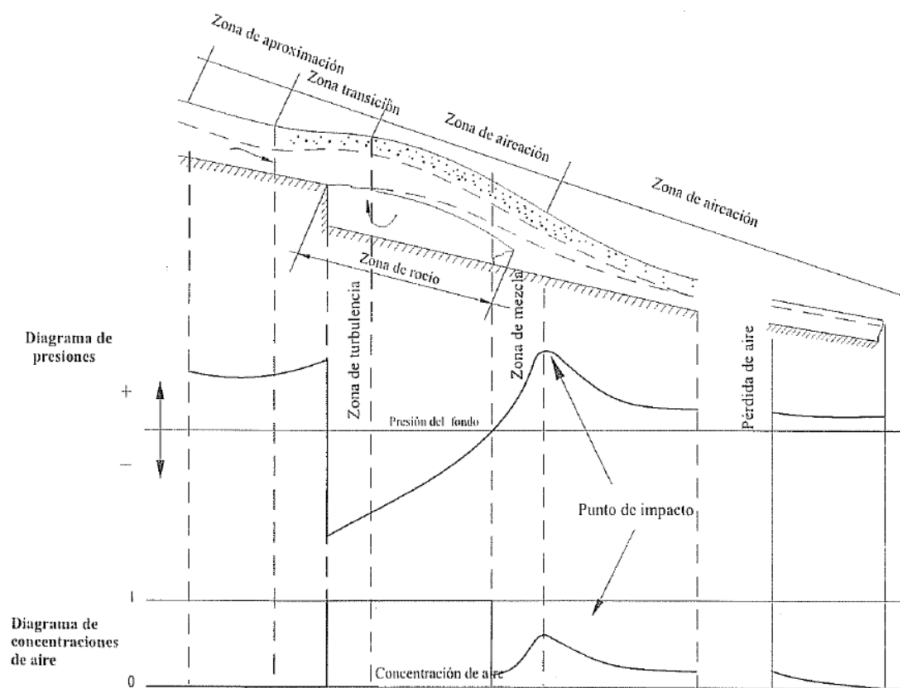


Figura 2.7 Funcionamiento de aireadores (Volkart P., 1983)



### 2.8.1 Identificación de la necesidad de un aireador

Algunos criterios, que pueden considerarse preliminares, fijan ciertos parámetros como indicativos de esta necesidad. Por ejemplo, velocidades en el flujo de más de 25 m/s en superficies de concreto con acabado pobre, o de 35 m/s en superficies con mejor acabado, pueden ser un primer indicio. Otro parámetro a considerar para establecer esta necesidad puede ser la operación del vertedor con caídas de más de 50 a 60 m. Aunque estos parámetros pueden ser útiles en determinada situación, se da un mejor acercamiento a esta cuestión realizando el estudio ya mencionado en los apartados anteriores, del potencial de cavitación de la estructura, calculando el índice de cavitación en varios puntos de la plantilla del vertedor y comparándolos con los índices de cavitación incipiente de los diferentes tipos de irregularidades que se puedan encontrar, y así decidir el tipo de diseño y construcción requeridos. Por otro lado, como se muestra en la tabla 2.1 (Kramer, 2004), también se han dado lineamientos generales para el diseño basados exclusivamente en el índice de cavitación.

**Tabla 2.1 Criterios para la prevención de daños por cavitación (Falvey H. , 1983)**

<b>Índice de cavitación</b>	<b>Requerimientos de diseño</b>
<p>&gt;1,80</p>	<p>No se requiere protección en la superficie del vertedor (la cavitación no representa ningún problema)</p>
<p>0,25-1,80</p>	<p>Basta con proteger la superficie de flujo mediante algún procedimiento que elimine las rugosidades más desfavorables (basta con llegar a las tolerancias especificadas)</p>
<p>0,17-0,25</p>	<p>La superficie de flujo puede ser protegida realizando algunas modificaciones en el diseño del perfil del vertedor o incluyendo dispositivos de aireación en el diseño.</p>
<p>0,12-0,17</p>	<p>La superficie de flujo puede ser protegida mediante la incorporación de dispositivos de aireación en el diseño.</p>
<p>&lt;0,12</p>	<p>Probablemente la superficie de flujo no pueda ser protegida contra la cavitación; se debe seleccionar un nuevo diseño del vertedor.</p>

## 2.8.2 Proceso de arrastre del aire

El proceso de transporte de una sola burbuja de aire en agua es la base para el arrastre de aire en conductos. Según Falvey y Ervine (1988), está influenciada por cuatro fuerzas principales: inercial, arrastre, flotabilidad, y las fuerzas de transporte remolino turbulento. Rutschmann (1986) encontró una dependencia del gradiente de presión no hidrostático de la velocidad de aumento de la burbuja, mientras que Kobus (1991) menciona una influencia de las nubes de burbujas en el proceso de transporte de burbuja única. La Figura 2.8 muestra las distintas fuerzas que actúan sobre una burbuja de aire en un flujo del canal.

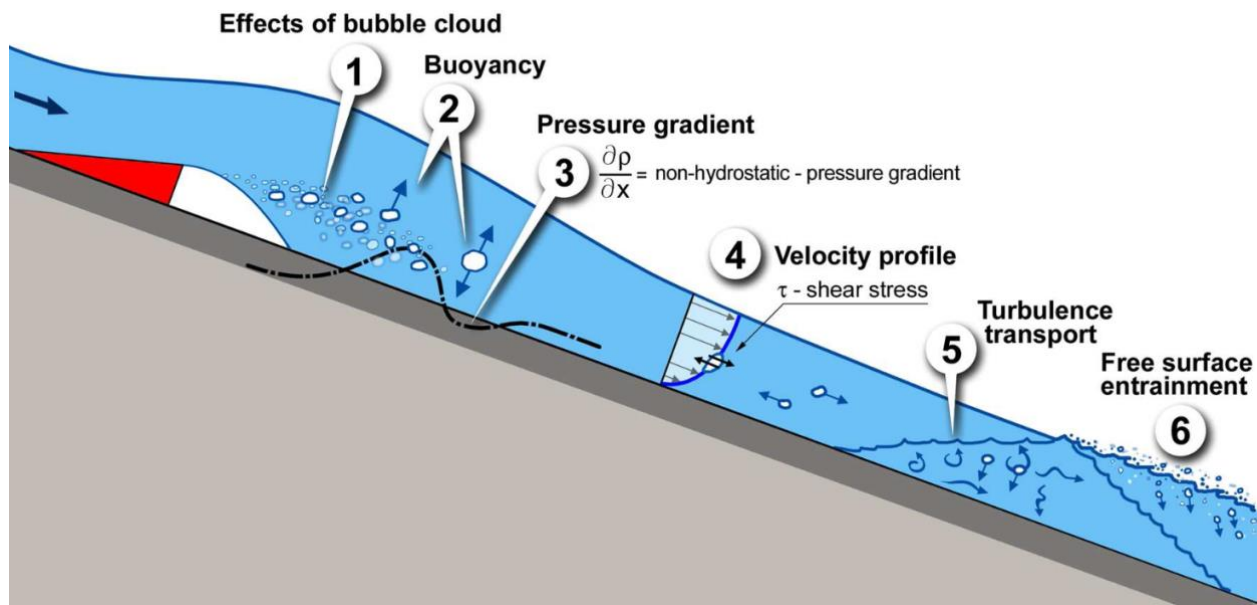


Figura 2.8 Movimiento de una burbuja aguas debajo de un aireador (Kramer, 2004)

## 2.8.3 Espaciamiento de los aireadores

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

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

## 2.9 Casos de cavitación en el mundo

Los vertedores y desagües de fondo son estructuras hidráulicas importantes para la seguridad de una presa. Debido a las altas velocidades combinadas con bajas presiones, la cavitación puede causar daños severos. Las altas velocidades del agua en los túneles vertedores han causado daños de erosión por cavitación, algunas de ellas importantes, principalmente aguas abajo del codo en donde se produce un cambio de dirección.

Ejemplos de daños mayores se observaron en la presa Karun en Irán en 1977 (Figura 2.9). Peterka (1953) menciona que una concentración media del aire entre  $C = 5\%$  a  $8\%$  reduce el riesgo de cavitación casi completamente. A lo largo de los últimos 50 años, diversos científicos han encontrado que una pequeña cantidad de aire en la parte inferior del conducto reduce significativamente el riesgo de daños por cavitación (Kramer, 2003).

Para inhibir los daños de erosión por cavitación, a partir de la década de los 60's se han estudiado y utilizado rampas y ranuras aireadoras en las zonas donde se habían presentado o donde se preveían daños de este tipo, como una forma económica y confiable de proteger los vertedores de alta caída. Algunas obras que actualmente cuentan con este sistema de aireación, están las obras de toma de las presas: Grand Coulee y Micca en EUA, Calacuccia en Italia; y en los vertedores en túnel de las presas: Yellowtail, Glen Canyon en EUA, Gurí en Venezuela, y Bratsk y Nurek en la URSS.

En la tabla 2.2 se presenta el resumen de los daños de cavitación en los vertedores y desagües de fondo en diferentes proyectos.



**Figura 2.9 Daños por cavitación en la Presa Karun, Irán**

**PRESA GLEN CANYON, E.U.A.**

La presa de Glen Canyon se encuentra sobre el río Colorado en Arizona. Se trata de una presa tipo arco, construida para proporcionar el flujo de agua necesario para la producción de energía en la cuenca superior del Colorado, formando el lago Powell, el segundo lago artificial más grande del país.

El diseño de la presa de Glen Canyon estaba basado en la presa Hoover, es decir, una presa de gravedad en arco, que se anclaba a ambos lados del cañón, penetrando la roca. Sin embargo, había una diferencia de vital importancia, y es que el entorno de Glen Canyon era predominantemente de roca caliza, mucho más blanda que en el entorno de la presa Hoover, de manera que se tuvieron que tomar decisiones con respecto a intentar una estructura más robusta con anclajes más fiables al terreno (Morris, 2012).

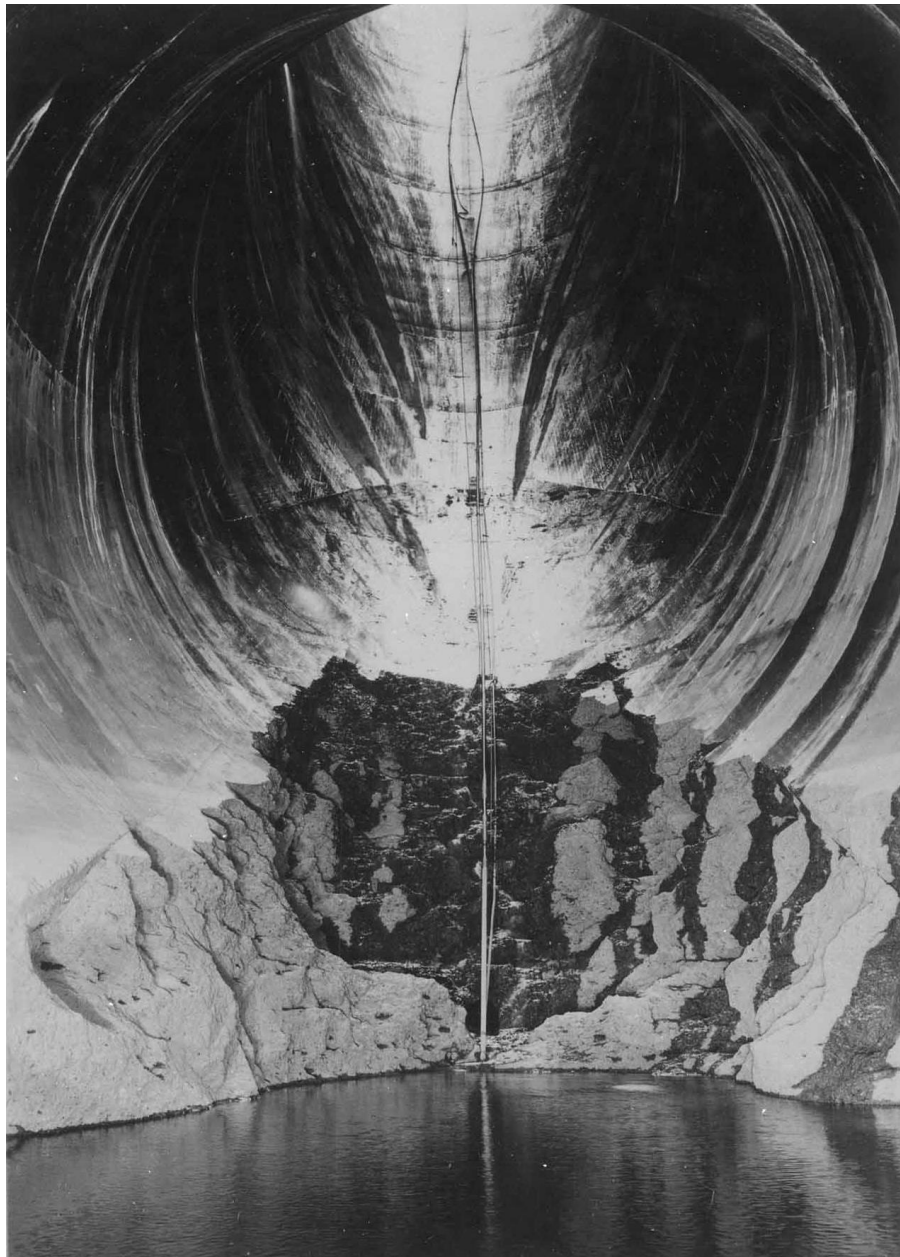
Cuando se produjeron las grandes inundaciones en el año 1983, los vertedores de la presa no resultaban suficientes, y a los pocos días, la presa por completo comenzó a vibrar de manera violenta. Se cerraron los vertedores para intentar revisar la parte interior de la presa y se descubrió que el flujo turbulento del agua producía burbujas que comenzaban a producir el fenómeno de cavitación. Este efecto provocaría una inminente ruptura frágil y bastante explosiva de la presa. La cavitación había destruido ya las conducciones hacia los vertedores, Figura 2.10. Se intentaron reparar los vertedores, pero no resultaba posible encontrar una solución adecuada, se utilizaron tableros de madera, posteriormente sustituidos por placas de acero para incrementar el nivel y reducir el flujo turbulento, de manera que pudiera producirse un desbordamiento, pero no una rotura grave. Posteriormente se abrieron nuevamente los vertedores y comenzó a salir el caudal más grande recordado en la historia de la presa. Afortunadamente, las inundaciones no se prolongaron y no hubo que recurrir a ningún tipo de solución técnica. Años después se realizaron refuerzos y reparaciones internas, reconstruyendo las partes dañadas, especialmente los vertedores, que aumentaron notablemente su sección (Morris, 2012).



**Figura 2.10 Túnel del vertedor de la presa Glen Canyon. Sep. 1983 (Falvey, 1990)**

**PRESA HOOVER, E.U.A.**

Los vertedores en la presa Hoover han operado dos veces, durante la prueba inicial en 1941 y durante el verano de 1983. En ambas ocasiones, los vertedores han experimentado cavitación en la transición del codo. Debido a estos sucesos, fueron colocados conductos de aireación inmediatamente después del daño en 1983, ver Figura 2.11.



**Figura 2.11 Daños en el vertedor de la Presa Hoover**

## **C .H. INFIERNILLO, MÉXICO**

La C. H. Infiernillo fue construida por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos para la Comisión Federal de Electricidad durante los años de 1961 a 1963 con la finalidad de aprovechar las aguas del río en generación eléctrica y control de avenidas; y desde el inicio de su operación, los vertedores en túnel han estado presentando erosiones debidas a la cavitación, estas erosiones han avanzado hasta causar graves daños, Figura 2.12, que han requerido reparaciones mayores en los túneles.

Una reseña de los daños que el flujo ha causado durante su funcionamiento, se presentan los ocurridos en 1964 y en 2013.

### **Funcionamiento de los vertedores en túnel, 1963**

Debido a retrasos en la construcción de la Presa, el agua tuvo que desalojarse únicamente por el túnel 5, observándose que para caudales mayores de  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  la turbulencia y la cantidad de aire incluido aumentaron en forma apreciable y se empezaron a escuchar ruidos desde la galería de drenaje 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  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  el aire arrastrado por el escurrimiento era importante y continuo. A principios de septiembre de 1964 se observaron pulsaciones en la corriente de aire, aumento de turbulencia y formación de ondas estacionarias en el interior del túnel. Para un gasto de  $1\ 000 \text{ m}^3/\text{s}$  el nivel del agua a la salida alcanzaba a la sección diametral del túnel. El 13 de septiembre se registró un incremento brusco de 1,5 m en el tirante y disminución en la velocidad superficial. Evidentemente el funcionamiento era anormal pero no podía ponerse fuera de servicio dado que continuaba el montaje de las compuertas radiales y los mecanismos de operación, concluyéndose los trabajos el 21 de septiembre. El 22 del mismo mes se interrumpieron las descargas del embalse para inspeccionar los vertedores.

### **Funcionamiento de los vertedores en túnel, 1965**

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 volumen estimado de la socavación fue de  $400 \text{ m}^3$ . Debido a los daños presentados por este túnel, durante los meses de agosto y septiembre el agua descargó por los túneles 4 y 5. Presentando erosiones superficiales.



**Funcionamiento de los vertedores en túnel, 2013**

En los días 14 al 20 de septiembre de 2013 por la presencia de los huracanes “Manuel” e “Ingrid”, se presentaron fuertes precipitaciones pluviales en la cuenca de la presa Infiernillo, produciendo el incremento de las aportaciones al vaso de la presa.

Las aportaciones al vaso de los diferentes afluentes, sumados oscilaron 18 y 23 y picos de hasta 36 000 m<sup>3</sup>/s, propiciando que el nivel del embalse se incrementara súbitamente de la cota 160,52 a la 170,88 (10,36 m), en 104 horas (4,33 días); lo que dio lugar a que se operaran los tres vertedores por 17 días (del 1 de septiembre al 2 de octubre de 2013), con gastos de entre 1 000 y 1 700 m<sup>3</sup>/s por vertedor. Esta operación originó daños en el interior de los 3 túneles, en la zona cercana al codo.

Los daños registrados en los tres túneles vertedores son muy similares, a partir del codo y en una longitud de 40 m.



**Figura 2.12 Daños importantes en uno de los túneles, C. H. Infiernillo**

**Tabla 2.2 Daños de cavitación (ASCE /USCOLD, 1975, Chanson, 1988, Falvey, 1982, Kells y Smith, 1991)**

<b>AÑO</b>	<b>PROYECTO</b>	<b>DAÑOS</b>
1941	Presa Boulder, Colorado, USA	Se presentan daños de cavitación durante pequeñas descargas del vertedor
1941- 1983	Presa Hoover, Arizona, USA	Daño inicial por cavitación en 1941, reparado y dañado nuevamente en 1983
1960	Presa Grand Coulee, USA	Daños de cavitación debido al cambio brusco de dirección del flujo
1964	Presa Palisades, Idaho, USA	Daños de cavitación aguas abajo de las compuertas
1966	Presa Aldea-Davila, Portugal	Daños de cavitación en el vertedor
1967	Presa Yellowtail, Montana, USA	Daños de cavitación en el revestimiento del vertedor debido a una pequeña irregularidad de la superficie (3 mm)
1967	Presa Tuttle Creek, Kansas, USA	La cavitación en la losa de concreto aguas abajo de una junta
1970	Presa Blue Mesa, Colorado, USA	Daños de cavitación en la estructura de salida
1970	Presa Clear Creek, Colorado, USA	Daños por cavitación en el concreto del conducto de salida
1972	Presa libby, Montana, USA	Daños de cavitación coincidiendo con grietas
1977	Presa Tarbela, Pakistan	Daños de cavitación en el vertedor debido a irregularidades de la superficie
1977	Presa Karun, Irán	Daños de cavitación en el vertedor principalmente por irregularidades en la superficie
1982	Presa Stampede, Nevada, USA	Daño del concreto en la estructura de salida
1983	Presa Glen Canyon, Colorado, USA	Grandes daños en el túnel del vertedor

# **CAPÍTULO 3**

## **PRESA**

### **NETZAHUALCÓYOTL: OBRA DE EXCEDENCIAS Y MODELO FÍSICO**



### **3 Presa Netzahualcóyotl: Obra de excedencias y modelo físico**

En este capítulo se presentarán los antecedentes de los vertedores de la presa Netzahualcóyotl y del funcionamiento hidráulico del vertedor de emergencia; así como sus medidas para mejorar el diseño para obtener un mejor funcionamiento hidráulico. Se abordará lo relacionado al modelo físico construido en el Laboratorio de Hidráulica de la Comisión Federal de Electricidad, así como la descripción las mediciones realizadas en el modelo físico, que fueron de utilidad para validar la simulación en 3D.

#### **3.1 Vertedor de servicio**

##### **3.1.1 Condiciones originales**

Se encuentra alojado entre el empotramiento izquierdo de la cortina y el vertedor de emergencia. El vertedor de servicio tiene tres compuertas radiales de 15 X 16,15 m operadas con mecanismos eléctricos desde el puente de operación, con cimacio de 45 m de longitud de cresta, descarga en una rápida de sección trapecial y de eje recto que termina en un tanque amortiguador con un canal de descarga al río.

El cimacio es de tipo Creager construido de concreto y provisto de dentellones amplios, para empotramiento en la roca de desplante, de 3,70 m de altura sobre el acceso, con su cresta inicialmente se encontraba en la elevación 163,69 m.

El canal de descarga es de sección trapecial, con ancho en la base de 51 m, taludes 0,25:1 y pendiente  $S = 0,34$ , revestido en su totalidad de concreto reforzado. Su eje es recto en planta y fue excavado, en la mayor parte de su longitud, en roca, con cortes hasta de 110 m, en talud de 0,25:1, dejándose bermas a las elevaciones 125,00; 150,00 y 175,00. Dispone de un profundo sistema de drenaje (CONAGUA, 1982-1994).

El tanque amortiguador está alojado al pie de la rápida o canal de descarga tiene una longitud, en el fondo de 120 m, con ancho de plantilla de 51 m a la elevación 70.00 y profundidad de colchón de 26 m, estando revestido de concreto en su totalidad. Descarga al río por un canal revestido en un tramo de 50 m, rematado con un dentellón de 13 m de profundidad.

En la Tabla 3.1 se presenta el resumen de los datos del vertedor de servicio en condiciones originales.

**Tabla 3.1 Datos del vertedor de servicio**

VERTEDOR DE SERVICIO	
Tipo	Canal a cielo abierto con tanque amortiguador
Elevación de la cresta	163,69 msnm
Elevación del asiento de la compuerta	162,63 msnm
Gasto máxima de descarga	11 100,00 m <sup>3</sup> /s
No. de compuertas	3
Dimensiones (ancho x alto)	15,00 x 16,15 m.
Peso de cada compuerta	105,00 Ton
Elevación del canal de llamada	160,00 msnm
Dimensiones del tanque amortiguador	Longitud = 120,00 m; Ancho de plantilla = 51,00 m; Profundidad = 26,00 m
Elevación del umbral de descarga del tanque amortiguador	96,00 msnm
Elevación de la plantilla del tanque amortiguador	70,00 msnm

### 3.1.2 Daños en el vertedor de servicio (1970)

El vertedor de servicio se operó en el periodo de 1967 a 1969 con descargas menores de 2 500 m<sup>3</sup>/s aproximadamente durante dos meses cada año sin interrupción, observándose pequeñas erosiones en algunas de las losas del piso del tanque amortiguador. En 1970, el vertedor descargó 3 000 m<sup>3</sup>/s durante dos semanas lo que causó varios daños en las losas del piso (Figura 3.1). Las losas de la parte media del fondo del tanque al pie de la rápida fueron levantadas por el agua desprendiéndolas de los anclajes, originando que se voltearan y rompieran, depositándolas en la parte final del tanque amortiguador, con importantes erosiones en la roca del fondo (CFE, 2011).

El conjunto de losa y relleno quedó sujeto a la roca de cimentación por medio de varillas de anclaje de 38 mm de diámetro espaciadas a 2,50 m en ambas direcciones. La operación posterior del vertedor de servicio ha causado todavía algunos daños en las nuevas losas, requiriendo reparaciones.

Esta falla originó un estudio minucioso en laboratorio, a fin de conocer el origen de la misma, resultando que en el diseño original no se consideró la subpresión para el diseño del revestimiento del fondo del tanque y su anclaje correspondiente a la roca de cimentación.

La reparación del tanque amortiguador se efectuó en el año de 1972 en base a las mediciones de laboratorio, lo que obligó a aumentar el espesor de las losas y el anclaje de sujeción (CFE, 2011).

Desde 1970, con los daños sufridos y con la construcción de la presa La Angostura en 1974, no se operó el vertedor hasta el año 2008.



**Figura 3.1 Daños en las losas de fondo del tanque amortiguador del vertedor de servicio, octubre de 1970.**

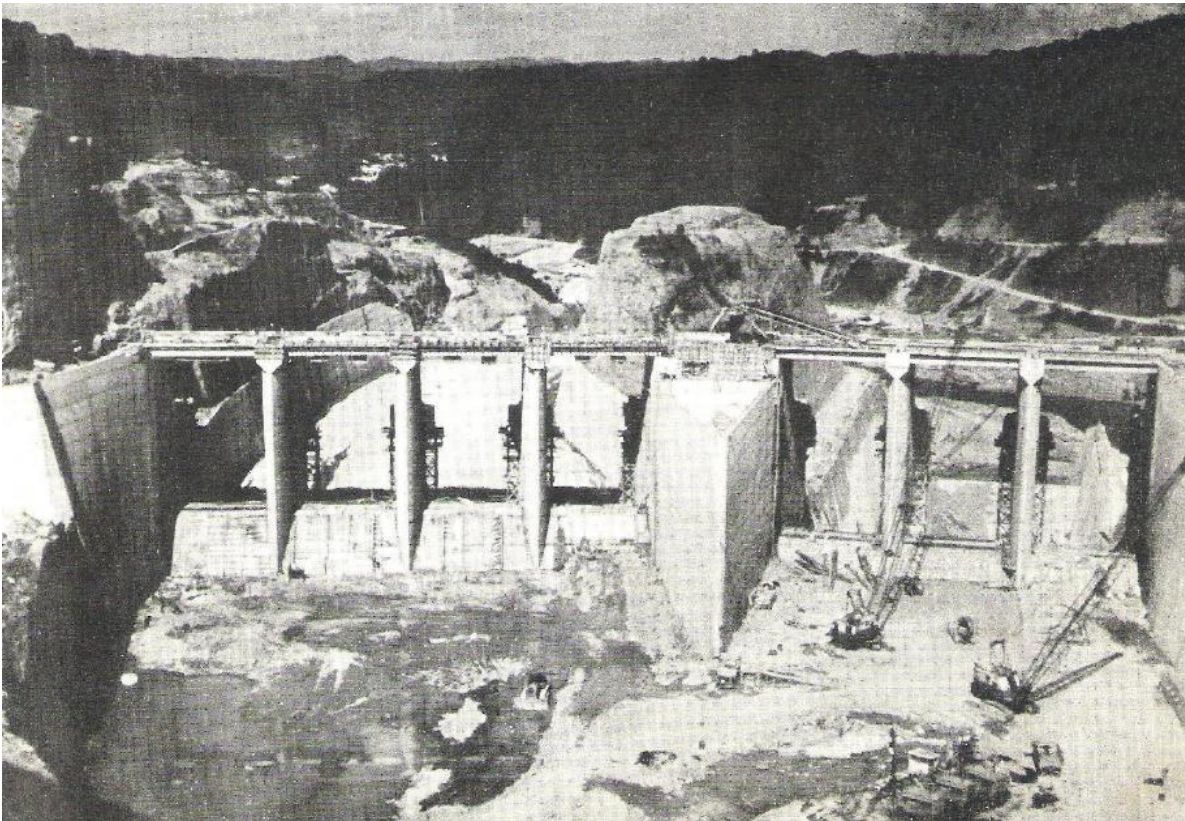
### **3.1.3 Sobreelevación del vertedor de servicio (1979)**

A partir del año 1974 en que se cerró la presa La Angostura se tiene un control adicional en el río Grijalva, por lo que se cuenta con una capacidad de regulación mayor a la inicialmente planeada, lo que permite pensar en la posibilidad de sobreelevar los vertedores en la presa Netzahualcóyotl para incrementar la capacidad útil y aumentar la producción hidroeléctrica. (IPESA, 1978).

El incremento en la capacidad útil puede darse con nuevas compuertas de mayor altura o elevando la cresta del vertedor de la obra de control. Se prefirió esta última solución. El estudio realizado para contar con mayor carga en la presa Nezahualcóyotl arrojó como resultado que era muy ventajosa para la CFE la sobreelevación del vertedor de control hasta igualar la elevación de la cresta del vertedor de excedencias.

En el año de 1979 se sobreelevó la cresta vertedora del vertedor de servicio en 3,95 m, pasando de la cota 163,69 a la 167,64, igualando la cresta del vertedor de emergencia. Esta modificación obedeció a que en el año de 1974 se efectuó el cierre de la presa La Angostura, aumentando notablemente la capacidad de regulación del río Grijalva con lo que se ganó en capacidad útil del embalse y en consecuencia disminuir los derrames por vertedor y aumentar la producción de energía hidroeléctrica (CFE, 2011).

El gasto de diseño original del vertedor de servicio era de 11 100 m<sup>3</sup>/s, y al sobreelevar el cimacio se perdió una carga de 3,95 m, por lo que la capacidad teórica de descarga actual de esta estructura es de 8 250 m<sup>3</sup>/s, es decir, la capacidad del vertedor se redujo en 2 850 m<sup>3</sup>/s.



**Figura 3.2** Obra de excedencias, presa Nezahualcóyotl



### 3.1.4 Medidas de mitigación en el vertedor de servicio

- Salto de esquí, deflectores y sobreelevación en el umbral de salida

Se realizó el análisis hidráulico con base en el arreglo geométrico con las condiciones originales presentado en las figuras 3.3 y 3.4.

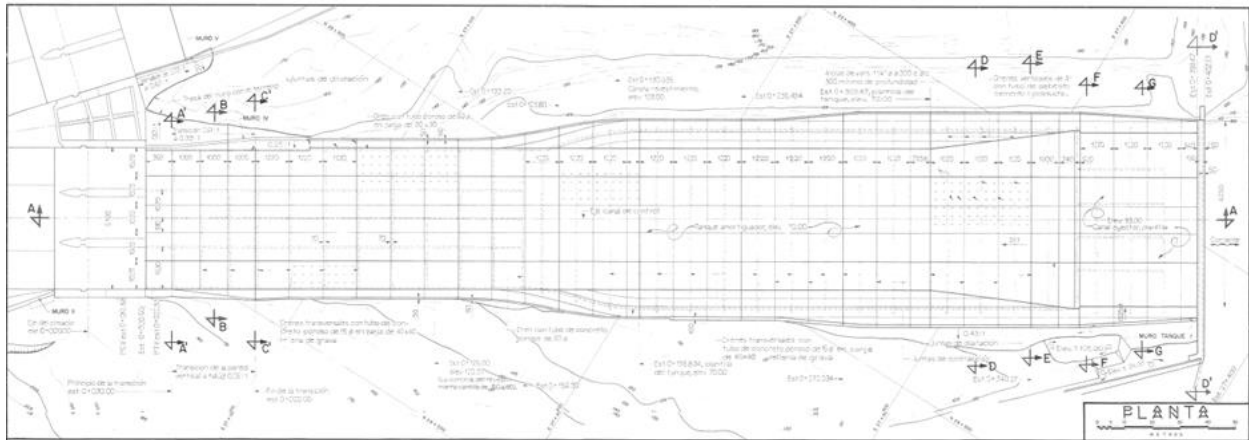


Figura 3.3 Planta del vertedor de servicio, condiciones originales

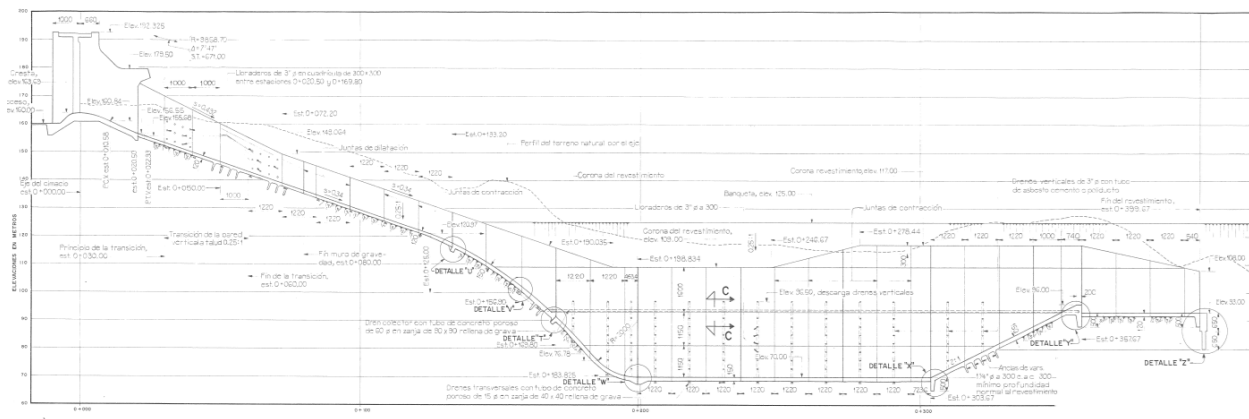


Figura 3.4 Perfil del vertedor de servicio

De acuerdo con la Disciplina de Hidrología de la CFE, por el vertedor de servicio para un periodo de retorno de 10 000 años se desaloja un gasto máximo de 7 048 m<sup>3</sup>/s dejando el resto (9 375 m<sup>3</sup>/s) que pasen por el vertedor de emergencia, mientras que para un periodo de retorno de 100 años, se tiene un gasto máximo por el vertedor de servicio de 6 379 m<sup>3</sup>/s.

Durante la operación del tanque amortiguador se han presentado problemas estructurales en las losas de la plantilla; razón por la cual se ha estudiado en modelo físico y matemático la construcción de un deflector que permita lanzar el chorro y evitar las altas velocidades en la entrada del tanque.

Debido a la deficiente operación hidráulica de los vertedores con gastos inferiores a los de diseño y a los problemas estructurales presentados en el tanque amortiguador del vertedor de servicio, que ponen en riesgo la seguridad de las estructuras, se han realizado estudios tendientes a mejorar dicho funcionamiento.

Con objeto de incrementar la pérdida de energía del chorro que es lanzado por la cubeta hacia el tanque amortiguador, se diseñaron deflectores laterales utilizando la teoría de propagación de ondas en flujo supercrítico aplicada al funcionamiento de descargas contractas tomando en cuenta las siguientes restricciones:

- Es deseable que la distancia al choque de los saltos oblicuos, sea mayor o igual que un valor mínimo prefijado, a fin de evitar daños a la cimentación de la cubeta, provocados por la precipitación de chorros secundarios.
- Es necesario limitar la relación de tirantes a fin de evitar tener que construir muros laterales demasiado altos en la zona de la contracción dentro de la cubeta.
- La relación de anchos debe satisfacer la restricción  $0 < b_2/b_1 < 1$ .

La CFE realizó un modelo físico en el Laboratorio de Hidráulica para la construcción de un salto de esquí (cubeta con diferentes ángulos, con deflectores laterales, recorriendo el labio de la cubeta al cadenamiento 0+152,50) en la rápida del vertedor, además se consideró una sobreelevación de 2 m en el umbral de salida en el dentellón del tanque para incrementar el colchón de agua, logrando con esto una mejor disipación de energía en el tanque amortiguador y de esta forma evitar el daño a la losa de fondo del mismo, Figuras 3.5 y 3.6.

El vertedor de servicio tiene problemas debido a altas velocidades de llegada al fondo del tanque amortiguador (42 m/s), una longitud escasa, 105 m en la parte inferior y de 149 m en la parte superior; del orden de la mitad de la necesaria, y con esto un volumen de agua escaso para la disipación de la energía; debido a lo mencionado se ha considerado que se puede operar por seguridad sólo hasta unos 2 000 m<sup>3</sup>/s, después de las pruebas del año 2008.

Para resolver los problemas antes mencionados para el vertedor de servicio se propone colocar la cubeta para provocar un salto de esquí y que el tanque amortiguador sirva como tanque disipador, en lugar de un salto hidráulico.

Con estas medidas de mitigación se busca lo siguiente:

- La superficie de contacto entre el chorro en su entrada al tanque, el agua del tanque es una superficie de alto esfuerzo cortante y de gran disipación de energía. Con el cambio se duplica la superficie de contacto y la disipación de energía es más rápida.
- Se pretende disipar la energía en la masa de agua, con su conversión en energía interna, en la masa de agua y alejados de las superficies de concreto del tanque.
- Se lanza el chorro al tanque antes de que alcance velocidades demasiado grandes y adicionalmente por la forma de la cubeta, a diferencia de la del fondo del canal, se evitan las presiones demasiado bajas o negativas.



