



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA 3D EN EL DISEÑO DE
DEFLEXIONES EN CANALES SUPERCRÍTICOS. APLICACIÓN AL
MODELO FÍSICO DEL RÁPIDO DE DESCARGA DE LA CENTRAL
HIDROELÉCTRICA CHUCÁS DE COSTA RICA.**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

MAXIMILIANO ANTONIO MARTÍNEZ HAASE

PROFESOR GUÍA:

YARKO NIÑO CAMPOS

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

ARTURO JORQUERA ACUÑA

ALDO TAMBURRINO TAVANTZIS

SANTIAGO DE CHILE

AÑO 2016

**RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE:** Ingeniero Civil con mención en
Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.
POR: Maximiliano Antonio Martínez Haase.
FECHA: 04/03/2016
PROFESOR GUÍA: Yarko Niño Campos.

**ANÁLISIS DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA 3D EN EL DISEÑO DE DEFLEXIONES
EN CANALES SUPERCRÍTICOS. APLICACIÓN AL MODELO FÍSICO DEL RÁPIDO
DE DESCARGA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA CHUCÁS DE COSTA RICA.**

El trabajo de título realizado consiste en analizar el comportamiento de la modelación numérica 3D de canales supercríticos, mediante la simulación numérica del rápido de descarga de la Central Hidroeléctrica Chucás de Costa Rica, utilizando el software ANSYS CFX. El análisis se divide principalmente en dos: simulación del modelo físico y análisis de los métodos o criterios de diseño existentes para contracciones en canales supercríticos. El software trabaja resolviendo las ecuaciones promediadas de Reynolds para la turbulencia (modelos RANS) en tres dimensiones, junto con la ecuación de conservación de masa, mediante el método de volúmenes finitos. Para lograr la simulación es necesaria la creación de un dominio espacial, realizar la discretización de este dominio y aplicar las condiciones de borde que gobiernan el fenómeno a simular. La modelación numérica fue ejecutada con éxito para un perfil de tipo Ogee de ancho unitario, en el sentido que los errores con respecto a datos experimentales del USACE son menores a un 1,3 % en la altura de escurrimiento. Sin embargo, la simulación del modelo físico no fue efectiva, obteniendo errores promedio en la altura de escurrimiento de 21,6 % para el caudal de diseño de la obra. No obstante, las mediciones de alturas de escurrimientos podrían no estar del todo correctas ya que los resultados simulados de la presión sobre el vertedero logran un excelente ajuste para las mayores presiones ubicadas en el cuenco de lanzamiento del salto de esquí. No así el caso de las presiones sobre el umbral, que aunque siguen un comportamiento similar con los datos experimentales, la magnitud de estas difiere en mayor medida que las presiones sobre el cuenco de lanzamiento. En la modelación de contracciones en canales supercríticos, la simulación numérica presenta resultados concordantes con datos experimentales, imponiéndose como mejor alternativa que el uso de los métodos existentes para flujos con números de Froude mayores a 6.

Tabla de Contenido

1.	Introducción.....	1
1.1.	Motivación	1
1.2.	Objetivos	2
1.2.1.	Objetivo General.....	2
1.2.2.	Objetivos Específicos	2
1.3.	Metodología	2
1.4.	Organización del Informe	3
2.	Revisión Bibliográfica	5
2.1.	Simulación Numérica y la Dinámica de Fluidos	5
2.2.	Contracción en Canales de Flujo Supercrítico.....	7
2.3.	Datos Experimentales y Modelo Físico de la Central Chucás	14
2.4.	Marco Teórico	19
2.5.	Aspectos Generales de la Simulación Numérica de Fenómenos Turbulentos..	22
3.	Simulaciones Previas	28
3.1.	Gradas de Subida	28
3.2.	Gradas de Bajada con Resalto Incompleto	35
4.	Condiciones de Simulación	41
4.1.	Simulación del Rápido de Descarga de la Central Chucás	41
4.2.	Modelación de Contracciones en Canales Supercríticos.	51
4.2.1.	Canales Horizontales	51
5.	Análisis de Resultados	54
5.1.	Evacuador de Crecidas de la Central Chucás.....	54
5.1.1.	Vertedero Ogee	54

5.1.2. Simulación del Evacuador de Crecidas	57
5.2. Modelación de Contracciones en Canales Supercríticos	68
6. Conclusiones.....	76
7. Bibliografía	79
ANEXO A: RESULTADOS OBTENIDOS DE LA MODELACIÓN DEL EVACUADOR A ESCALA DEL MODELO FÍSICO.....	81

Índice de Tablas

Tabla 2.1: Escalas del modelo físico.	15
Tabla 2.2: Curva de descarga del vertedero.	16
Tabla 2.3: Alturas de escurrimiento en el modelo físico.	16
Tabla 2.4: Presión en V1C en el modelo físico.	17
Tabla 2.5: Presión en V3C en el modelo físico.	17
Tabla 2.6: Presión en V1I en el modelo físico.	18
Tabla 2.7: Presión en V4D en el modelo físico.	18
Tabla 2.8: Presión en P1I en el modelo físico.	18
Tabla 2.9: Presión en P1D en el modelo físico.	19
Tabla 3.1: Datos utilizados en las simulaciones con grada de subida.	30
Tabla 3.2: Datos teóricos y experimentales, y su diferencia porcentual con Ansys.	34
Tabla 3.3: Set de datos para las simulaciones.	36
Tabla 3.4: Parámetros simulados con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$ y su diferencia porcentual con los de Domínguez (1974).	40
Tabla 3.5: Parámetros simulados con cierre de turbulencia SST y su diferencia porcentual con los de Domínguez (1974).	40
Tabla 3.6: Parámetros estimados de los datos de Domínguez (1974).	40
Tabla 4.1.1: Parámetros del perfil Ogee.	43
Tabla 4.1.2: Características de las mallas analizadas.	44
Tabla 4.1.3: Características de las mallas analizadas para el modelo a escala.	46

Tabla 4.1.4: Condiciones de caudal a simular.....	47
Tabla 4.1.5: Características de las mallas analizadas para el modelo a escala real.....	49
Tabla 4.2.1: Resumen de criterios de diseño	51
Tabla 4.2.2: Resultados experimentales de Hager et al. (1987).....	52
Tabla 4.2.3: Condiciones de simulación.....	53
Tabla 5.1: Datos experimentales versus simulados.	56
Tabla 5.2: Diferencia de datos experimentales versus simulados vertedero Chucás.....	60
Tabla 5.3: Comparación de presiones obtenidas en VC1.	62
Tabla 5.4: Análisis de sensibilidad malla de la zona de aproximación.	64
Tabla 5.5: Deflexiones estimadas.	68
Tabla 5.6: Altura media adimensionalizada a la salida de la transición.....	68

Índice de Figuras

Figura 2.1: Diseño de contracciones con paredes rectas (según Ippen y Dawson). a) Diseño no optimizado con propagación de ondas hacia aguas abajo. b) Diseño optimizado sin propagación de ondas. Extraído de “Hidráulica de Canales Abiertos”, Ven Te Chow.....	8
Figura 2.2: Contracción con pendiente. “Flujo Supercrítico en una Contracción”, Reinauer & Hager (1998).	11
Figura 2.3: Contracción óptima según Hsu et al. (2004).	12
Figura 2.4: Ubicación de piezómetros en el modelo físico.	17
Figura 2.5: Modelos más utilizados ordenados según su costo computacional. Introduction to ANSYS FLUENT (2010).	24
Figura 2.6: Perfil de Velocidades cerca de la pared. ANSYS CFX-Solver Modeling Guide (2013).	25
Figura 2.7: Algunos esquemas de construcción de superficie libre. Adaptado de ANSYS CFX-Theory Guide (2013).	26
Figura 2.8: Ejemplo de convergencia de residuales.	27
Figura 3.1: Conservación de momentum en una grada de subida.	28
Figura 3.2: Resultados experimentales para una grada de subida.	29
Figura 3.3: Dominio espacial realizado en DesignModeler.	31
Figura 3.4: Mallado realizado en el módulo Meshing.	31
Figura 3.5: Superficie libre definida con 50% agua y 50% aire.	32
Figura 3.6: Superficie libre para un caudal de 2,034 m ³ /s sobre una grada de 1,5 m.	33
Figura 3.7: Superficie libre para un caudal de 4,376 m ³ /s sobre una grada de 1,5 m.	33

Figura 3.8: Grada de subida. Grafico comparativo de datos experimentales con los obtenidos en las simulaciones.....	34
Figura 3.9: Esquema del fenómeno a simular.	35
Figura 3.10: Fracción de volumen de agua para un caudal de 0,123 m ³ /s utilizando un modelo multifase homogéneo con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$	36
Figura 3.11: Fracción de volumen de agua para un caudal de 0,123 m ³ /s utilizando un modelo multifase no homogéneo con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$	37
Figura 3.12: Distribución de presión para un caudal de 0,123 m ³ /s utilizando un modelo multifase homogéneo con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$, la cruz indica la posición del máximo.....	37
Figura 3.13: Distribución de presión para un caudal de 0,123 m ³ /s utilizando un modelo multifase no homogéneo con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$, la cruz indica la posición del máximo.....	38
Figura 3.14: Campo de velocidades para un caudal de 0,123 m ³ /s utilizando un modelo multifase homogéneo con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$, la cruz indica la posición y altura de la vena viva.	38
Figura 3.15: Campo de velocidades para un caudal de 0,123 m ³ /s utilizando un modelo multifase no homogéneo con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$, la cruz indica la posición y altura de la vena viva.	39
Figura 4.1.1: Corte longitudinal del vertedero y salto de esquí.....	41
Figura 4.1.2: Modelo físico del rápido de descarga de la Central Chucás.	42
Figura 4.1.3: Perfil Ogee según USACE. Savage & Johnson (2001).	43
Figura 4.1.4: Vertedero unitario.....	44
Figura 4.1.5: Análisis de sensibilidad malla del vertedero unitario.	45

Figura 4.1.6: Análisis de sensibilidad malla del modelo físico para el nivel medio del embalse.....	47
Figura 4.1.7: Dominio espacial de la simulación.	48
Figura 4.1.8: Análisis de sensibilidad malla del modelo físico para la altura mínima de escurrimiento sobre el vertedero.	48
Figura 4.1.9: Análisis de sensibilidad malla del modelo físico para la presión máxima sobre el vertedero.	49
Figura 4.1.10: Análisis de sensibilidad malla del modelo a escala real para el nivel medio del embalse.	50
Figura 4.1.11: Análisis de sensibilidad malla del modelo a escala real para la altura mínima de escurrimiento sobre el vertedero.	50
Figura 4.2.1: Canal experimental montado por Hager et al. (1987).....	52
Figura 5.1: Eje hidráulico del vertedero unitario. Comparación con datos del USACE. .	55
Figura 5.2: Líneas de corriente a lo largo del vertedero unitario.	55
Figura 5.3: Presión sobre el vertedero unitario.....	56
Figura 5.4: Presión sobre el vertedero unitario. Acercamiento.....	57
Figura 5.5: Eje Hidráulico del Vertedero de la Central Chucás, $Q=5400 \text{ m}^3/\text{s}$	58
Figura 5.6: Eje Hidráulico del Vertedero de la Central Chucás, $Q=8100 \text{ m}^3/\text{s}$	59
Figura 5.7: Banda de celdas entre 0,1% y 99,9% de volumen de agua. $Q=5400 \text{ m}^3/\text{s}$. .	59
Figura 5.7: Presión en V1C sobre el vertedero de la Central Chucás, $Q=8100 \text{ m}^3/\text{s}$	61
Figura 5.8: Presión en V1C sobre el vertedero de la Central Chucás, $Q=5400 \text{ m}^3/\text{s}$	61
Figura 5.9: Zona de Aproximación Creada.....	63