**Figura 3.5 Vertedor de servicio en condiciones originales y arreglo actual**



**Figura 3.6 Vista del salto de esquí, deflectores y sobreelevación**

▪ **Reforzamiento de compuertas, brazos y rehabilitación de vigas testeras**

En el año 1979 se realizó una modificación al vertedor de servicio, sobreelevando la cresta del cimacio de la El. 163,69 a la 167,64 incrementando 3,95 m. Sin embargo, las compuertas radiales de servicio no aumentaron en tamaño, conservándose las dimensiones originales. Con esta modificación, el desplante de las compuertas cambió de la cota 162,43 a la cota 167,41 cambiando significativamente las condiciones de carga de las compuertas radiales y de las vigas testeras, presentando condiciones de carga muy distintas para las cuales fueron diseñadas éstas últimas (López, 2014).

Elevándose la cresta del cimacio, las compuertas radiales sufrieron un giró para adaptarse a esta modificación, esto ocasiono un cambio en el ángulo de la resultante de las fuerzas sobre los brazos, por lo que se tuvo que revisar la estructura de compuertas y vigas testeras para verificar la necesidad del reforzamiento del sistema estructural (López, 2014).

Efectos positivos de la intervención técnica:

- Se contaría con un nivel de seguridad óptimo en la operación de las compuertas.
- La vida útil de éstas se incrementaría
- Se incrementa el almacenamiento en el vaso de la presa lo que conlleva a tener un volumen y gasto regulado por la obra de excedencia
- Al incrementar el almacenamiento se obtiene un beneficio en la generación de energía eléctrica incrementando la carga de diseño
- Se aprovecharía el tirante adicional y la capacidad de generación de energía será mayor.
- Se incrementaría la capacidad para el suministro de energía.
- Se proporcionaría a la presa Nezahualcóyotl un umbral de seguridad mayor al que posee actualmente

A continuación se describen algunos aspectos negativos en caso que no se hubiera atendido el reforzamiento de las compuertas y vigas testeras.

- En caso de falla súbita de la compuerta, se tendría una descarga de agua que no podría controlarse, el cual afectaría: cultivos, comercios, y toda la infraestructura aguas abajo de la misma.
- En caso de falla súbita existiría una afectación al ecosistema actual
- El volumen de almacenamiento será menor sin el reforzamiento de la compuerta.

- Las reparaciones serían más costosas en comparación con el reforzamiento.
- En caso que se presentara el gasto de diseño de la obra de excedencias el comportamiento estructural de las compuertas no sería el adecuado, presentando vibraciones y daños en las misma

Se analizó estructuralmente el comportamiento actual de la estructura de control, las dos condiciones geométricas de la compuerta radial, la primera en su condición actual y la segunda incrementando su altura (López, 2014).

La estructura de compuertas está constituida por 2 pilas de concreto reforzado de 3,00 m de espesor, 30,50 m de longitud y 32,00 m de altura aproximadamente, y 2 muros extremos de la misma altura e igual espesor. Las compuertas se apoyan en su parte inferior, estando cerradas, sobre un cimacio de concreto y el empuje de los brazos es soportado por chumaceras que se apoyan en bloques de concreto presforzado, localizados en el extremo de aguas abajo de pilas y muros; los bloques están anclados en el cuerpo de pilas y muros por cables presforzados de 220 toneladas de capacidad, habiéndose requerido 20 cables en cada pila y 15 en cada muro. Aguas arriba de las compuertas se dispone de muescas o vanos para obturadores de emergencia y mantenimiento (López, 2014).

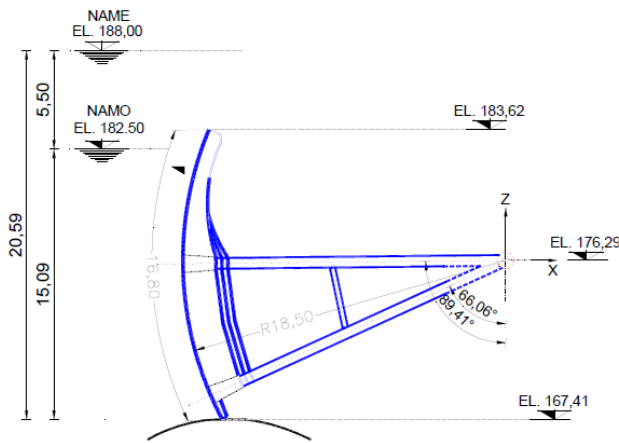
Como alternativa de solución se plantea adicionar brazos, vigas horizontales, costillas de refuerzo, placas y atiesadores de acero estructural A36 (López, 2014).

Para la revisión de la compuerta se realizaron cuatro modelos estructurales utilizando el método de elemento finito mediante el Software SAP 2000, Figura 3.7. Los modelos se nombraron de la siguiente manera:

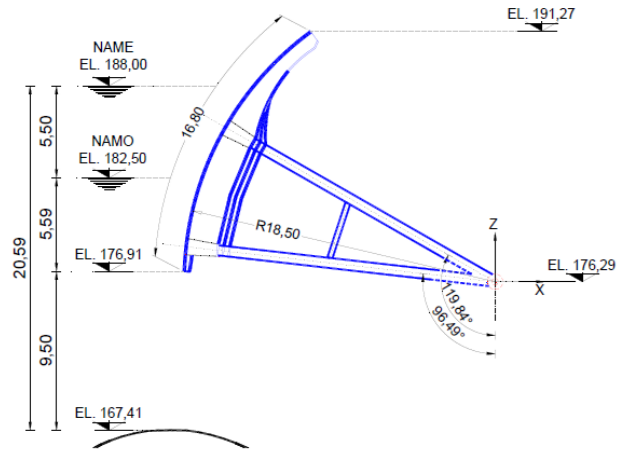
- Modelo 01. Compuerta actual – sin refuerzo – totalmente cerrada
- Modelo 02. Compuerta actual – sin refuerzo – abierta al nivel de operación
- Modelo 03. Compuerta actual – con refuerzo – totalmente cerrada
- Modelo 04. Compuerta actual – con refuerzo – abierta al nivel de operación

Es importante mencionar que para el modelo 03 se consideró un caso de carga más que consistió en subir el nivel del NAMO de la cota 182,50 a la cota 185,00 esto pensando que se pudiera subir el embalse y producir más energía.

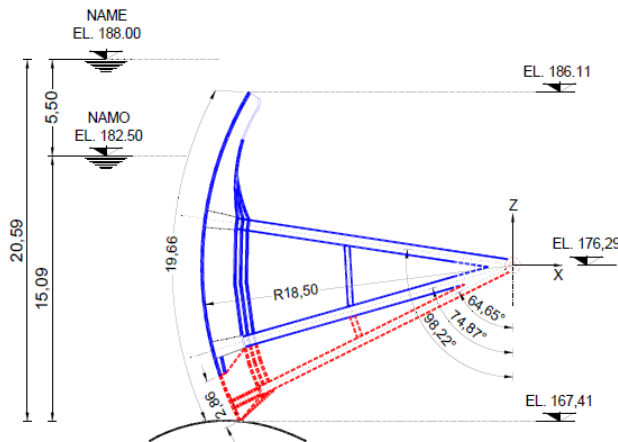
- **Modelo 01: Compuerta actual sin refuerzo totalmente cerrada .**



- **Modelo 02: Compuerta actual sin refuerzo abierta al nivel de operación.**



- **Modelo 03 :Compuerta con refuerzo totalmente cerrada .**



- **Modelo 04: Compuerta con refuerzo abierta al nivel de operación.**

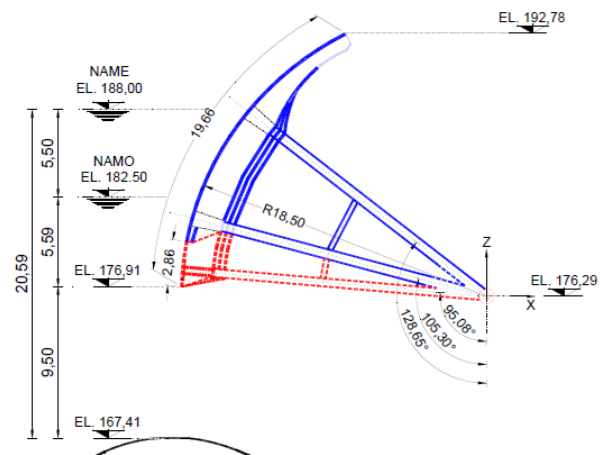


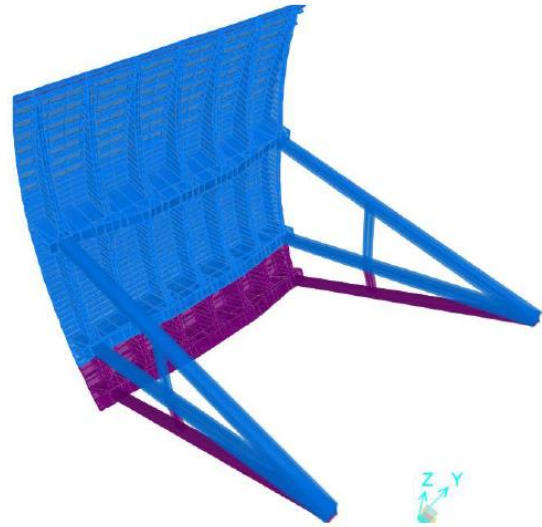
Figura 3.7 Modelos estructurales de compuertas radiales



- COMPUERTA SIN REFUERZO



- COMPUERTA CON REFUERZO



**Figura 3.8 Modelo tridimensional del refuerzo de las compuertas**

Una vez realizados los diferentes modelos analíticos para los correspondientes casos de carga estudiados según normatividades vigentes se concluyó lo siguiente:

- **Modelo 01 compuerta actual – sin refuerzo – totalmente cerrada**

Analizando los resultados del análisis, se determinó que los esfuerzos están por encima de los valores permisibles, por lo que cuando la compuerta se encuentre cerrada y el embalse llegara alcanzar el NAMO ésta corre el riesgo de presentar fallas locales y deformaciones grandes en la placa de cubierta o pantalla, de modo que la placa probablemente rebase el estado límite de fluencia. Respecto a los brazos, se pudo apreciar que la demanda de esfuerzos en los brazos superiores no son absorbidos por la sección del brazo, esto quiere decir que la relación entre la demanda y la capacidad de la sección es mayor a la unidad. Finalmente, se concluye que los brazos tampoco son capaces de absorber los esfuerzos debido a las cargas para las cuales fueron analizados, por lo tanto se deberán incrementar las inercias de los brazos superiores.

Para este caso, el brazo superior fue el más afectado ya que al subir el cimacio quedó casi horizontal, esto provocó que las cargas se le transmitieran directamente esforzándolo más que los inferiores. Sin embargo, las costillas verticales y vigas horizontales no se vieron afectadas.

Por otra parte, se analizó la estructura solo para condiciones de servicio, esto es, considerando únicamente el peso propio de la estructura, carga viva y carga hidrostática sin factores de carga

ni sismo. De lo cual se concluye que para estas condiciones la estructura se encuentra segura mientras no rebase el nivel del NAMO 182,50 msnm.

▪ **Modelo 02 compuerta actual – sin refuerzo – abierta al nivel de operación**

Cuando la compuerta se encuentra abierta los esfuerzos son menores que cuando ésta se encuentra cerrada y los esfuerzos se encuentran por debajo del permisible. Lo mismo sucede para los brazos, por esta razón se puede decir que la estructura es segura mientras esté abierta. Cabe mencionar que para este caso suponemos que la compuerta no carga todo el empuje debido a las presiones hidrostáticas del embalse al NAME, cuando el embalse pudiera llegar al NAME la compuerta debería estar abierta según los criterios de operación, por ello se determina que la carga más desfavorable para la compuerta es cuando ésta se encuentre cerrada y cuando el embalse se encuentre al NAMO.

▪ **Modelo 03 compuerta actual – con refuerzo – totalmente cerrada**

Se analizó la propuesta presentada por el Departamento de Ingeniería que consistió en anexar cuerpo a la estructura en la parte inferior con los mismos espesores, considerando prolongar la placa cubierta o pantalla con los demás componentes que la rigidizan conservando el mismo esquema que la existente. Para los brazos anexados en la parte inferior el departamento propuso una sección tipo cajón, sin embargo, se observó que estaba trabajando al límite, por lo que se recomendó aumentar la inercia de la sección. La placa también se encuentra trabajando por encima de los valores permisibles de esfuerzos, por lo tanto, también se recomendó incrementar su rigidez aumentando el espesor o rigidizándola con atiesadores más cerrados. El modelo se analizó solo para condiciones de servicio, considerando únicamente el peso propio de la estructura, carga viva y carga hidrostática sin factores de carga ni sismo, por lo tanto se concluyó que para estas condiciones la estructura se encuentra segura mientras no rebase el nivel del NAMO.

▪ **Modelo 03-A compuerta actual – con refuerzo – totalmente cerrada aumentado el nivel del NAMO de la cota 182,50 a la 185,00 msnm**

Del modelo anterior, se concluyó que la estructura no es segura, por consiguiente, al incrementar el embalse también incrementan los esfuerzos, lo que provoca que la estructura no sea segura al incrementar el nivel del NAMO a la elevación 185,00 msnm. También se analizó esta estructura bajo condiciones de servicio, mostrando que la estructura es segura.

- **Modelo 03-B compuerta actual – con refuerzo – totalmente cerrada aumentado el nivel del NAMO de la cota 182,50 al labio superior cota 186,11 msnm**

Al igual que los casos anteriores solo para las condiciones de servicio la estructura es segura.

- **Modelo 04 compuerta actual – con refuerzo – abierta al nivel de operación**

Los esfuerzos para la placa cubierta se encuentran por debajo de los permisibles y la relación entre la demanda y capacidad de los brazos se encuentran por debajo de la unidad, por lo que se concluyó que la estructura se encuentra segura bajo estas condiciones.

La sobreelevación de la pantalla y reforzamiento de las compuertas consistió en colocar una placa inferior como extensión de la pantalla actual en un altura de 2,86 m junto con una viga horizontal, riostras y vigas verticales siguiendo el mismo esquema existente, todo esto con objeto de igualar los labios superiores de las compuertas de ambos vertedores, Figura 3.9; para ello se realizó la revisión estructural de las cargas a las cuales estará sujeta la compuerta actual y se diseñó la estructura de soporte para la extensión que consistió en aumentar un brazo en cada lado de la compuerta, esto con el fin de soportar las nuevas cargas.



**Figura 3.9 Reforzamiento de Compuertas y vigas testeras**

## 3.2 Vertedor de emergencia

En un canal con curvatura horizontal suceden en el flujo los siguientes fenómenos:

- Generación de corrientes transversales a la dirección principal del flujo siguiendo trayectorias helicoidales.
- Aumento y disminución del nivel del agua en la margen exterior e interior del canal respectivamente para una misma sección transversal, fenómeno conocido como sobreelevación.
- Aumento de los niveles de agua al comienzo de la curvatura.
- Distribución irregular de la velocidad en toda la longitud de desarrollo de la curvatura para una misma sección transversal.
- Pérdidas de energía tan considerables como tan forzado sea el cambio de dirección.
- Aparición de ondas transversales de gravedad u ondas cruzadas en flujos en régimen supercrítico.

La intensidad de estos fenómenos depende del régimen en que se encuentre el flujo y evidentemente las alteraciones son más severas para el caso de flujo en régimen supercrítico.

### 3.2.1 Características de los canales con curvatura horizontal

El flujo del agua en canales de alineamiento curvo trabajando en régimen supercrítico constituye un problema muy complejo de flujo gradual y espacialmente variado. Las ondas transversales de gravedad modifican el perfil de la superficie libre y alteran la distribución de velocidades a todo lo largo del canal. Dichas ondas son provocadas porque la componente longitudinal de la velocidad no sigue el alineamiento horizontal del canal y esto además, produce una fuerte asimetría del flujo.

En flujos con altos números de Froude, tirantes pequeños y radios de curvatura grandes, puede llegar a presentarse una separación del mismo en una zona próxima a la salida de la curva creando, además, una zona de estancamiento y vorticidad. Esta separación es ocasionada por el repentino y forzado cambio de dirección de la velocidad longitudinal y la intensa aparición de la fuerza centrífuga sobre el flujo. La separación de flujo ocurre sobre la margen interior del canal, llega a tener un máximo alejamiento y ya sobre la tangente de aguas abajo, comienza a disminuir hasta que el flujo de agua vuelve a estar en contacto con ambas márgenes. Transversalmente, el perfil de la superficie libre es severamente modificado (Reinauer-Hager,

1997), en un canal de sección rectangular, el perfil de la superficie libre en la zona de separación llega a tener una forma triangular (Rodríguez, 2000).

Las velocidades longitudinales fluctúan por todo el desarrollo de la curva y tiende a aumentar hacia aguas abajo pero sin que el régimen llegue a normalizarse, es decir; de no existir la curva, el flujo gradualmente variado se manifestaría como el flujo en un canal con pendiente de fondo pronunciada, que buscaría normalizarse luego de haber alcanzado un desarrollo suficiente para convertirse en régimen uniforme, (Ramos, 1983).

Es recomendable que después de la curvatura exista alguna estructura disipadora de energía como lo es un tanque amortiguador o una cubeta deflectora, antes de que el agua pase a su cauce natural, estas estructuras no deben alterar el flujo, sino mejorar sus condiciones.

### **3.2.2 Efectos de la curvatura horizontal**

Los efectos generados en el flujo de un canal de trazo curvo trabajando a régimen subcrítico son producto de la combinación de dos características fundamentales: la acción de la fuerza centrífuga sobre la masa de flujo y el cambio de trayectoria de las líneas de corriente. Esta combinación de características asociada a la configuración geométrica del canal y de la curva misma, arroja como resultado los fenómenos mencionados anteriormente. Por consiguiente, es de especial interés conocer la magnitud de cada uno de estos efectos, así como las consideraciones que deben de tomarse en cuenta en el diseño de este tipo de canales.

Un comportamiento inestable, bajos tirantes y grandes velocidades, son características que definen al flujo en régimen supercrítico, tal es el caso de las estructuras de excedencias y las obras de toma de las presas. En estos conductos, un elemento importante lo constituye es el trazo geométrico de su eje central, el cual, frecuentemente puede ser curvo, motivo que origina en el flujo una intensificación de la sobreelevación, grandes variaciones de la distribución longitudinal de la velocidad de una margen a otra para una misma sección transversal, generación de ondas cruzadas por la tendencia de las líneas de corriente a conservar su trayectoria rectilínea, incremento en la intensidad de la componente transversal de velocidad de hasta casi del mismo orden de magnitud que su correspondiente componente longitudinal, mayor probabilidad de ocurrencia de separación de flujo a la salida de la curva y severos problemas de erosión en las paredes del canal, esencialmente sobre la perteneciente a la margen de extradós (Rodríguez, 2000).

### 3.2.2.1 Sobreelevación de la superficie libre del agua

Cuando el flujo transita por la curva de un canal, las líneas de corriente presentan trayectorias curvas que al verse influenciadas por la acción de la resultante de la fuerza centrífuga, provocan un aumento del nivel del agua sobre la margen izquierda o de extradós y una disminución de éste sobre la margen derecha o de intradós por todo el desarrollo de la curva, a esta diferencia transversal de niveles de la superficie libre del agua, que en esencia es distinta en cada sección de la curvatura, se le denomina sobreelevación, Figura 3.10.

En régimen supercrítico el fenómeno de la sobreelevación se presenta en toda su última, intensa y compleja expresión, pues la aparición de ondas transversales de gravedad y la naturaleza inestable del flujo, elevan el problema de definir cuantitativamente la conducta y los efectos del fenómeno en el diseño y funcionamiento general de la conducción. El fenómeno de la sobreelevación se encuentra asociado con el comportamiento de las ondas cruzadas o transversales, específicamente con los aspectos del primer frente de ondas que se origina al comienzo de la curvatura. Las ondas cruzadas forman perturbaciones en las trayectorias de las líneas de corriente y son causadas por el efecto del cambio de dirección de las paredes del canal.

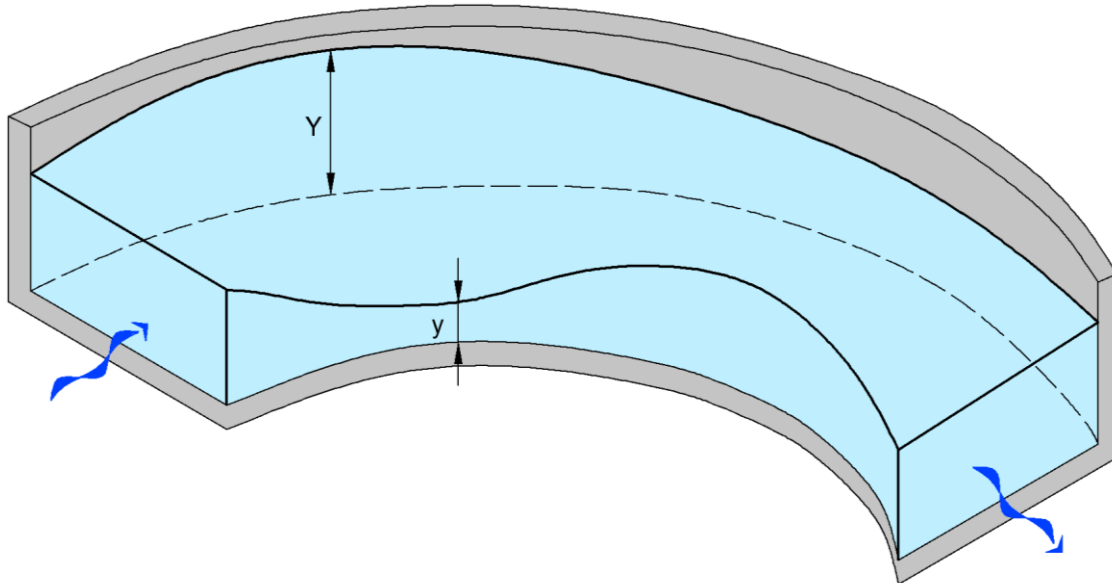


Figura 3.10 Comportamiento del flujo por efecto de la curvatura

### 3.2.2.2 Flujo espiral

En las proximidades del fondo de un canal curvo, la velocidad de las partículas de agua se encuentra influenciada por la resistencia de la pared provocándole una disminución de su magnitud, mientras que en la superficie, por el contrario; la velocidad de las partículas es mayor produciéndoles una fuerza de inercia igualmente mayor a la que tienen las del fondo. Las partículas del fondo son obligadas a recorrer trayectorias de gran curvatura para establecer un equilibrio entre las fuerzas centrífugas y las de presión. Haciendo valer la ley de la continuidad en la masa de líquido, se genera un flujo ascendente desde el fondo y a lo largo de la pared interior que se ve forzado a descender a la pared exterior continuando así a través de trayectorias helicoidales, según la dirección general del movimiento, y desglosándose en componentes normales y transversales de velocidad en el plano de la sección transversal del canal. La componente transversal de velocidad crea el denominado flujo secundario y al fenómeno de flujo antes descrito es identificado como flujo espiral (Rodríguez, 2000).

La elevada velocidad del flujo provoca un aumento de la magnitud de la fuerza centrífuga, cuya acción sobre la masa de agua sumada a la distribución de presión no hidrostática, genera (además de la sobreelevación), una intensificación de las corrientes transversales que al viajar sobre trayectorias circulares alrededor del movimiento principal del flujo, el cual es perturbado por la presencia de las ondas cruzadas, generan un flujo espiral con gran poder erosivo.

Debido a las numerosas variables que intervienen en el comportamiento del flujo espiral en régimen supercrítico, el conocimiento que de éste se tiene, ha sido adquirido fundamentalmente de la observación experimental. Por este medio se sabe que la intensidad del flujo espiral depende esencialmente del radio de curvatura, del número de Froude y de la configuración geométrica de la sección transversal del canal, por tanto; al igual que en régimen subcrítico, grandes radios de curvatura propician mejores condiciones de flujo.

La longitud de desarrollo de la curva también es un elemento geométrico que interviene en la conducta del flujo espiral, de manera que grandes longitudes de curvatura favorecen las perturbaciones ligadas a este movimiento, en consecuencia; para proyectar cambios de dirección prolongados, deberá de preferirse trazar curvas circulares compuestas o curvas espirales que motivan un desarrollo pausado e incompleto del flujo espiral.

Un aspecto importante que debe tenerse presente, es que la presencia en baja intensidad del flujo espiral sobre las paredes del tramo recto del canal antes de la curvatura, contribuye en el

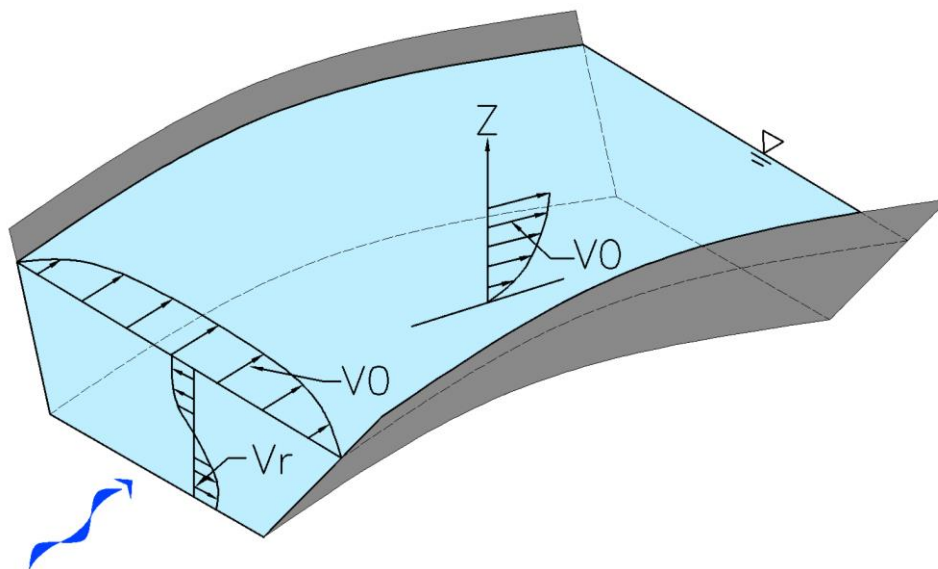
desarrollo y comportamiento de éste mismo flujo en la curva. Lo anterior significa que de no tener la curva una tangente de entrada, se reducirían las alteraciones asociadas al flujo espiral. Ramos (1983) encontró sensibles mejoras en el funcionamiento global de los canales trazados completamente curvos respecto a los que presentan la tangente de entrada. En conclusión, en canales que vayan a trabajar con flujo a régimen supercrítico y cuyo eje central deba tener algún cambio de dirección (como ocasionalmente sucede con las estructuras de excedencias de las presas), se recomienda realizar el trazo de su eje central totalmente curvo.

Respecto a la influencia de la geometría de la sección transversal del canal, se sabe que en secciones trapeciales, los taludes de las paredes facilitan la evolución del flujo espiral, por lo que desde la expectativa de mitigar los efectos del flujo espiral, se desecha la posibilidad de brindar este tipo de secciones en las curvas de los canales con flujo a régimen supercrítico.

### 3.2.2.3 Distribución de velocidad

La distribución de velocidad del agua a su paso por la curvatura de un canal (Figura 3.11) padece de notorias irregularidades generadas por la influencia de diversos factores:

- La fricción interna del flujo debido al cambio de trayectoria de las líneas de corriente.
- La acción de la fuerza centrífuga sobre la masa de agua o "volumen de control".
- La presencia de componentes transversales al movimiento general del flujo.



$V_0$ , velocidad transversal superficial;  $V_r$ , velocidad radial

**Figura 3.11 Distribución de velocidad del flujo en un canal curvo**



Chang y Jín-Steffler (1993) encontraron el siguiente comportamiento referente a la distribución de velocidad:

- La disminución de las componentes transversales de la velocidad está relacionada directamente con la rugosidad del canal e inversamente con el tirante de agua.
- Las componentes transversales de la velocidad comienzan a aumentar a partir de la entrada a la curva y comienza a disminuir en la tangente de salida.
- Las componentes transversales de la velocidad no se desarrollan completamente en longitudes de curvatura pequeñas.
- En longitudes de curvatura pequeñas, las componentes longitudinales de la velocidad alcanzan primero un valor máximo en las cercanías a la margen de intradós en la entrada a la curva, después su distribución por el canal tiende a ser ligeramente uniforme y luego comienzan a aumentar en la zona próxima a la margen de extradós, alcanzando nuevamente un máximo poco antes de la salida de la curva y continuando con valores altos hasta una distancia considerable de la tangente de salida.

En régimen supercrítico, de forma más evidente, la oposición de la componente longitudinal de la velocidad a no seguir el alineamiento del canal, provoca una fuerte desproporción en las características del flujo así como las ondas cruzadas, las cuales; junto con la presencia patente y extrema de las componentes transversales de la velocidad, son las causantes de perturbar severamente la distribución de velocidad en todo el desarrollo de la curva.

Debido a que las partículas de agua se desplazan con trayectorias helicoidales inestables en el tiempo y en el espacio y cuya descripción geométrica y analítica resultan muy difíciles de precisar, la determinación de las magnitudes de las componentes transversales y longitudinales de la velocidad del flujo en régimen supercrítico, solo ha sido posible a través de la modelación experimental.

Reinauer-Hager (1997) hallaron que después de la curvatura deberá existir alguna estructura disipadora de energía cinética (como un tanque amortiguador o una cubeta deflectora), antes de que el agua pase finalmente a su cauce natural.

### 3.2.3 Condiciones originales

El vertedor de emergencia está provisto de 4 compuertas de 15 m de ancho por 18,70 m de altura, su cimacio tiene una longitud de cresta de 60 m, descargando en un canal de eje curvo con pendiente variable que termina en una cubeta deflectora tipo salto de esquí rematada en un dentellón profundo (SRH, 1976).

Esta estructura consta de 4 compuertas radiales alojadas en una estructura de concreto, la cual se ubica en planta a 17° con respecto al vertedor de servicio; ambos cuentan con un canal de llamada común. El canal de descarga es de sección trapecial, con ancho de plantilla de 55 m, taludes 0,25:1 y pendiente  $s=0,054$  en un tramo de 254 m de longitud y  $s=0,265$  en un tramo de 100 m. Es de planta curva que remata en una cubeta deflectora que descarga al río Grijalva. En plantilla y taludes se proyectó de un amplio sistema de drenaje.

El deflector, localizado en el extremo del canal de descarga consiste en una cubeta deflectora tipo salto de esquí, con radios de 60 y 30,20 m; ancho de plantilla de 55 m y rematada por un dentellón de 14 m de profundidad. Su gasto mínimo de despegue, según estudios de laboratorio, es de 3 880 m<sup>3</sup>/s (CFE, 2011).

El vertedor de emergencia estaba diseñado para que funcionará solamente cuando se presentaran avenidas superiores a la máxima ordinaria, habiéndose diseñado para trabajar en combinación con el vertedor de servicio con una avenida máxima de 20 000 m<sup>3</sup>/s, con una longitud de cresta de 60 m y capacidad máxima de descarga de 10 650 m<sup>3</sup>/s.

**Tabla 3.2 Datos del vertedor de emergencia**

VERTEDOR DE EMERGENCIA	
Tipo	Canal a cielo abierto con cubeta deflectora
Elevación de la cresta vertedora	167,64 msnm
Elevación del asiento de la compuerta	167,41 msnm
Gasto máximo de descarga	10 650,00 m <sup>3</sup> /s
No. de compuertas	4
Dimensiones (ancho x alto)	15,00 x 18,70 m.
Peso de cada compuerta	133,00 Ton
Elevación del canal de llamada	160,00 msnm
Gasto mínimo de despegue	3 880 m <sup>3</sup> /s
Elevación del labio de la cubeta deflectora	129,85 msnm
Ángulo de lanzamiento de la cubeta deflectora	45 °

### **3.2.4 Medidas de mitigación en el vertedor de emergencia**

Dado que en régimen supercrítico las curvas circulares simples no ofrecen características geométricas ni propician condiciones hidráulicas que reduzcan la evidente sobreelevación del tirante de agua sobre la margen de extradós, que disminuyan el riesgo inminente de erosión de las superficies de contacto y que contengan el considerable empuje que producen las ondas cruzadas sobre las paredes; es necesario formular medidas de diseño y atenúen estos trastornos asociados al cambio de dirección del canal.

La experiencia experimental y práctica ha establecido diversas medidas de mitigación referidas al diseño hidráulico y geométrico de la curva. Naturalmente, dependiendo de las condiciones del proyecto, algunas serán más recomendables que otras. Respecto al diseño estructural de la curva, debe considerarse los efectos relacionados con las altas velocidades del flujo, como son el empuje que ejerce el agua sobre la pared exterior del canal y el riesgo de cavitación por efecto de irregularidades en las superficies de contacto.

Derivado del funcionamiento hidráulico presentado en el vertedor de emergencia de la presa Netzahualcóyotl, fue necesario realizar propuestas para optimizar el diseño del vertedor de emergencia. A continuación se presentan las medidas de mitigación empleadas para mejorar su funcionamiento hidráulico.

- Diseñar hidráulicamente un muro central que divida al canal de descarga existente en dos.
- Un peralte a lo largo de cada canal para reducir el efecto de sobreelevación y así obtener un funcionamiento hidráulico satisfactorio de los nuevos canales de descarga.
- Colocación de un aireador en cada canal, con la finalidad de minimizar la velocidad en la platilla, evitar el fenómeno de cavitación y para introducir una mayor cantidad de aire al flujo y producir una pérdida de energía mayor.
- Deflectores laterales y en el muro central en la cubeta de lanzamiento para lograr la disipación de energía a la salida.

La Subgerencia de Diseños Hidroeléctricos (SDH) de la CFE realizó el análisis hidráulico con base en el arreglo geométrico presentado a continuación (Figuras 3.12 y 3.13), con el objetivo de determinar las medidas de mitigación a realizarse para obtener un funcionamiento hidráulico satisfactorio del vertedor de emergencia.

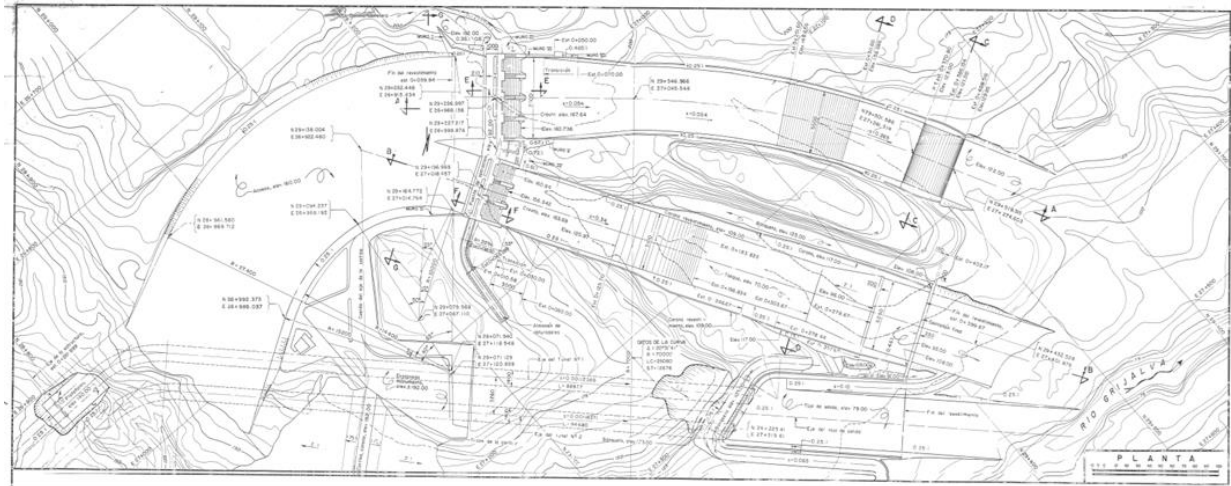


Figura 3.12 Planta Obra de Excedencias presa Netzahualcóyotl (condiciones originales)

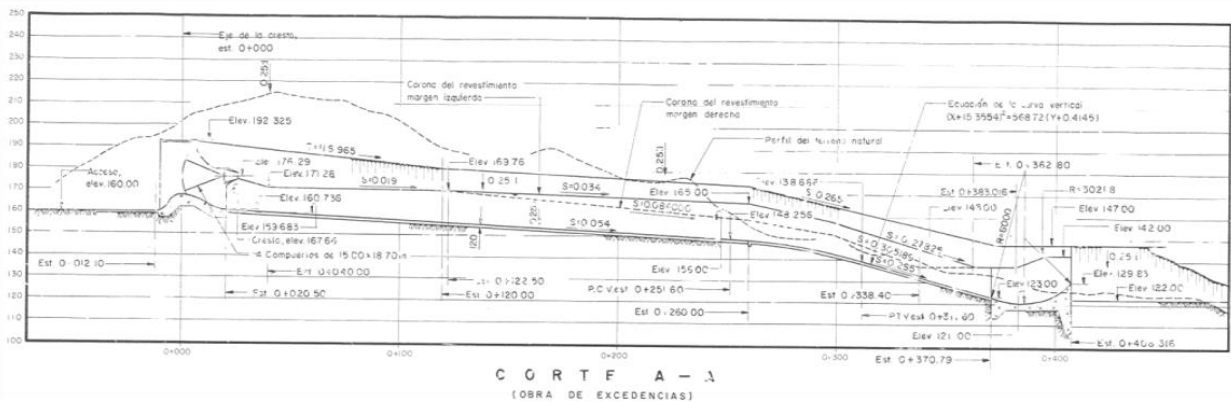


Figura 3.13 Perfil Obra de Excedencias presa Netzahualcóyotl (condiciones originales)

De acuerdo con la Disciplina de Hidrología de la SDH, para un periodo de retorno de 10 000 años, se tiene que por el vertedor de emergencia se desaloja un gasto máximo de  $9\,397\text{ m}^3/\text{s}$  dejando el resto ( $7\,048\text{ m}^3/\text{s}$ ) que pase por el vertedor de servicio.

### 3.2.4.1 Muro divisorio longitudinal

En canales ya existentes cuyo trazo de la curva es inadecuado y no existen posibilidades geométricas ni hidráulicas de mejorar su funcionamiento, una alternativa para hacer palidecer los efectos adversos de la sobreelevación y las ondas transversales es la colocación de muros concéntricos que dividan longitudinalmente el ancho del canal en una serie de angostos canales curvos. El método es imposible de aplicar en conductos que arrastren en sus aguas objetos más grandes que el ancho de los canales divisorios y ciertamente no es del todo práctico, pues requiere de un continuo mantenimiento, no obstante; ya que es una medida

correctiva, no se debe descartar la posibilidad de aplicarse en ciertas situaciones especiales de importancia y exigencia.

Después de realizar varios ensayos de Laboratorio, sobre el canal de descarga se decidió colocar un muro de 1.5 m de espesor y 11 m de altura que dividiera desde la terminación de las pilas hasta la cubeta deflectora, en dos canales simétricos, como se observa en las Figuras 3.14 a 3.17.



**Figura 3.14 Cimentación del muro central**



**Figura 3.15 Habilitado del acero para muro central**



**Figura 3.16 Vertedor de emergencia original**



**Figura 3.17 Vertedor de emergencia con muro central**

### 3.2.4.2 Sobreelevación en la plantilla

La intensidad de la sobreelevación de la superficie libre del agua sobre la margen de extradós, puede reducirse si se diseña una adecuada inclinación transversal de la plantilla hacia la pared interna de la curva, de manera que se genere una fuerza lateral que contrarreste la acción de la fuerza centrífuga sobre la masa de agua.

Para evitar cambios bruscos en las características del flujo, Knapp (1956) recomienda proporcionar gradualmente la pendiente transversal a lo largo de la curva. Al comienzo de la curva, la pendiente transversal es nula y comienza a crecer linealmente por la región de máxima fuerza centrífuga, hasta llegar a un máximo localizado en el ángulo de desarrollo. A partir de ese punto, la pendiente máxima se mantiene constante y luego debe disminuir gradualmente hasta cero al final de la curva a una longitud de arco que corresponda también al valor del ángulo previamente calculado (SDH-CFE, 2013).

Para calcular la pendiente transversal o peralte de la plantilla en el canal se utilizó la siguiente ecuación:

$$\Delta y = \frac{v^2 b}{gr} \quad (1)$$

Donde:

$\Delta y$  = Sobre-elevación en plantilla  
 $V$  = Velocidad en la sección transversal  
 $b$  = ancho de plantilla  
 $g$  = aceleración de la gravedad  
 $r$  = radio de la curva

Con la geometría anteriormente descrita se calculó el perfil del agua para determinar la altura del muro y la sobre elevación de la plantilla (SDH-CFE, 2013).



Tabla 3.3 Perfil hidráulico sobre el canal (SDH-CFE, 2013)

Estación (m)	Plantilla Z (m)	Tirante y (m)	Área A (m <sup>2</sup> )	Perímetro mojado P (m)	Radio Hidráulico Rh (m)	Velocidad v (m/s)	Carga de Velocidad v <sup>2</sup> /2g (m)	cos ang	Pérdidas por Fricción hf (m)	Energía total E total (m)	Superficie Libre del Agua S.L.A. (m)	Canal Izquierdo Incremento en la plantilla Δy (m)	Canal Derecho Incremento en la plantilla Δy (m)	Número de Froude
13.25	162.53	10.640	723.5200	89.2800	8.1039	12.9506	8.5483	0.890835456	0.02324	180.5750	173.1650			1.27
20.50	160.74	9.859	670.4069	87.7179	7.6428	13.9766	9.9564	0.998545181	0.01428	180.5513	170.5949			1.42
40.00	159.68	9.080	617.4583	86.1605	7.1664	15.1751	11.7372	0.998545181	0.04887	180.5361	168.7633			1.61
70.00	158.06	8.945	577.9303	85.8895	6.7288	16.2130	13.3977	0.998545181	0.09489	180.4873	167.0077			1.73
120.00	155.36	9.849	546.2258	88.3035	6.1858	17.1541	14.9981	0.998545181	0.19703	180.3924	165.2116	1.11	1.16	1.75
139.78	154.2949	9.442	522.6866	87.4642	5.9760	17.9266	16.3794	0.998545181	0.09334	180.1954	163.7364	1.22	1.26	1.86
159.73	153.2176	9.099	502.9168	86.7571	5.7968	18.6313	17.6924	0.998545181	0.10677	180.1021	162.3161	1.31	1.37	1.97
251.60	148.2566	8.001	440.0591	84.4946	5.2081	21.2926	23.1078	0.998545181	0.64155	179.9953	156.2576	1.72	1.78	2.40
280.00	145.33	7.511	412.1985	83.4847	4.9374	22.7318	26.3371	0.987517544	0.26877	179.3538	152.8417	1.96	2.03	2.65
310.33	138.95	6.708	366.7556	81.8282	4.4820	25.5484	33.2680	0.966634862	0.38114	179.0840	145.6587	2.47	2.57	3.15
353.35	127.62	5.814	316.6095	79.9865	3.9583	29.5948	44.6408	0.966634862	0.81627	178.7019	133.4388	3.32	3.45	3.92
376.55	121.77	5.491	298.5627	79.3201	3.7640	31.3837	50.2006	0.966634862	0.60624	177.8847	127.2610	3.73	3.87	4.28
390.00	121.24	5.483	298.1214	79.3037	3.7592	31.4301	50.3493	0.966634862	0.38607	177.2775	126.7250			4.29
407.74	130.13	6.102	332.6963	80.5789	4.1288	28.1638	40.4282	0.966634862	0.43026	176.8904	136.2356			3.64

Se propone también mantener un peralte constante, lo que constructivamente sería más sencillo de realizar.

Por lo tanto se calculó:

Ángulo  $\theta$  donde la pendiente transversal ( $St$ ) es variable:

$$\theta_0 = \frac{b}{\left(rc + \frac{b}{2}\right) \tan \beta_1} \quad (2)$$

Donde el ángulo de propagación de la onda cruzada  $\beta$  está dada por:

$$\beta = \text{sen}^{-1} \frac{1}{Fr} \quad (3)$$

Y el número de Froude al inicio de la curva:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g y_1}} \quad (4)$$

Donde:

$rc$  = radio de curvatura

$b$  = ancho del canal

$y_1$  = tirante al inicio de la curva

$V$  = Velocidad al comienzo de la curva

Obteniéndose lo siguiente:

El ángulo  $\theta = 6.03^\circ$

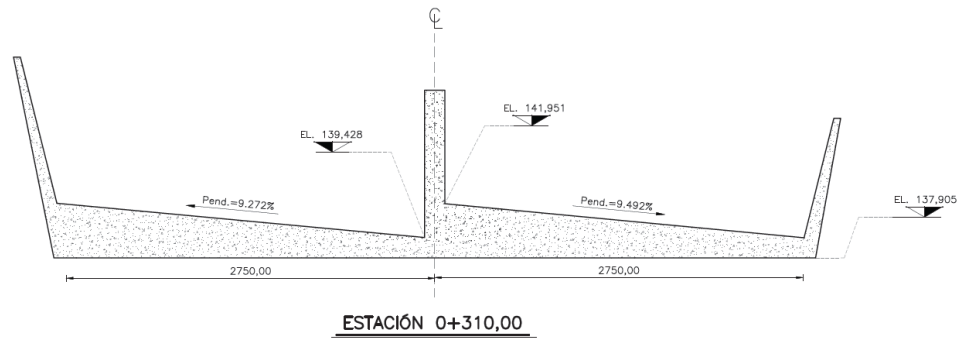
En el cadenamiento K0+195,00 se tendría el final de la transición del aperaltado alcanzando un  $\Delta y = 1,52$  m para el canal izquierdo y para el canal derecho tendríamos que la pendiente transversal ( $St$ ) o peralte variable terminaría en el cadenamiento K0+192,30 llegando hasta un peralte máximo, constante de  $\Delta y = 1,51$  m.

Se propone que el peralte variable termine en el inicio de la cubeta por lo en el canal izquierdo se reducirá el peralte desde aproximadamente el cadenamiento K0+300,00 hasta el K0+375,91 y en el canal derecho del cadenamiento K0+293,50 al K0+365,69, cadenamientos referidos al eje del canal izquierdo como del canal derecho respectivamente.

La sobreelevación de la plantilla se ha diseñado para pasar por cada uno de los dos canales un gasto de  $4\,698,50 \text{ m}^3/\text{s}$  (SDH-CFE, 2013).

El ángulo de salida se conservó en  $45^\circ$ , por lo que la sobreelevación terminó al inicio de la cubeta de lanzamiento.

En la Figura 3.18 se presenta un esquema con las medidas de mitigación adoptadas y en las Figuras 3.19 y 3.20; el muro divisorio longitudinal y el peralte en ambos canales como finalmente quedó construido.



**Figura 3.18 Sección transversal del canal con muro central y peralte. Vista hacia aguas abajo**

Para ajustar detalles de funcionamiento hidráulico referentes al dimensionamiento del peralte, se revisó el funcionamiento hidráulico en modelo físico.



**Figura 3.19 Canal de descarga del vertedor de emergencia**



**Figura 3.20 Sobreelevación en plantilla de ambos canales**

### 3.2.4.3 Colocación de Aireador

Cuando la velocidad del flujo en la rápida de un vertedor es muy alta, una manera de proteger su superficie contra el peligro de cavitación es usar aireadores.

- **Criterio de Echávez**

El método determina el índice local de cavitación de una superficie bajo ciertas condiciones de escurrimiento, el cual lo compara con el índice de cavitación incipiente, obtenido experimentalmente para superficies rugosas. Su cálculo se presenta a continuación.

Como datos de entrada se requiere el conocer la geometría de la estructura, su acabado y caudal.

Concreto bien terminado, rugosidad  $n = 0,013$  (Manning) y  $k = 0,0015$  m (Nikuradse).

Gasto de Revisión,  $Q$  máx revisión =  $9\,397$  m<sup>3</sup>/s

Se considera una carga de vaporización del agua  $h_v = -9,75$  m para temperaturas del agua entre 20 y 25 °C.

El índice de cavitación se calculó con la siguiente ecuación:

$$\sigma_k = \frac{hp - hv}{\frac{V_k^2}{2g}} \quad (5)$$

Donde:

- $\sigma_k$  índice local de cavitación.
- $hp$  carga de presión, en m
- $hv$  carga de vaporización, en m
- $V_k$  velocidad del flujo, a una distancia  $k$  de la superficie, en m/s.
- $g$  gravedad, en m/s<sup>2</sup>

Se calculó el perfil teórico, velocidad, número de Froude, coeficiente de cavitación y otros parámetros hidráulicos (SDH-CFE, 2014).

**Tabla 3.4 Cálculo del perfil hidráulico (SDH-CFE, 2014)**

Estación (m)	Elevaciones, Z (m)	Tirante, y (m)	Área, A (m <sup>2</sup> )	Perímetro mojado, P (m)	Radio Hidráulico, Rh (m)	Radio Hidráulico Promedio, Rh prom (m)	Velocidad, v (m/s)	Velocidad Promedio, v prom (m/s)	Carga de Velocidad, v <sup>2</sup> /2g (m)	cos ang	Pérdidas por Fricción, hf (m)	Energía, E (m)	Energía total, E total (m)	Energía Inicial, E inicial (m)	Superficie Libre del Agua, S.L.A. (m)
13,25	162,5	10,640	723,5200	89,2800	8,1039		12,9506		8,5483	0,89084	0,02324	18,0268	180,58	180,55	173,17
20,50	160,7	9,859	670,4069	87,7179	7,6428	7,8734	13,9766	13,4636	9,9564	0,99855	0,01428	19,8010	180,55	180,54	170,59
40,00	159,7	9,080	617,4583	86,1605	7,1664	7,4046	15,1751	14,5759	11,7372	0,99855	0,04887	20,8043	180,54	180,49	168,76
70,00	158,1	8,945	577,9303	85,8895	6,7288	6,9476	16,2130	15,6941	13,3977	0,99855	0,09489	22,3294	180,49	180,39	167,01
120,00	155,4	9,849	546,2258	88,3035	6,1858	6,4573	17,1541	16,6836	14,9981	0,99855	0,19703	24,8324	180,39	180,20	165,21
139,78	154,3	9,442	522,6866	87,4642	5,9760	6,0809	17,9266	17,5403	16,3794	0,99855	0,09334	25,8072	180,20	180,10	163,74
159,73	153,2	9,099	502,9168	86,7571	5,7968	5,8864	18,6313	18,2790	17,6924	0,99855	0,10677	26,7777	180,10	180,00	162,32
251,60	148,3	8,001	440,0591	84,4946	5,2081	5,5025	21,2926	19,9620	23,1078	0,99855	0,64155	31,0972	180,00	179,35	156,26
280,00	145,3	7,511	412,1985	83,4847	4,9374	5,0728	22,7318	22,0122	26,3371	0,98752	0,26877	33,7545	179,35	179,09	152,84
310,33	139,0	6,708	366,7556	81,8282	4,4820	4,7097	25,5484	24,1401	33,2680	0,96663	0,38114	39,7519	179,08	178,70	145,66
320,00	136,5	6,471	353,4112	81,3396	4,3449	4,4135	26,5130	26,0307	35,8277	0,96663	0,15408	42,0825	178,70	178,55	142,94
330,00	133,8	6,247	340,8550	80,8788	4,2144	4,2796	27,4897	27,0014	38,5160	0,96663	0,17863	44,5547	178,55	178,37	140,06
340,00	131,2	6,049	329,7239	80,4696	4,0975	4,1559	28,4177	27,9537	41,1604	0,96663	0,19909	47,0072	178,37	178,17	137,21
353,35	127,6	5,850	318,6067	80,0601	3,9796	4,2308	29,4093	27,4788	44,0829	0,96663	0,80807	49,7377	178,17	177,36	133,47
376,55	121,8	5,520	300,1798	79,3799	3,7816	3,8806	31,2146	30,3120	49,6612	0,96663	0,59522	54,9971	177,36	176,77	127,29
390,00	121,2	5,512	299,7074	79,3624	3,7764	3,7790	31,2638	31,2392	49,8179	0,96663	0,37962	55,1456	176,77	176,39	126,75
407,74	130,1	6,141	334,9121	80,6604	4,1521	3,9643	27,9775	29,6207	39,8950	0,96663	0,42229	45,8313	176,39	175,97	136,28

Tabla 3.5 Perfil hidráulico y coeficiente de cavitación (Criterio de Echávez) (SDH-CFE, 2014)

Estación (m)	Número de Froude	Longitud sobre el eje longitudinal del vertedor, x (m)	Altura desde el nivel del vaso, h (m)	Carga de Presión hp (m)	x/k	$V_k \sqrt{2gh}$	$V_k^2/2g$	Coefficiente de Cavitación, $\sigma_k$
13,25	1,2676	13,2500	12,7450		8 833,33	0,3929	1,9672	14,4347
20,50	1,4212	20,5106	15,3151	9,8446	13 673,71	0,3762	2,1673	14,3432
40,00	1,6079	40,0390	17,1467	9,0671	26 692,65	0,3532	2,1392	13,6249
70,00	1,7308	70,0827	18,9023	8,9317	46 721,79	0,3360	2,1344	13,4998
120,00	1,7452	120,1555	20,6984	9,8343	80 103,69	0,3210	2,1328	14,4058
139,78	1,8627	139,9643	22,1736	9,4278	93 309,56	0,3170	2,2280	13,8039
159,73	1,9721	159,9434	23,5939	9,0853	106 628,94	0,3136	2,3197	13,2884
251,60	2,4034	251,9473	29,6524	7,9894	167 964,84	0,3024	2,7119	11,5846
280,00	2,6482	283,3718	33,0683	7,4174	188 914,52	0,2997	2,9695	10,7008
310,33	3,1495	320,5842	40,2513	6,4839	213 722,83	0,2968	3,5464	9,2331
320,00	3,3278	330,5880	42,9731	6,2547	220 392,02	0,2961	3,7684	8,8420
330,00	3,5115	340,9332	45,8482	6,0387	227 288,80	0,2954	4,0016	8,4752
340,00	3,6891	351,2784	48,6983	5,8468	234 185,58	0,2948	4,2311	8,1512
353,35	3,8821	365,0840	52,4355	5,6548	243 389,33	0,2939	4,5291	7,8076
376,55	4,2418	389,0900	58,6200	5,3359	259 393,30	0,2925	5,0147	7,2802
390,00	4,2518	403,0042	59,1565	5,3277	268 669,47	0,2917	5,0338	7,2646
407,74	3,6045	421,3549	49,6349	5,9363	280 903,25	0,2907	4,1953	8,2603

De acuerdo a la tabla 3.5, se observa que ninguno de los valores del coeficiente de cavitación ( $\sigma_k$ ) mostrado es menor que  $\sigma_{ki}=1,3$ , por lo que de acuerdo a este criterio, no existe riesgo de cavitación.

▪ **Criterio de Thoma**

El criterio toma en cuenta la carga de presión atmosférica del sitio; la carga de presión, la carga de vaporización, la velocidad media del flujo y la aceleración de la gravedad. La cavitación se presenta para valores inferiores a 0,20.

Como datos de entrada se requiere el conocer la geometría de la estructura, su acabado y caudal.

Concreto bien terminado, rugosidad (Manning)  $n = 0,013$  y  $k = 0,0015$  m (Nikuradse)

Gasto de Revisión,  $Q_{\text{máx revisión}} = 9\,397 \text{ m}^3/\text{s}$

Se considera una carga de vaporización del agua  $h_v = -9,75$  para temperaturas del agua entre 20 y 25 °C.

El índice de cavitación crítico  $\sigma_c$  se calculó con la siguiente expresión:

$$\sigma_c = \frac{(h_a + h_p - h_v) 2g}{V^2} \quad (6)$$

Donde:

- $\sigma_c$  índice de cavitación crítico
- $h_a$  carga de presión atmosférica del sitio, en m.
- $h_p$  carga de presión, en m.
- $h_v$  carga de vaporización, en m.
- $V$  velocidad media, en m.
- $g$  gravedad, en  $\text{m/s}^2$



La presión atmosférica se calculó con la expresión:

$$\frac{P_a}{P_o} = (1 - 2,26 \times 10^{-5} Z)^{5,256} \quad (7)$$

Donde:

- $P_a$  presión atmosférica del sitio  
 $P_o$  presión atmosférica a nivel del mar, 10,33 m  
 $z$  altitud del sitio, en m

**Tabla 3.6 Perfil hidráulico y coeficiente de cavitación (criterio de Thoma) (SDH-CFE, 2014)**

Estación (m)	Número de Froude	Longitud sobre el eje longitudinal del vertedor, x (m)	Altura desde el nivel del vaso, h (m)	Carga de Presión hp (m)	Carga Atmosférica ha (m)	Coefficiente de Cavitación crítico, $\sigma_c$
13,25	1,2676	13,2500	12,7450	9,4785	10,12	3,4332
20,50	1,4212	20,5106	15,3151	9,8446	10,12	2,9847
40,00	1,6079	40,0390	17,1467	9,0671	10,12	2,4658
70,00	1,7308	70,0827	18,9023	8,9317	10,13	2,1503
120,00	1,7452	120,1555	20,6984	9,8343	10,13	1,9811
139,78	1,8627	139,9643	22,1736	9,4278	10,13	1,7894
159,73	1,9721	159,9434	23,5939	9,0853	10,13	1,6373
251,60	2,4034	251,9473	29,6524	7,9894	10,14	1,2065
280,00	2,6482	283,3718	33,0683	7,4174	10,14	1,0370
310,33	3,1495	320,5842	40,2513	6,4839	10,15	0,7931
320,00	3,3278	330,5880	42,9731	6,2547	10,16	0,7302
330,00	3,5115	340,9332	45,8482	6,0387	10,16	0,6737
340,00	3,6891	351,2784	48,6983	5,8468	10,16	0,6258
353,35	3,8821	365,0840	52,4355	5,6548	10,17	0,5801
376,55	4,2418	389,0900	58,6200	5,3359	10,17	0,5087
390,00	4,2518	403,0042	59,1565	5,3277	10,18	0,5069
407,74	3,6045	421,3549	49,6349	5,9363	10,16	0,6480

Se observa que ninguno de los valores del coeficiente de cavitación crítico ( $\sigma_c$ ) es menor que  $\sigma_{ki}=0,2$ , por lo que de acuerdo a este criterio no hay riesgo de cavitación.

Con los métodos de análisis de Echávez y Thoma se observa que no existe riesgo de cavitación (SDH-CFE, 2014).

Con el objetivo de producir una pérdida de energía considerable del chorro que es lanzado por la cubeta hacia la atmósfera, se colocaron deflectores laterales, cuyo funcionamiento mejora considerablemente si el flujo se encuentra aireado. Por tal motivo, con el objetivo de que éstos produzcan una pérdida de energía mayor, se ha buscado introducir una mayor cantidad de aire al flujo mediante la colocación de un aireador por cada canal.

Se ha colocado el aireador izquierdo en la estación K0+359,86 del canal izquierdo y el aireador derecho en la estación K0+350,29 del canal derecho, ambos cadenamientos medidos respecto al eje de cada canal, Figuras 3.21 y 3.22.

La lumbrera cuenta con una toma de aire de 1,75 x 2,20 m permitiendo una entrada de aire correspondiente al 8% del gasto de diseño ( $376 \text{ m}^3/\text{s}$  de aire por cada uno de los canales) con una velocidad de intrusión de aproximadamente 100 m/s (SDH-CFE, 2014).

También es importante acampanar las entradas y redondear la esquinas inferiores, para evitar velocidades altas del aire, para eliminar efectos asociados a la compresibilidad del aire, así como reducir las pérdidas de carga en las lumbreras que según estimaciones de D. S. Miller en (Wood, 1991) pueden incrementarse hasta cuatro veces entre un diseño poco o muy hidrodinámico.

De acuerdo a las recomendaciones, la geometría de la ranura únicamente se ha prolongado el piso horizontal hasta que encuentre la línea con pendiente del piso, redondeando la esquina de la unión.



**Figura 3.21 Aireador en canal de emergencia**



**Figura 3.22 Lunbrera del aireador**

#### **3.2.4.4 Reforzamiento de compuertas y rehabilitación de vigas testeras**

Por el periodo de vida con el que cuenta el vertedor de emergencia y sus componentes electromecánicos, era preciso realizar labores para un reforzamiento en las vigas testeras para garantizar su funcionalidad, alargar su periodo de vida y no correr riesgos que pudieran repetir lo sucedido en la compuerta 1 de la C. H. La Villita.

El sistema empleado para soportar los empujes ejercidos por las cargas hidráulicas, sísmicas, hidrodinámicas y peso propio, planteados para ambos vertedores (servicio y emergencia) fue un sistema de vigas testeras de concreto hidráulico, ayudado por cables postensados longitudinales, anclados al centro de las pilas así como cables trasversales anclados en la misma viga.

Un parámetro fundamental tomado en cuenta, que no es fácilmente medible, es la fatiga en los torones de acero con el paso del tiempo, que ocurre por acción de una tensión cíclica (empujes diferenciales) y una disminución del diámetro inicial por corrosión del medio que lo rodea, presentándose pequeñas fisuras que se comportaran como concentradoras de tensiones originando grietas en el concreto, lo que aumenta su propagación en el medio produciendo nuevas concentraciones de tensión creando grietas profundas que puede detonar en la falla dúctil con el paso del tiempo.

Debido a que no existe una metodología donde se indique la calidad actual de los cables de postensados, y visualmente se observaban fisuras en las pilas de ambos vertedores, era poco factible reforzar al 100% las vigas testeras, por lo que se propuso realizar un reforzamiento de un 50% de la fuerza actuante en las vigas testeras, con lo cual se garantiza un correcto funcionamiento de la estructura para sus condiciones normales, inusuales y extraordinarias de operación.

Efectos positivos de la intervención técnica:

- Una mayor seguridad en la operación de los vertedores de la central para condiciones de extraordinarias, lo que implicaría un mejor control y manejo de avenidas en el río Grijalva.
- El adicionar un 50% de mayor capacidad para las vigas testeras proporcionaría un mayor rango de operación de las compuertas, permitiendo aumentar la operación de las descargar al labio superior de la compuerta en caso de requerirse y permitirse.
- Con la colocación de un sistema de postensado adicional, se contaría con rangos más amplios de seguridad estructural apegados a las normas vigentes.

- Se aumentaría la vida útil de la obra de excedencias de la central ganando una mejor operación de las avenidas y un mejor comportamiento de la obra de control, garantizándose la seguridad aguas abajo de la central por cualquier eventualidad similar a la ocurrida en la C. H. Villita.

En la Figuras 3.23 y 3.24 se presentan los trabajos de reforzamiento de las compuertas y vigas testeras.

En las figuras 3.25 y 3.26 se pueden observar las vigas testeras en condiciones originales y después de finalizados los trabajos de reforzamiento.

Las medidas de mitigación realizadas en la obra de excedencias de la presa Netzahualcóyotl, tanto en el vertedor de servicio como en el de emergencia, se presentan en la figura 3.27.

En las figuras 3.28 y 3.29 se presentan los planos en planta y perfiles del vertedor de emergencia (LI MAL 42 13 DHD OE 001 C.H. MALPASO (CHIAPAS), OBRA DE EXCEDENCIAS (EMERGENCIA), PLANTA Y PERFIL) con las medidas de mitigación descritas, proporcionados por la SDH de la CFE. Éstos fueron la referencia para crear el modelo tridimensional para la realización de la modelación numérica del vertedor de emergencia.



**Figura 3.23 Reforzamiento de compuertas y vigas testeras**



**Figura 3.24 Compuertas del vertedor de emergencia reforzadas**



**Figura 3.25 Vigas testeras en el vertedor de emergencia, condiciones originales**



**Figura 3.26 Vigas testeras reforzadas en el vertedor de emergencia**



**Figura 3.27** Obra de excedencias de la presa Netzahualcōyotl en la actualidad



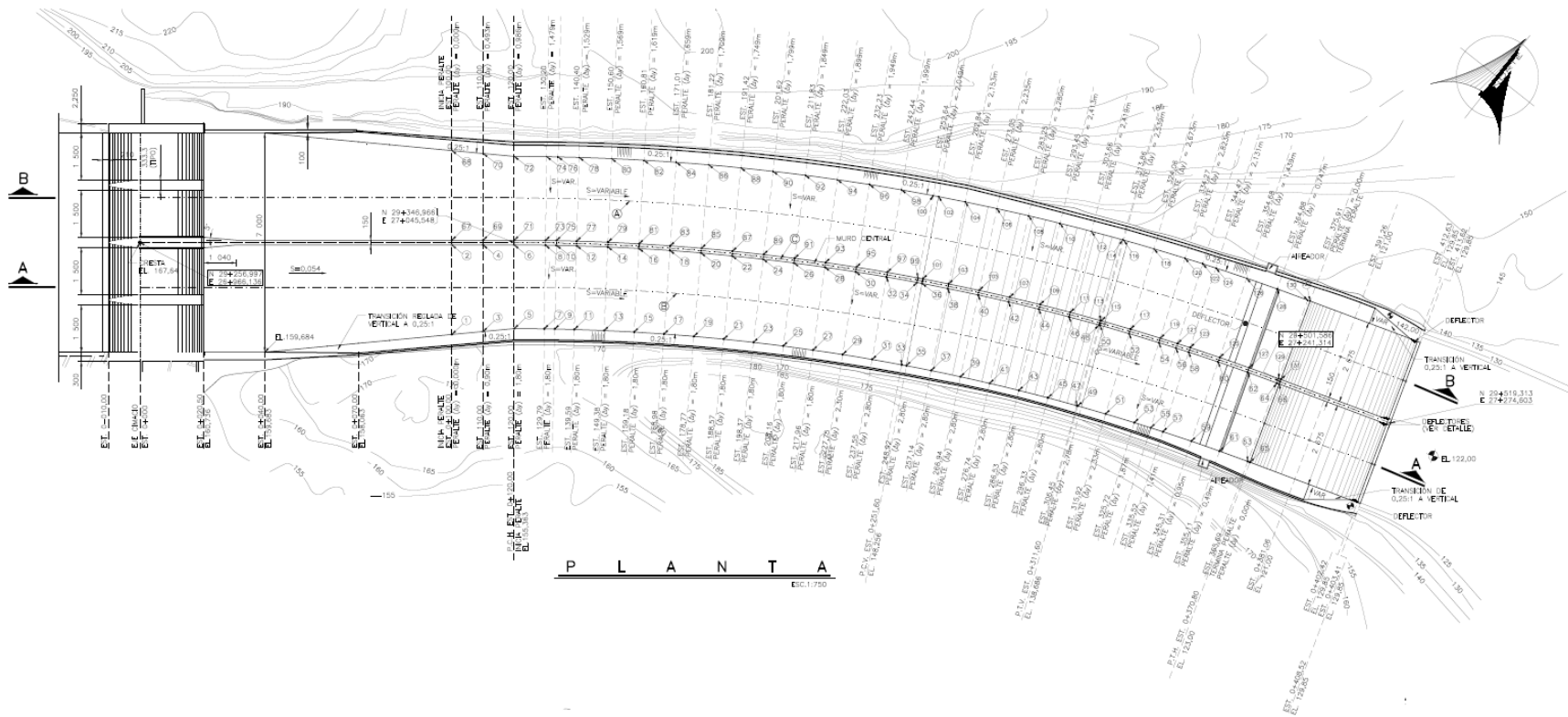
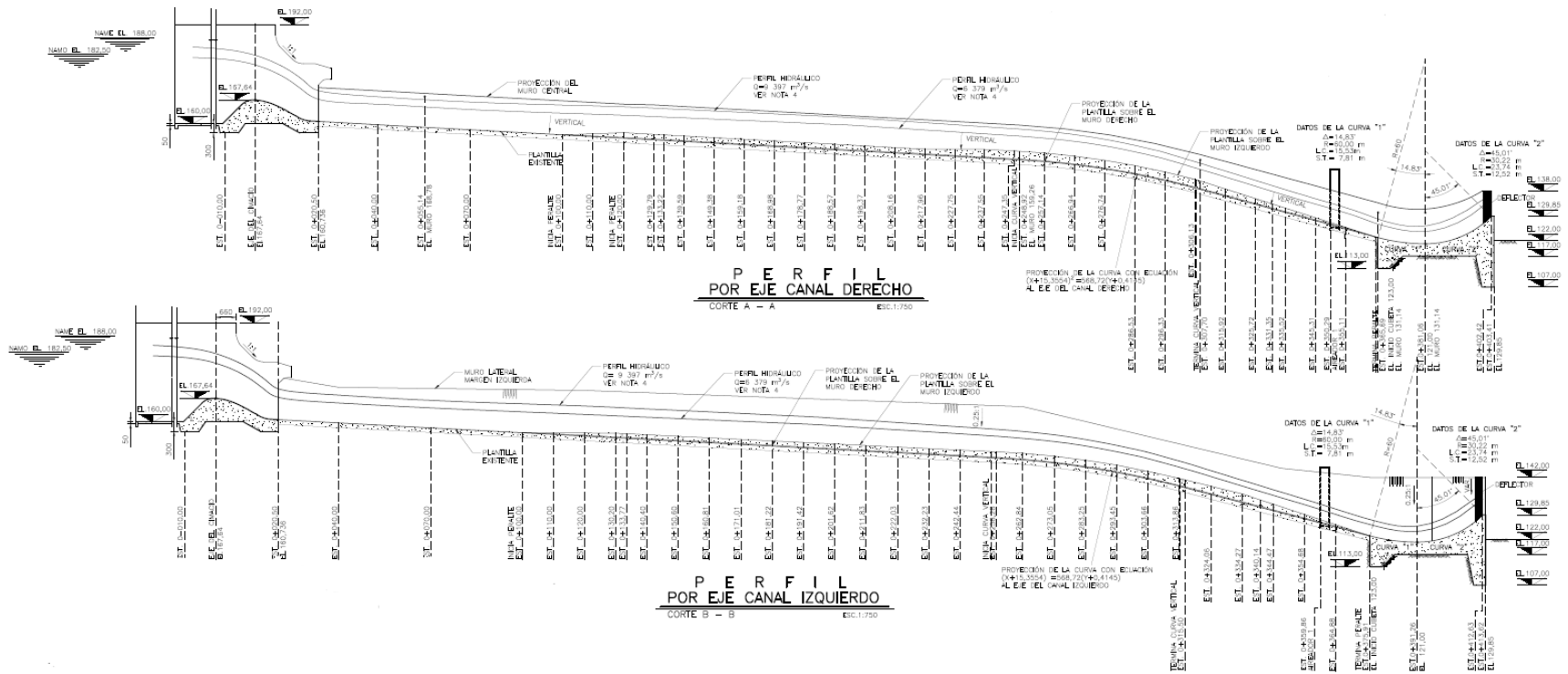


Figura 3.28 Planta del vertedor de emergencia presa Netzahualcóyotl (SDH)

SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL VERTEDOR DE EMERGENCIA DE LA C. H. NETZAHUALCÓYOTL VALIDÁNDOLA CON EL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL MODELO FÍSICO



**Figura 3.29** Perfiles el vertedor de emergencia presa Netzahualcáyotl (SDH)

### 3.3 Descripción del modelo físico

En el año 2012 se estudió en el Laboratorio de Hidráulica de la CFE, la primera parte del funcionamiento de los vertedores de servicio y emergencia de la presa Netzahualcóyotl. Dicho estudio se desarrolló de forma conjunta con el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM) para la Coordinación de Generación de la CFE.

En la selección de la escala del modelo  $Le = 65$ , se tomó en cuenta el espacio disponible en el Laboratorio, el gasto de alimentación del modelo para su ensaye y el costo y tiempo de construcción del mismo, de acuerdo con la similitud de Froude, se obtuvieron los valores de las escalas mostrados en la tabla 3.7.

**Tabla 3.7 Escalas del modelo físico**

VALOR	ESCALA
Líneas	$Le = 65$
Velocidades	$Ve = Le^{0,5} = 8,06$
Gastos	$Qe = Le^{2,5} = 34\ 063,04$
Rugosidad	$n_e = Le^{1/6} = 2,01$

En el modelo hidráulico, se representaron los dos vertedores, el de servicio y emergencia, con un canal de llamada en común para ambos vertedores, así como una parte de la cortina.

Para verificar el funcionamiento de los vertedores, se representó la geometría actual de los vertedores y se realizó un estudio cuantitativo (medición de variables físicas), además se plantearon dos alternativas de modificación de la geometría de los canales de descarga, con el objeto de descargar hasta  $10\ 500\ m^3/s$  en forma segura, con un gasto de  $6\ 000\ m^3/s$  para el vertedor de emergencia y  $4\ 500\ m^3/s$  para el vertedor de servicio (González, 2012).

Durante el año 2013 se continuó con el estudio para determinar la mejor solución a fin de garantizar la descarga de hasta  $10,500\ m^3/s$  de una manera segura para las estructuras, con gastos bajos de despegue y tener una mayor versatilidad para el control de avenidas en el río Grijalva y coadyuvar a reducir el riesgo de inundaciones en la planicie costera del estado de Tabasco.

### **3.3.1 Vertedor de servicio**

Para el vertedor de servicio se representaron 3 diferentes geometrías de salto de esquí sobre la rápida, con ángulo de salida de  $-10^\circ$ ,  $0^\circ$  y  $5^\circ$ . Es importante mencionar que la ubicación del salto de esquí y el ángulo de salida de  $-10^\circ$ , fueron propuestos por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, como resultado del estudio en modelo numérico.