Figura 5.10: Análisis de sensibilidad para la cota de escurrimiento mínimo.....	64
Figura 5.11: Análisis de sensibilidad para la cota del embalse.	65
Figura 5.12: Líneas de corriente en el modelo físico (INA, 2014).....	66
Figura 5.13: Líneas de corriente obtenidas en la simulación.	66
Figura 5.14: Alturas de escurrimiento para $Q=5400 \text{ m}^3/\text{s}$	67
Figura 5.15: Presión en V1C sobre el vertedero para $Q=5400 \text{ m}^3/\text{s}$	67
Figura 5.16: Altura de escurrimiento normalizada al final de la transición.....	69
Figura 5.17: Deflexiones estimadas vs experimentales.	70
Figura 5.18: Simulación de ondas cruzadas en la mitad del ancho del canal. $F1= 9,53$ (Izquierda) y $F1= 9,09$ (Derecha).	70
Figura 5.19: Simulación de ondas cruzadas en la mitad del ancho del canal. $F1= 7,67$ (Izquierda) y $F1= 7,04$ (Derecha).	71
Figura 5.20: Simulación de ondas cruzadas en la mitad del ancho del canal. $F1= 6,46$ (Vista isométrica).....	72
Figura 5.21: Simulación de ondas cruzadas en la mitad del ancho del canal. $F1= 5,4$. .	72
Figura 5.22: Patrón de ondas cruzadas para un flujo $F1=3$. A) Deflexión según Small Dams. B) Deflexión según Small Canals. C) Deflexión arbitraria menor.....	73
Figura 5.23: Eje hidráulico en el eje del canal para $F1=3$	74
Figura 5.24: Eje hidráulico en el eje del canal para $F1=6$	74
Figura 5.25: Eje hidráulico en el eje del canal para $F1=9$	75

1. Introducción

1.1. Motivación

En el diseño de rápidos de descarga de centrales hidroeléctricas suelen utilizarse como guía, los criterios de instituciones como el Bureau of Reclamation o el US Army Corps of Engineers, los cuales son recomendados en el diseño de proyectos con geometrías estándares o tradicionales (Mery 2013). Sin embargo existen casos especiales en que la geometría deja de ser estándar, por ejemplo rápidas con fuertes angostamientos, donde se requiere implementar habitualmente modelos físicos con el objeto de verificar y optimizar el diseño hidráulico de gabinete. Es en estos casos que el uso de modelos físicos a escala se vuelve una herramienta indispensable en el proceso de diseño de la obra, entregando una excelente aproximación a lo que será el comportamiento del flujo a escala real.

Uno de estos casos corresponde al diseño de la Central Chucás de Costa Rica, donde dentro de las posibilidades barajadas en el diseño, se planteó el uso de una contracción en la rápida y en el cuenco del lanzamiento del salto de ski. El objetivo de esta deflexión era lograr una mayor distancia de lanzamiento del chorro y que éste no se expandiera de forma lateral hacia la ladera izquierda del río por la existencia de la tubería de aducción y la casa de máquinas. No obstante, el ángulo de convergencia utilizado en el canal del rápido es mayor al límite explicitado por el Bureau of Reclamation, y por lo cual su diseño debió ser verificado con un modelo físico a escala (INA 2014).

Aunque los modelos físicos llevan muchos años utilizándose para validar el diseño de proyectos de gran envergadura, estos requieren de gran cantidad de recursos monetarios y temporales. En la actualidad ya se cuenta con otro tipo de herramientas complementarias, como la modelación numérica, mediante el uso de computadores que son capaces de resolver las ecuaciones del flujo y caracterizar el fenómeno en estudio en 3D.

En relación a los software existentes para el trabajo con modelos numéricos, Zamorano (2014) en su trabajo de título “Modelación numérica 3D aplicada al diseño de las obras hidráulicas de la Central Baker 1, región de Aysén”, obtuvo resultados aceptables en la modelación de un rápido de descarga mediante el software ANSYS CFX. Las diferencias porcentuales promedio fueron de un 10% entre la simulación numérica y las mediciones de un modelo físico realizado por el DICTUC, y de un 8% entre los cálculos teóricos y los resultados de la simulación numérica. También se tiene el estudio de Castillo y Carrillo (2012), quienes realizan una simulación numérica de un sistema de captación de fondo, comparando resultados de modelos numéricos usando dos software (ANSYS CFX y FLOW 3D) con los resultados obtenidos de modelos físicos de la obra. Se obtuvo en ese caso, que ANSYS presentó los mejores resultados.

Nace aquí el interés de realizar un análisis del comportamiento de la simulación numérica frente a criterios comúnmente utilizados, abordando el estudio desde el punto de vista de la “Dinámica de Fluidos Computacional” o CFD por sus siglas en inglés. Esta es una de las ramas de la mecánica de fluidos que utiliza métodos numéricos para resolver y analizar problemas sobre el flujo de fluidos, donde para este trabajo de título se utilizará el software ANSYS CFX, siendo el mismo utilizado por Zamorano (2014) en su trabajo de título.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Realizar un análisis del comportamiento de la modelación 3D en cuanto a criterios de diseño para contracciones en canales supercríticos, tales como los sugeridos por el Bureau of Reclamation y USACE, entre otros, mediante la modelación numérica del rápido de descarga del vertedero de la Central Hidroeléctrica Chucás de Costa Rica, utilizando el software ANSYS CFX y comparando con un modelo físico de la obra.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Alcanzar la experiencia necesaria en el uso del software ANSYS CFX mediante la simulación de obras de menor complejidad.
- Realizar la modelación numérica 3D del rápido de descarga de tal forma de reproducir las condiciones geométricas y de borde del modelo físico.
- Realizar la modelación numérica a escala real del rápido de descarga de la Central Chucás.
- Realizar la modelación numérica para distintas geometrías y condiciones de flujo.
- Comparar los resultados obtenidos de las distintas simulaciones en cuanto a los criterios existentes del ángulo de deflexión de un canal supercrítico.

1.3. Metodología

A grandes rasgos el procedimiento de modelación se resume en cuatro etapas: crear el dominio espacial, generar la discretización del dominio, aplicar las condiciones de borde y parámetros de simulación y, finalmente, obtener los resultados. No obstante, para lograr las modelaciones deseadas resulta primordial lograr un buen manejo del software ANSYS CFX. Para esto se realizó, en primera instancia, la modelación de obras de flujo en superficie libre con geometrías simples como canales y gradas. Estas modelaciones serán comparadas con resultados empíricos de la literatura.

Alcanzado cierto manejo en el uso del software se procedió a realizar la simulación numérica del modelo físico del rápido de descarga de la Central Chucás. En esta etapa es necesario tener la certeza de que las condiciones de simulación y parámetros son los adecuados para lograr reproducir el fenómeno en estudio en la modelación 3D, y por lo tanto, se realiza la simulación de un perfil unitario tipo Ogee según las especificaciones del USACE comparando los resultados obtenidos con los resultados experimentales de la misma institución.

Lograda la modelación numérica del perfil Ogee, se procede a replicar el procedimiento de la simulación para el dominio espacial del modelo físico a escala, realizando un análisis comparativo de los resultados obtenidos y los medidos en el modelo físico. Posteriormente, se realiza la simulación análoga para el caso de la obra a escala real, comparando los resultados obtenidos.

Para analizar los criterios de diseño existentes es necesario contar con un set de resultados para varias geometrías y condiciones de flujo. Estos, además, necesitan un respaldo experimental, y por lo tanto se utilizan datos de análisis experimentales para contracciones en canales supercríticos, los cuales serán replicados en el software ANSYS CFX. Los resultados obtenidos en las simulaciones serán analizados y comparados con los datos experimentales existentes, así como los distintos criterios o métodos existentes.

1.4. Organización del Informe

El presente informe se organiza en 7 capítulos, cuyo contenido se describe a continuación:

1. Introducción: Se presentan algunos estudios relativos a los métodos CFD junto con aspectos del diseño mediante modelos a escala, que sirven de motivación para realizar el estudio. Se plantean los objetivos generales y específicos del trabajo y por último se presenta la metodología de trabajo adoptada para la realización de éste.

2. Revisión bibliográfica y marco teórico: En este capítulo se mencionan los trabajos de investigación desarrollados en el último tiempo, que involucran simulaciones CFD de variadas obras, incluyendo simulaciones de ondas estacionarias cruzadas en flujo supercríticos. Se presentan los criterios de diseño utilizados en el diseño de deflexiones en canales con régimen supercrítico y la aplicación de estos. Se incluyen, además, nuevos métodos de cálculo en este ámbito. Se realiza una breve descripción del modelo físico empleado en el diseño de la Central Chucás de Costa Rica, junto con los datos experimentales obtenidos de éste. Finalmente, en la sección del marco teórico, se realiza un breve resumen de la base teórica e hipótesis en que se basan las modelaciones numéricas realizadas por los softwares CFD.

3. Simulaciones previas: En esta sección se desarrollan modelaciones simples, con el fin de obtener experiencia y lograr simulaciones más complejas en los capítulos posteriores del estudio. Se incluyen 2 sistemas a modelar, en los que se describe la metodología utilizada en la modelación. Se modela la situación de una grada de subida y una grada de bajada con la formación de un resalto incompleto aguas abajo de ésta.

4. Condiciones de simulación: En este capítulo se establecen las condiciones con las que se realiza la modelación del rápido de descarga de la Central Chucás de Costa Rica, a escala del modelo físico y a escala real. Se detallan los aspectos de la modelación numérica, como el mallado, condiciones de borde utilizadas, entre otros. Así mismo para las modelaciones a realizar de contracciones en canales con régimen supercrítico, para geometrías y condiciones de flujos que los diversos autores señalan como óptimas para el diseño de éstas.

5. Análisis de resultados: Aquí se analizan los resultados obtenidos para las simulaciones del rápido de descarga y de los criterios de diseño. En las primeras se comparan ejes hidráulicos y niveles piezométricos medidos y simulados. Para la modelación de contracciones en flujo supercrítico, se verifica que se cumple el fin de minimizar la propagación de ondas cruzadas o la no aparición de estas, según el criterio de diseño para el cual se realiza la modelación numérica.

6. Conclusiones: En esta sección se presentan las conclusiones más relevantes obtenidas de las modelaciones numéricas realizadas, en relación a los datos levantados en el modelo físico y los datos experimentales para contracciones en canales con flujo supercrítico.