En todos los casos estudiados, se tomaron registros de velocidades en el inicio y terminación del salto de esquí (cadenamientos 0+125,00 y 0+162,50, respectivamente) y fluctuaciones de presión en la plantilla de tanque amortiguador.

Debido a que el flujo impactaba en los muros laterales del tanque amortiguador con las diferentes geometrías estudiadas de salto de esquí, se propuso la colocación de deflectores laterales, esto con el objeto de concentrar el flujo al centro del tanque y evitar tal efecto.

- **Proyecto original**

En el proyecto original no se tiene salto de esquí ni contracciones laterales, el flujo sigue el perfil de la rápida hasta llegar a la plantilla del tanque amortiguador. Se registraron velocidades para los gastos de 1 000 y 7 000  $\text{m}^3/\text{s}$ . Las fluctuaciones de presión para el gasto de 1 000  $\text{m}^3/\text{s}$ , presentan una oscilación alrededor de 3 m y para el gasto de 7 000  $\text{m}^3/\text{s}$  alrededor de 20 m.

En la foto 3.30 y 3.31 se observa el funcionamiento general del tanque amortiguador para  $Q=7\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$ , y el perfil de flujo en el tanque respectivamente.



Figura 3.30 Funcionamiento del tanque amortiguador,  $Q=7\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$



Figura 3.31 Perfil del flujo en el tanque amortiguador,  $Q=7\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$

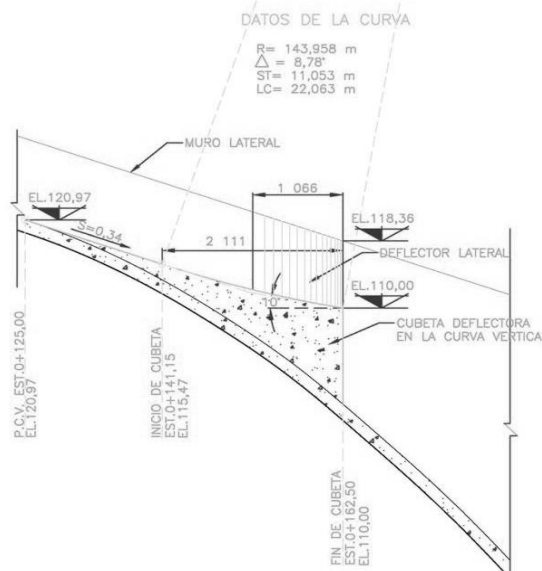
Después de realizar análisis con las diferentes geometrías anteriormente descritas, considerando el funcionamiento hidráulico con las velocidades y fluctuaciones registradas, el Laboratorio de Hidráulica de la CFE concluyó que la alternativa que presentaba un mejor

funcionamiento fue con salto de esquí en la rápida con ángulo de  $-10^\circ$ , debido a que tiene una longitud de salto menor, lo que se traduce en contar con una masa de agua mayor dentro del tanque que ayuda a la disipación de energía, además de presentar el menor valor de fluctuaciones de presión.

Así mismo se observó del estudio cualitativo, que para las alternativas  $-10$ ,  $0$  y  $5^\circ$ , hasta el gasto de  $4\,000\text{ m}^3/\text{s}$  se tiene suficiente colchón de agua en el tanque, lo cual implica que no se presenta incidencia del chorro en la plantilla; a partir de este gasto se dificulta la definición de este efecto debido a la turbulencia generada en el tanque.

▪ **Geometría actual. Salto de esquí con ángulo de salida de  $-10^\circ$  y deflectores**

Al representar el salto de esquí con ángulo de  $-10^\circ$ , Figura 3.32, se registraron velocidades para los gastos de  $1\,000$  y  $7\,000\text{ m}^3/\text{s}$ . Respecto a las fluctuaciones de presión registradas, para el gasto de  $1\,000\text{ m}^3/\text{s}$  presentó una oscilación alrededor de  $1\text{ m}$  y para el de  $7\,000\text{ m}^3/\text{s}$  fluctuando alrededor de  $15\text{ m}$ .



**Figura 3.32 Geometría del salto de esquí con ángulo de  $-10^\circ$**

En las Figuras 3.33 y 3.34 se observa el funcionamiento general del tanque amortiguador para  $Q=7\,000\text{ m}^3/\text{s}$ , y el perfil de flujo en el tanque respectivamente.



Figura 3.33 Funcionamiento del tanque amortiguador,  $Q=7\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$



Figura 3.34 Perfil del flujo en el tanque amortiguador,  $Q=7\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$

### **3.3.2 Vertedor de emergencia**

#### **Alternativa 1**

En esta alternativa se propuso la siguiente geometría: dividir el canal de descarga del vertedor de emergencia en tres canales, con dos muros a todo lo largo del canal de 15 m de altura x 2 m de ancho hasta el cadenamiento 0+120,00, a partir de ese punto hasta el labio de la cubeta la altura es de 10 m, conservando el mismo ancho, el ángulo de despegue de la cubeta se propuso de 15° y se colocó un foso disipador en la descarga de aproximadamente 70 x 200 m. Se observó para algunos gastos que el flujo rebasa el nivel de los muros, así como se conserva la sobre-elevación del flujo hacia el lado izquierdo del canal, de los tres canales de esta alternativa, el central es el que presenta mejor funcionamiento. El funcionamiento del tanque disipador colocado en la descarga del canal, fue inadecuado, debido a que quedó corto en su longitud, lo que provocó que el flujo impactara en el muro frontal, se sugiere revisar la geometría y proponer modificaciones (González, 2012).

#### **Alternativa 2**

La alternativa 2 consistió en dividir el canal de descarga en 4 canales, adicionando un muro a todo lo largo del canal con las mismas características geométricas de la alternativa anterior, se conservó el ángulo de la cubeta de 15° y el foso disipador.

Se revisaron dos alternativas, con dos y tres muros en el perfil longitudinal del canal de descarga del vertedor de emergencia y foso disipador en la descarga. Se observó, prácticamente el mismo funcionamiento hidráulico con tres o cuatro canales no es significativa la diferencia, el flujo se sobre-eleva en la margen izquierda (González, 2012).

El foso disipador colocado en la descarga del vertedor de emergencia, no cumplió su cometido; para el gasto de 2 000 m<sup>3</sup>/s funciona adecuadamente, sin embargo para el gasto de 4 000 y 6 000 m<sup>3</sup>/s se observó que requiere mayor longitud, lo cual se debe revisar, ya que una mayor longitud resulta poco viable.

En el 2013 se estudió la segunda parte con objeto de concluir algunos ensayos pendientes, emitir conclusiones del funcionamiento general de las estructuras y las recomendaciones necesarias, esto también se desarrolló de manera conjunta con el II-UNAM (González, 2014). Por lo anterior, después de un análisis por parte de la SDH de las alternativas propuestas, solicitó al Laboratorio de Hidráulica la rehabilitación del modelo físico existente a escala  $Le =$



65 de la C. H. Malpaso, para estudiar el funcionamiento hidráulico de los vertedores con nuevas alternativas de solución para el desarrollo del proyecto ejecutivo; readaptando algunas de las propuestas anteriores y afinando geometrías.

Referente al vertedor de emergencia se analizaron diversas alternativas, realizando pruebas experimentales con diferentes geometrías del muro central, peraltes, transiciones del muro con talud a vertical en la zona de la cubeta deflectora y deflectores laterales en el muro central, con el objetivo de obtener la que presente el comportamiento hidráulico esperado. Los datos teóricos proporcionados son:  $Q = 9\,400\text{ m}^3/\text{s}$  para un  $Tr = 10\,000$  años (González, 2014).

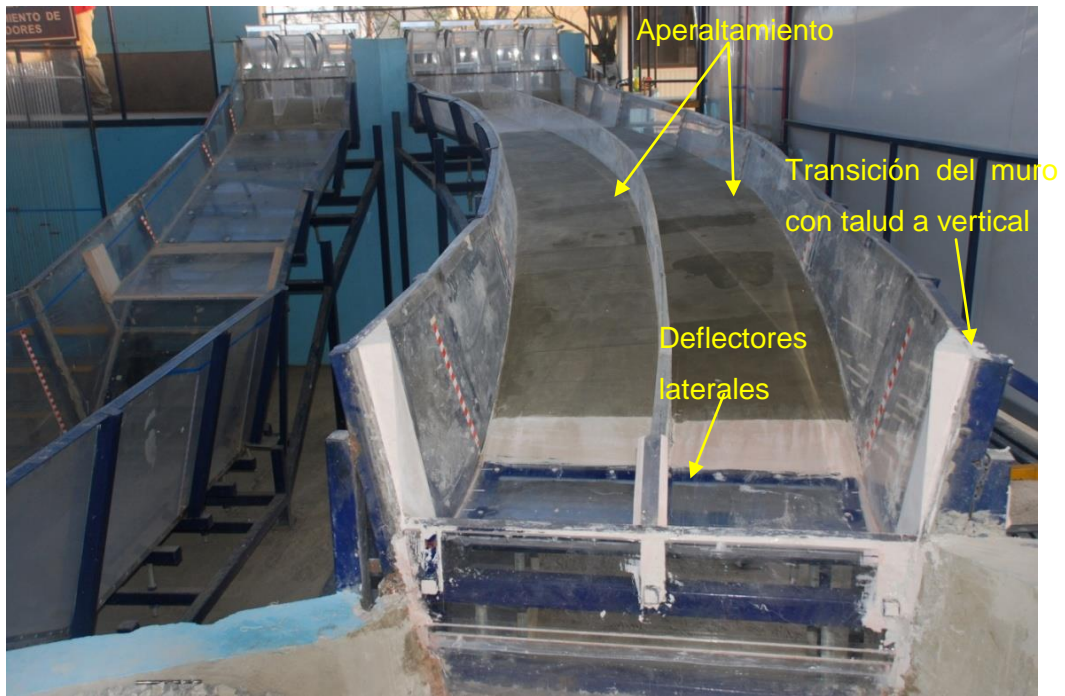
Del estudio cualitativo se observó el mejor funcionamiento hidráulico para la geometría de peraltes de ambos canales y deflectores laterales presentados en las tablas 3.8 y 3.9 respectivamente. Así como la transición de muros laterales con talud a partir del cadenamiento K0+370,80 hasta el labio de la cubeta en vertical, como se presenta en las Figuras 3.35 a 3.37.

**Tabla 3.8 Sobreelevación en ambos canales del vertedor de emergencia**

CANAL IZQUIERDO			CANAL DERECHO		
Cadenamiento	Peralte (m)		Cadenamiento	Peralte (m)	
	MI	MD		MI	MD
0+020.50	0	0	0+020.50	0	0
0+040	0	0	0+040	0	0
0+060	0	0	0+060	0	0
0+070	0	0	0+070	0	0
0+080	0	0	0+080	0	0
0+100	0	0	0+100	0	0
0+120	0.99	0.30	0+120	1.80	0.30
0+130	1.48	0.30	0+130	1.80	0.30
0+140	1.53	0.30	0+140	1.80	0.30
0+150	1.57	0.30	0+150	1.80	0.30
0+160	1.62	0.30	0+160	1.80	0.30
0+170	1.66	0.30	0+170	1.80	0.30
0+180	1.71	0.30	0+180	1.80	0.30
0+190	1.75	0.30	0+190	1.80	0.30
0+200	1.80	0.30	0+200	1.80	0.30
0+210	1.85	0.30	0+210	1.80	0.30
0+220	1.90	0.30	0+220	1.80	0.30
0+230	1.95	0.30	0+240	2.80	0.30
0+240	2.00	0.30	0+250	2.80	0.30
0+250	2.05	0.30	0+251.60	2.80	0.30
0+251.60	2.06	0.30	0+260	2.80	0.30
0+260	2.15	0.30	0+270	2.80	0.30
0+270	2.23	0.30	0+280	2.80	0.30
0+280	2.28	0.30	0+290	2.80	0.30
0+290	2.413	0.30	0+300	2.80	0.30
0+300	2.419	0.30	0+310	2.80	0.30
0+310	2.539	0.30	0+310.33	Transición	0.30
0+310.33	2.557	0.30	0+320		0.30
0+320	2.674	0.30	0+330		0.30
0+330	2.823	0.30	0+340		0.30
0+340	2.131	0.30	0+350		0.30
0+350	1.439	0.30	0+360		0.30
0+360	0.747	0.30	0+370		0.05
0+370	0.054	0.05	0+370.79		0
0+370.79	0	0			

**Tabla 3.9 Geometría de deflectores laterales**

Geometría deflectores	
k	0.9
Ancho (m)	0.71
Largo (m)	1.56
Angulo	24.58
Lc-L (m)	14.01



**Figura 3.35 Modelo físico con transición y deflectores**



**Figura 3.36 Transición de muro y deflectores laterales**



**Figura 3.37 Deflectores en muro central**

### **3.3.2.1 Registro de datos para validación de modelo numérico**

Para verificar el funcionamiento hidráulico del vertedor de emergencia de la presa Netzahualcóyotl, se procedió al registro del gasto de despegue, velocidades, huellas y tirantes en los muros laterales a lo largo de los canales del vertedor de emergencia, variables que además, serán de utilidad para poder realizar una comparación y validación de los resultados obtenidos del modelo numérico.

#### **Gasto de despegue**

El gasto de despegue para el canal derecho con peralte, cubeta de 45° y descarga controlada es de 935 m<sup>3</sup>/s. El nivel en el embalse se mantuvo a la elevación 186,30. En la figura 3.38 se observa el despegue del flujo del labio de la cubeta.



**Figura 3.38 Gasto de despegue del labio de la cubeta, canal derecho**

Para el canal izquierdo con peralte, cubeta de 45° y descarga controlada, el gasto de despegue es de 1 000 m<sup>3</sup>/s. El nivel en el embalse se mantuvo a la elevación 186,30 msnm. En la figura 3.39 se observa el despegue del flujo del labio de la cubeta.



**Figura 3.39 Gasto de despegue del labio de la cubeta, canal izquierdo**

## Velocidades

Las velocidades se obtuvieron utilizando el tubo Pitot. Su funcionamiento consta de unas mangueras para medir las diferencias de carga estática y dinámica. Se determina dicha diferencia para calcular la velocidad de cada punto con la ecuación 11, y posteriormente se calcula la velocidad media del canal con las áreas de influencia de cada punto de muestreo.

$$v = \sqrt{2g\Delta h} \quad (11)$$

donde:

$v$ , velocidad puntual, m/s

$g$ , constante de la gravedad, m/s<sup>2</sup>

$\Delta h$ , diferencia de carga estática y dinámica

Una vez determinada la velocidad y el área de cada sección y su área, la velocidad media se determina con la ecuación 12.

$$v_m = \frac{\sum v_i a_i}{A_t} \quad (12)$$

donde:

$v_i$ , velocidad en cada punto

$a_i$ , área de influencia de la velocidad medida

$A_t$ , área total

En las tablas 3.10 y 3.11 se presentan las velocidades medias para el canal derecho e izquierdo respectivamente.

**Tabla 3.10 Velocidades en modelo físico, canal derecho**

Cadenamiento	Velocidad media, en m/s (Q=4 700 m <sup>3</sup> /s)
0+120	19,32
0+311,60	25,76
0+370,79	29,28
0+381,06	28,98
Labio de la cubeta	28,88

**Tabla 3.11 Velocidades en modelo físico, canal izquierdo**

Cadenamiento	Velocidad media, en m/s (Q=4 700 m <sup>3</sup> /s)
0+120	19,20
0+311,60	25,79
0+370,79	29,60
0+381,06	29,59
Labio de la cubeta	28,79

## Huellas

Para la obtención de las huellas, se marcaron los tirantes sobre los muros de acrílico indicando el nivel máximo y mínimo, posteriormente se realiza un promedio entre estas mediciones y se obtiene la media.

### **Tirantes**

Los tirantes se miden utilizando un limnómetro colocado sobre el eje de cada canal, se mide la plantilla y la superficie del agua, la diferencia de estas mediciones arroja el tirante de la sección medida. En la tabla 3.12 se presentan los tirantes registrados para ambos canales.

**Tabla 3.12 Tabla de tirantes en ambos canales**

Cadenamiento	Canal izquierdo (m)	Cadenamiento	Canal derecho (m)
0+040.00	8.255	0+040.00	8.58
0+080.00	7.93	0+080.00	8.71
0+100.00	9.36	0+100.00	10.01
0+120.00	8.32	0+120.00	7.74
0+140.00	8.52	0+140.00	8.32
0+158.05	11.18	0+153.5	9.10
0+160.00	10.53	0+160.00	9.49
0+164.55	11.44	0+170.25	9.62
0+176.9	11.25	0+180.00	9.88
0+180.00	10.08	0+189.60	9.43
0+189.60	9.62	0+200.00	8.71
0+200.00	7.67	0+240.00	7.09
0+240.00	6.05	0+251.60	7.02
0+251.60	6.76	0+260.00	6.76
0+260.00	6.89	0+270.00	6.83
0+270.00	7.15	0+280.00	7.28
0+280.00	8.13	0+290.00	7.41
0+290.00	9.10	0+300.00	7.74
0+300.00	9.43	0+310.00	8.13
0+310.00	8.71	0+311.60	8.00
0+314.60	8.58	0+320.00	8.45
0+320.00	7.35	0+330.00	8.06
0+330.00	6.50	0+340.00	8.32
0+340.00	5.27	0+350.00	8.13
0+350.00	4.88	0+360.00	7.80
0+360.00	4.88	0+370.79	7.93
0+370.79	5.79	0+386.151	8.97
0+386.151	7.02	0+408.516	14.63
0+408.516	14.30		

De las alternativas analizadas, se observa que el mejor funcionamiento hidráulico se tiene con un muro central de 1,50 m de espesor y 11 m de alto a lo largo de todo el canal (desde la pila hasta el labio de la cubeta de lanzamiento), peralte en la plantilla de ambos canales y deflectores laterales de acuerdo a las tablas 3.8 y 3.9; con ello se logra uniformizar la salida del flujo permitiendo disminuir el gasto de despegue que actualmente se tiene de 3 650 m<sup>3</sup>/s por un solo canal a 1 000 m<sup>3</sup>/s. En las imágenes siguientes (Figuras 3.40 y 3.41) se presenta el modelo físico del vertedor de emergencia operando con el gasto de diseño Q=9 400 m<sup>3</sup>/s con el arreglo definitivo.





Figura 3.40 Vista general del funcionamiento para ambos canales,  $Q=9\ 400\ m^3/s$ .



Figura 3.41 Modelo físico del vertedor de emergencia,  $Q=9\ 400\ m^3/s$ .



# **CAPÍTULO 4**

## **MODELACIÓN**

## **NUMÉRICA**



## **4 Modelación numérica**

En este capítulo se presentará el estado del arte de la modelación numérica. Se abordará lo referente a los tipos de modelos numéricos y a los métodos de cálculo. Se describirá a detalle el procedimiento del modelado con el software FLOW-3D. Se analizará el funcionamiento hidráulico del vertedor de emergencia de la C. H. Nezahualcóyotl, mediante FLOW-3D, se describirá todo el procesamiento como la elaboración de la geometría tridimensional de esta estructura y su mallado respectivo, estableciendo las condiciones iniciales y de frontera apropiadas para realizar la simulación numérica; así como la validación de los resultados obtenidos del modelo numérico con los resultados del modelo físico.

### **4.1 Tipos de modelos numéricos**

Los primeros modelos numéricos se desarrollaron exclusivamente para resolver un problema particular, flujo de agua. Actualmente, los modelos son genéricos con capacidad para resolver una gama de condiciones de flujo similares con módulos adicionales para resolver otros fenómenos como transporte de sedimentos, dispersión de contaminantes, calidad de agua e inclusive, modelación de hábitat de peces u otras criaturas acuáticas (Vásquez, 2003).

#### **4.1.1 Dimensionalidad**

- Modelos unidimensionales (1D)

En los modelos unidimensionales (1D) se asume que una de las dimensiones prevalece sobre las otras dos. Esta dimensión es la longitudinal a lo largo del eje del río o canal. La información topográfica e hidráulica se introduce mediante secciones transversales, en las cuales se calculan el tirante y velocidad promedios en toda la sección transversal. Es decir, toda la sección es representada por un único valor medio de velocidad, no considerándose variaciones en la distribución de velocidades tanto horizontal como verticalmente. Asumen por defecto que el flujo es perpendicular a la sección transversal, lo cual es una de sus limitaciones. Estos modelos son aplicables en tramos de ríos y canales muy largos, generalmente mayores a 20 veces el ancho y cuando se busca principalmente determinar el máximo nivel de agua (Vásquez, 2003).

- Modelos bidimensionales (2D)

Los modelos bidimensionales (2D) consideran las variaciones en las dos dimensiones del plano horizontal. Las variaciones de la velocidad u otra magnitud de interés en la columna vertical de agua se promedian y se asumen como un único valor. Estos modelos son especialmente útiles

en flujos muy extendidos (como estuarios, lagos, etc.) donde la variación vertical de velocidad es pequeña, por eso suelen llamarse modelos de aguas someras o poco profundas. Estrictamente no son aplicables a casos en que la variación vertical de la velocidad es apreciable, como por ejemplo el flujo sobre un vertedor o a través de un orificio sumergido; sin embargo, mediante uso de expresiones empíricas o similares pueden incorporar estas singularidades dentro de la modelación (Vásquez, 2003).

- Modelos tridimensionales (3D)

Los modelos tridimensionales (3D) representan el estado más avanzado de la modelación. Estos modelos son capaces de calcular las tres componentes espaciales de la velocidad, y por tanto aplicables a cualquier caso práctico.

#### **4.1.2 Método de cálculo**

El agua es un medio continuo constituido por un número casi infinito de partículas. Determinar la velocidad de cada partícula es virtualmente imposible y poco práctico; por ello este continuo se divide en elementos discretos de tamaño finito, que la memoria de una computadora sea capaz de manejar. En los casos más simples de flujo 1D, la discretización se realiza a nivel de secciones transversales, siendo el método de cálculo por etapas: se hace el balance energético en una sección y se procede a la siguiente, hasta terminar con todas. Si hay problemas de convergencia en una sección, se asume el tirante crítico y se continúa con la siguiente. Por ello estos programas son robustos, rápidos y numéricamente confiables. Los problemas 2D y 3D requieren resolver las ecuaciones diferenciales y por tanto una discretización más fina mediante el uso de mallas. Los métodos principales son el Método de Elementos Finitos (MEF), el Método de Diferencias Finitas (MDF) y más recientemente el Método de Volúmenes Finitos (MVF). Estos métodos resuelven las ecuaciones que tienen dominio continuo mediante la solución en un número finito de puntos discretos en dicho dominio. Cuando los valores buscados (tirante, velocidad, etc.) en dichos puntos discretos son encontrados, la solución en cualquier otro punto puede ser aproximada mediante métodos de interpolación. Estos modelos numéricos proporcionan mucho detalle y precisión, siendo capaces de manejar condiciones de frontera e iniciales complejas, para los cuales no existen en la mayoría de casos soluciones analíticas. Sin embargo, la mayoría de estos métodos requieren la solución simultánea de todos los nodos del dominio, lo que incrementa la carga computacional haciéndolos más lentos. En general, para geometrías simples el MDF es una excelente alternativa pues es muy rápido y

simple; sin embargo geometrías complejas exigen a su vez mallas complejas que se modelan mejor con el MEF o MVF (Vásquez, 2003).

#### **4.1.3 Régimen de flujo**

El flujo subcrítico (Números de Froude  $Fr < 1$ ) es simple y todos los programas tienen capacidad para modelarlo. El flujo supercrítico (Número de Froude  $Fr > 1$ ) resulta más complejo para muchos modelos numéricos, por la posibilidad que se formen ondas de choque o saltos hidráulicos en los cambios a régimen subcrítico, lo cual da lugar a un flujo rápidamente variado de difícil modelación (Vásquez, 2003).

#### **4.1.4 Variación en el tiempo**

En el flujo permanente se asume que las todas las magnitudes hidráulicas son constantes en el tiempo. Ésta es la opción por defecto de todos los modelos numéricos. En el flujo impermanente o transitorio las magnitudes como tirantes o velocidades pueden cambiar con el tiempo, como en el caso del tránsito de una onda de avenidas a través de un río. Algunos programas tienen capacidad para modelación en régimen impermanente, siendo especialmente útiles para estudios de transporte de sedimento, pues la erosión y deposición modifican gradualmente la sección hidráulica. Sin embargo, los flujos impermanentes muy bruscos, como los originados por la rotura de presas, requieren de tratamientos especiales (Vásquez, 2003).

### **4.2 Descripción del software FLOW-3D**

FLOW-3D es un programa que usa técnicas numéricas para resolver las ecuaciones de movimiento de fluidos y obtiene soluciones tridimensionales de flujos.

Una simulación numérica comúnmente inicia con una malla de cálculo, que está compuesta por un número de elementos interconectados (nodos), que a su vez forman celdas interconectadas. Las celdas dividen el espacio de análisis en pequeños volúmenes con nodos asociados a cada volumen. Los nodos son usados para almacenar valores como presión, temperatura y velocidad del fluido. La malla es el espacio numérico que reemplaza el espacio físico original en el que se desea simular el fenómeno. A partir de ésta, se definen los parámetros del flujo en las localizaciones discretas, las condiciones de frontera y se desarrollan las aproximaciones de las ecuaciones de movimiento del fluido (FlowScience, 2009).

En FLOW-3D el dominio de análisis o espacio numérico es dividido con una malla de celdas rectangulares o con una malla de celdas cilíndricas. La selección del sistema más adecuado depende de la configuración del fenómeno que será analizado y sobre todo, de cómo se moverá el flujo a través de la malla.

Las mallas rectangulares son relativamente fáciles de generar y almacenar debido a que son desarrolladas en coordenadas rectangulares. Un tamaño de malla no uniforme entrega mayor flexibilidad cuando se requieren análisis de flujos complejos. Las celdas son numeradas de manera consecutiva usando tres índices:  $i$  en la dirección  $X$ ,  $j$  en la dirección  $Y$  y  $k$  en la dirección  $Z$ . De esta manera cada celda en un arreglo tridimensional puede ser identificada con una única ubicación  $(i,j,k)$ , similar a las coordenadas de un punto en el espacio. Asimismo, el arreglo rectangular permite que la malla discretice efectivamente el espacio físico por analizar, igual que los valores para los parámetros de fluido que son representados en la malla por un arreglo matricial de valores discretizados (FlowScience, 2009).

La configuración de las mallas rectangulares tiene ventajas, sobre todo en la facilidad al desarrollar los métodos numéricos, puesto que de la transparencia del método numérico con respecto a su relación con el problema físico, depende la correcta solución de la simulación.

Por otra parte, la precisión y estabilidad de los métodos numéricos se da con mayor facilidad en coordenadas rectangulares, habrá que recordar que los primeros algoritmos numéricos fueron desarrollados originalmente en este tipo de mallas. El método de diferencias finitas está basado en las propiedades de la expansión de Taylor y en la aplicación directa de la definición de derivadas. Éste es el más viejo de los métodos usado para dar solución numérica a ecuaciones diferenciales, el mismo fue aplicado por primera vez por Euler en 1768.

El método de volúmenes finitos se deriva directamente de la forma integral de las leyes de conservación para el movimiento de fluidos, por lo tanto, incluye las características de conservación. Los métodos mencionados anteriormente son la base del método numérico que utiliza FLOW-3D, de tal manera que puede funcionar en un sin número de modos que corresponden a las condiciones del fluido por analizar (FlowScience, 2009).

Un modo es para resolver problemas de fluido compresible, mientras que otro resuelve fluidos netamente incompresibles. En el segundo caso, la densidad y energía del fluido se puede considerar constante (lo cual implica que no tiene que ser calculada), además existe la



posibilidad de analizar problemas con uno o dos fluidos. De igual manera se puede incluir una superficie libre en problemas con un fluido incompresible.

La superficie libre existe en un sin número de casos prácticos de análisis, por lo que la utilización de esta consideración representa una ventaja para FLOW-3D, ya que el espacio de gas adyacente al fluido, en la realidad, es despreciado y para el análisis numérico es remplazado por un espacio vacío (libre de masa) pero que conserva una presión y temperatura uniformes; dicho acercamiento tiene como ventaja reducir el esfuerzo de cómputo en la solución, ya que en la mayoría de los casos analizados el movimiento y comportamiento del gas influye de manera insignificante sobre el movimiento del líquido (FlowScience, 2009).

Con la consideración anterior, la superficie libre se convierte en uno de los límites externos del fluido, por tanto la definición de las condiciones de frontera cobra vital importancia para la misma, para este propósito, es empleado el método de Volumen del Fluido (VOF) el cual consiste en tres componentes básicos: la definición de la función de fluido, un método para resolver la ecuación de transporte VOF y la parametrización de la condición de frontera en la superficie libre. La metodología de cálculo y los modelos utilizados en la simulación, son expuestas a continuación.

#### **4.2.1 El método CFD**

La Dinámica de Fluidos Computacional o CFD (por sus siglas en inglés), cada vez es más usada para probar los diseños hidráulicos de ingeniería civil y ambiental. Las simulaciones, bajo diferentes condiciones, se utilizan para predecir el efecto que tienen los flujos sobre las estructuras y el medio ambiente (FlowScience, 2009).

La CFD es útil para simular flujo, donde las ecuaciones de Navier-Stokes y la ecuación de continuidad son discretizadas y resueltas para cada elemento de una malla de cálculo que es creada al dividir el volumen de control en pequeñas secciones.

El uso de cualquier software es similar a realizar experimentos en laboratorio, de tal manera que si las pruebas no se ajustan correctamente para simular una situación real, los resultados no reflejarán el verdadero comportamiento del fenómeno. De la misma manera, si el modelo numérico no es ajustado adecuadamente, los resultados no reflejarán el fenómeno acorde con la realidad.

#### **4.2.2 Método para las aproximaciones numéricas**

La solución de las ecuaciones diferenciales en FLOW-3D que describen el movimiento del fluido se obtienen usando aproximaciones con diferencias finitas o con volúmenes finitos, dividiendo las regiones del fluido en celdas rectangulares dentro de la malla. Cada celda tiene asociado el promedio de los valores para las variables dependientes, todas las variables están localizadas en el centro de celda excepto la velocidad que se ubica en la cara de cada celda. La definición de áreas y volúmenes divididos, así como los obstáculos, fronteras y otras características geométricas están descritos por la malla.

La mayoría de los términos de las ecuaciones, son evaluados explícitamente; no obstante, también existen algunas opciones implícitas, lo anterior crea un esquema numérico simple y eficiente para la mayoría de los casos de análisis, sin embargo, la precisión y estabilidad están limitadas por el incremento del tiempo para el cálculo ( $\Delta t$ ) (FlowScience, 2009).

La formulación semi-implícita de las ecuaciones en diferencias finitas, permite una solución eficiente en FLOW-3D. Para ello se utilizan dos técnicas, la más simple es el método denominado SOR (Successive Over-Relaxation, Sobrerelajación Sucesiva) y la segunda corresponde al método de la línea implícita (SADI), ésta se utiliza cuando se requiere un método más implícito en la solución.

#### **Método de las diferencias finitas y los volúmenes finitos**

Una de las técnicas más empleadas en el cálculo de la dinámica de fluidos es la de diferencias finitas. Ésta fue una de las primeras en aparecer y a pesar de algunas restricciones propias de la técnica, por su alta eficiencia para la resolución de problemas con geometrías sencillas, continúa vigente.

Su definición se basa en aproximar los operadores diferenciales con otros denominados operadores en diferencias que se aplican a un vector de datos que representa la solución en un conjunto finito de puntos en el dominio (FlowScience, 2009).

Las aproximaciones explícitas para encontrar la solución de la ecuación de momento, son usadas para calcular el valor de velocidad en el siguiente nivel empleando las condiciones iniciales o el valor calculado en el tiempo anterior, para todas las presiones y aceleraciones.

Para satisfacer la ecuación de continuidad, cuando es usada la opción implícita, las presiones son ajustadas iterativamente en cada celda y los cambios de la velocidad generado por el cambio de presión se añaden a las velocidades calculadas en el paso anterior, la interacción es requerida porque el cambio en la presión de cada celda desequilibra las otras seis celdas adyacentes.

Finalmente, cuando hay una superficie libre o una interferencia con el fluido, se debe dar la una nueva configuración del fluido. La repetición de los pasos anteriores permitirá llegar a la solución para el intervalo de tiempo que se desee, en cada paso de tiempo las condiciones de frontera de la malla, obstáculo o superficie libre, deben ser ajustadas.

El método numérico básico usado en FLOW-3D tiene una aproximación de primer orden, con respecto a los incrementos del tiempo y el espacio. Cuando la malla de diferencias finitas no es uniforme, deben tenerse precauciones especiales para mantener el grado de precisión del modelo, por tanto aproximaciones de segundo orden están disponibles en el código (FlowScience, 2009).

#### **4.2.3 Limitaciones del modelado con FLOW-3D**

Existen varias restricciones para seleccionar el incremento del tiempo de cálculo en FLOW-3D que deben ser consideradas para eliminar inestabilidades numéricas.

El programa cuenta con un control automático del tiempo de cálculo. Si éste es usado al momento de ingresar los datos de la simulación, el tiempo de cálculo se ajustará para ser tan grande como sea posible, sin sobrepasar las condiciones de estabilidad o exceder el tamaño máximo permitido.

El intervalo de cálculo será reducido cuando la presión sobrepase el valor nominal correspondiente. El paso de tiempo se incrementará del orden de un 5% (hacia arriba o hacia abajo) por ciclo, a no ser que se rompa una condición de la estabilidad. Se recomienda que la opción automática del tiempo de paso se utilice siempre para lograr resultados óptimos (FlowScience, 2009).

### **4.3 Modelación numérica del vertedor de emergencia**

El software FLOW-3D, desarrollado en Los Álamos, Nuevo México; fue desarrollado para el tratamiento de problemas de flujo no permanente en tres dimensiones espaciales.

Los modelos que emplea el software en cuestión no usan directamente las ecuaciones de Navier-Stokes sino un promedio en el tiempo o de realizaciones de éstas. Por ello a tales modelos se dice que son del tipo RANS (Reynolds-Averaged-Navier-Stokes) (Álvarez, 2014).

La creación de un proyecto en FLOW-3D consta de 3 pasos:

- Pre procesamiento
- Procesamiento
- Pos procesamiento

A continuación se describen cada una de estas etapas las cuales son necesarias para una adecuada simulación numérica.

#### **4.3.1 Pre proceso**

La etapa de pre procesamiento comprende el acondicionamiento de la geometría, el mallado y la definición de condiciones iniciales y de frontera de la simulación. A continuación se explica cada una de estas etapas para el pre procesamiento.

##### **4.3.1.1 Colocación de la geometría y topografía**

El diseño hidráulico requiere una constante interacción con el diseño estructural, por ello es necesario utilizar una herramienta de uso común a ambas disciplinas que permitan una rápida y eficiente comunicación (Ángulo, 2012). El uso de la herramienta AutoCAD se ha extendido ampliamente en el diseño de las obras civiles, y es mediante esta herramienta que se realizó el modelado en tres dimensiones de la geometría. Esta geometría se compone del canal de llamada y los vertedores de servicio y emergencia, así como de la topografía del terreno donde se asientan dichas estructuras. El formato de intercambio utilizado es la estereolitografía cuya extensión es: “.stl”. Cuando se tiene una geometría muy compleja, el archivo CAD es exportado a STL en partes. Se dividió la geometría en varios bloques, procurando que aquellos bloques susceptibles de ser modificados durante el diseño, puedan ser reemplazados completamente para simplificar este proceso.