7. Bibliografía: Finalmente se presentan las referencias bibliográficas utilizadas en este trabajo de título.

2. Revisión Bibliográfica

La revisión bibliográfica se orientó a los siguientes tópicos:

- Simulación numérica y la dinámica de fluidos.
- Contracciones en canales de flujo supercrítico.
- Datos experimentales y modelo físico de la Central Chucás.
- Marco teórico.
- Algunos aspectos del software ANSYS CFX.

2.1. Simulación Numérica y la Dinámica de Fluidos

Junto con los avances computacionales se han desarrollado un sin número de técnicas que hacen usos de las capacidades de cálculo de los computadores. Dentro de estas se puede enunciar la dinámica de fluidos computacional, más conocida como CFD por sus siglas en inglés, la cual resuelve las ecuaciones que caracterizan un flujo mediante métodos numéricos.

Caracterizar el flujo en obras hidráulicas como sistemas de captación de fondo, vertederos, compuertas, singularidades en canales, etc., es complejo. Esto debido a la gran turbulencia que presentan los flujos rápidamente variados, donde poder simular la superficie libre representa aún una importante y activa área de investigación (Nguyen 2015). Argyropoulos & Markatos (2015) hacen hincapié en que la capacidad de cálculo necesaria para simular de manera efectiva el comportamiento del flujo turbulento de un canal, con un número de Reynolds de 800.000, es de al menos medio millón de veces más rápida que la actual capacidad de cálculo de los supercomputadores. Es por tanto, que a pesar de que la modelación computacional ofrece una gran ventaja en comparación a métodos experimentales, estos últimos continúan siendo utilizados en el diseño de algunas obras hidráulicas.

No obstante, Argyropoulos & Markatos (2015) no descartan que la comunidad de ingeniería a menudo ha obtenido resultados muy útiles mediante el uso de modelos relativamente simples, resultados que habrían requerido mucho más tiempo y costo experimental. Por lo tanto, los modelos de turbulencia pueden ser herramientas valiosas en la investigación y el diseño. Dentro de estos ámbitos se pueden enunciar estudios recientes como el de Moradinejad et al. (2015) donde se realiza una simulación, utilizando el software Flow 3D, de la zona de aproximación del flujo al vertedero de la presa de Kamal Saleh, con el fin de mejorar el diseño aumentando la capacidad de descarga del vertedero. Nguyen (2015) realiza varias simulaciones utilizando un modelo propio y el software OpenFOAM, dentro de las cuales se incluyen el flujo sobre un canal natural, flujo en un canal curvado en 180°, flujo turbulento a través de una compuerta, entre otros.

En cuanto a vertederos y rápidos de descarga, se han realizado varios estudios donde se comparan los resultados obtenidos mediante modelación numérica y datos experimentales de modelos físicos a escala. Song (1999) realizó simulaciones del sistema evacuador de crecidas, incluyendo la zona de aproximación del flujo al vertedero, donde obtuvo buenos resultados para la determinación de la superficie libre del escurrimiento.

Willey et al. (2012) también realizaron una comparación entre datos de modelos físicos y los obtenidos mediante modelación CFD. Verificaron la capacidad de descarga, presión, y perfiles de agua para los evacuadores de crecidas de obras diseñadas por la compañía Gutteridge Haskins & Davey (GHD) en las presas de Cotter, Lake Manchester, Blue Rock y Wellington. Como resultado obtuvieron un buen ajuste entre lo medido y lo simulado, en especial en las zonas donde la velocidad es relativamente menor como la zona de aproximación del flujo a la cresta del vertedero.

Dentro de estudios similares más recientes podemos enunciar los de Fadaei-Kermani & Barani (2014) y la memoria para la obtención del título de ingeniero civil de R. Zamorano (2014). Los primeros autores, simularon el rápido de descarga de la presa Shahid Abbaspour mediante el software Flow 3D, obteniendo una gran concordancia con los datos obtenidos de estudios experimentales realizados en un modelo físico. La máxima diferencia entre los datos simulados y los experimentales fue de 5,47% para la velocidad promedio y de 7,97% en los valores de presión piezométrica. Por otro lado, Zamorano (2014) realizó la modelación de un evacuador de crecidas y un túnel de desvío mediante ANSYS CFX. Para el evacuador de crecidas comparó los resultados que se obtuvieron del análisis del modelo físico, cálculo teórico y la simulación numérica. Las diferencias porcentuales promedio fueron de un 10% entre la simulación numérica y los las mediciones de un modelo físico realizado por el DICTUC, y de un 8% entre los cálculos teóricos y los resultados de la simulación numérica. Mientras que para el caso del túnel de desvío obtuvo una diferencia porcentual promedio de 6% entre la simulación numérica y los datos medidos del prototipo.

Aunque en menor medida que la simulación de rápidos de descarga, también se han realizado estudios de la visualización de las ondas estacionarias cruzadas que pueden generarse en los canales supercríticos debido a contracciones. De los cuales destacan el estudio de Causon et al. (1999), donde se utiliza el método de volúmenes finitos junto con el método de reconstrucción MUSCL y la aproximación de Harten et al. (1983) para la resolución del problema de Riemann, para resolver la ecuaciones del flujo, y así para lograr una mejor resolución de las ondas estacionarias cruzadas, expansiones, y las interacciones entre ondas. El modelo de los autores es aplicado a los datos de las experimentaciones realizadas por Ippen & Dawson (1951) para una transición curva en un canal con flujo supercrítico. Obtienen resultados concordantes para la máxima profundidad del agua alcanzada para la cresta de las ondas, junto con una acertada visualización de la formación de las ondas.

Krüger & Rutschmann (2008) realizan una comparación entre los métodos gobernados por las ecuaciones del modelo clásico de aguas poco profundas (Classic Shallow Water Vreugdenhil 1994) y por las dadas por un modelo extendido de aguas poco profundas (Extended Shallow Water, Steffler & Jin 1993), aplicando los modelos a las experiencias realizadas por Ippen & Dawson (1951) para contracciones rectas en canales de flujo supercrítico. Las ecuaciones del modelo clásico de aguas poco profundas son derivadas considerando una profundidad promedio en las ecuaciones de Navier-Stokes para un fluido incompresible, despreciando las velocidades verticales. En contraste, el modelo extendido de aguas poco profundas asume parámetros adicionales para la descarga específica, velocidades verticales y la distribución de presiones. Los resultados apuntan a la modelación basada en ESW como más apta dada la buena correlación entre la ubicación de las ondas y las alturas máximas determinadas, las cuales son ligeramente sobreestimadas por el modelo.

2.2. Contracción en Canales de Flujo Supercrítico

El mejor desempeño hidráulico en un canal supercrítico de descarga de un vertedero, se obtiene cuando las paredes laterales confinantes son paralelas y el flujo se mantiene en régimen uniforme a lo largo del canal (Small Dams, USBR 1987). Sin embargo, criterios económicos o estructurales pueden dictar la necesidad de secciones más estrechas o anchas a lo largo del canal, mediante la utilización de transiciones de contracción o expansión.

El diseño de contracciones en un flujo supercrítico involucra complicaciones que no se ven en el caso subcrítico. Esto debido a la formación de ondas estacionarias en la superficie, las que pueden producir sobreelevaciones importantes del nivel de agua y condiciones indeseables del flujo, lo que se traduce en la necesidad de muros más altos. Mery (2013) indica que, en conducciones importantes con grandes caudales y altas velocidades, las transiciones deben ser verificadas en laboratorio. No obstante, se han realizado estudios experimentales para determinar las condiciones en las que se forman las ondas estacionarias.

Dentro de estos estudios, Ippen & Dawson (1951) determinan, mediante investigación experimental y analítica, que las contracciones rectas son siempre mejores que contracciones curvas de igual longitud, desde el punto de vista de la altura máxima de escurrimiento. Además, determinaron que para un flujo supercrítico en un canal horizontal a través de una contracción recta (Figura 2.1.a) se desarrollan ondas simétricas en los puntos A y A' en el inicio de la contracción. Estas ondas se extienden a lo largo del canal formando un ángulo β_1 , pasando por el eje del canal hasta alcanzar las paredes opuestas en los puntos C y C'. En el punto final de la contracción se producen ondas o perturbaciones negativas que se transmiten hacia aguas abajo generando un patrón complejo de ondas.

Ippen (1950), Ippen & Dawson (1951), e Ippen & Harleman (1956) determinaron que para minimizar la propagación de ondas aguas abajo del canal, el punto de llegada C de las ondas debe coincidir con el final de la transición en el punto D (Figura 2.1.b). Esta condición se logra cuando:

$$L = \frac{b_1 - b_3}{2 \tan \theta} = L_1 + L_2 \quad [1]$$

donde:

$$L_1 = \frac{b_1}{2 \tan \beta_1} \quad [2]$$

y

$$L_2 = \frac{b_3}{2 \tan(\beta_2 - \theta)} \quad [3]$$

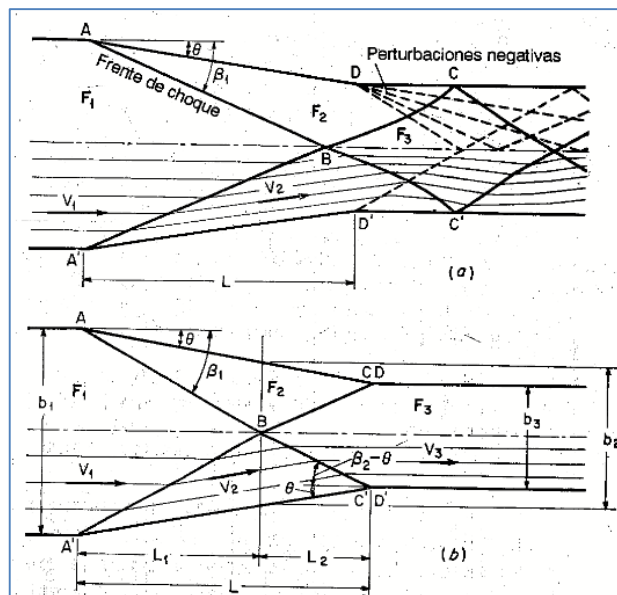


Figura 2.1: Diseño de contracciones con paredes rectas (según Ippen y Dawson). a) Diseño no optimizado con propagación de ondas hacia aguas abajo. b) Diseño optimizado sin propagación de ondas. Extraído de “Hidráulica de Canales Abiertos”, Ven Te Chow.

El largo total de la transición, L , está dado por la expresión [1] donde b_1 y b_3 son el ancho del canal antes y después de la transición, θ corresponde a la deflexión del canal, los ángulos β_1 y β_2 están dados por las ondas formadas al inicio de la transición y los largos L_1 y L_2 están definidos por el punto donde se intersectan las ondas (sección 2) como se observa en la Figura 2.1.