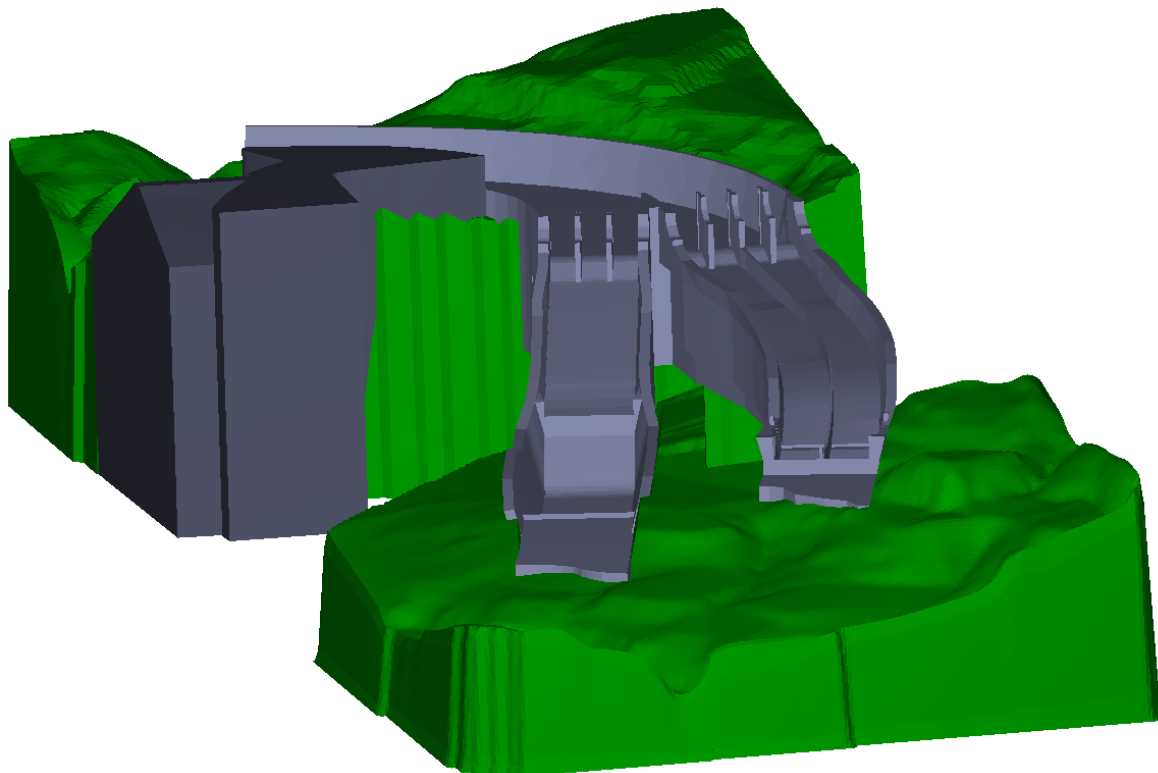
La geometría se dividió en 11 partes:

- Vertedor de emergencia: Plantilla, peralte y lumbreras de aireadores
- Pared y losa del canal de llamada
- Vertedor de servicio y deflector
- Topografía: del canal de llamada, del vertedor de emergencia y del vertedor de servicio
- Cortina

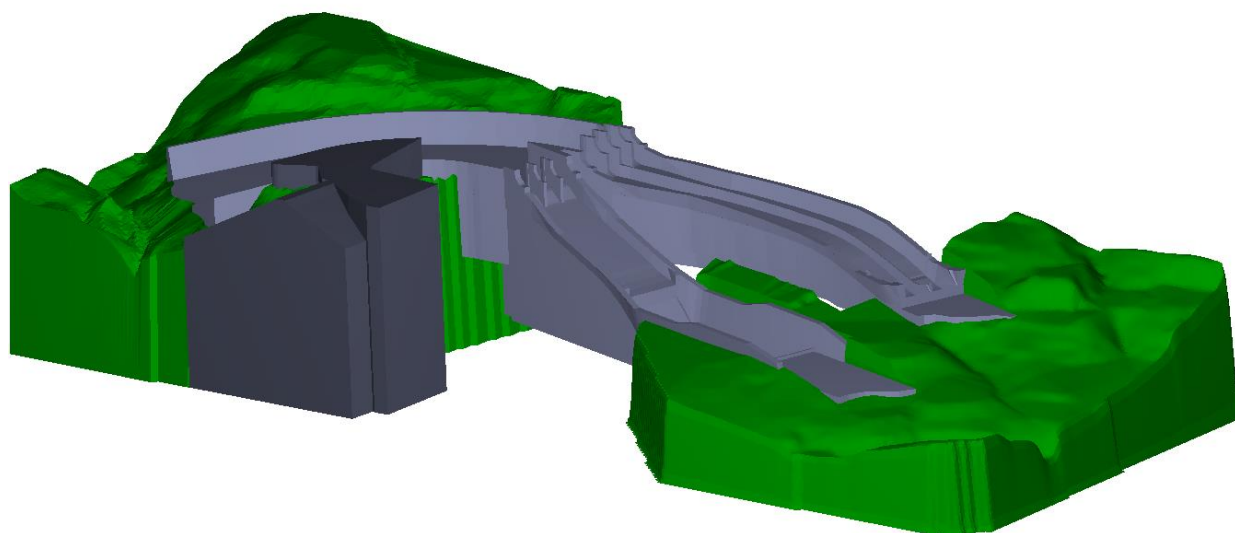
Las figuras 4.1, a 4.4 muestran la composición de la geometría del vertedor de emergencia con las adecuaciones mencionadas anteriormente.



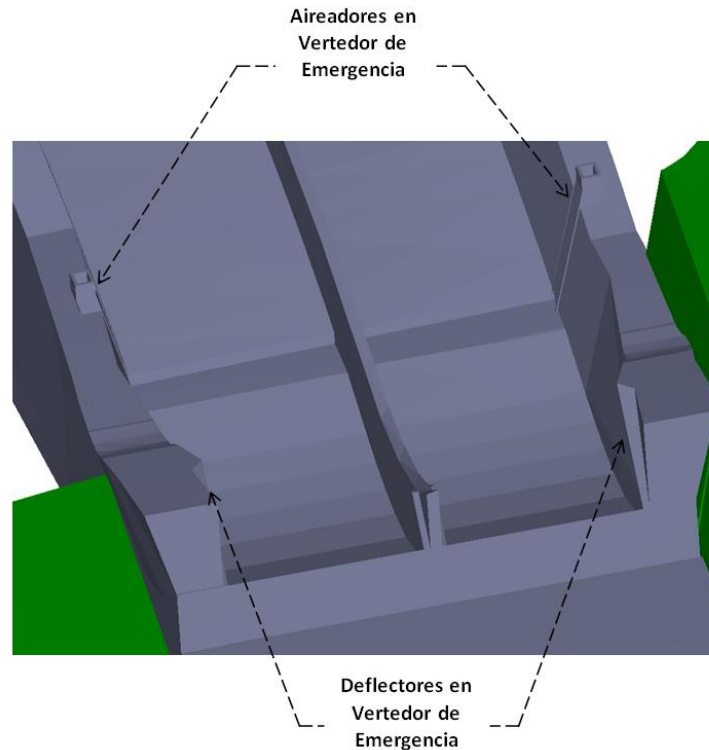
**Figura 4.1 Componentes de la geometría**



**Figura 4.2** Obra de excedencias de la presa Netzahualcōyotl



**Figura 4.3** Geometría de la obra de excedencias



**Figura 4.4 Aireadores y deflectores en vertedor de emergencia**

#### **4.3.1.2 Elaboración de mallas**

La elaboración de las mallas para discretizar la zona a analizar es una de las etapas más importantes. El software FLOW-3D emplea mallas estructuradas regulares, constituidas por celdas en formas de paralelepípedos rectangulares, los cuales son fáciles de manejar en geometrías complejas, aunque el ajuste no es tan adecuado en elementos con curvatura grande. FLOW-3D permite el uso de mallas multibloque (Multi-Block), lo cual permite una mayor flexibilidad y eficiencia en el uso simultáneo de diferentes refinamientos de malla. Por ejemplo, una sola malla estándar con refinamiento grande puede aumentar sustancialmente el número de celdas, en cambio el uso de varios bloques de malla reduce el número de celdas y con ello los requerimientos computacionales.

Otra ventaja de una malla rectangular es que sus especificaciones para una geometría permiten, de forma independiente, la generación de obstáculos y estructuras complejas. El programa evalúa las ubicaciones de los obstáculos mediante la utilización de una técnica de celdas porosas llamada: método de Área Fraccionada/Representación de Volúmenes Obstáculo (FAVOR, por sus siglas en inglés).

El software provee de un análisis previo para conocer el tipo de malla óptimo (función *FAVORize*). La malla que se obtuvo está conformada por un solo bloque, que tiene distintas resoluciones. La definición de la resolución de dicha malla está en función de la forma de la geometría que contiene, es decir si la geometría correspondiente contiene elementos curvos o pendientes grandes, la resolución será mayor que en lugares donde la geometría sea plana y recta.

Para realizar la simulación se ensayaron seis diferentes arreglos de malla. El arreglo final es el que se muestra en la figura 4.5.

Los primeros cinco bloques de malla engloban al canal de llamada, en el primero de éstos se indicó el gasto de entrada.

La discretización de la malla está en función de la geometría que presenta el vertedor, debido a que contiene elementos curvos o pendientes grandes, la resolución será mayor en comparación en donde la geometría sea plana y recta. La caracterización del modelo podrá ser más cercana al comportamiento real. Respecto al arreglo final del mallado, se discretizaron los dos primeros bloques de malla a dos metros por cada lado, quedando los siguientes tres bloques del canal de llamada a cada cuatro metros por lado. Considerando esto, el bloque de malla 6 inicia antes del cimacio y engloba completamente el vertedor de emergencia, la resolución de este bloque es de un metro por cada lado. En la Figura 4.6 se muestra la discretización descrita.



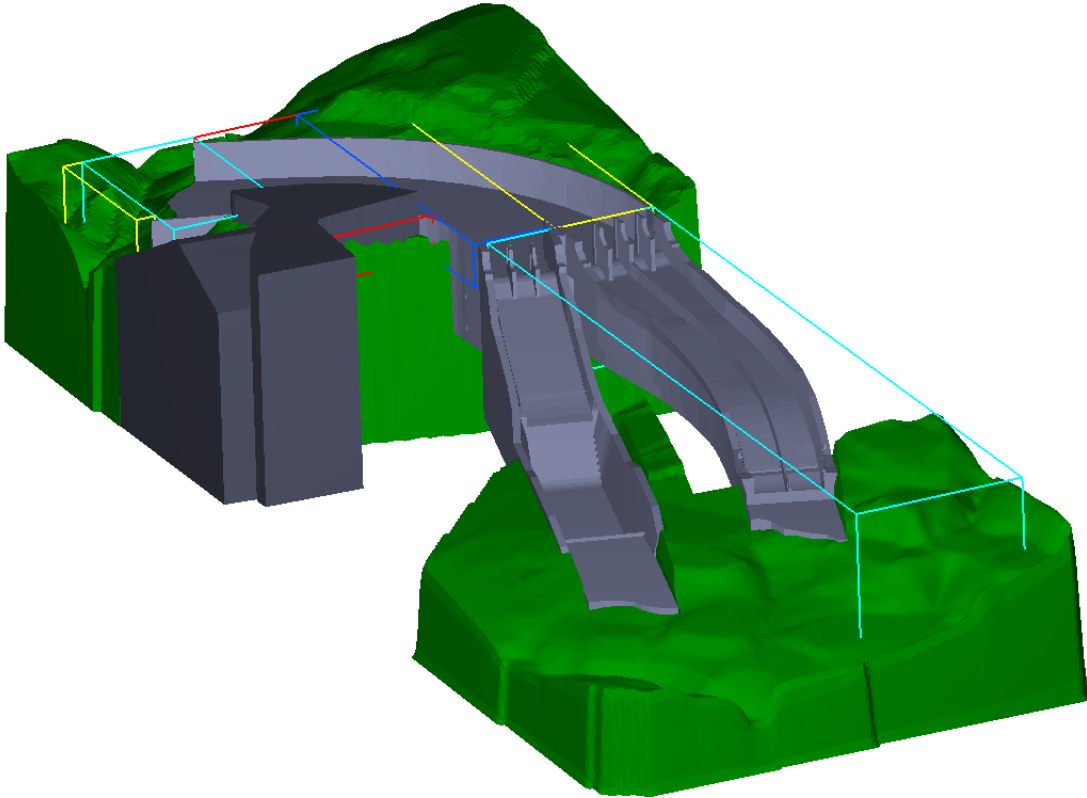


Figura 4.5 Arreglo definitivo de mallado del modelo numérico

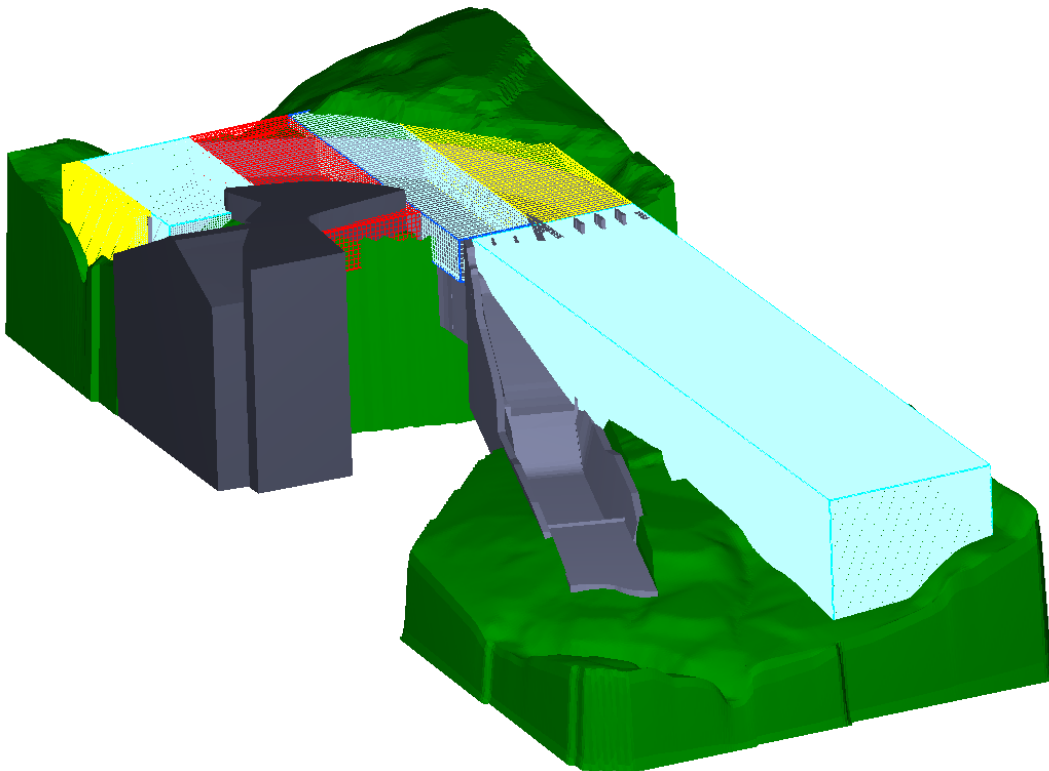


Figura 4.6 Discretización del arreglo de mallado del vertedor de emergencia

#### 4.3.1.3 Definición de condiciones de frontera

El software FLOW-3D, considera distintas condiciones de fronteras, entre las cuales están:

- **Specified pressure (especificación de presión).** Esta condición representa la carga de presión, en dirección Z, ejercida por el fluido (el nivel del agua), en metros.
- **Wall (pared).** Esta condición indica al programa que sobre el plano indicado hay una pared sólida, la cual no permite la circulación del flujo.
- **Symmetry (simetría).** Esta función considera simetría en las características del flujo, respecto a un plano, que hace la función de espejo, semejante a la función “mirror” en AutoCAD para simetrías geométricas.
- **Outflow (salida de flujo).** Condición de salida libre del agua en la región considerada del bloque de malla.
- **Continuative (continuo).** Para considerar que los parámetros calculados en una sección al final de un bloque de malla prevalecen para un nuevo bloque, es decir, las condiciones de salida de un bloque de malla son las condiciones de inicio del bloque adyacente por analizar.
- **Volume flow rate (gasto de entrada).** Para indicar al programa el gasto de entrada al sistema, esta condición se puede definir mediante un gasto constante o bien un hidrograma de entrada.

Se especificaron 6 condiciones de frontera (una por cara) por cada bloque de malla. Para el bloque uno, la condición de entrada de inicio sobre el eje Y ( $Y_{\text{mín}}$ ) es el gasto de entrada al sistema, y al final del eje Y ( $Y_{\text{máx}}$ ) una condición de salida. En el eje X las dos condiciones son de pared (paredes sólidas), mientras que para el eje Z la condición inferior ( $Z_{\text{mín}}$ ) es una pared sólida y la superior ( $Z_{\text{máx}}$ ) por comodidad una condición de simetría, que no considera el arrastre de aire en la superficie.

Para los bloques de malla siguientes, las condiciones de frontera fueron semejantes a las del primer bloque, solo que en el inicio del cálculo de cada uno de ellos, la condición de frontera fue definida por una de continuidad. De esta manera, los bloques de malla quedan unidos por una condición de flujo de salida en el bloque anterior y una condición de continuidad en el bloque inmediato, como se muestra en la figura 4.7, con sus respectivas condiciones de frontera definidas, en rojo las fronteras sobre el eje X, en verde las condiciones del eje Y y por último, en azul las condiciones sobre el eje Z.

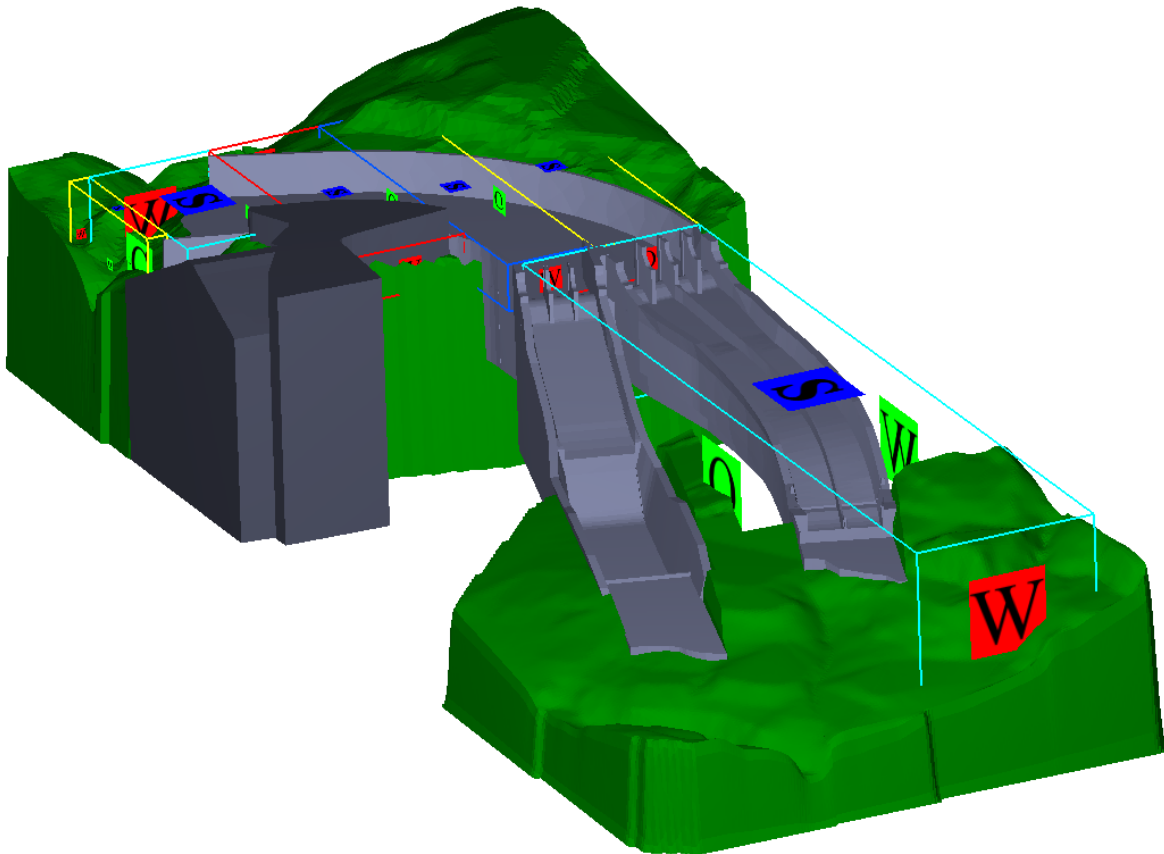


Figura 4.7 Condiciones de frontera para los bloques de malla

Las longitudes requeridas y cantidad de mallas por cada bloque para realizar esta simulación se resumen en la tabla siguiente.

Tabla 4.1 Discretización de mallado numérico

Malla	Lado X (m)	N° Celdas	Lado Y (m)	N° Celdas	Lado Z (m)	N° Celdas	N° Total de Celdas del dominio
1	124	62	16	8	84	42	20 832
2	156	78	96	48	84	42	157 248
3	232	58	88	22	36	9	11 484
4	300	75	48	17	36	9	11 475
5	304	76	84	21	36	9	14 364
6	627	627	142	142	122	122	9 485 256
<b>Total de celdas</b>							<b>9 700 659</b>

#### **4.3.1.4 Condiciones iniciales. Parámetros generales y físicos**

##### **Parámetros generales**

Los parámetros generales del modelo numérico son el tiempo de simulación real del prototipo en estudio, el sistema de unidades de medición y la definición del número de fluidos incluidos en el sistema.

##### **Definición de propiedades físicas**

Dentro de las propiedades físicas del modelo, se considera la densidad y la viscosidad del fluido, en este caso agua, así como la aceleración gravitacional y el modelo de turbulencia empleado para la solución del problema.

El modelo numérico del FLOW-3D resuelve el problema de cierre de las ecuaciones de Reynolds en flujos de turbulentos de cinco maneras: Prandtl mixing length; una ecuación de energía-turbulencia (modelo de longitud de mezclado), los modelos de turbulencia  $k-\epsilon$ , el grupo de Renormalizado ( $k-\epsilon$ ) y el modelo de remolinos de gran magnitud, LES, por sus siglas en inglés.

Con base en estudios previos (Álvarez I. C. *et al*, 2012), para este problema se utilizó el modelo de turbulencia RNG. El modelo RNG calcula la energía cinética turbulenta ( $k$ ) y la tasa de disipación de energía cinética ( $\epsilon$ ), renormalizando las ecuaciones de Navier Stokes. Los modelos basados en el modelo RNG dependen de menos constantes empíricas y establecen un marco para la derivación de una serie de parámetros que se utilizarán en diferentes escalas de turbulencia.

Una vez dados todos los parámetros del pre procesamiento, fue necesario realizar una pre simulación, para analizarla correcta definición de parámetros hecha en el pre procesamiento, por ejemplo, resolución de las mallas, unión entre bloques, condiciones de frontera y parámetros físicos del fluido.

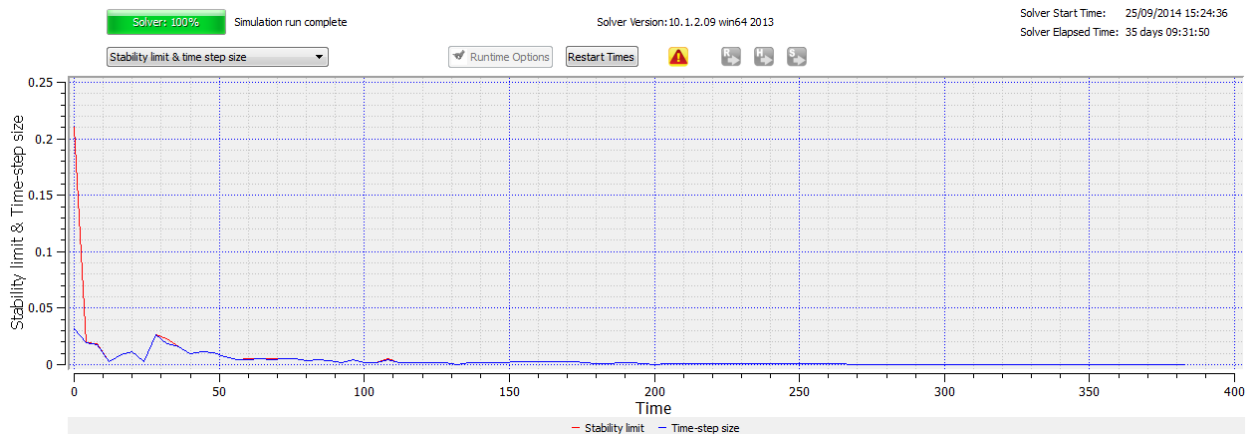
#### **4.3.2 Proceso**

En esta etapa se lleva a cabo el procesamiento de la simulación, en esta se debe vigilar la convergencia y estabilidad del modelo para conocer el desempeño de los cálculos realizados por el programa. El tiempo de estabilización de la simulación fue de 400 s.

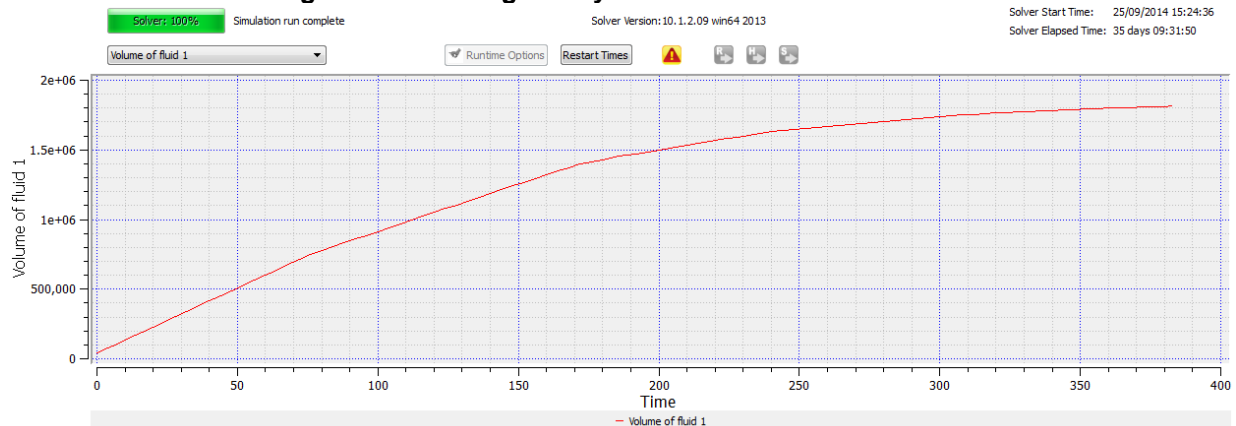
Antes de la modelación numérica definitiva, se realizaron 5 ensayos del modelo con distintos arreglos de mallado y diferente discretización, con una duración de 20 días aproximadamente

cada uno, con la finalidad de obtener resultados satisfactorios. Finalmente el equipo de cómputo utilizó 35 días para finalizar la simulación con el arreglo final del mallado mostrado anteriormente, utilizando un tiempo total de modelación de 135 días. Por lo anterior, solo se realizó la modelación numérica con el gasto de diseño  $Q=9\ 400\ \text{m}^3/\text{s}$ , para un periodo de retorno  $Tr=10\ 000$  años. Como referencia del tiempo de cálculo invertido se indican las características de la computadora utilizada en esta modelación: Workstation Lenovo Modelo E30, Procesador Intel Xeon (8 procesadores a 3,40 GHz), tarjeta de video NVIDIA GeForce GT 520 3Gb y 8 Gb de Memoria RAM, Windows 7.

Como criterio para revisar la simulación se sigue durante la ejecución la evolución de la energía cinética media del flujo, hasta que las variaciones a lo largo del tiempo comienzan a disminuir. Alcanzada la estabilización de este parámetro se verifica que dicha estabilización también se refleje en el caudal que atraviesa el dominio, tomando como referencia la malla más fina, Figuras 4.8 y 4.9.

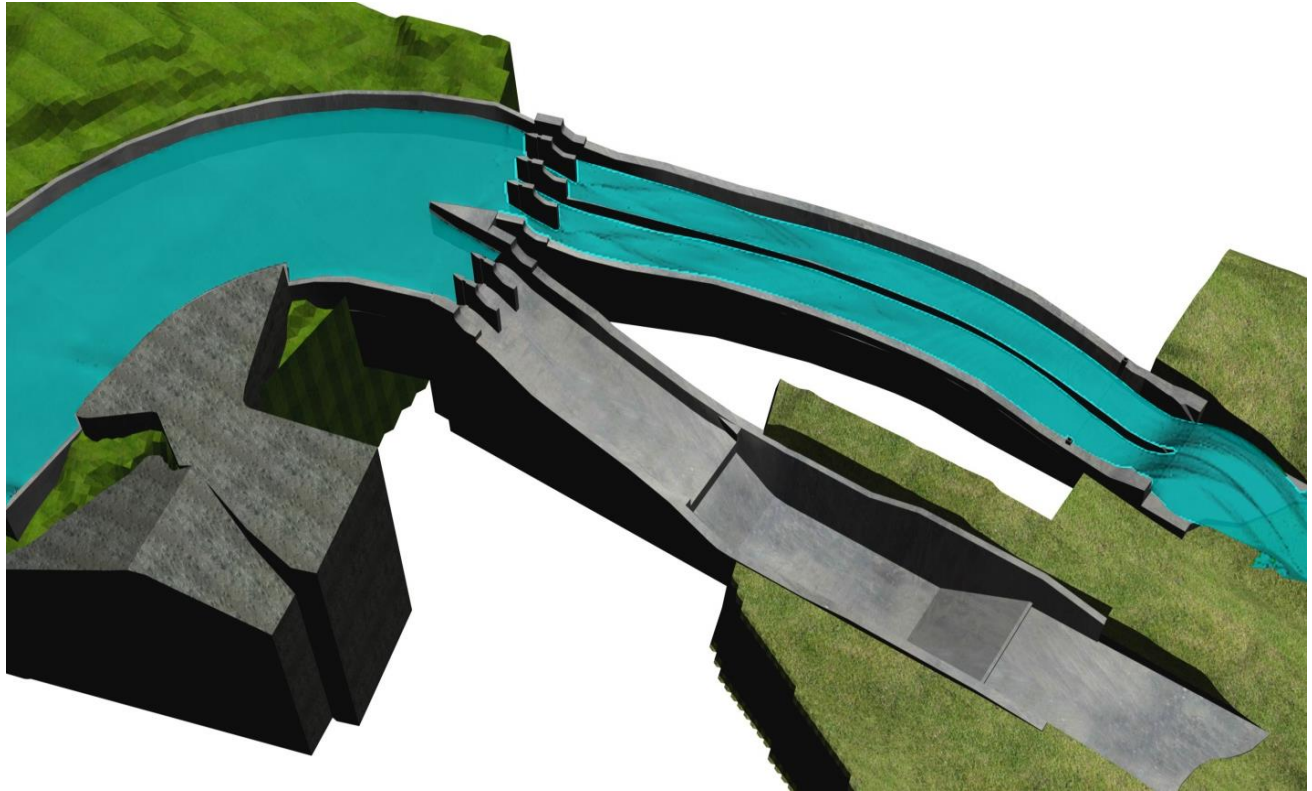


**Figura 4.8 Convergencia y estabilidad de la simulación**



**Figura 4.9 Estabilidad del volumen del fluido**

La Figura 4.10 presenta una imagen representativa del modelo del vertedor de emergencia con la simulación finalizada.



**Figura 4.10 Simulación del vertedor de emergencia de la presa Netzahualcōyotl**

### **4.3.3 Pos proceso**

En la etapa de pos proceso se realiza la extracción de datos generados por el procesamiento. Los resultados generados se obtienen de manera gráfica, animada y en formato numérico, que éstos posteriormente se procesan mediante herramientas de cálculo y base de datos y se obtiene su representación gráfica. En el siguiente capítulo se presentará el procedimiento de manejo de datos y los resultados obtenidos.

# **CAPÍTULO 5**

## **ANÁLISIS DE RESULTADOS**





## **5 Análisis de resultados**

En este capítulo se presentará el análisis del comportamiento hidráulico del vertedor de emergencia con las medidas de mitigación propuestas. Se describirá el proceso de extracción y manejo de los resultados arrojados por el modelo numérico utilizando el software FLOW-3D. Se analizaron los perfiles, velocidades y presiones representándose los resultados de manera gráfica.

Debido a la complejidad de la geometría del vertedor, ya que se contaba con curvatura horizontal, vertical, peralte transversal para cada canal, aireadores y deflectores en la estructura terminal; la metodología utilizada fue laboriosa para realizar los análisis de los diferentes parámetros indicados en el párrafo anterior.

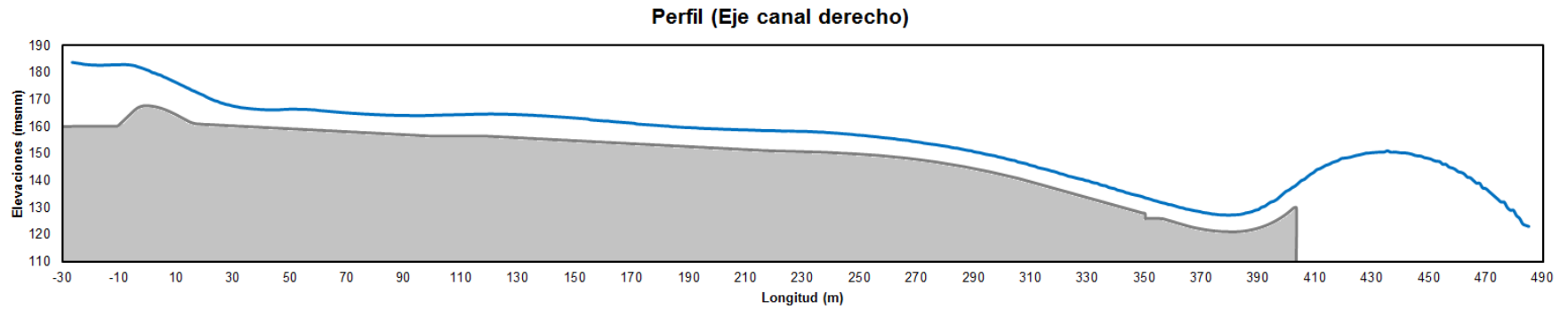
Se ubicaron las coordenadas cartesianas de los ejes de cada canal del vertedor de emergencia, con la finalidad de delimitar la zona de interés para extraer solamente los datos necesarios del software FLOW-3D. Estos datos fueron procesados mediante hojas de cálculo en Microsoft Excel, con la finalidad de obtener perfiles, velocidades y presiones a lo largo del vertedor. Con el objetivo de identificar de forma más clara la magnitud de las velocidades y presiones que se obtuvieron del análisis numérico, se utilizó el software Matlab para realizar los mapas de colores que identifican la magnitud de estas variables a lo largo de los canales del vertedor de emergencia, realizando matrices de presiones y de velocidades para finalmente obtener su representación gráfica.

### **5.1 Perfiles**

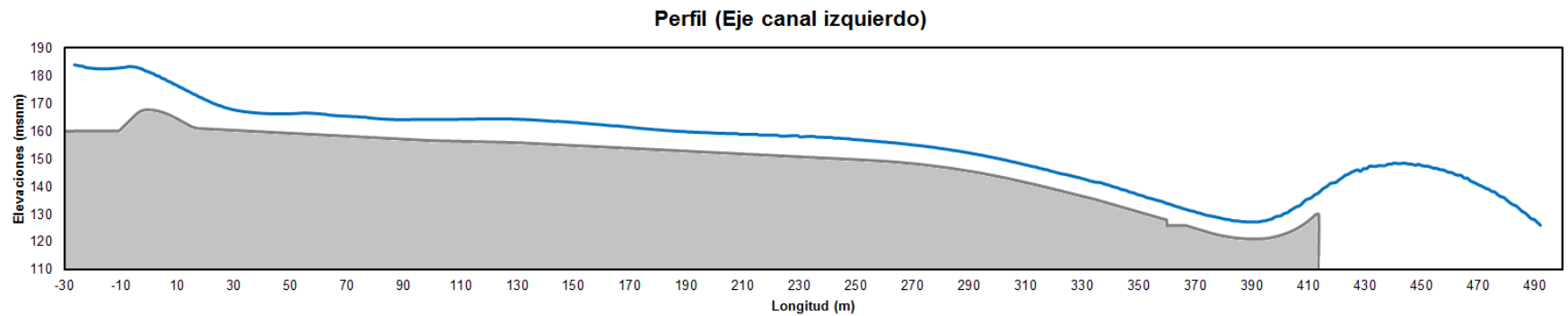
Las figuras 5.1 y 5.2 muestran los perfiles al eje generados para el canal derecho e izquierdo respectivamente. Estos perfiles fueron procesados en Microsoft Excel después de depurar los resultados de la modelación numérica.

En los perfiles generados, se puede ver la variación de los tirantes a lo largo del canal, se puede notar la fluctuación del perfil de la superficie libre del agua al alejarse del cimacio, el ligero incremento al iniciar el peralte, las ondulaciones a lo largo del vertedor por el efecto del peralte y de la curvatura horizontal; notándose también la longitud del salto.

SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL VERTEDOR DE EMERGENCIA DE LA C. H. NETZAHUALCÓYOTL  
VALIDÁNDOLA CON EL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL MODELO FÍSICO



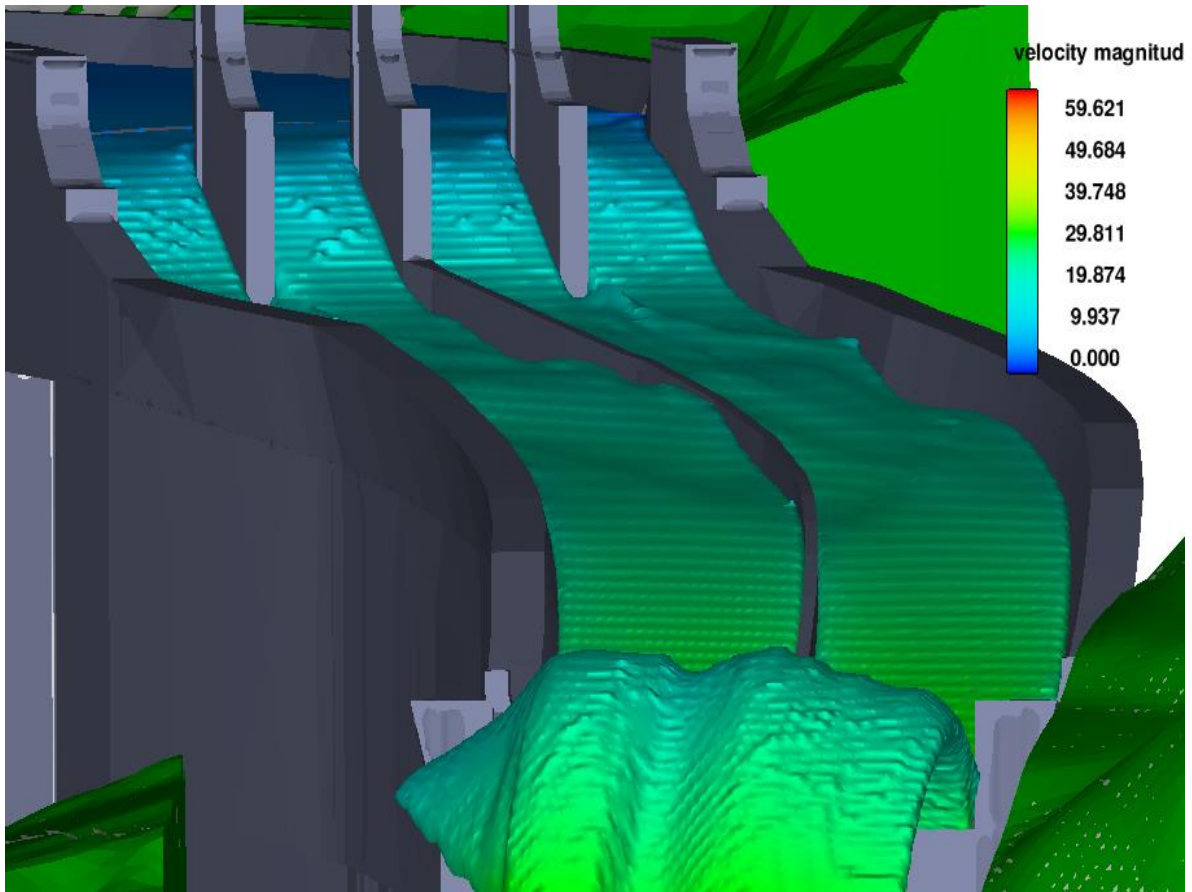
**Figura 5.1 Perfil de la superficie libre del agua, canal derecho**



**Figura 5.2 Perfil de la superficie libre del agua, canal izquierdo**

## 5.2 Velocidades

Se obtuvieron las magnitudes de las velocidades obtenidas en cada uno de los canales del vertedor de emergencia. La figura 5.3 muestra la representación en 3D de la magnitud de velocidades. Las velocidades máximas alcanzadas son alrededor de 31 m/s al final de la rápida.



**Figura 5.3 Representación en 3D de la magnitud de las velocidades**

Para analizar los valores de la velocidad, los datos fueron procesados en hojas de cálculo en Microsoft Excel, con la finalidad de obtener las matrices de velocidades para su representación gráfica. Se obtuvieron gráficas del perfil longitudinal al eje de cada canal, para representar la magnitud de velocidad. Las figuras 5.4 y 5.5 muestran los perfiles de velocidad para el canal derecho e izquierdo, respectivamente.

SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL VERTEDOR DE EMERGENCIA DE LA C. H. NETZAHUALCÓYOTL  
VALIDÁNDOLA CON EL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL MODELO FÍSICO

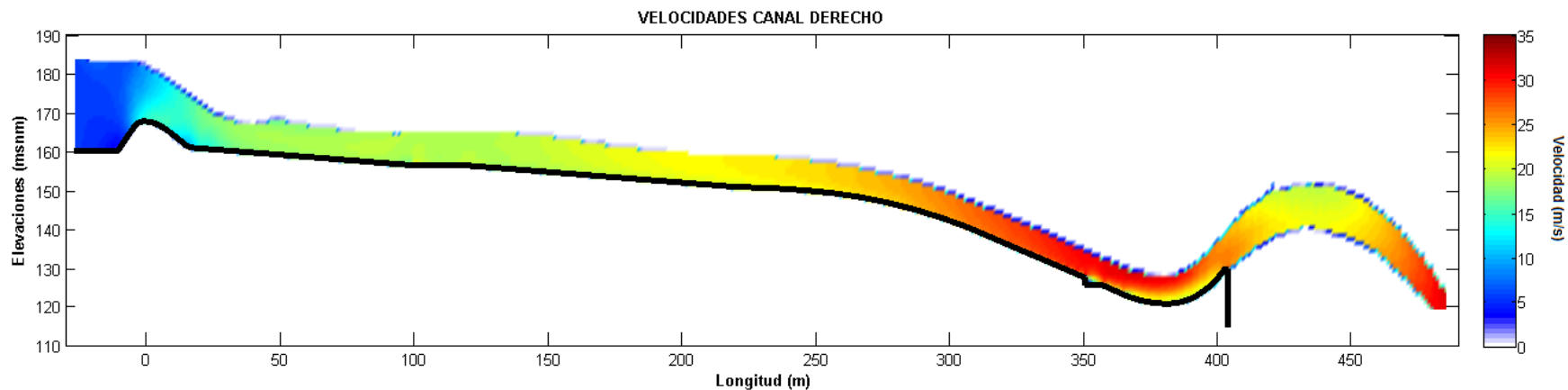


Figura 5.4 Magnitud de velocidades en canal derecho (m/s)

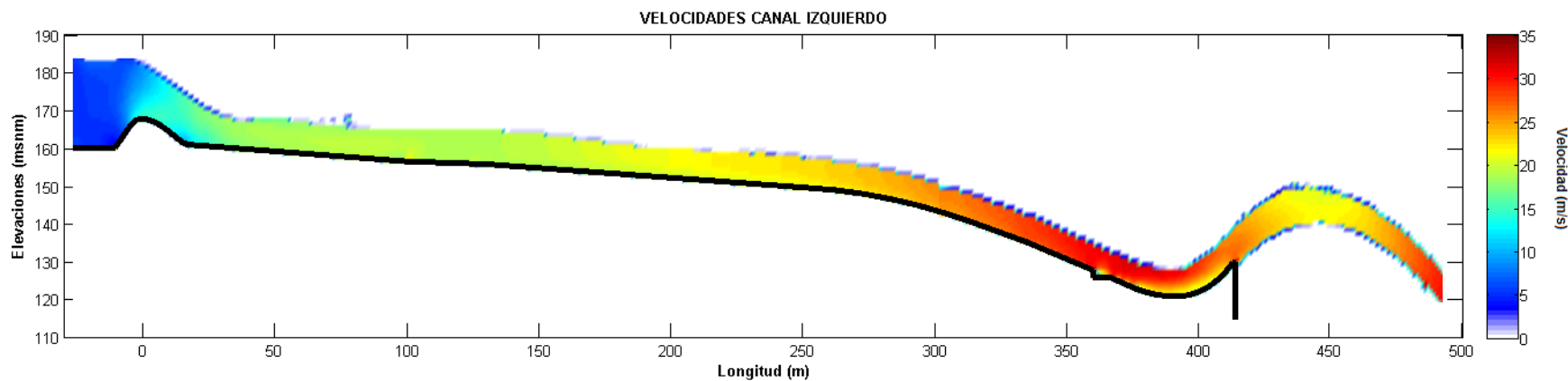
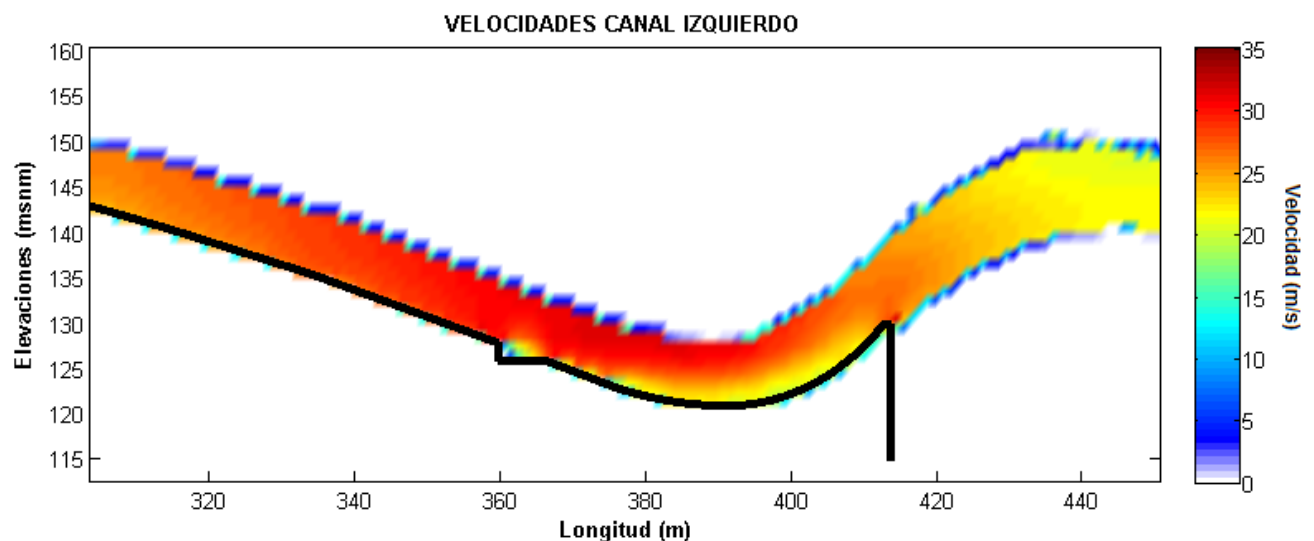
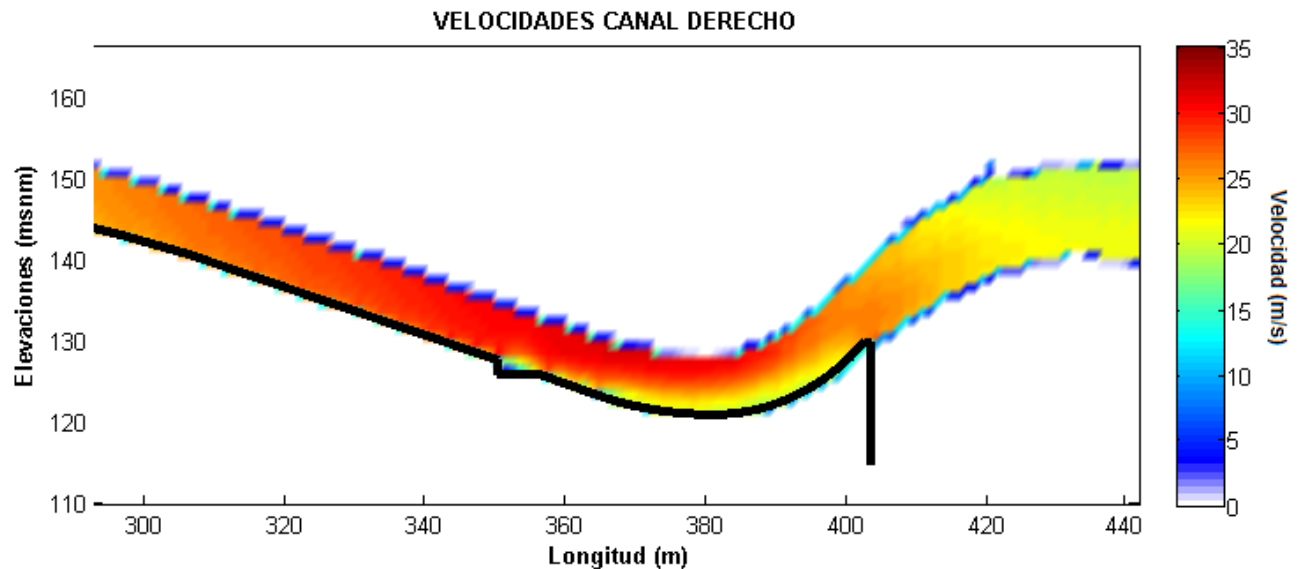


Figura 5.5 Magnitud de velocidades en canal izquierdo (m/s)

En los perfiles de velocidades se observa que las velocidades máximas son del orden de los 30 m/s antes del aireador, mientras que las correspondientes en el cimacio son del orden de 11 m/s. En las imágenes siguientes se presentan los mismos perfiles de velocidades resaltando la zona del aireador y cubeta deflectora. En las imágenes 5.6 y 5.7 se observa claramente el efecto hidrodinámico que produce el aireador respecto a la velocidad en el canal derecho e izquierdo. Se observa gráficamente la reducción de la velocidad de 30 m/s a 22 m/s en la plantilla después del aireador.



En las figuras 5.8 y 5.9 se presenta el comportamiento hidráulico con líneas de corriente y la magnitud de la velocidad en ambos canales.

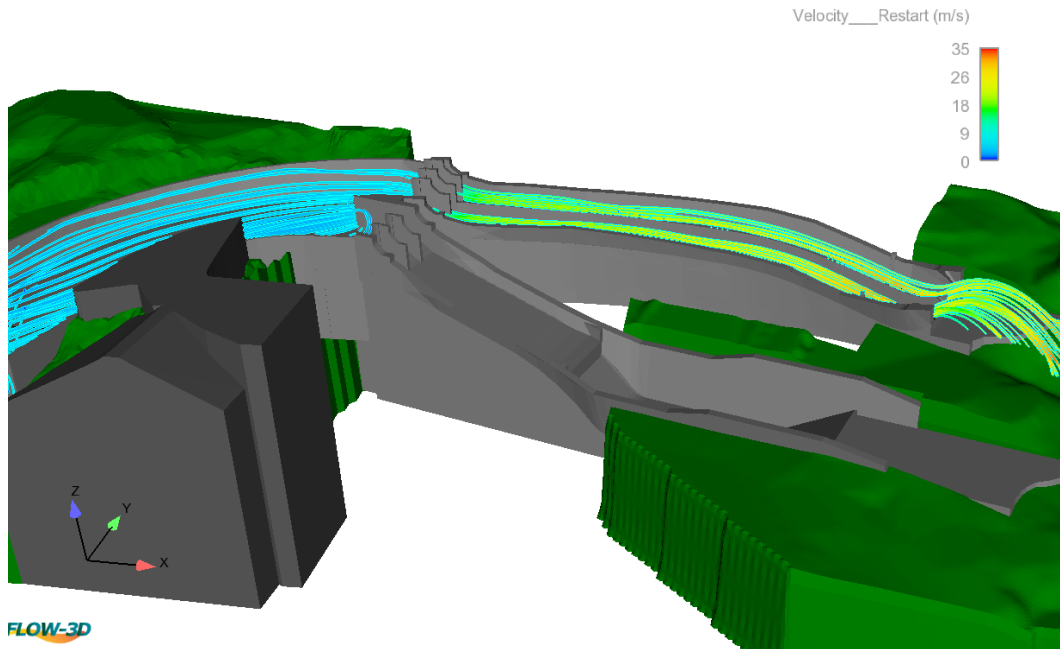


Figura 5.8 Líneas de corriente representando la magnitud de velocidad

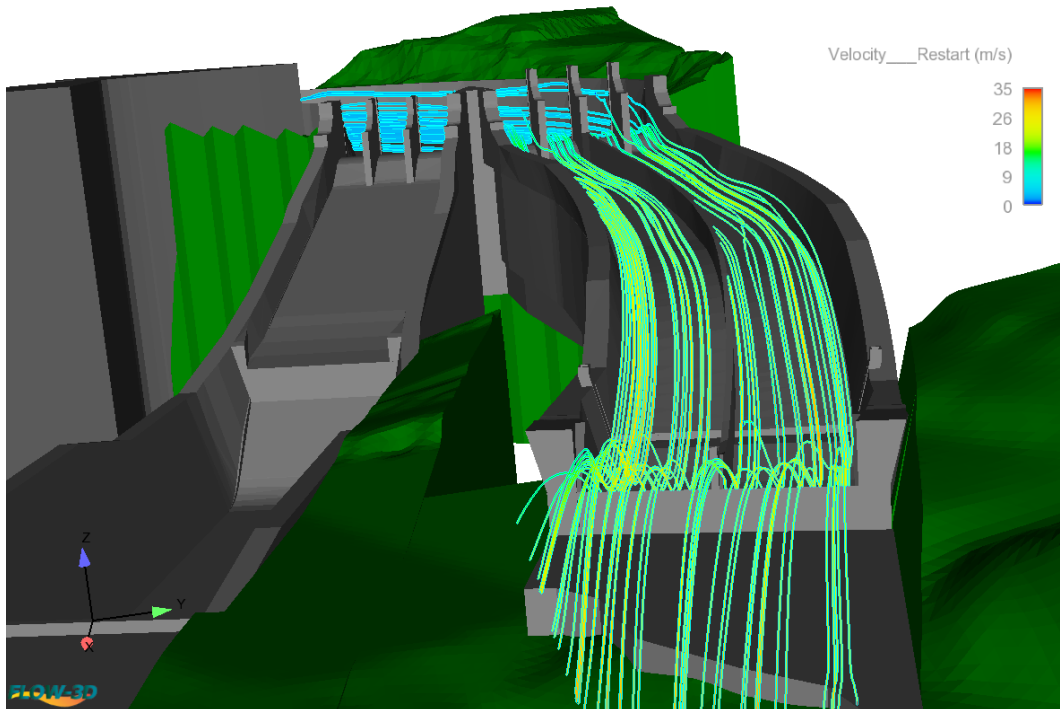


Figura 5.9 Líneas de corriente, vista hacia aguas arriba

En las figuras 5.10 y 5.11 se presenta el comportamiento de los vectores de velocidad en ambos canales.

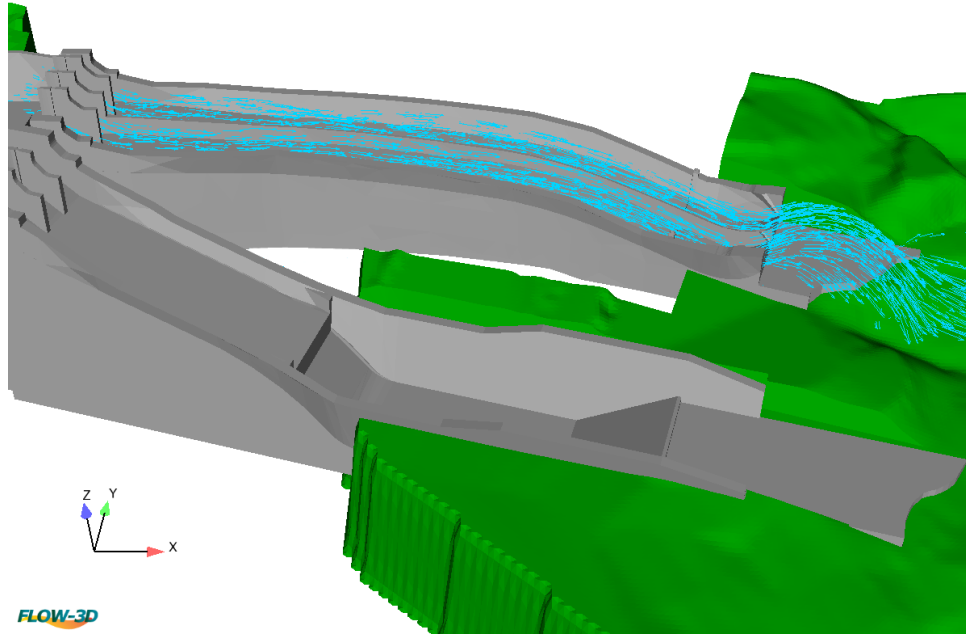


Figura 5.10 Representación de vectores de velocidad

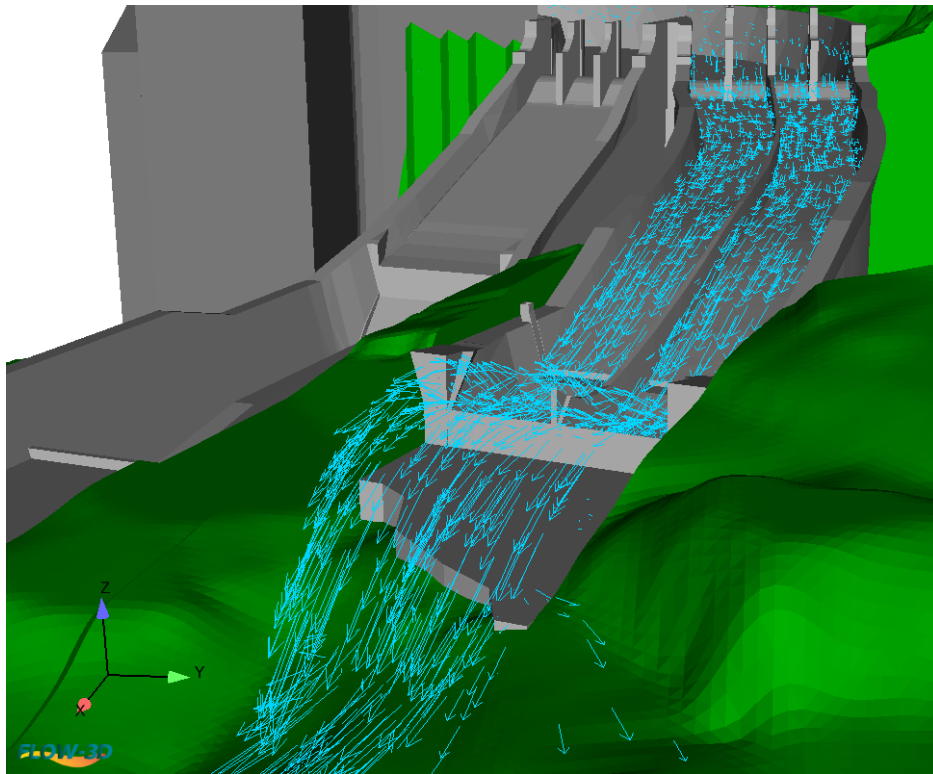


Figura 5.11 Vectores de velocidad, vista hacia aguas arriba

### **5.3 Carga de presión**

Para analizar las presiones dinámicas obtenidas de la modelación numérica, los datos fueron procesados en hojas de cálculo en Microsoft Excel, con la finalidad de obtener las matrices de presiones para su representación gráfica. Se obtuvieron gráficas del perfil longitudinal al eje de cada canal, para representar la magnitud las presiones dinámicas.

A continuación se presentan las gráficas de las presiones dinámicas a lo largo del vertedor. La Figura 5.12 muestra las presiones obtenidas con FLOW-3D para el canal derecho y la figura 5.13 para el canal izquierdo.



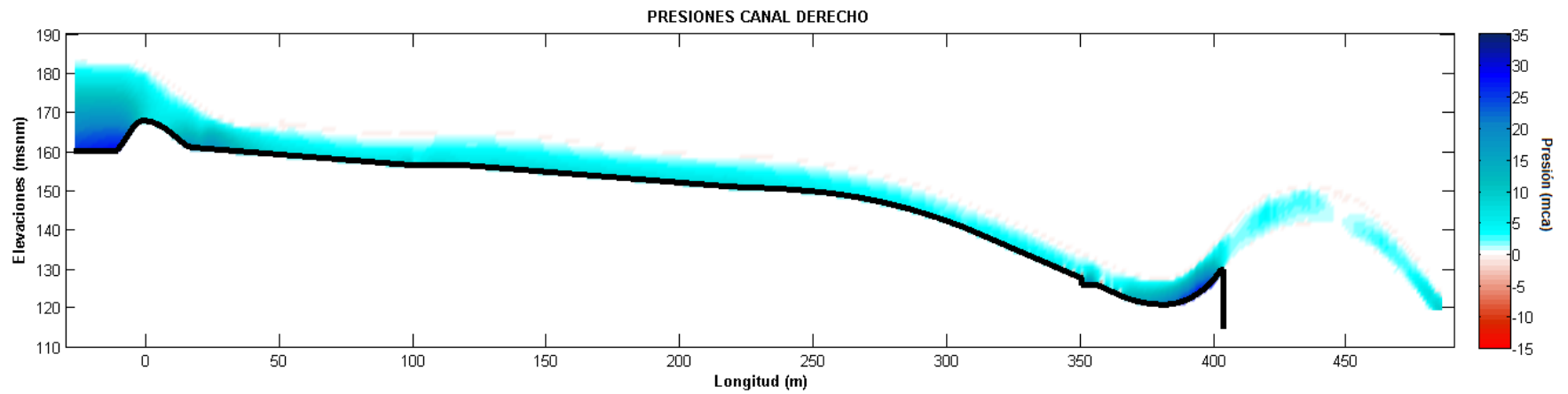


Figura 5.12 Presiones sobre el vertedor, canal derecho (mca)

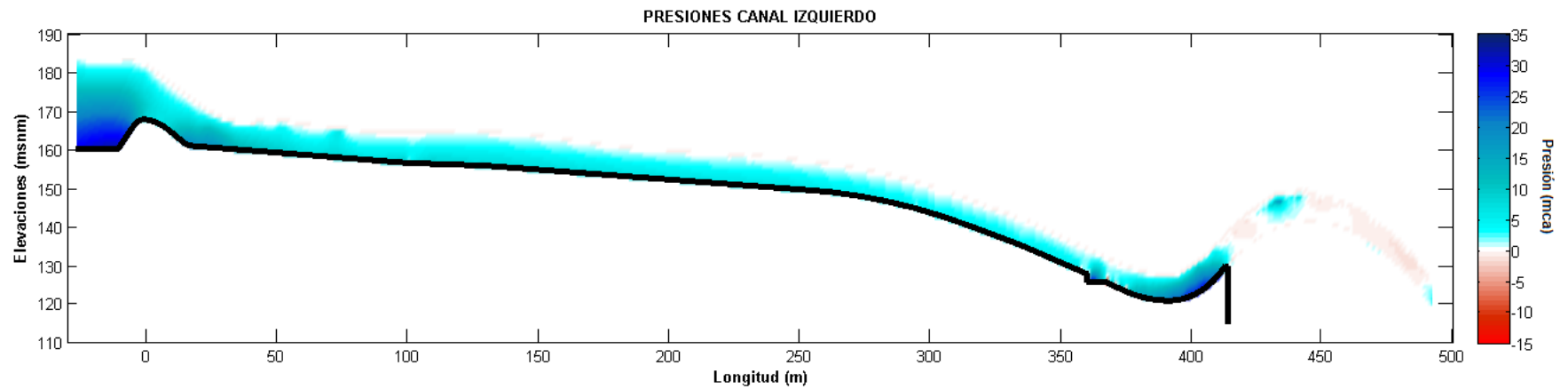


Figura 5.13 Presiones sobre el vertedor, canal izquierdo (mca)

En las imágenes siguientes se presentan los mismos perfiles de presiones resaltando la zona del aireador y la cubeta deflectora. En las imágenes 5.14 y 5.15 se aprecia claramente el efecto que produce el aireador referente a la presión en el canal derecho e izquierdo. Se observan puntos de subpresiones en el cambio de sección, antes y después del aireador y un incremento de presión en el escalón. Respecto a la zona de la cubeta deflectora, se presenta la mayor concentración de presiones, presentándose un valor máximo de 33 mca en la plantilla.

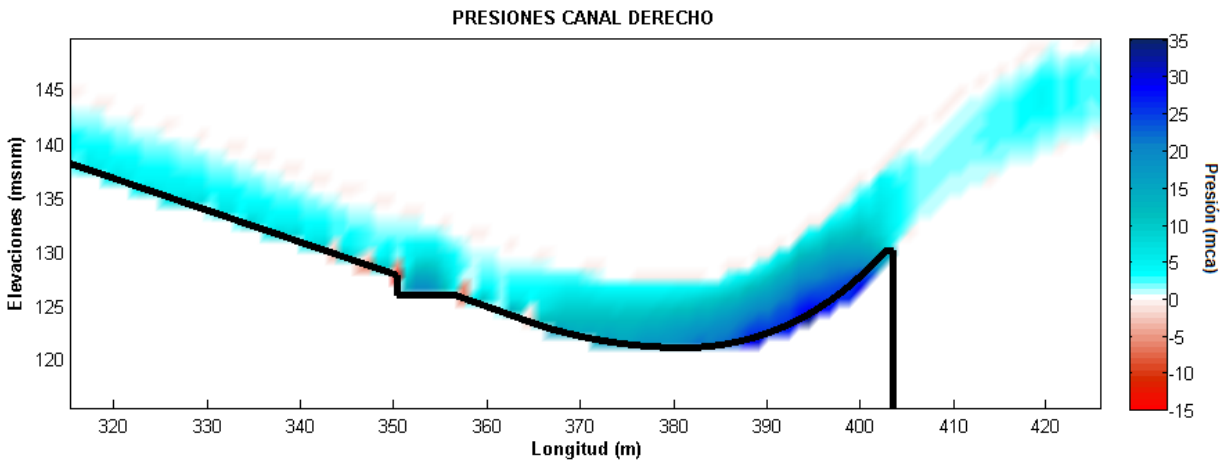


Figura 5.14 Magnitud de presiones en aireador y cubeta, canal derecho (mca)

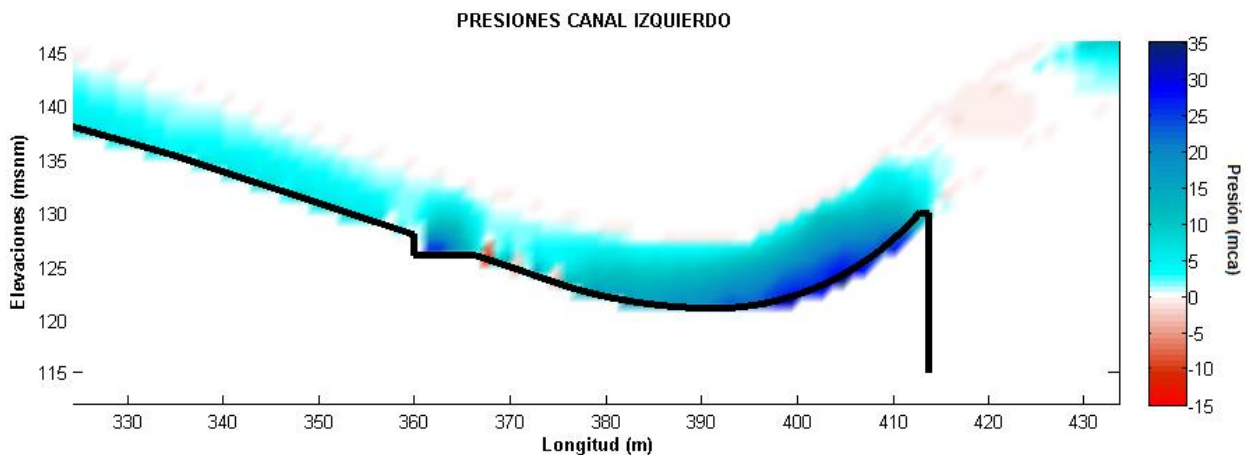


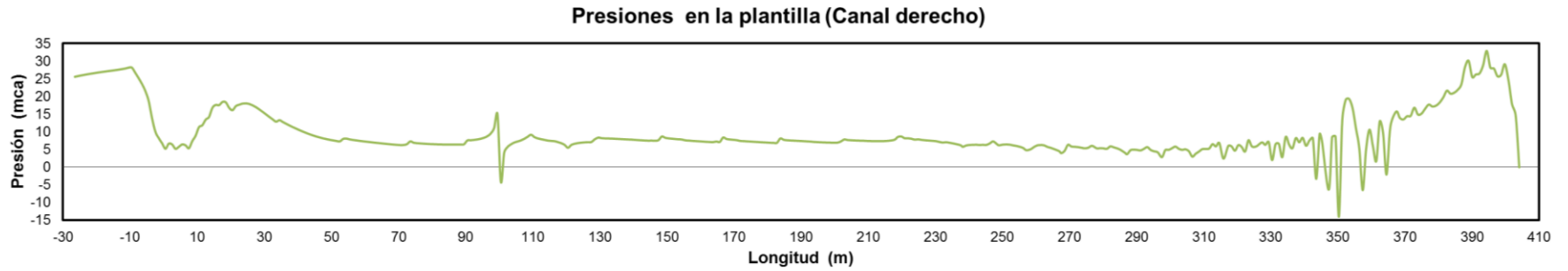
Figura 5.15 Magnitud de presiones en aireador y cubeta, canal izquierdo (mca)

#### 5.4 Presiones en plantilla

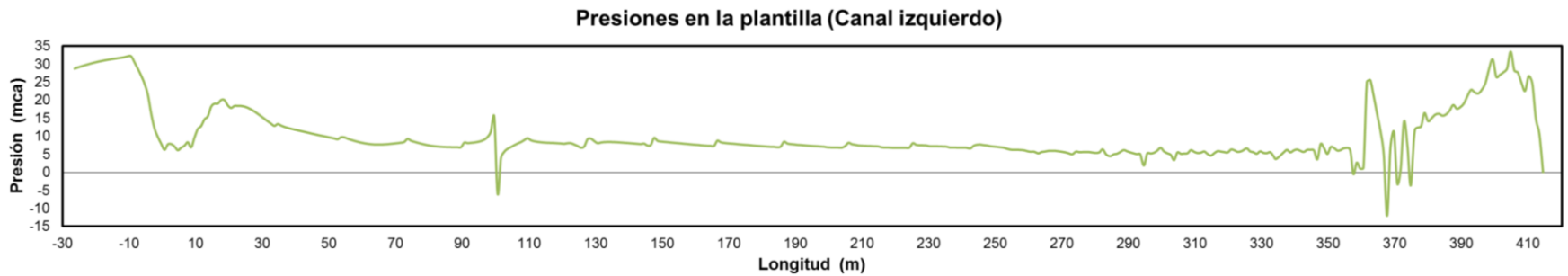
En las figuras 5.16 y 5.17 se observan las presiones en la plantilla para cada canal del vertedor de emergencia. En el cadenamiento K0+100, se nota un cambio brusco de presiones, esto es debido a que en ese cadenamiento inicia el peralte para cada canal, y por la discretización de

la malla, el software FLOW-3D lo detecta como si fuese un escalón (un obstáculo). A lo largo de cada canal, se tiene un comportamiento adecuado de la presión en la plantilla. En la zona del aireador, se observan fluctuaciones de presión, puntos de subpresiones en el cambio de sección, antes y después del aireador y un incremento de presión en el escalón como se demostró en las imágenes anteriores de las presiones dinámicas. Después del aireador, se nota un incremento en la presión hasta la zona de la cubeta deflectora, donde se presenta la mayor concentración de presiones, en promedio 30 mca en la plantilla, y un valor máximo de 33 mca.

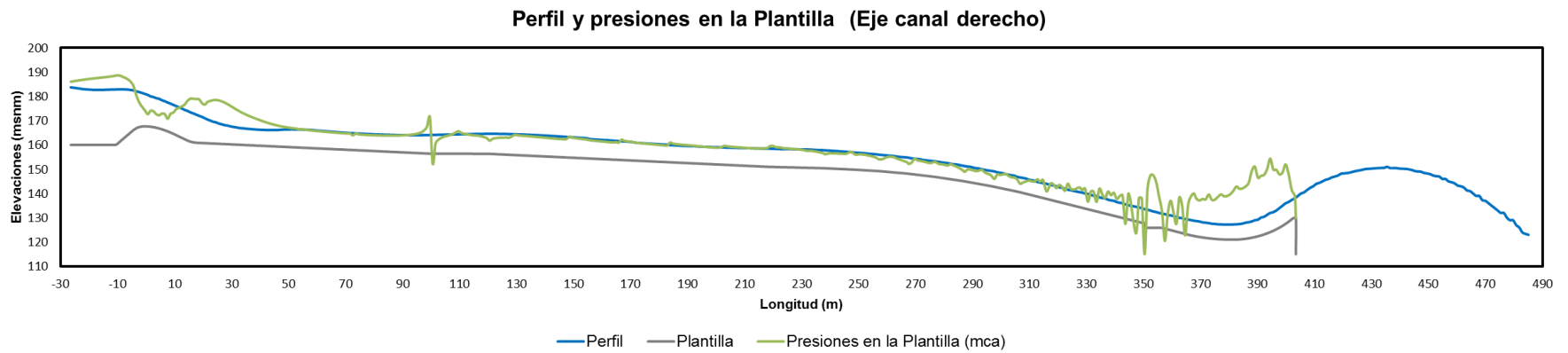
Las figuras 5.18 y 5.19 presentan conjuntamente para cada canal la plantilla del vertedor, las presiones en la plantilla y el perfil de la superficie libre del agua, con la finalidad de obtener una mejor visualización de estos parámetros obtenidos.