Para conocer los ángulos formados por las ondas es necesario resolver las ecuaciones de continuidad y de momentum del flujo:

$$V_1 y_1 \sin \beta_1 = V_2 y_2 \sin(\beta_1 - \theta) \quad [4]$$

$$V_1 \cos \beta_1 = V_2 \cos(\beta_1 - \theta) \quad [5]$$

$$\sin \beta_1 = \frac{1}{F_1} \left[\frac{1}{2} \frac{y_2}{y_1} \left(\frac{y_2}{y_1} + 1 \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad [6]$$

En este caso, además de los parámetros ya definidos, se tiene la velocidad V , la altura de escurrimiento y , y el número de Froude F , en el inicio de la transición (sección 1) y en la intersección de las ondas generadas por ésta (sección 2).

Ippen (1950), Ippen & Dawson (1951), e Ippen & Harleman (1956), entregaron soluciones gráficas para este set de ecuaciones. El método de diseño se resume en valores arbitrarios de θ e ir resolviendo las ecuaciones 4 a 6 hasta satisfacer la condición dada por las ecuaciones 1 a 3.

Posterior a los estudios realizados por Ippen et al., se han realizado otras contribuciones pero todas basadas en el enfoque de interferencia de ondas de Ippen, apuntando a minimizar el proceso de cálculo de ensayo y error utilizado comúnmente. Dentro de estas contribuciones se puede distinguir el trabajo de Sturm (1985), quien determina que el criterio para minimizar la transmisión de las ondas aguas abajo, [1], es equivalente a satisfacer:

$$\frac{b_1}{b_3} = \frac{F_3}{F_1} \left(\frac{y_3}{y_1} \right)^{\frac{3}{2}} \quad [7]$$

donde, siguiendo la simbología ya expuesta, b_1 es el ancho del canal antes de la transición, b_3 es el ancho después de la transición, y es la altura de escurrimiento, y F_i el número de Froude, en el inicio de la transición (sección 1) y en el final de esta (sección 3).

Junto con este nuevo criterio, Sturm (1985) propone una nueva solución gráfica que elimina la necesidad del cálculo por ensayo y error. Esta solución grafica extiende resultados para números de Froude mayores a 2, por lo que Hager & Bretz (1987) hacen hincapié a que Ippen & Dawson (1951) indicaron que para estos flujos existen significantes efectos de aceleración vertical y, por tanto, el modelo solo debe ser utilizado como una aproximación de primer orden. Posteriormente Hager (1992) propone una nueva expresión para determinar el ángulo de deflexión que minimice la

propagación de las ondas, en base al número de Froude al inicio de la transición, siguiendo la simbología ya expuesta, estableciendo que:

$$\arctan \theta = \frac{1}{2F_1} \left(\frac{b_1}{b_3} - 1 \right) \quad [8]$$

Además, Hager (1992) en su estudio distingue tres ondas principales: la onda 1 de altura h_1 y la onda 3 de altura h_3 a lo largo de la pared, y la onda 2 por el eje del canal con una altura h_2 (Figura 2.2). Para estas ondas deriva un set de ecuaciones asintóticas para números de Froude grandes, incluyendo el efecto de una pendiente α en la base del canal, basado en datos experimentales:

$$X_1 = \frac{x_1}{h_0 F_0} = (2 + 0.126\alpha)\theta - 0.015\alpha + 1.4 \quad [9]$$

$$Y_1 = \frac{h_1}{h_0} = \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}} S_0 \right)^2 \quad [10]$$

$$Y_2 = \frac{h_2}{h_0} = (1 + \sqrt{2} S_0)^2 \quad [11]$$

$$Y_3 = \frac{h_3}{h_0} = \omega^{-1} + 1.8 S_0^{1/2} - 0.2\alpha^{0.6} \quad [12]$$

donde $S_0 = F_0 \theta$, corresponde a “the shock number” concepto introducido por Hager, y $\omega = b_e/b_0$ es la relación de aspecto entre el ancho antes de la transición b_0 y el ancho después de la transición b_e . Los límites de aplicación están dados para $0.2 < \omega < 1$, $\alpha < 0.5$ (30°) y $S_0 < 2$. Se indica que los resultados pueden ser extendidos para $\alpha = 0.8$ (45°).

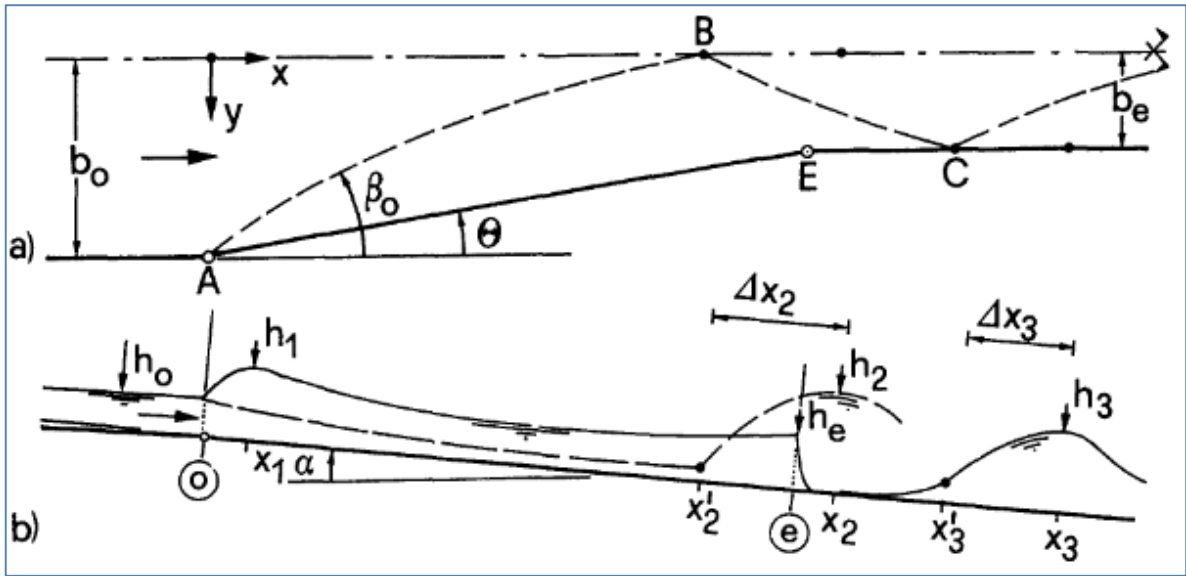


Figura 2.2: Contracción con pendiente. “Flujo Supercrítico en una Contracción”, Reinauer & Hager (1998).

Dentro de los estudios basados en la teoría de Ippen, uno de los más recientes corresponde al realizado por Hsu et al. (2004), donde establecen una expresión para determinar la contracción óptima dada por:

$$\frac{b_3}{b_1} = \frac{\sin(\beta_a - \theta) \sin(\beta_b - \theta)}{\sin \beta_a \sin \beta_b} \quad [13]$$

donde b_1 es el ancho del canal antes de la transición, b_3 es el ancho después de la transición, y los ángulos β_a y β_b se establecen en la Figura 2.3. Dada una deflexión θ , se obtiene el número de Froude de la zona II (F_2) mediante [15]. Luego se obtienen β_a y β_b utilizando [14] con F_1 y F_2 , respectivamente. Para obtener b_3 , se utiliza la expresión [13] propuesta por Hsu et al. (2004). Finalmente el largo de la transición se deriva de la expresión [1] presentada anteriormente:

$$\tan \theta = \frac{\tan \beta_a (\sqrt{1 + 8F_1^2 (\sin \beta_a)^2} - 3)}{2(\tan \beta_a)^2 + \sqrt{1 + 8F_1^2 (\sin \beta_a)^2}} \quad [14]$$

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{\sin \beta_a}{\sin(\beta_a - \theta)} \left(\frac{\tan(\beta_a - \theta)}{\tan \beta_a} \right)^{3/2} \quad [15]$$

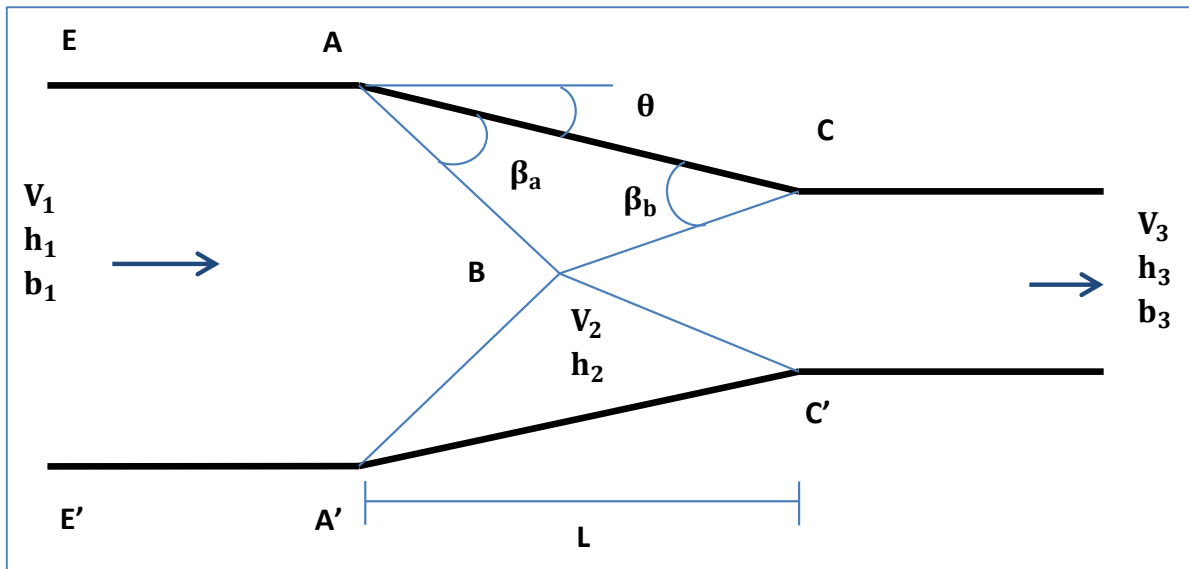


Figura 2.3: Contracción óptima según Hsu et al. (2004).

Por otro lado, el U.S. Bureau of Reclamation propone expresiones para evitar totalmente la aparición de ondas estacionarias en el flujo. En su texto “Design of Small Canals Structures” (1978), establece que la cotangente del ángulo de deflexión no debe ser menor a 3,375 veces el número de Froude a la entrada de la contracción, F , esto es:

$$\cot \theta = 3,375F = 3,375 \left(\frac{V}{\sqrt{(1-K)gh \cos \alpha}} \right) \quad [16]$$

donde V es la velocidad a la entrada de la transición, h es la altura de escurrimiento a la entrada de la transición y α corresponde a la pendiente del canal en ese punto. En este caso el número de Froude depende de un factor de aceleración K , el cual es función de la base del canal en el punto de la transición:

- Para base plana, $K = 0$.
- Si la base corresponde a una curva circular de radio R ,

$$K = \frac{V^2}{gR \cos \alpha} \quad [17]$$

- Si la base corresponde a una curva parabólica,

$$K = \frac{(\tan \theta_L - \tan \theta_o) 2h_v (\cos \theta_o)^2}{L_T} \quad [18]$$

donde, h_v corresponde a la altura de velocidad al origen de la trayectoria, θ_L y θ_o corresponden a la pendiente de la base al final y al inicio de la trayectoria respectivamente, y L_T es el largo de la trayectoria. El USBR, establece un límite máximo de 0.5 para el valor de K para asegurar presiones positivas en la base del canal. Además, si la condición dada por la ecuación [16] no controla el ángulo de deflexión, este no debe ser mayor de los 30° y el ángulo de la superficie de agua con el eje medio en el final de la transición puede ser de hasta 25°.

También, el USBR, en su texto “Design of Small Dams” (1987) establece que para evitar la formación de ondas estacionarias, la variación angular de las paredes medida desde el eje central del canal, θ_c , no debe exceder la ecuación:

$$\tan \theta_c = \frac{1}{3F} \quad [19]$$

donde en este caso el número de Froude, al inicio de la transición, está dado por:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad [20]$$

Más recientemente, Liu & Ni (2008) sugieren un método aproximado para calcular el ángulo de la onda y la altura de escurrimiento a lo largo de un deflector en un canal supercrítico con pendiente. Su estudio se basa en que para grandes números de Froude, gran ángulo de deflexión y deflexiones cortas, el supuesto de Ippen al adoptar presiones hidrostáticas no es válido y por lo tanto introducen un coeficiente de corrección a la presión hidrodinámica, junto con extender el estudio a canales con pendientes.

El método se resume en el siguiente set de ecuaciones:

$$\varepsilon(x) = 1 + 0.65 \left(\frac{h_{10}}{\theta L} \right)^{0.45} - \left(\frac{x}{L} \right)^{\frac{1}{3}} \quad [21]$$

$$Y = \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \theta)} \quad [22]$$

$$\varepsilon Y^3 - Y(1 + 2F_{x1}^2 (\sin \beta)^2) + 2F_{x1}^2 (\sin \beta)^2 = 0 \quad [23]$$

$$h_{x1} = \frac{E_{01}}{\cos \alpha} \left[\frac{1}{3} - \frac{2}{3} \sin \left(\frac{\pi}{6} - \frac{1}{3} \cos^{-1}(1 - 13.5G) \right) \right] \quad [24]$$

$$h_2 = Y h_{x1} \quad [25]$$

donde:

$$E_{01} = h_{01} \cos \alpha + \frac{V_{01}^2}{2g} + (z_0 - z_x) \quad [26]$$

$$G = \frac{h_{01}^2 V_{01}^2 (\cos \alpha)^2}{2g E_{01}^3} \quad [27]$$

$$F_{x1} = \frac{V_{x1}}{\sqrt{g h_{x1} \cos \alpha}} \quad [28]$$

$$h_{01} V_{01} = h_{x1} V_{x1} \quad [29]$$

β y h_2 , corresponde al ángulo y altura de la onda producida por una deflexión θ en un canal de pendiente α . Los autores especifican que estos valores varían según la posición x medida desde el inicio de la contracción. Entonces para cada posición se debe calcular el coeficiente de corrección de presión hidrodinámica ε mediante la expresión experimental [21]. Luego se debe obtener el valor de Y resolviendo simultáneamente las ecuaciones [22] y [23], previamente determinando el valor de h_{x1} utilizando la expresión [24] y F_{x1} utilizando [28] y [29]. Finalmente la altura de escurrimiento está dada por [25]. Los valores h_{01} , V_{01} y z_0 corresponden a la altura de escurrimiento, velocidad media del flujo y la cota del fondo del canal a la entrada de la contracción.

2.3. Datos Experimentales y Modelo Físico de la Central Chucás

El proceso de aprendizaje del uso del software ANSYS CFX, se inició considerando realizar simulaciones de baja complejidad. En la literatura se encuentran variados resultados experimentales de flujo rápidamente variado, como es el caso de los textos “Hidráulica de Canales Abiertos” de Ven Te Chow (2000) e “Hidráulica” de Domínguez (1974). En estos textos es posible encontrar resultados experimentales de flujo sobre vertederos de pared delgada y pared gruesa, así como flujo supercrítico sobre gradas con múltiples configuraciones. Este tipo de datos experimentales que serán utilizados en las simulaciones de menor complejidad.

En cuanto al modelo físico de la Central Chucás de Costa Rica, este fue desarrollado por el Instituto Nacional del Agua (INA), Argentina, con el fin de estudiar el comportamiento hidráulico del aliviadero de la presa, incluyendo las condiciones de

aproximación, análisis de alturas, velocidades y presiones en la rápida, el comportamiento del salto de esquí, la disipación de energía y las condiciones de restitución al río. El estudio del comportamiento hidráulico de las estructuras previstas en el proyecto mediante un modelo físico, se encuentra fundamentado en las condiciones de similitud dinámica. Es decir, para que un modelo y la estructura real sean dinámicamente semejantes, la relación entre la fuerza predominante y la fuerza de inercia debe mantener el mismo valor en ambos.

En el caso en estudio, la condición de similitud se reduce a que los números de Froude y Reynolds sean iguales. Sin embargo, en un modelo de escala reducida resulta imposible el cumplimiento simultáneo de ambas condiciones. Por lo tanto, es común en estos estudios mantener una igualdad del número de Froude entre el modelo y la obra real, adoptando una escala de longitudes que asegure que no exista influencia en los efectos viscosos. Para el modelo físico de la Central Chucás se adoptó una escala de longitudes de 1:65, y con la condición de igualdad del número de Froude se derivan las demás escalas, que se presentan en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Escalas del modelo físico.

Escala	Modelo Físico
Longitudes, e_L	1: 65
Velocidades, e_V	1: $65^{1/2}$
Tiempos, e_T	1: $65^{1/2}$
Presiones, e_P	1: 65
Caudales, e_C	1: $65^{5/2}$

Se cuenta con la curva de descarga experimental del vertedero (Tabla 2.2), la cual permite establecer las condiciones de entrada de la simulación, obteniendo el nivel del embalse para cada condición de crecida a simular. Además, dentro de los datos tomados del modelo físico se tienen alturas de escurrimiento para los caudales de diseño y de verificación 5400 m³/s y 8100 m³/s, correspondientes a una crecida de periodo de retorno 1000 y 10000 años respectivamente. Estas fueron medidas en el muro izquierdo del vertedero mirando en el sentido de escurrimiento del flujo. Se presentan en la Tabla 2.3 donde se indica las alturas máximas y mínimas promedio escaladas a la obra real, donde la distancia **X** está medida desde la cresta o umbral del vertedero.

Tabla 2.2: Curva de descarga del vertedero.

Caudal [m³/s]	Nivel de Embalse [msnm]
1434,08	294,28
1810,09	295,12
2550,03	296,55
3108,69	297,59
3571,23	298,31
4038,93	299,08
4646,51	300,00
5286,12	300,84
5438,18	301,04
6070,10	301,95
6562,12	302,66
6992,36	303,12
8153,28	304,61

Tabla 2.3: Alturas de escurrimiento en el modelo físico.

Caudal [m³/s]	X [m]	h_{max} [m.s.n.m]	h_{min} [m.s.n.m]
8100	5,8	297,1	296,9
	11,0	295,9	295,2
	16,3	293,5	292,7
	21,5	285,8	285,1
	26,0	281,2	280,6
	29,9	277,9	277,3
	33,8	277,0	276,0
5400	5,8	294,3	293,6
	11,0	293,3	292,6
	16,3	290,8	289,6
	21,5	283,5	283,2
	26,0	275,5	274,8
	29,9	273,7	273,1
	33,8	273,5	273,1

También se realizaron mediciones de presión en puntos de interés como son el eje central del primer vano (V1C) y del tercer vano (V3C), el margen izquierdo del primer vano (V1I), el margen derecho del cuarto vano (V4D), y ambos márgenes de la pila 1 (P1I) y (P1D). Se presenta un esquema con la ubicación de los piezómetros en la Figura 2.4 donde se indica la posición de V1C y la dirección del flujo. Las presiones medidas se resumen en las Tablas 2.4 a la 2.9.

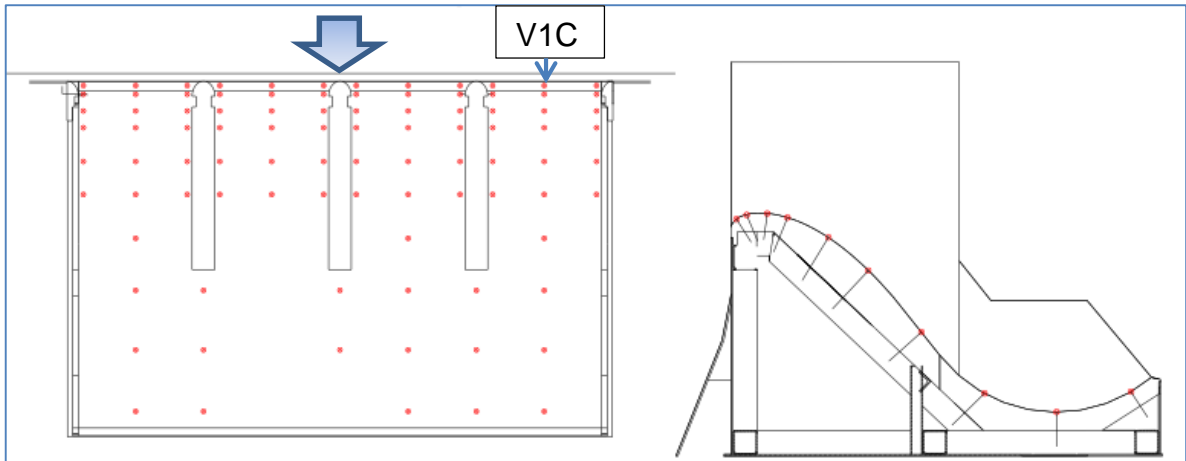


Figura 2.4: Ubicación de piezómetros en el modelo físico.

Tabla 2.4: Presión en V1C en el modelo físico.

		Presiones V1C [m]				
		8100	5400	4650	3080	1370
X [m]	Caudal [m ³ /s]					
	-2,5	-1,3	1,8	2,7	4,2	3,9
	-1,4	-1,9	0,8	1,7	2,9	2,9
	0,0	-0,8	0,7	1,4	2,2	2,2
	0,9	-1,7	-0,3	0,3	1,0	1,1
	3,1	-2,1	-1,4	-1,2	-0,8	-0,6
	7,5	-2,7	-2,6	-2,6	-2,4	-2,4
	17,6	7,6	5,8	4,3	2,6	1,4
	24,4	23,2	17,3	14,6	9,8	5,0
	32,2	26,7	18,1	14,9	10,0	5,1
	40,3	20,5	13,7	11,8	8,6	4,9

Tabla 2.5: Presión en V3C en el modelo físico.

		Presiones V3C [m]				
		8100	5400	4650	3080	1370
X [m]	Caudal [m ³ /s]					
	-2,5	-0,1	3,0	3,6	4,6	4,2
	-1,4	-1,9	1,4	2,2	3,4	3,2
	0,0	-0,7	1,3	1,8	2,6	2,5
	0,9	-2,8	-1,0	0,0	0,8	1,0
	3,1	-3,4	-2,3	-1,7	-1,2	-1,2

Tabla 2.6: Presión en V1I en el modelo físico.