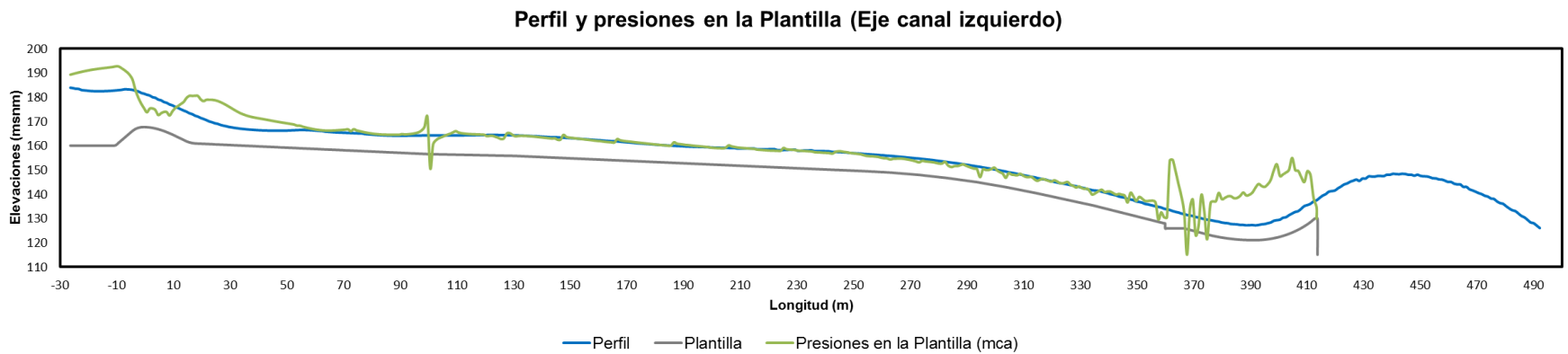
**Figura 5.16 Presiones sobre la plantilla, canal derecho (mca)**



**Figura 5.17 Presiones sobre la plantilla, canal izquierdo (mca)**



**Figura 5.18 Plantilla, perfil y presiones sobre la plantilla, canal derecho (mca)**



**Figura 5.19 Plantilla, perfil y presiones sobre la plantilla, canal izquierdo (mca)**

## **5.5 Comparación y validación numérico-experimental**

Con la finalidad de validar la simulación numérica descrita en el capítulo anterior, se realizó una comparación de los resultados obtenidos mediante el modelo numérico FLOW-3D con los datos experimentales del modelo físico para el gasto de diseño  $Q=9\ 400\ \text{m}^3/\text{s}$ .

La comparación entre los perfiles y velocidades medias obtenidos por el modelo numérico FLOW-3D y el modelo físico con el gasto de diseño se describe a continuación.

### **5.5.1 Comparación de tirantes en modelo numérico y modelo físico**

En las figuras 5.20 y 5.21 se presenta la comparación de tirantes de manera gráfica para ambos canales. Para realizar dicha comparación, para los mismos cadenamientos donde se obtuvieron los tirantes medios del modelo físico, se determinaron las coordenadas cartesianas y se extrajeron los datos del modelo numérico, mismos fueron procesados en Microsoft Excel para obtener los tirantes correspondientes.

En seguida, se presenta la figura 5.22 del modelo numérico de carácter ilustrativo de la variación de tirantes a lo largo del vertedor, y se presenta en la figura 5.23 la fotografía del modelo físico para fines comparativos, donde se puede observar la similitud de comportamiento hidráulico entre ambos modelos.

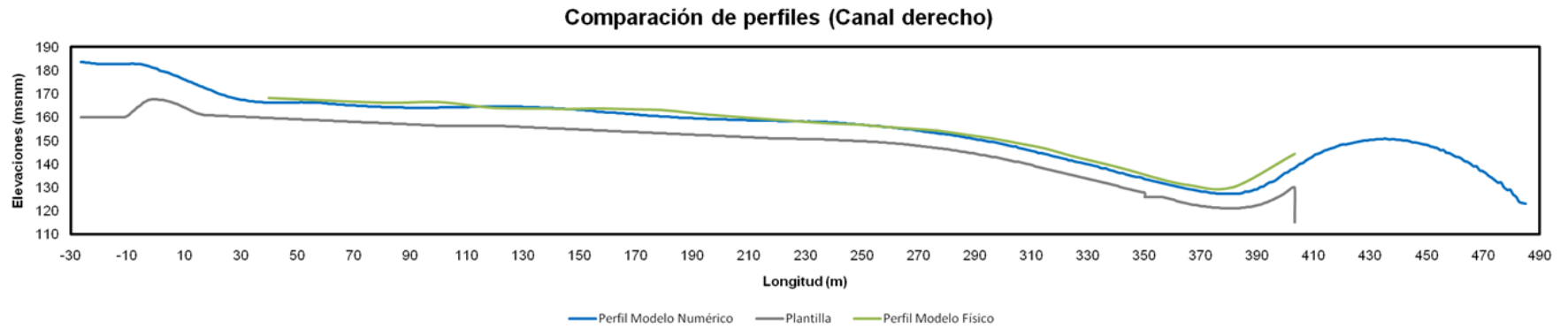


Figura 5.20 Comparación de tirantes, modelo numérico y físico, canal derecho

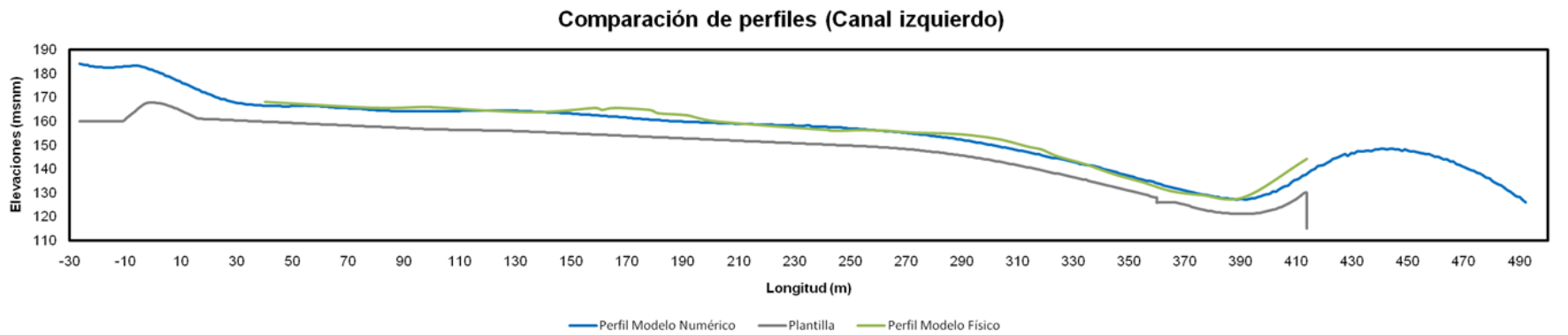


Figura 5.21 Comparación de tirantes, modelo numérico y físico, canal izquierdo

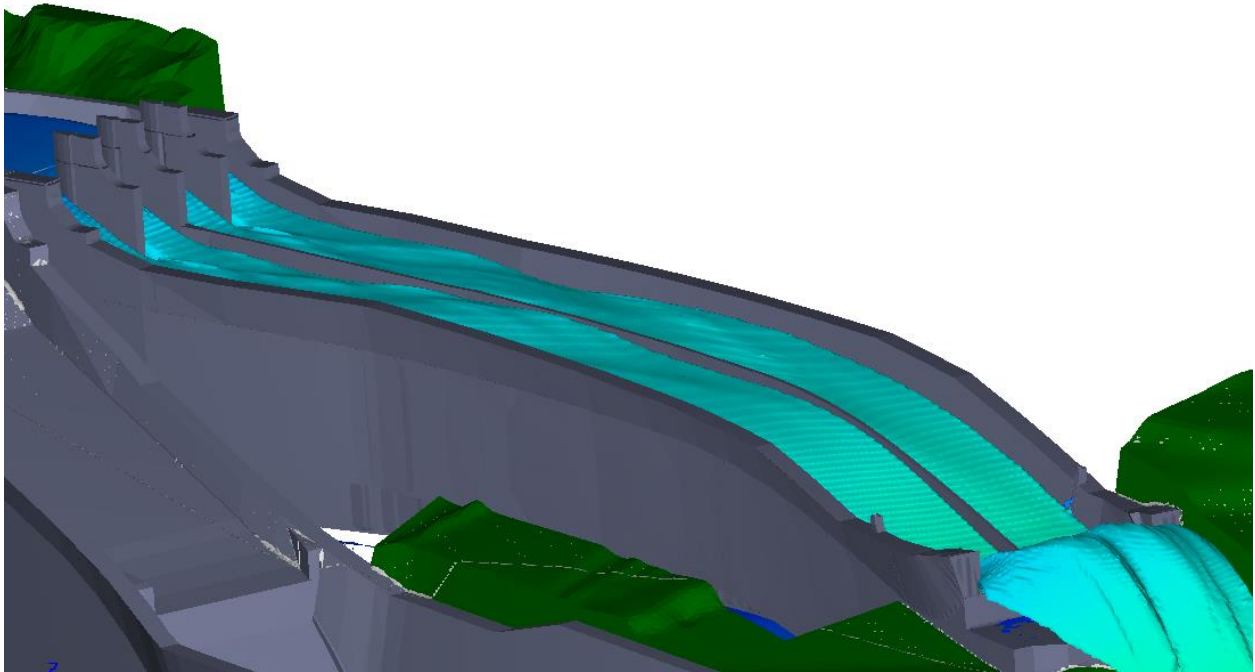


Figura 5.22 Variación de tirantes en modelo numérico



Figura 5.23 Variación de tirantes en modelo físico

### 5.5.2 Comparación de velocidades en modelo numérico y modelo físico

En tablas siguientes se presentan los cadenamientos donde se obtuvieron las velocidades medias del modelo físico. Para extraer estos datos del modelo numérico fue necesario realizar



el mismo procedimiento que se utilizó para determinar los tirantes del ítem anterior para obtener las velocidades medias en ese cadenamamiento. En las tablas 5.1 y 5.2 se aprecia la semejanza en los valores de velocidades para el canal derecho e izquierdo respectivamente, alcanzando un grado de correlación de 95,6% para el canal derecho y de 97,3% para el canal izquierdo.

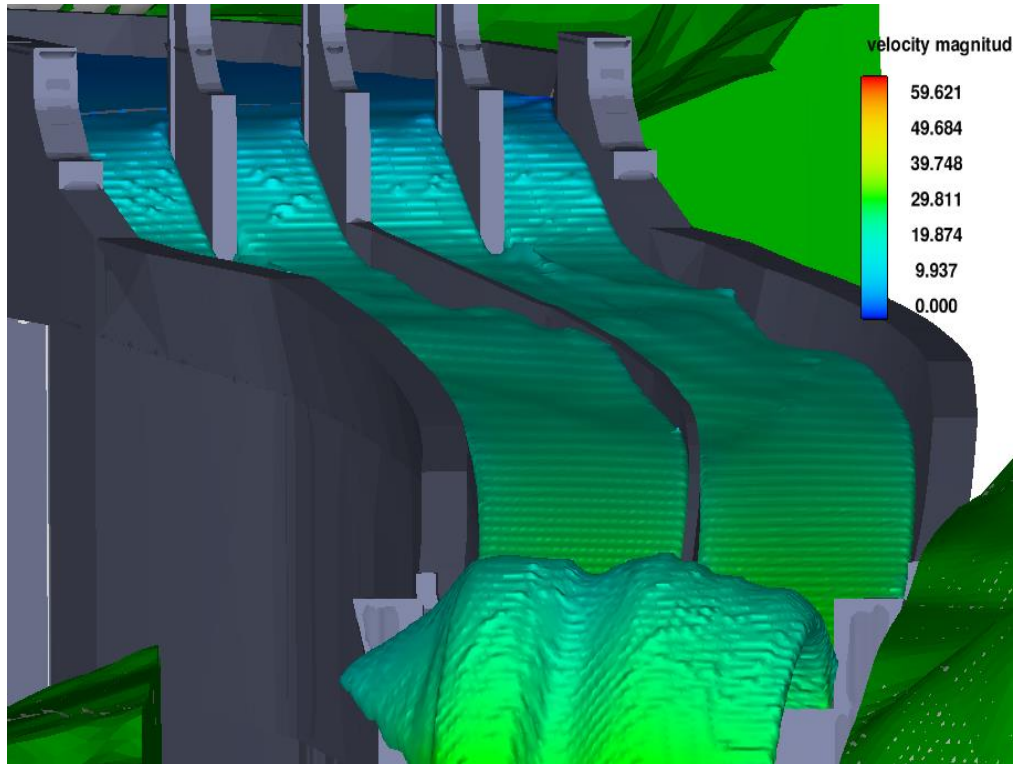
**Tabla 5.1 Comparación de velocidades en modelo físico y numérico, canal derecho**

Cadenamiento	Velocidad media, en m/s ( $Q=4\ 700\ \text{m}^3/\text{s}$ )	
	Modelo físico	Modelo numérico
0+120	19,32	19,05
0+311,60	25,76	25,08
0+370,79	29,28	29,22
0+381,06	28,98	28,87
Labio de la cubeta	28,88	25,62

**Tabla 5.2 Comparación de velocidades en modelo físico y numérico, canal izquierdo**

Cadenamiento	Velocidad media, en m/s ( $Q=4\ 700\ \text{m}^3/\text{s}$ )	
	Modelo físico	Modelo numérico
0+120	19,20	18,80
0+311,60	25,79	26,00
0+370,79	29,60	29,24
0+381,06	29,59	29,75
Labio de la cubeta	28,79	26,53

A continuación se presenta la figura 5.24 del modelo numérico de carácter ilustrativo de la variación de velocidades a lo largo del vertedor de emergencia, y se presenta en la figura 5.25 la fotografía del modelo físico para fines comparativos, donde se puede observar la similitud de comportamiento hidráulico entre ambos modelos.



**Figura 5.24 Variación de velocidades en modelo numérico**



**Figura 5.25 Variación de velocidades en modelo físico**

## 5.6 Comparación entre geometría original y actual

Se realizó la simulación numérica con la geometría original del vertedor de emergencia siguiendo el mismo procedimiento utilizado para la modelación con la geometría actual descrito en el capítulo 4.

Se inició el pre proceso con la elaboración de la geometría original, compuesta por el canal de llamada y los vertedores de servicio y emergencia, así como de la topografía del terreno donde se asientan dichas estructuras. Las figuras 5.26 y 5.27 muestran la composición de la geometría del vertedor de emergencia con las adecuaciones mencionadas anteriormente.

El arreglo del mallado para realizar la simulación es el que se muestra en la figura 5.28.

Los primeros cuatro bloques de malla engloban al canal de llamada, en el primero de éstos se indicó el gasto de entrada y un volumen de fluido inicial.

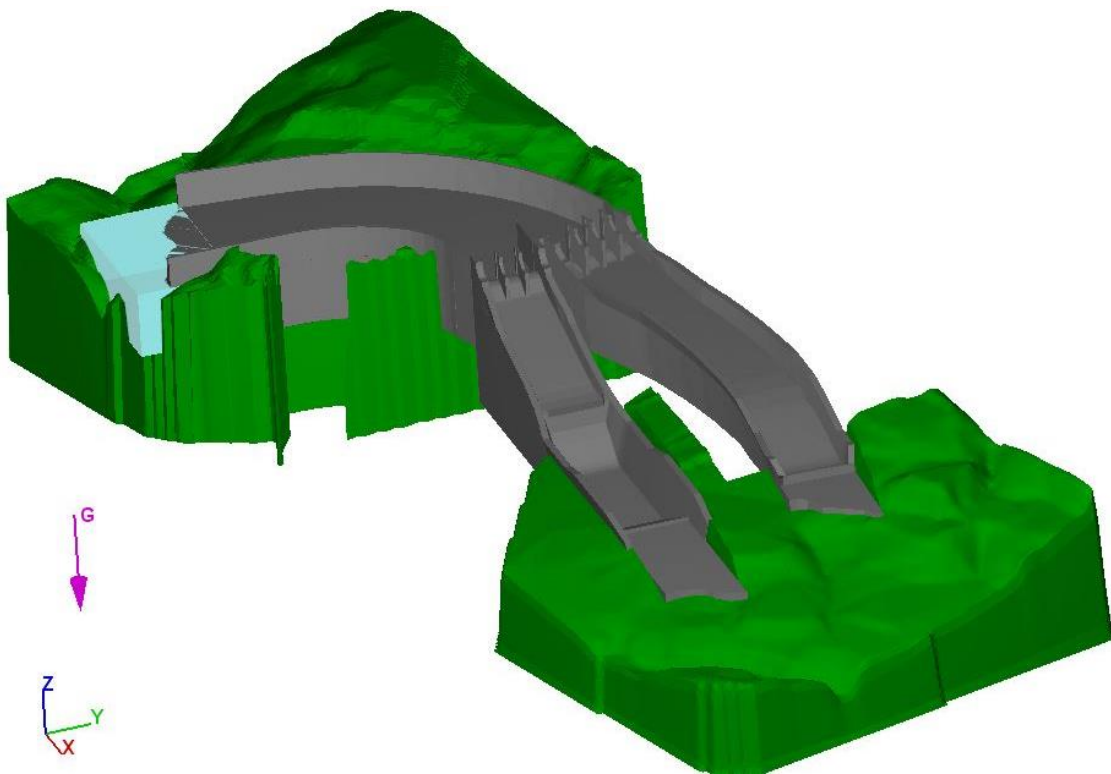


Figura 5.26 Obra de excedencias de la presa Netzahualcōyotl, condiciones originales

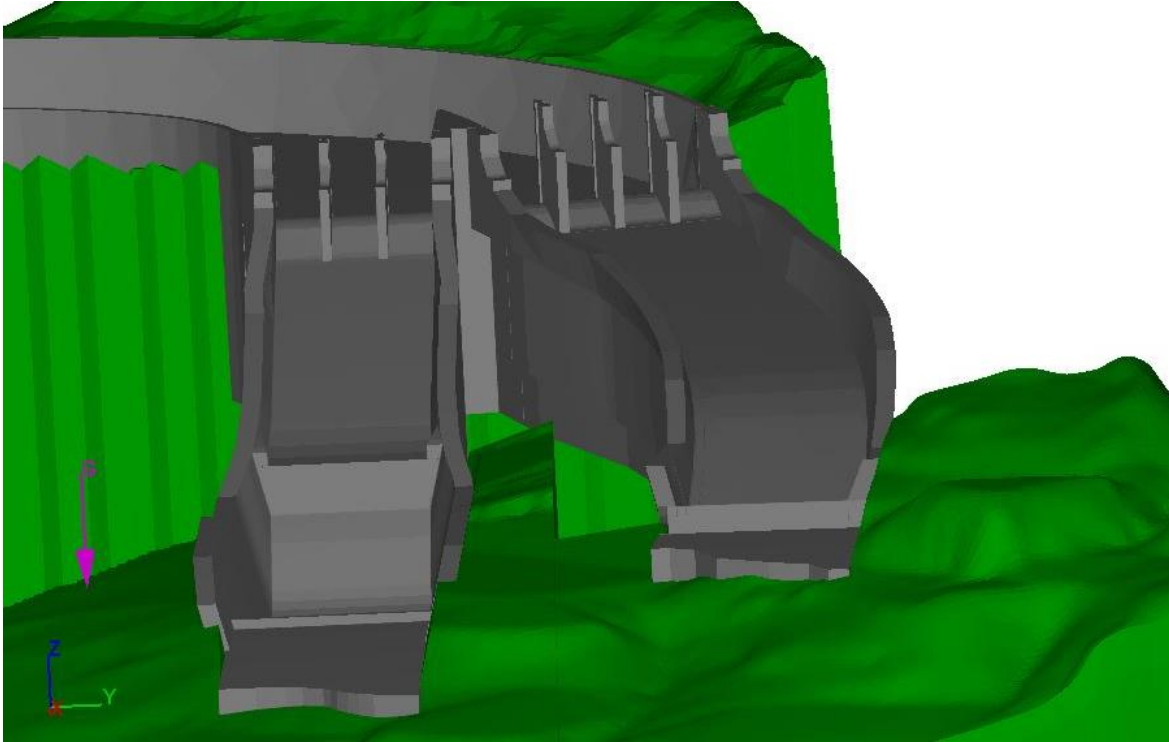


Figura 5.27 Geometría de la obra de excedencias

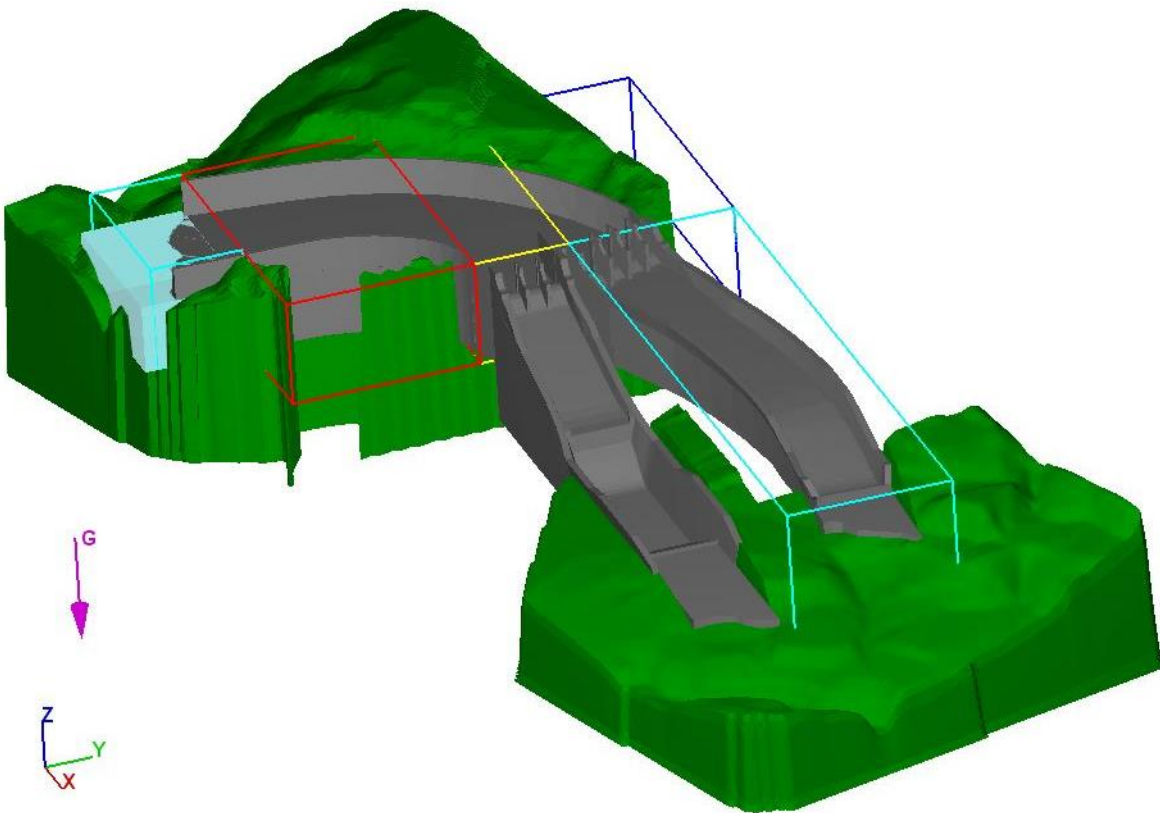
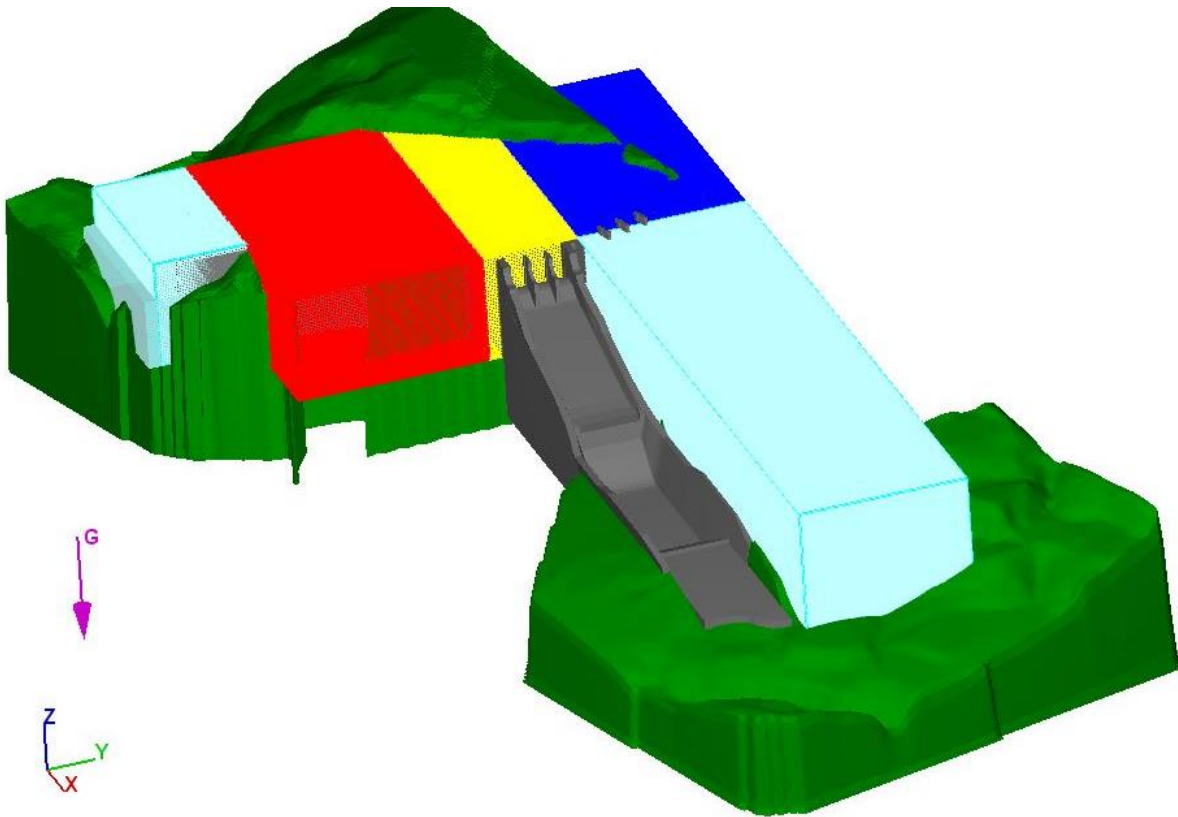


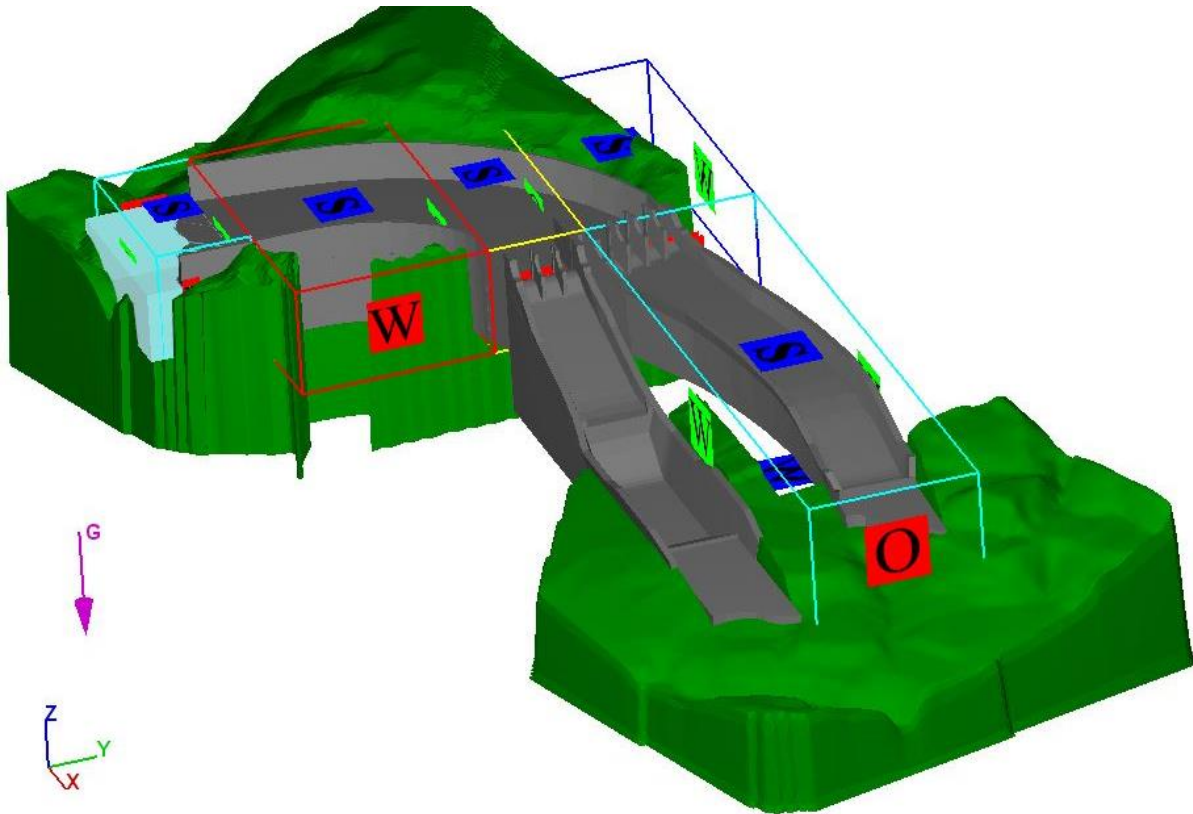
Figura 5.28 Arreglo definitivo de mallado del modelo numérico

Respecto al arreglo del mallado, se discretizaron los primeros cuatro bloques de malla a cada dos metros por cada lado; el bloque de malla 5 engloba completamente el vertedor de emergencia, la resolución de este bloque es de un metro por cada lado. En la Figura 5.29 se muestra la discretización descrita.



**Figura 5.29** Discretización del arreglo de mallado del vertedor de emergencia

Las condiciones de frontera fueron semejantes a las de la simulación descrita en el capítulo cuatro, Figura 5.30.



**Figura 5.30 Condiciones de frontera para los bloques de malla**

Se puede observar la modelación numérica con el arreglo original en las Figuras 5.31 y 5.32, por efecto de la curvatura horizontal y falta de peralte, el flujo se concentraba en la margen izquierda resultando tirantes mínimos en la margen derecha y un gasto de despegue alto; resultando un funcionamiento hidráulico deficiente. Realizada la modelación numérica incluyendo las propuestas de diseño, se observa un comportamiento hidráulico satisfactorio.

Posteriormente, en la Figura 5.33 se aprecia la comparación del funcionamiento hidráulico del modelo numérico y el físico, observando el mismo comportamiento de las líneas de flujo y la concentración del flujo en la margen izquierda.

En la Figura 5.34 se presenta la comparativa de las líneas de corriente con el arreglo original y con las medidas de mitigación propuestas. Posteriormente, en las Figuras 5.35 a 5.38, se observa la comparativa del comportamiento hidráulico del vertedor de emergencia en condiciones originales y con el arreglo definitivo utilizando modelaciones numéricas con FLOW-3D.