		Presiones V1I [m]				
		8100	5400	4650	3080	1370
X [m]	Caudal [m ³ /s]					
	-2,5	2,5	3,9	4,2	4,8	4,2
	0,0	-0,5	-0,2	-0,3	-0,1	0,4
	0,9	-0,8	-0,5	-0,7	-0,1	0,7
	3,1	-1,7	-1,4	-1,2	-0,7	-0,6
	7,5	-2,6	-2,6	0,8	-2,0	-2,2

Tabla 2.7: Presión en V4D en el modelo físico.

		Presiones V4D [m]				
		8100	5400	4650	3080	1370
X [m]	Caudal [m ³ /s]					
	-2,5	5,7	6,5	6,1	5,5	3,0
	-1,4	-0,2	1,7	1,9	3,0	1,2
	0,0	-0,2	-0,4	-0,4	0,4	3,2
	0,9	3,9	-1,7	3,2	3,3	-0,8
	3,1	-1,8	-1,3	-1,2	-0,8	-2,8
	7,5	-3,3	-2,0	-2,9	-2,8	-

Tabla 2.8: Presión en P1I en el modelo físico.

		Presiones P1I [m]				
		8100	5400	4650	3080	1370
X [m]	Caudal [m ³ /s]					
	-2,5	1,0	3,5	4,5	5,1	4,2
	-1,4	0,9	2,9	3,4	3,9	3,3
	0,0	-6,2	-2,0	-0,8	1,0	1,1
	0,9	-0,4	1,4	1,6	1,4	1,1
	3,1	-0,7	0,2	0,0	0,1	-0,4
	7,5	-1,6	-1,5	-1,9	-2,0	-2,3
	24,4	22,9	19,5	19,2	15,0	5,4
	32,2	26,0	16,6	14,1	9,4	4,6

Tabla 2.9: Presión en P1D en el modelo físico.

		Presiones P1D [m]				
X [m]	Caudal [m ³ /s]	8100	5400	4650	3080	1370
	-2,5		3,1	4,8	5,3	5,4
-1,4		-0,9	1,4	2,3	3,3	3,2
0,0		-1,1	-1,4	-0,8	0,6	0,9
0,9		-1,3	-1,2	-0,2	0,6	0,7

2.4. Marco Teórico

La dinámica de un fluido en 3 dimensiones esta descrito por un sistema de ecuaciones diferenciales parciales que representan matemáticamente las leyes de conservación de la física: conservación de masa, momentum y energía. Para resolver este sistema y caracterizar completamente la dinámica de un fluido, se han desarrollado diversos métodos computacionales basados, por ejemplo, en volúmenes finitos.

Dentro de estos modelos los más precisos son los de simulación numérica directa (DNS), los cuales resuelven directamente las ecuaciones de Navier-Stokes calculando el flujo medio y todas las fluctuaciones turbulentas de velocidad desde la escala más pequeña a la más grande. Esto implica que el dominio computacional debe ser lo suficientemente grande para abarcar las escalas turbulentas de mayor tamaño, y la resolución de la grilla debe ser suficientemente pequeña para incluir la escala del proceso de disipación de energía, la cual es conocida como la microescala de Kolmogorov. Para grandes números de Reynolds donde existe un rango amplio de escalas de tiempo y longitud, se requiere una gran capacidad de cálculo que puede sobrepasar a los más potentes computadores, surgiendo métodos alternativos que permiten salvar esta limitación.

Las ecuaciones para representar las fluctuaciones turbulentas son obtenidas a partir de la descomposición de Reynolds que describe el movimiento turbulento como una variación aleatoria alrededor del valor promedio:

$$\varphi = \bar{\varphi} + \varphi' \quad [30]$$

donde φ es el término instantáneo, $\bar{\varphi}$ corresponde al valor promedio y φ' es la parte fluctuante. Si se toma el valor promedio en el tiempo, $\bar{\varphi}'$ es igual a cero y el valor medio $\bar{\varphi}$ se define como:

$$\overline{\varphi(x)} = \lim_{t \rightarrow \infty} \frac{1}{\Delta t} \int_{t_1}^{t_1 + \Delta t} \varphi(x, t) dt \quad t_1 \ll \Delta t \ll t_2 \quad [31]$$

donde t_1 es la escala de tiempo de las fluctuaciones rápidas y t_2 la escala de tiempo de los movimientos lentos en los cuales se resuelven las ecuaciones. Es decir, Δt es lo suficientemente grande para no lograr describir las fluctuaciones rápidas, pero menor al problema que se pretende resolver. Luego, para un fluido de una fase, incompresible, y tomando los términos promedios en el tiempo para la velocidad y la presión, las ecuaciones de continuidad y de Navier-Stokes están dadas por:

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad [32]$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{u}_i \bar{u}_j) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j \partial x_j} - \frac{\partial}{\partial x_j} (\overline{u'_i u'_j}) \quad [33]$$

donde \bar{u}_i es la velocidad promedio, u'_i es la fluctuación en la velocidad, ρ es la densidad del fluido y ν es la viscosidad cinemática. La ecuación (33) es la llamada ecuación de Navier-Stokes promediada de Reynolds (RANS) donde el término $\overline{u'_i u'_j}$ es el tensor de esfuerzos de Reynolds, el cual es simétrico, con 6 componentes independientes. El tensor incluye más incógnitas que las ecuaciones del sistema, por tanto el problema no está cerrado y para lograr esto se recurre a la modelación de los esfuerzos de Reynolds.

El enfoque más utilizado para resolver este problema de cierre es la aproximación de Boussinesq de viscosidad de torbellinos (Wilcox, 2006), la que se basa en la analogía entre el movimiento molecular y el turbulento tal que se realiza una correlación entre los esfuerzos de Reynolds con la tasa de deformación del movimiento medio. De esta forma los torbellinos turbulentos colisionan entre si e intercambian momentum, de igual forma que las moléculas, obedeciendo la teoría cinética de los gases. De esta forma, los esfuerzos de Reynolds se modelan como:

$$\tau_{ij} = \overline{u'_i u'_j} = \frac{2}{3} k \delta_{ij} - \nu_t \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad [34]$$

$$k = \frac{1}{2} \overline{u'_i u'_i} = \frac{1}{2} (\overline{u'^2_1} + \overline{u'^2_2} + \overline{u'^2_3}) \quad [35]$$

donde k es la energía cinética turbulenta y $\nu_t (= \mu_t / \rho)$ es la viscosidad turbulenta. Para resolver el problema se deben determinar estos dos términos. Existen variados modelos

para determinar estos valores, los cuales se suelen clasificar como modelos de cero, una, o dos ecuaciones según el número de expresiones adicionales que introducen para poder determinar k y v_t .

Los modelos de dos ecuaciones han sido ampliamente utilizados en diversas aplicaciones, por lo que se cuenta con conocimiento de su comportamiento de antemano (Argyropoulos & Markatos 2015). Dentro de estos los más utilizados son los modelos $k - \varepsilon$ y $k - \omega$. El modelo $k - \varepsilon$ estándar de Launder & Sharma (1974) establece que la viscosidad turbulenta (v_t) se encuentra relacionada con la energía cinética turbulenta (k) y con su tasa de disipación (ε), mediante la expresión:

$$v_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad [36]$$

donde C_μ es una constante, k y ε se determinan de las ecuaciones de transporte:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\frac{(v + v_t)}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] - \varepsilon + \tau_{ij} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \quad [37]$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\frac{(v + v_t)}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} \tau_{ij} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} - C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad [38]$$

En este caso σ_k , σ_ε , $C_{\varepsilon 1}$ y $C_{\varepsilon 2}$ son constantes las cuales dependen de la variante del modelo $k - \varepsilon$ que se esté utilizando.

El también ampliamente utilizado, modelo $k - \omega$, inicialmente propuesto por Kolmogorov en 1942, establece que la viscosidad turbulenta (v_t) se encuentra relacionada con la energía cinética turbulenta (k) y con la tasa de disipación específica (ω), mediante la expresión:

$$v_t = \frac{k}{\omega} \quad [39]$$

Pero en este caso, las ecuaciones de transporte quedan descritas como:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[(v + \sigma^* \frac{k}{\omega}) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] - \beta^* k \omega + \tau_{ij} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \quad [40]$$

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \omega}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[(v + \sigma \frac{k}{\omega}) \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \right] - \beta \omega^2 + a \frac{\omega}{k} \tau_{ij} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\sigma_d}{\omega} \frac{\partial k}{\partial x_j} \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \quad [41]$$

donde a , β^* , σ y σ^* son constantes, y σ_d , β son variables auxiliares dadas por (según el modelo de Wilcox, 2006):

$$\beta = \beta_0 f_\beta \quad [42]$$

$$\sigma_d = \begin{cases} 0, & \frac{\partial k}{\partial x_j} \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \leq 0 \\ \sigma_{d0}, & \frac{\partial k}{\partial x_j} \frac{\partial \omega}{\partial x_j} > 0 \end{cases} \quad [43]$$

$$f_\beta = \frac{1 + 85X_\omega}{1 + 100X_\omega} \quad [44]$$

$$X_\omega \equiv \left| \frac{\Omega_{ij} \Omega_{jk} S_{ki}}{(\beta^* \omega)^3} \right| \quad [45]$$

$$\Omega_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} - \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad [46]$$

donde f_β es la función estiramiento-vórtice, X_ω es un parámetro adimensional asociado a esta función y Ω_{ij} es el tensor de rotación media.

2.5. Aspectos Generales de la Simulación Numérica de Fenómenos Turbulentos

En la sección 2.4 se realizó una breve descripción de las ecuaciones que gobiernan la turbulencia y la dinámica del flujo. Además, para realizar la modelación numérica de cierto fenómeno turbulento se deben tener en cuenta algunos aspectos básicos como son:

- La física del fenómeno.
- Los objetivos que se buscan con la modelación.
- Los recursos computacionales y de tiempo disponibles.
- La modelación cerca de las paredes.
- Definición de la superficie libre.
- Convergencia del modelo.

Comprender de ante mano el comportamiento del flujo que se quiere simular en conjunto con los objetivos que se desean lograr, es de gran importancia dado que entregan las directrices para elegir, por ejemplo, el modelo de cierre turbulencia que se

ocupará. Decisiones que se deben tomar considerando también los recursos computacionales y de tiempo con que se cuenta.