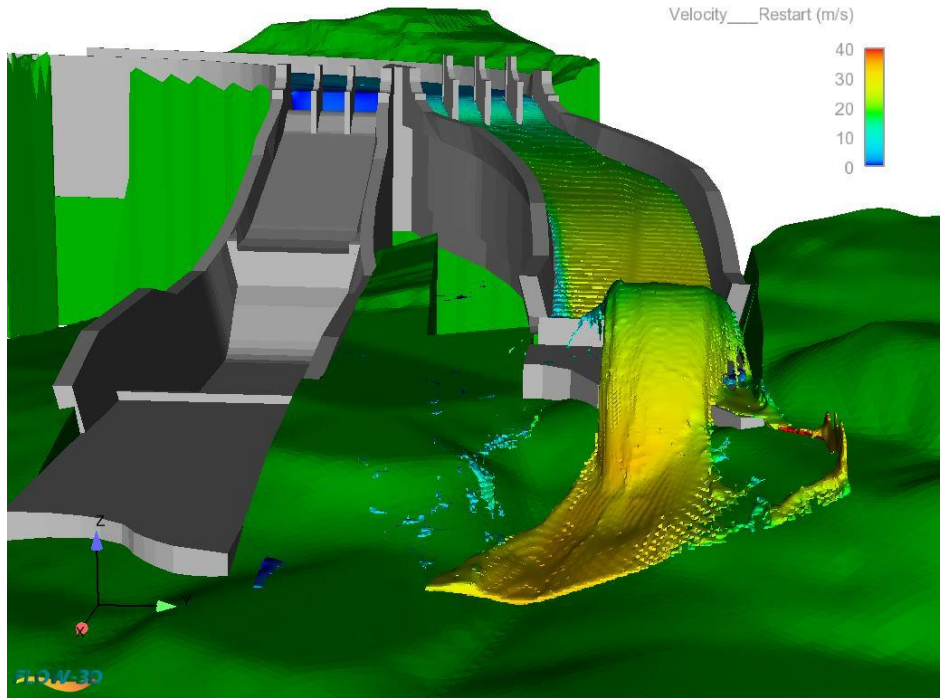


Figura 5.31 Modelación numérica con el arreglo original

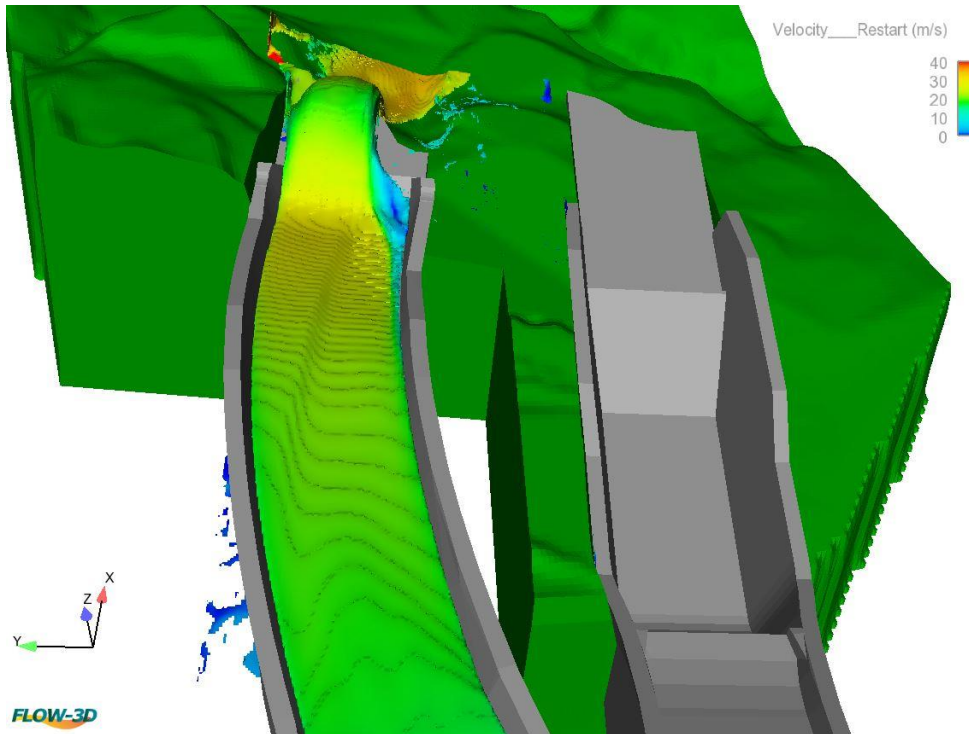
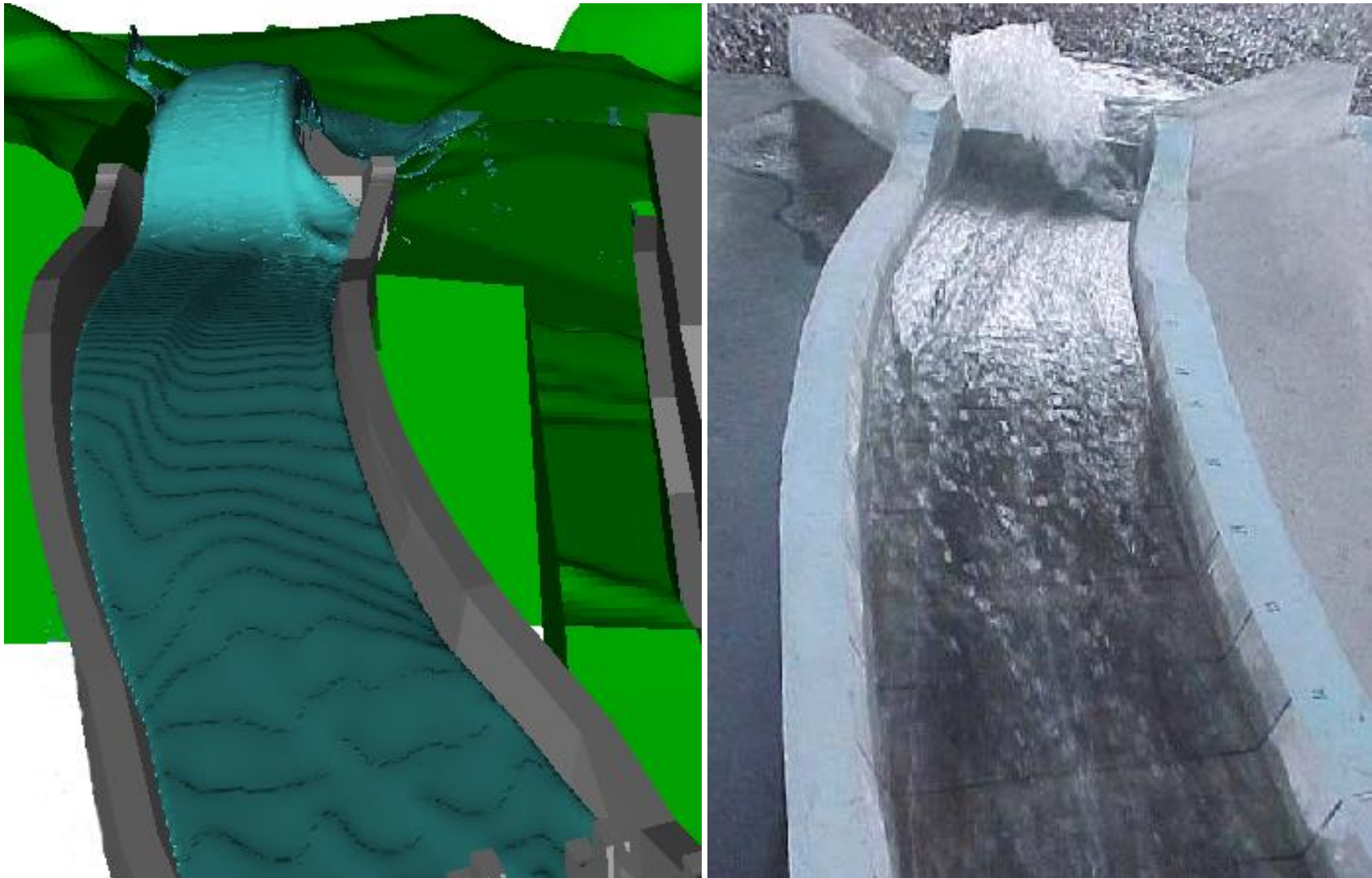


Figura 5.32 Modelación numérica con condiciones originales



**Figura 5.33 Funcionamiento hidráulico en condiciones originales modelo numérico y físico**



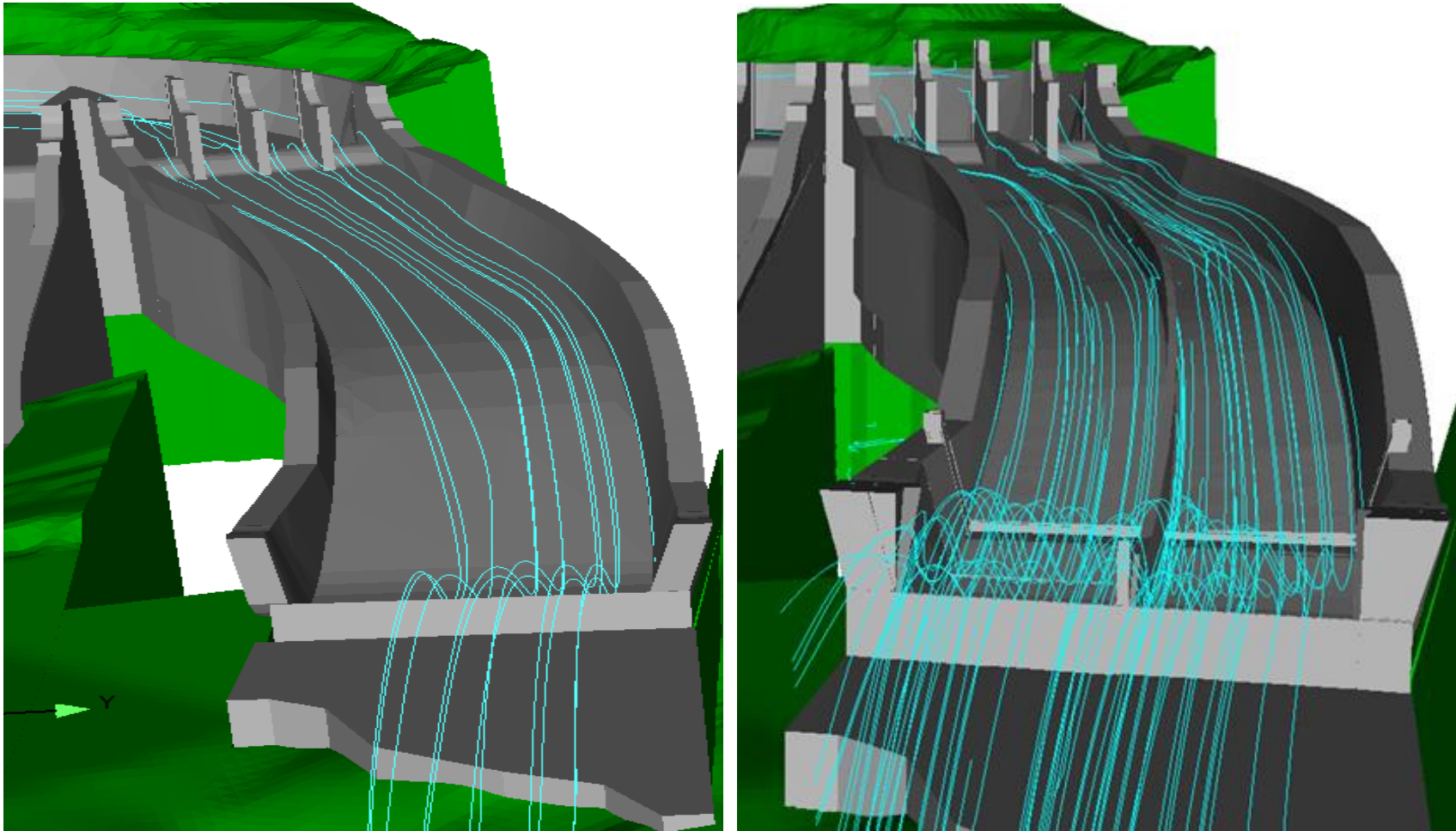


Figura 5.34 Comparación de líneas de corriente geometría original y actual

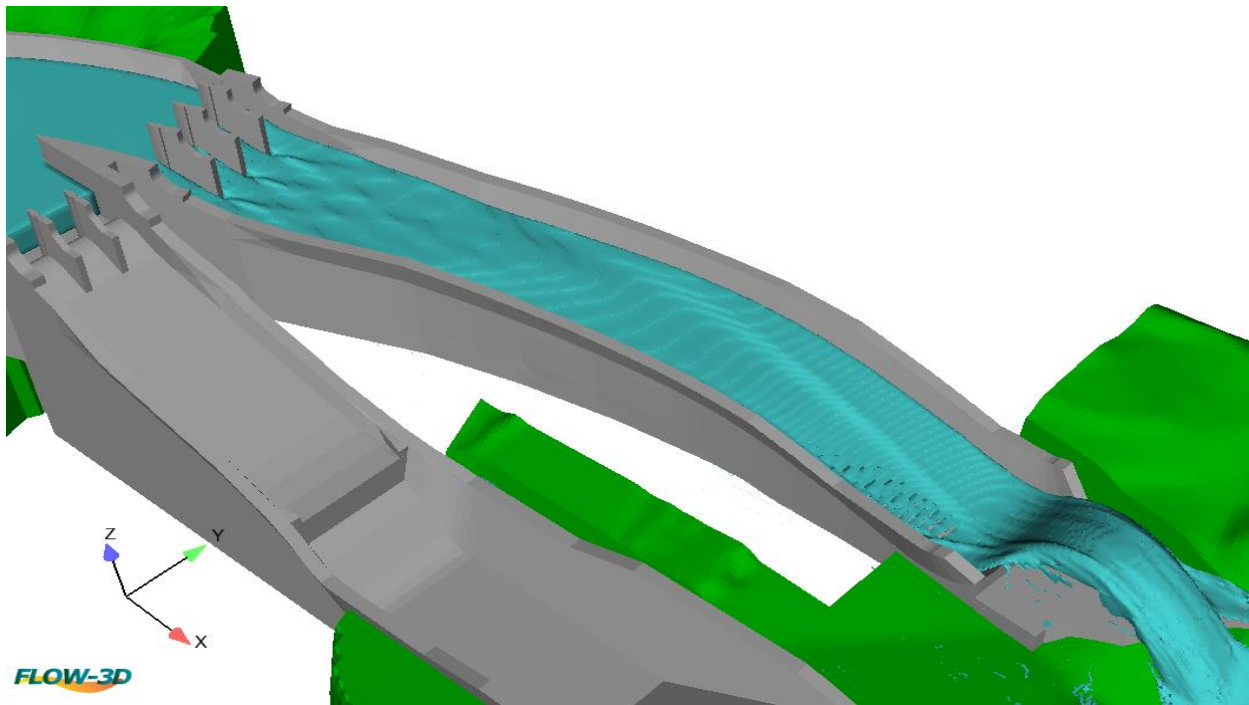


Figura 5.35 Simulación de vertedor de emergencia, condiciones originales

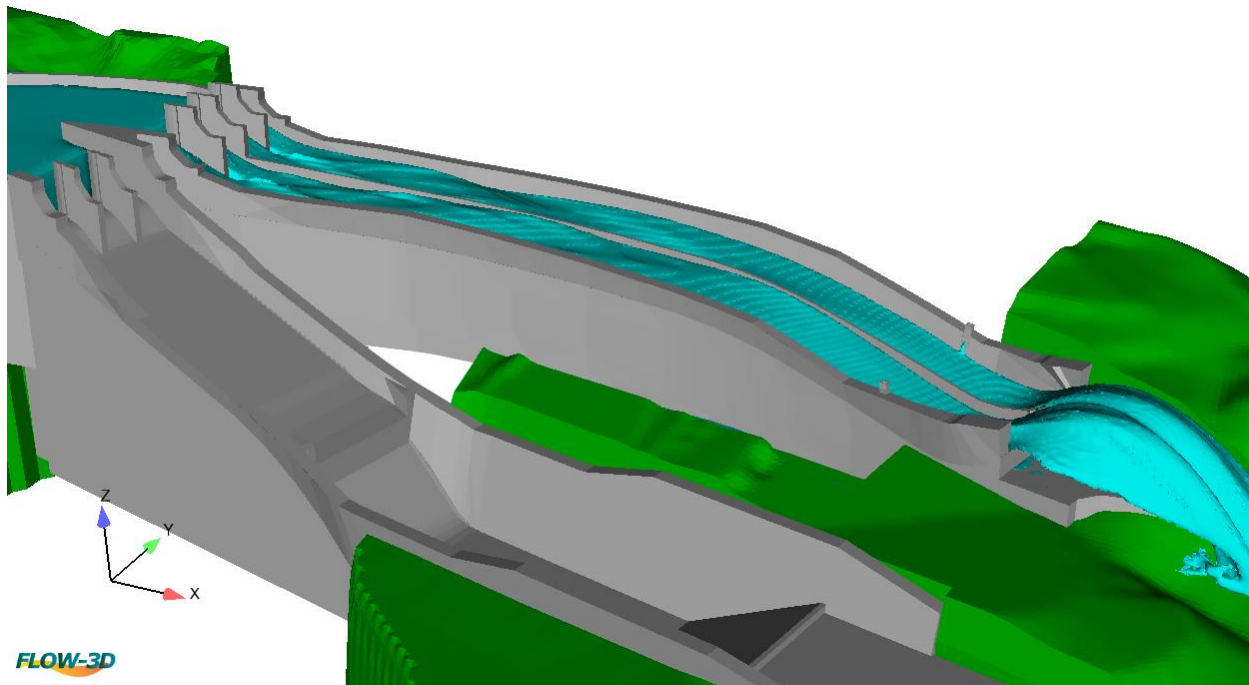


Figura 5.36 Simulación de vertedor de emergencia, arreglo definitivo

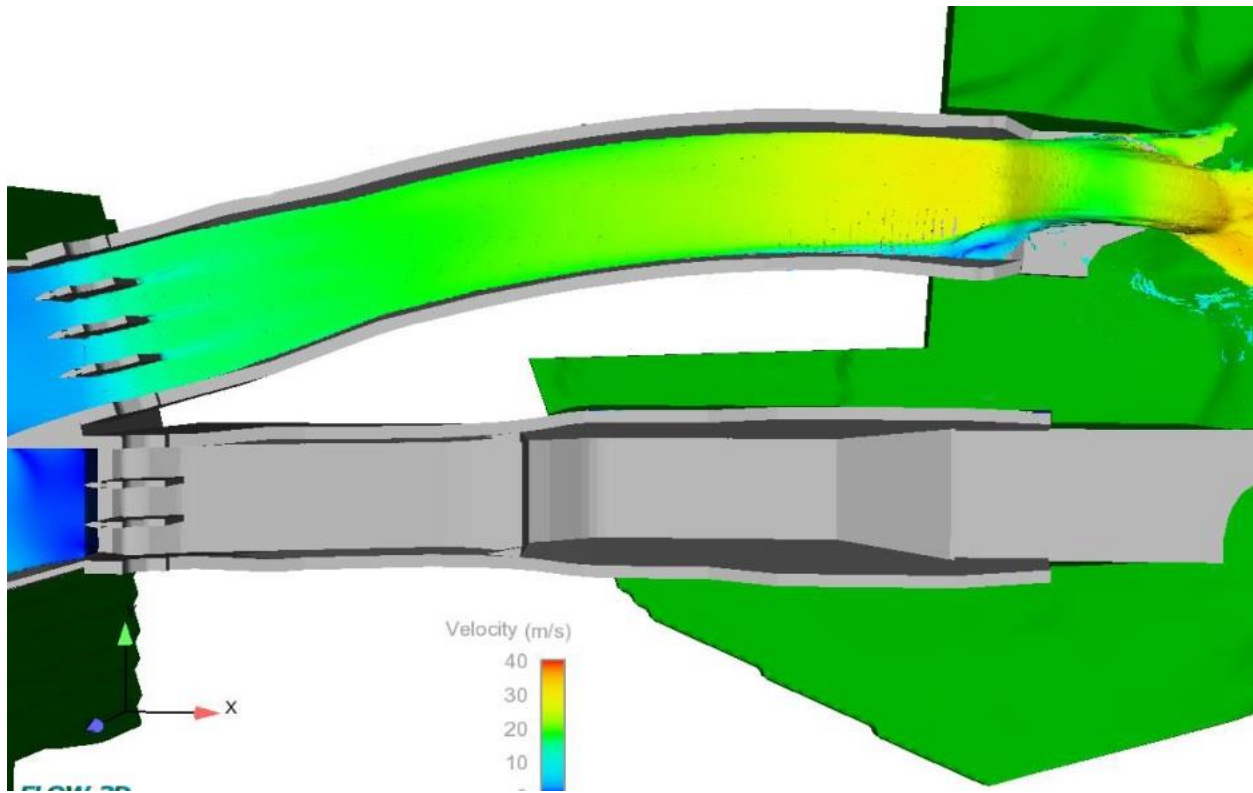


Figura 5.37 Magnitud de velocidades, condiciones originales

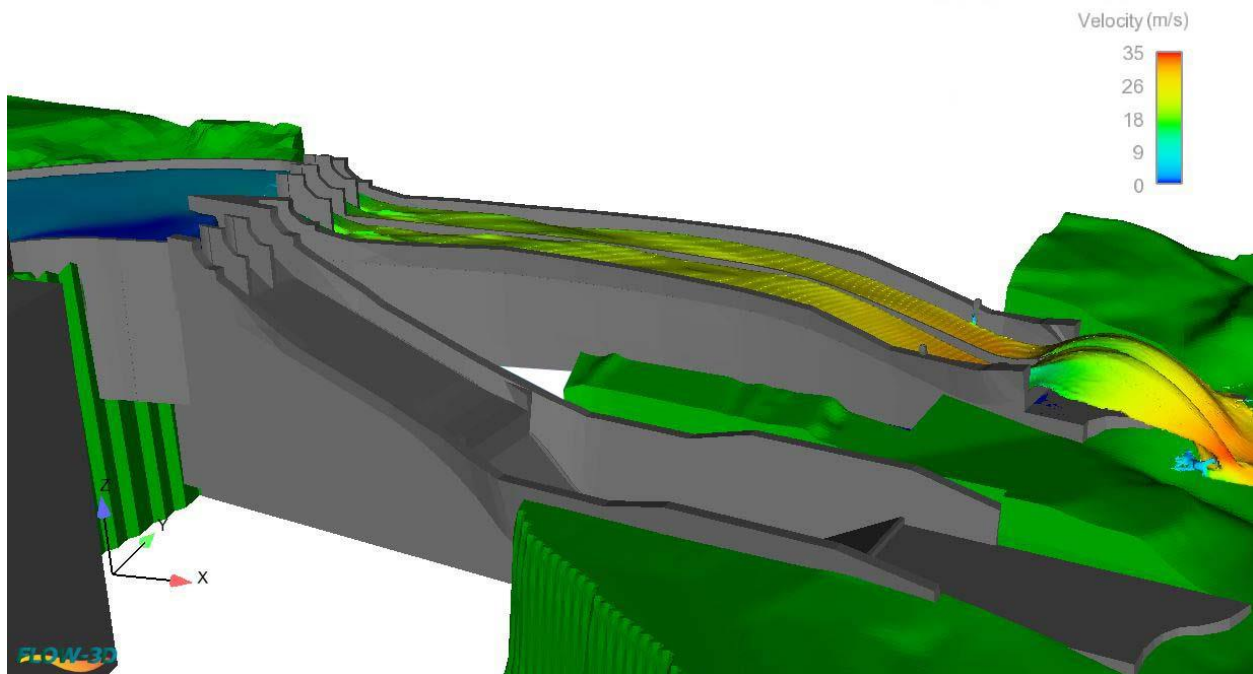


Figura 5.38 Magnitud de velocidades, arreglo definitivo

### 5.7 Análisis de Cavitación

Para este análisis se utilizó el índice de cavitación local propuesto por Echávez (1979) quien propuso valorar el índice de cavitación local,  $\sigma_k$ , para una superficie sujeta a ciertas condiciones hidráulicas, y compararlo con el índice de cavitación local incipiente,  $\sigma_{ki}$ . En caso de superficies rugosas el índice de cavitación local  $\sigma_k$ , según el mismo autor, puede calcularse con la ecuación (5), descrita en el capítulo 3.

La velocidad  $v_k$  se calculó con la siguiente fórmula:

$$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + \log \frac{x}{k}} \quad (13)$$

donde:

$h$ , caída vertical, medida desde la superficie libre del vaso a la superficie del escurrimiento  
 $x$ , distancia de la cresta del cimacio al punto de análisis

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

$$\sigma_{kp} = 0.76 \sigma_k \quad (14)$$

donde:

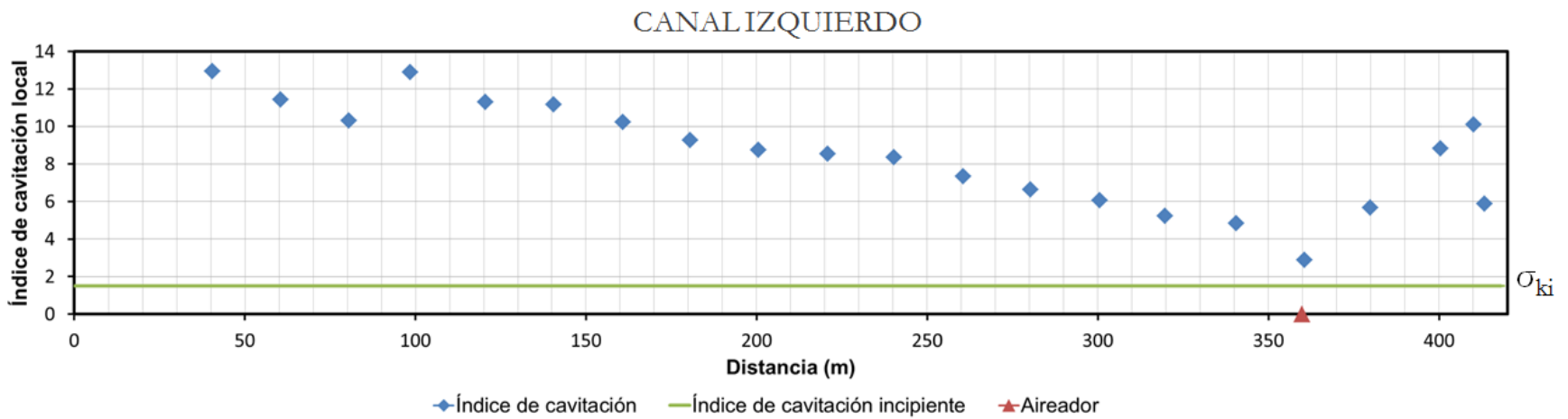
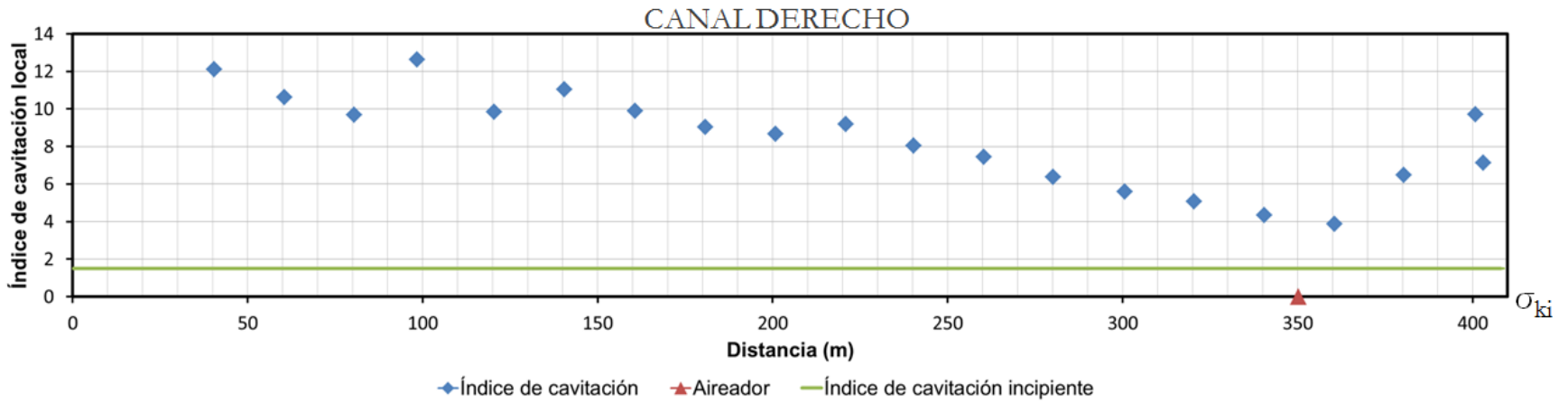
$\sigma_{kp}$  índice de cavitación local en el piso para curvas verticales cóncavas

Echávez (1979) presentó valores experimentales del índice de cavitación incipiente contra el tamaño del obstáculo, en protuberancias aisladas, y contra la rugosidad relativa, en superficies rugosas, para diferentes fronteras. A continuación se muestra una tabla con los valores de cavitación incipiente propuestos por el autor, donde  $k$  es la rugosidad relativa.

**Tabla 5.3 Índices de cavitación incipiente (Echávez, 1979)**

	0 mm < k < 5 mm	5 mm ≤ k < 10 mm
Superficies con acabado de concreto	$\sigma_{ki} = 1.3$	$\sigma_{ki} = 1.5$
Superficies con acabado de cimbra	$\sigma_{ki} = 1.8$	$\sigma_{ki} = 2.2$

A continuación se presentan de manera gráfica los resultados obtenidos del análisis de cavitación para el canal izquierdo y derecho respectivamente. Se obtuvieron los índices de cavitación locales utilizando el método propuesto por Echávez (1979) para el vertedor de emergencia de la presa Netzahualcóyotl. De acuerdo a la tabla 5.3, por el acabado de concreto se utilizó un índice de cavitación incipiente de 1,5. El resto de los parámetros requeridos fueron obtenidos de la modelación numérica realizada previamente. Se observa para ambos canales que no existe riesgo de cavitación.



# **CAPÍTULO 6**

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**





## 6 Conclusiones y recomendaciones

El funcionamiento hidráulico del vertedor de emergencia respecto a las medidas de mitigación propuestas por la CFE descritas en el capítulo 3, traerá los siguientes efectos positivos:

- Se canalizará la descarga del vertedor de una manera más uniforme debido a la implementación del muro intermedio para conformar dos canales independientes; además de construir una sobreelevación de la plantilla para cada canal con el objetivo de contrarrestar las fuerzas inerciales debidas a la curva horizontal.
- Con el objeto de restar energía al impacto del agua al salir de la estructura terminal sobre el sitio de la descarga, se colocaron deflectores verticales tanto en los muros laterales como en el muro central, lo cual ayudará a evitar efectos de socavación en el cauce.
- El gasto de despegue será reducido, debido a que la descarga se realizará con una lámina más uniforme del flujo en el ancho del canal, debido a la sobreelevación de la plantilla en el extradós de la curva.
- El vertedor de emergencia contará con un comportamiento hidráulico mejorado e incrementará su funcionalidad
- La C. H. Netzahualcóyotl contará con un mayor umbral de seguridad al que posee actualmente.

Por lo anterior, después de haber construido las medidas de mitigación propuestas, el vertedor de emergencia quedaría en condiciones óptimas de operación y manejo de avenidas, incrementando la capacidad y seguridad de la central.

Respecto a la modelación numérica realizada en este trabajo de tesis, el software FLOW-3D representó con precisión el flujo a lo largo del vertedor de emergencia con una geometría muy compleja, arrojando valores aceptables de tirantes, velocidades, presiones. Con el análisis de los resultados de la simulación numérica realizada fue posible analizar el comportamiento hidráulico del vertedor de emergencia de la presa Netzahualcóyotl con las medidas de mitigación adoptadas.

Las simulaciones realizadas fueron obtenidas mediante la variación de parámetros como la resolución y el número de bloques de malla del sistema. Hasta ahora no hay un método que

precise la resolución de malla, por ello se recurre a las simulaciones de calibración para conocer qué solución proporciona un comportamiento del flujo más acorde con la realidad.

La validación de la modelación numérica permite estudiar numerosas modificaciones a las obras hidráulicas y su optimización sin necesidad de repetir en modelo físico cada una de ellas, ahorrando tiempo, recursos materiales y mano de obra.

Del análisis de los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas con el software FLOW-3D, se puede concluir que la modelación numérica es un recurso apropiado para optimizar el diseño y revisión de obras hidráulicas desde el punto de vista hidráulico y constructivo; debido a que es posible realizar cambios geométricos o ajustes de diseño en tiempo y costo reducidos; y mejor aún si tales resultados numéricos son calibrados mediante datos experimentales o de prototipo.

La aplicación del software FLOW-3D es de mucha utilidad para el diseño de estructuras hidráulicas, debido a que se pueden obtener perfiles de flujo, diagramas de presión, perfiles de velocidad, entre otros parámetros, que son de gran ayuda en la fase de diseño.

Realizar la modelación numérica de una obra hidráulica arroja variables que servirán para otras disciplinas para realizar su diseño, por ejemplo, las presiones dinámicas y velocidades del flujo para el diseño estructural y geotécnico. Un ejemplo son las presiones dinámicas ejercidas en una cubeta deflectora, conociendo éstas, se debe revisar la durabilidad del concreto, resistencia, erosión, seguridad, entre otros parámetros para la vida útil del proyecto.

Con los datos obtenidos de la modelación numérica del vertedor de emergencia de la presa Netzahualcóyotl es posible realizar análisis para garantizar el manejo del flujo en el río Grijalva y así, realizar políticas de operación y emergencia para salvar la integridad de las obras aguas abajo de la presa, como son los túneles de conducción, la Presa Peñitas y sobre todo, la seguridad de la ciudad de Villahermosa.

Otra de las ventajas de los resultados obtenidos, será la utilidad de las variables obtenidas como son: tirantes, velocidades y presiones dinámicas para el área de comportamiento de obras hidráulicas ya que permiten ubicar y delimitar las zonas donde se presentan concentraciones o cambios bruscos de estos parámetros, como por ejemplo, las subpresiones

observadas en los cambios de sección en la zona de aireadores de ambos canales, así como las presiones máximas ejercidas sobre la cubeta deflectora, para designar el tipo y rango del equipo a utilizar en el proyecto de instrumentación.

Como futuras líneas de investigación, se propone un estudio más exhaustivo que trate el funcionamiento de los aireadores con la finalidad de conocer a detalle el comportamiento del flujo en las fronteras circundantes, debido a que en dichas estructuras se tiene la interacción del flujo bifásico (aire-agua). Los resultados obtenidos de este estudio pueden ser la base para analizar el comportamiento individual de los mismos.



# **REFERENCIAS**



## 7 Referencias

- Álvarez Celso, I. & Sanchez Cruz, F., 2014. *Simulación Numérica del funcionamiento de la obra de excedencias del P.H. Las Cruces*, Cuernavaca, Morelos: Laboratorio de Hidráulica. Comisión Federal de Electricidad.
- Arreguín, F. I., 2000. *Obras de excedencia*. México: IMTA.
- Arreguín, F. I., 2005. *Cavitación y Aireación en Obras de Excedencia*. México: IMTA.
- Arreguín, F. I. & Alcocer, V. H., 2011. *Diseño hidráulico de vertedores*. México: IMTA.
- Barani, G. & Kermani, E. F., 2013. Investigation of Cavitation Damage Levels on Spillways. *World Applied Sciences Journal* 21, pp. 73-78.
- Brujan, E.-A., 2011. *Cavitation in Non-Newtonian Fluids*. s.l.:Springer.
- C.F.E., 1981. *Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotécnica. A.2.10. Obras de Excedencia*. s.l.:s.n.
- C.F.E., 2012. *C.H. Malpaso Presa Netzahualcóyotl, Chis. Funcionamiento de los vertedores, en modelo hidráulico.*, Cuernavaca, Mor.: Laboratorio de Hidráulica.
- Camacho, J. C., 2000. *C. H. Netzahualcóyotl. Funcionamiento hidráulico del vertedor con cubeta deflectora, en modelo físico*, Cuernavaca, Mor.: Laboratorio de Hidráulica. Comisión Federal de Electricidad.
- Camacho, J. C., 2008. *C. H. Netzahualcóyotl (Malpaso) Instrumentación del vertedor y su funcionamiento hidráulico, en prototipo*, Cuernvaca, Mor.: Laboratorio de Hidráulica. Comisión Federal de Electricidad.
- CFE, 1980. *Hidroeléctricas del río Grijalva*. s.l.:Comisión Federal de Electricidad.
- CFE, 2011. *Modificaciones al vertedor de la presa Malpaso, Chis.*, s.l.: Gerencia de Ingeniería Civil. Subdirección de Generación. Comisión Federal de Electricidad..
- CFE, Noviembre 1994. *40 años de experiencia en la construcción de centrales hidroelectricas en México.* s.l.:Comisión Federal de Eletricidad.
- CONAGUA, 1982-1994. *Presas de México*. s.l.:Comisión Nacional del Agua.
- de Dios, M., s.f. Modelación matemática y física de un vertedero modificado. *Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de la Plata. Argentina*.
- Echávez, G., 1979. *Cavitación en vertedores*. México D.F.: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Echávez, G. & Ruiz, G., 2006. Air ramps location in high head spillways. *The Seventh International Conference on HydroScience and Engineering. Philadelphia, USA.*
- Falvey, H., 1990. *Cavitation in chutes and spillways*. s.l.:USBR.
- Falvey, H. T., 1983. *Prevention of cavitation on chutes and spillways*. s.l., s.n.

- FlowScience, 2009. *FLOW-3D. Hydraulic Training Class*. Santa Fe, NM: s.n.
- Franc, J.-P. & Michel, J.-M., 2004. *Fundamentals of Cavitation*. s.l.:Kluwer Academic Publishers.
- Gómez Arteaga, A., 2010. *Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva*. México D.F.: Tesis de Licenciatura.
- Gómez Arteaga, A. & Sánchez Cruz, F., 2015. *C.H. Netzahualcóyotl, Simulación Numérica del funcionamiento hidráulico del vertedor de emergencia*, Cuernavaca, Morelos.: Laboratorio de Hidráulica. Comisión Federal de Electricidad..
- González Ortega, J. M., 2004. *Análisis de procesos de erosión local en márgenes de cauces fluviales con curvatura en planta, Tesis Doctoral*, s.l.: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- González Soberanis, E., 2012. *C. H. Malpaso. Presa Netzahualcoyotl, Chis. Funcionamiento de los vertedores, en modelo hidráulico.*, Laboratorio de Hidráulica, Cuernavaca, Mor.: Comisión Federal de Electricidad.
- González Soberanis, E., 2014. *C.H. Malpaso. Funcionamiento de los vertedores del proyecto ejecutivo, en modelo físico, Le=65*, Laboratorio de Hidráulica. Cuernavaca, Morelos.: Comisión Federal de Electricidad..
- Hidalgo Toldeo, I., 2004. *Funcionamiento del vertedor con cubeta deflectora, en modelo hidráulico. Ampliación de estudio.*, Cuernavaca, Mor.: Laboratorio de Hidráulica. Comisión Federal de Electricidad.
- II, U., 2012. *Estudio de las modificaciones necesarias a los vertedores de la Presa netza, Chiapas*, México D.F.: s.n.
- IPESA, 1978. *Sobreelevación del vertedor de control de la presa Netzahualcóyotl*, México D.F.: s.n.
- Jin, Y. & Steffler, P., 1993. Predicting flow in curved open channels by Depth-Averaged method. *Journal of hydraulic engineering*, 119(1), pp. 109-124.
- Kim, K.-H., Chahine, G., Franc, J.-P. & Karimi, A., 2014. *Advanced Experimental and Numerical Techniques for Cavitation Erosion Prediction*. s.l.:Springer.
- Kramer, K., 2004. *Development of Aerated Chute Flow*. Zürich: s.n.
- Lab., H., 2000. *LEGRI1700LABIOE01*, Cuernavaca Morelos: Comisión Federal de Electricidad; Funcionamiento Hidráulico del vertedor.
- Lab., H., 2012. *LI NEZ 41 11LAB OE 080*, Cuernavaca Morelos: Comisión Federal de Electricidad; Funcionamiento de los vertedores en modelo hidráulico.



- Marengo Mogollón, H., 2003. Eventos extremos de 1999 en el sureste mexicano. Actualización del análisis hidrológico del complejo hidroeléctrico Grijalva, en Chiapas.. Volumen XVIII.
- Minor, H.-E., 2004. *Development of Aerated Chute Flow*. Zürich: s.n.
- Morris, J. D., 2012. Cavitation. *Institute Creation Research*.
- Pinto, S., 1982. Aeration of High Velocity Flow. *Water Power and Dam Construction*.
- Ramos, J., 1983. *Una propuesta de diseño de canales de alineamiento curvo en régimen supercrítico. Estudio teórico y experimental..* México D.F.: Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM..
- Reinauer, R. & Hager, W., 1997. Supercritical bend flow. *Journal of hydraulic engineering*, 123(3), pp. 208-218.
- Rocha Silva, M., s.f. *3D numerical modeling of flow along spillways with free surface flow. Complementary spillway of Salamonde*. Técnico Lisboa: Instituto Superior Técnico, Civil Engineering Department.
- Rodríguez Díaz, V., 2000. *Flujo de canales con curvatura horizontal*. México D.F.: Facultad de Ingeniería, UNAM..
- Science, F., 2009. *FLOW-3D. Hydraulic Exercise Sessions*. Santa Fe, NM: s.n.
- SRH, 1976. *Grandes Presas de México*. s.l.:Secretaría de Recursos Hidráulicos.
- Szymkiewiz, A., 2013. *Modelling Water Flow in Unsaturated Porous Media*. s.l.:Springer.
- USACE, 2000. FORT PEK SPILLWAY. MAJOR REHABILITATION STUDY. *US Army Corps of Engineers*.
- Valencia García, E., 2014. *P. H. Malpaso. Canal de descarga - Sobreelevación*, Cuernavaca, Mor.: Comisión Federal de Electricidad.
- Vásquez, J. A., 2003. *Modelación Numérica en Hidráulica*.