Como se enunció en la sección 2.4, existen variados modelos que aproximan el fenómeno de turbulencia haciendo posible una estimación de éste en escalas de tiempo y espacio mayores a las en que ocurren los procesos de disipación de energía. Argyropoulos & Markatos (2015), realizan una extensa recopilación y descripción de los más destacados modelos utilizados en la simulación de flujos turbulentos. Dentro de estos los más comunes son:

- Spalart- Allmaras: modelo de una ecuación utilizado en análisis aerodinámico.
- $k - \varepsilon$: modelo de dos ecuaciones ampliamente utilizado con buenos resultados en la modelación de flujo en superficie libre. No es capaz de reproducir el flujo cerca de las paredes.
- $k - \omega$: modelo de dos ecuaciones con una formulación robusta para resolver el flujo en las cercanías de la subcapa viscosa para números de Reynolds bajos y para gradientes negativos de presión, pero muy sensible a las condiciones de superficie libre.
- Shear Stress Transport (SST): modelo de dos ecuaciones que mezcla las ventajas para simular flujo de superficie libre del modelo $k - \varepsilon$, con la capacidad del modelar cerca de las paredes del modelo $k - \omega$.

Además de estos modelos existen otros que entregan una mayor caracterización del fenómeno turbulento, como son los modelos Detached Eddy Simulation (DES) y Large Eddy Simulation (LES). Los cuales se caracterizan por extender la capacidad de los modelos RANS logrando simular el movimiento de los torbellinos de mayor tamaño, sin incluir los más pequeños donde la energía se disipa por efectos viscosos. Los modelos LES entregan una mejor caracterización del flujo pero requieren mayores recursos computacionales dado que se debe realizar una discretización más detallada del dominio espacial y escalas de tiempo más pequeña. Esto último es un factor importante a tener en cuenta en la elección del modelo a utilizar, en la Figura 2.5 se presenta un esquema señalando los modelos más utilizados ordenados según su “costo” computacional.

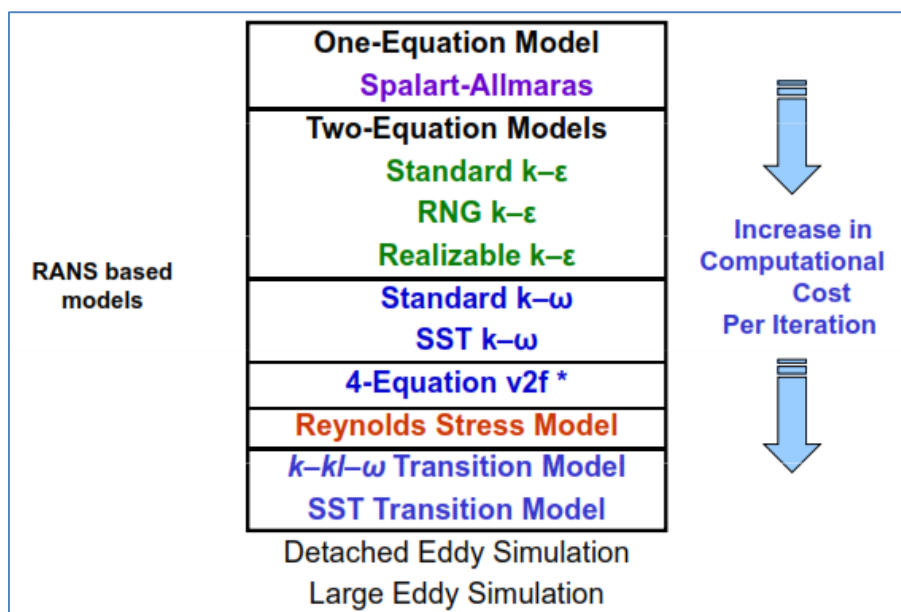


Figura 2.5: Modelos más utilizados ordenados según su costo computacional. Introduction to ANSYS FLUENT (2010).

Uno de los inconvenientes de los modelos para simular turbulencia, es la capacidad de reproducir el flujo cerca de las paredes que limitan a éste. Esto debido a que cerca de las paredes las variables dependientes, como la velocidad, presentan grandes variaciones. Experimentos y análisis matemáticos han demostrado que el flujo en la región cercana a la pared, puede dividirse en dos capas: una más cercana a la pared denominada subcapa viscosa, donde el flujo es predominantemente laminar; y más alejada de la pared, una región donde el flujo es totalmente turbulento denominada capa logarítmica ya que el perfil de velocidades sigue esa distribución. Entre estas dos capas existe una tercera zona, denominada capa de amortiguación, donde tanto los efectos viscosos como turbulentos tienen igual importancia (Figura 2.6). Existen dos metodologías para tratar el flujo en las regiones cercanas a las paredes:

- Usar funciones de pared, las cuales consisten en formulas empíricas que imponen condiciones de flujo cerca de la pared sin la necesidad de resolver la capa limite, lo que ahorra recursos computacionales.
- Usar discretización lo suficientemente fina en la región cercana a la pared, de tal forma que el modelo utilizado pueda resolver las condiciones del flujo cerca de ésta.

Este último método implica mayores recursos computacionales necesarios en la reproducción del fenómeno y restringe el modelo de turbulencia a utilizar, por ejemplo, el modelo $k - \epsilon$ no es capaz de resolver las ecuaciones del flujo dentro de la capa de amortiguación.

La elección del método utilizado en la modelación del flujo cerca de las paredes depende, además, del fenómeno en estudio y del objetivo perseguido en la modelación. Si no se requiere una descripción detallada de la subcapa viscosa, una función de pared puede ser suficiente. ANSYS CFX cuenta con una función automática de pared para modelos basados en el modelo $k - \omega$, SST por ejemplo, donde la posición de la grilla cerca de la pared (y^+) es definida de manera automática según los parámetros del flujo. Una descripción detallada de las funciones de pared disponibles en ANSYS CFX se presenta en el manual teórico de este software.

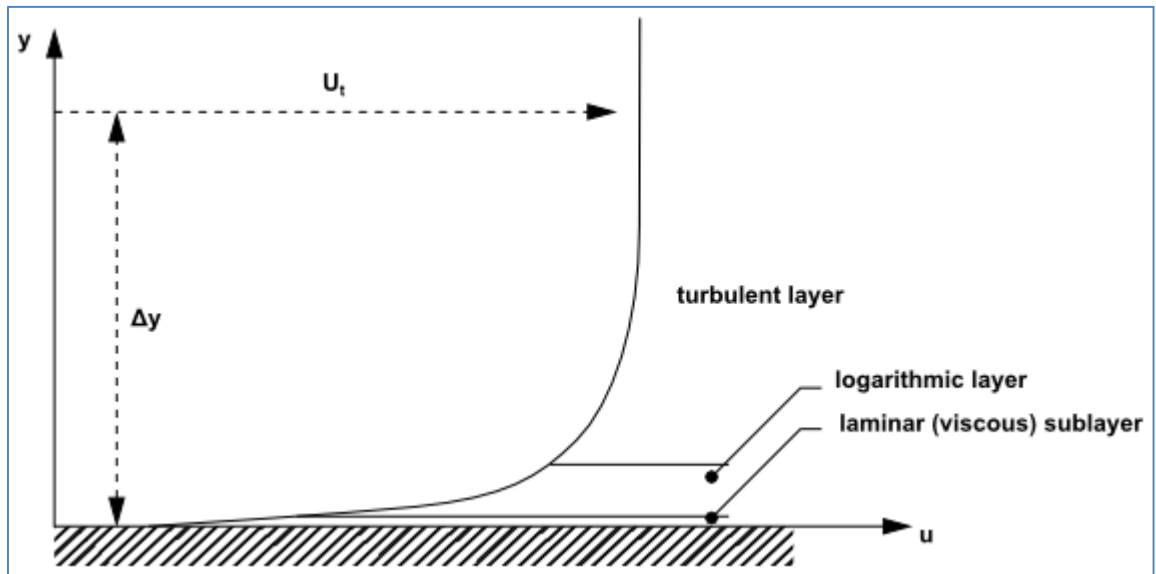


Figura 2.6: Perfil de Velocidades cerca de la pared. ANSYS CFX-Solver Modeling Guide (2013).

En la simulación de fenómenos turbulentos de más de una fase, como es el caso de canales abiertos, generalmente es de interés obtener el límite de la interfase la cual no es entregada directamente por los métodos de resolución de las ecuaciones de Navier-Stokes. Se han desarrollado varios métodos para lograr aproximar la zona de interfase o de superficie libre, dentro de los cuales el más utilizado corresponde al modelo de Volumen de Fluido (Volume of Fluid Model, VOF) el cual fue propuesto por Hirt & Nichols (1981), y que ganó gran popularidad dado sus bajos requerimientos computacionales.

A grandes rasgos, el modelo VOF resuelve para cada celda del dominio la fracción de volumen que contiene para cada fase, estableciendo un valor de 1 si la celda se encuentra totalmente llena de la fase y un valor de 0 si no posee volumen de la fase al interior de esta. Luego, la interfase se encontrará en alguna posición entre las celdas totalmente llenas y las totalmente vacías. Para definir la posición de la interfase las celdas con contenido parcial de las fases involucradas deben ser refinadas, y se debe utilizar un esquema de construcción de la superficie libre. Existe una gran variedad de métodos para construir la interfase, incluso variando dentro de los software CFD

disponibles. En la Figura 2.7 se presentan dos esquemas de construcción a modo de ejemplo, donde la fracción de volumen es reacomodada para cada celda. En ANSYS CFX se define la superficie libre para un valor de fracción de volumen de 0,5, es decir, para las celdas que contengan un 50 % de aire y un 50 % de agua en la composición de su volumen (ANSYS, 2013).

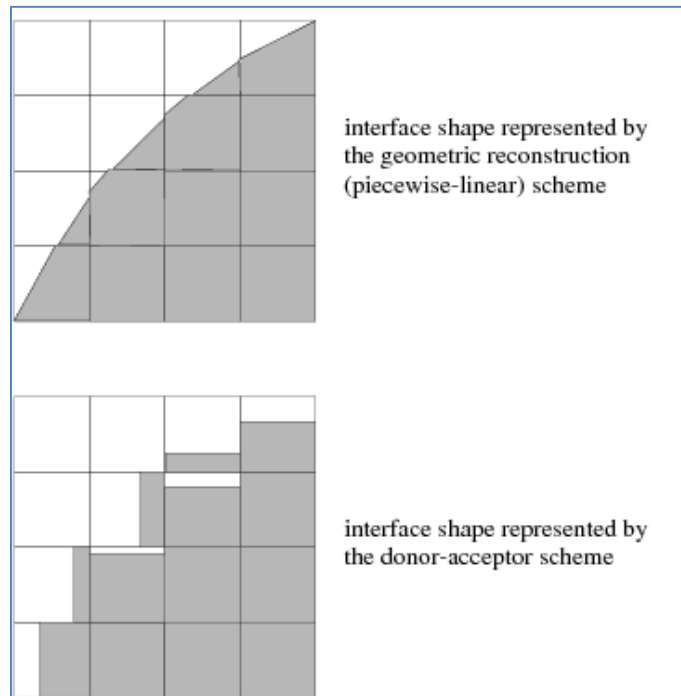


Figura 2.7: Algunos esquemas de construcción de superficie libre. Adaptado de ANSYS CFX-Theory Guide (2013).

Finalmente, otro de los aspectos importante dentro de la simulación numérica es la convergencia del modelo. Dado que las ecuaciones de Navier-Stokes son altamente no lineales, deben ser resueltas mediante métodos numéricos iterativos donde el nivel de convergencia debe ser elegido según la decisión del modelador. Esto último implica un problema si el modelador no es lo suficientemente experto en el tema para determinar si la solución obtenida ha convergido o no. Existen algunos criterios básicos para determinar si la solución entregada por el modelo corresponde a la que se desea buscar, como son: verificar los residuales de la solución y la invarianza de variables en puntos de interés del dominio.

El residual es la medida más fundamental de la convergencia ya que permite directamente evaluar el error en la solución de una variable particular. Los residuales miden el desequilibrio local de una variable que se debe conservar en cada volumen de control, por lo que cada volumen de control tendrá un valor residual para cada ecuación que se resuelve. Cuanto menor sea el valor residual, la solución es más precisa numéricamente hablando. En la Figura 2.8, se presenta un ejemplo de los residuales calculados para la masa y el momentum en una simulación, donde se ha establecido un

límite de 0,0001 para el residuo (RMS), el cual es alcanzado para todas las variables cerca de la iteración 240. En la

En ANSYS CFX, los niveles residuales (RMS) de 0,0001 (1E-4) se consideran que son convergentes con poca exactitud, los niveles de 0,00001 (1E-5) se consideran estar bien convergentes, y los niveles de 0,000001 (1E-6) se considera que son fuertemente convergentes. Para los problemas complejos, sin embargo, no siempre es posible alcanzar niveles residuales tan bajos como 1E-6 o incluso 1E-5. De la Figura 2.8 es evidente que alcanzar un nivel más preciso de convergencia implica un mayor número de iteraciones, lo que a su vez aumenta el tiempo necesario para realizar la simulación. Los residuales son un buen indicador de la convergencia del modelo, pero no necesariamente implican que la solución encontrada es la correcta por lo que es importante revisar variables de interés del modelo, como por ejemplo alturas de escurrimiento o velocidades.

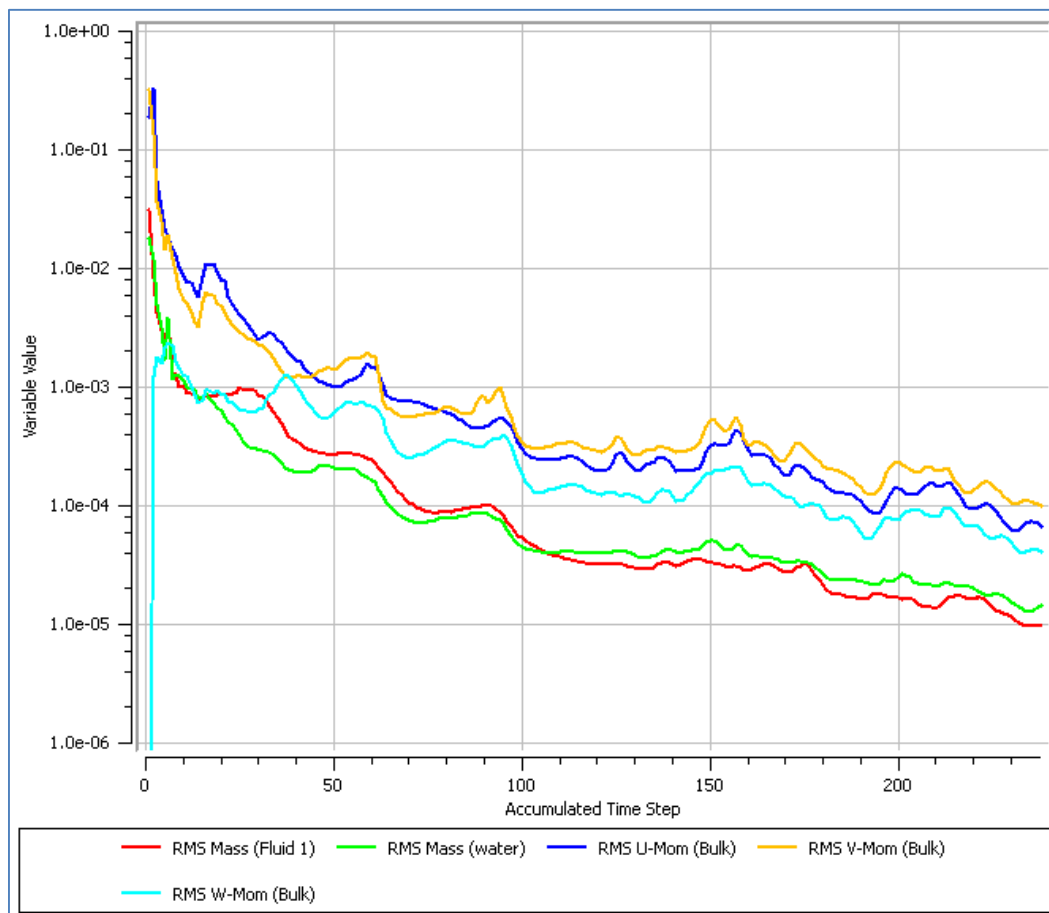


Figura 2.8: Ejemplo de convergencia de residuales.

3. Simulaciones Previas

En esta sección se realizarán una serie de simulaciones de menor complejidad, con el fin de aprender la correcta utilización de ANSYS CFX y sus características principales, que permitan realizar una adecuada simulación para los casos posteriores en estudio. Estos se clasifican de manera general como flujos de superficie libre, para los cuales existen determinadas configuraciones que permiten estimar de mejor forma la interface entre agua y aire. Así, se desarrollarán simulaciones para gradas de subida y gradas de bajada.

3.1. Gradas de Subida

Se realiza la simulación de una grada de subida dado que involucra aceleraciones verticales del flujo, las cuales también se encuentran presentes en la formación de ondas cruzadas y por lo tanto permite un primer acercamiento a como el software reproduce este fenómeno. En el texto "Hidráulica", de Domínguez (1974), se estudia el caso del flujo sobre una grada de subida desde el punto de vista del teorema de cantidad de movimiento.

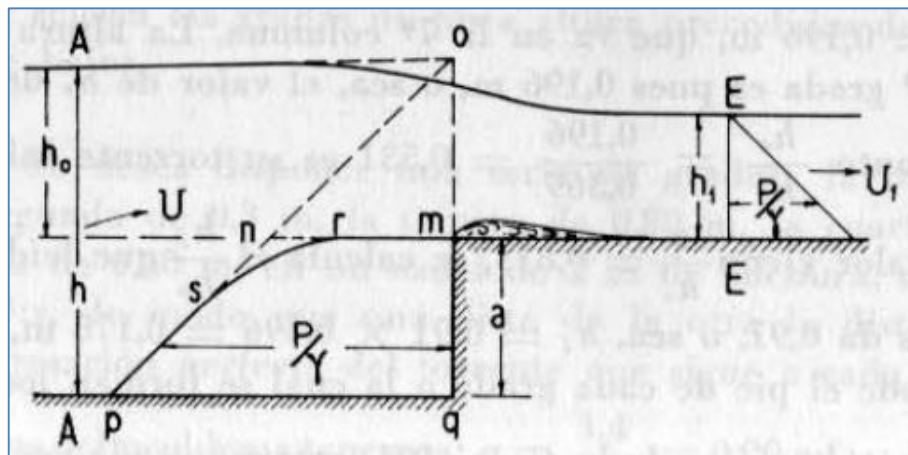


Figura 3.1: Conservación de momento en una grada de subida.

En este enfoque se considera que existe una disminución de la altura de presión en el entorno del punto m, con lo cual la conservación de momento queda dada por:

$$\frac{1}{X_1} + \frac{X_1^2}{2} = C \frac{(X - K)^2}{2} + \frac{1}{X} \quad [47]$$

donde C corresponde al término correctivo que disminuye la altura de presión, el cual ha sido medido experimentalmente y tiene un valor constante igual a 0,95. Los demás términos de la ecuación corresponden a las alturas de escurrimiento antes y después de la grada, y a la altura de la grada, adimensionalizadas por la altura crítica de escurrimiento:

$$X = \frac{h}{h_c} \quad [48]$$

$$X_1 = \frac{h_1}{h_c} \quad [49]$$

$$K = \frac{a}{h_c} \quad [50]$$

Además, mediante experiencias hechas en laboratorio Domínguez (1974) determinó el siguiente grafico que permite estimar las alturas de escurrimiento en una grada de subida.

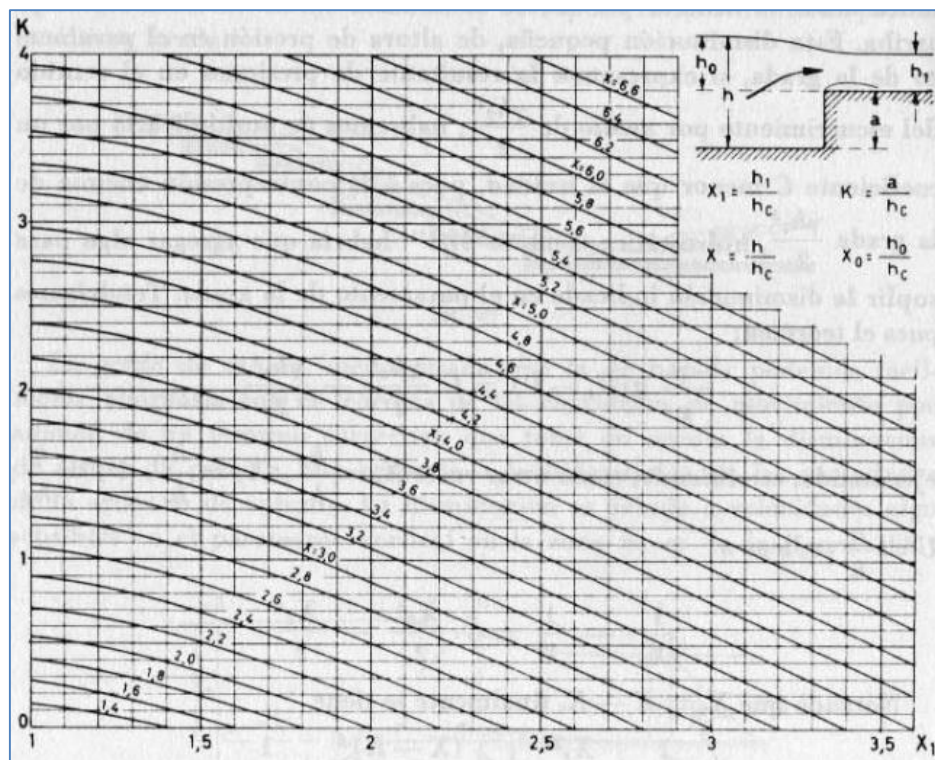


Figura 3.2: Resultados experimentales para una grada de subida.

Se realizan simulaciones de tres gradas de subida de 0,5 m, 1 m y 1,5 m, en un canal de ancho unitario para distintos caudales y alturas iniciales (h), se resume el set de datos en la Tabla 3.1. En cada simulación se obtiene la altura aguas abajo de la grada (h_1), la cual se contrasta con los resultados obtenidos por Domínguez.

Tabla 3.1: Datos utilizados en las simulaciones con grada de subida.

Grada a [m]	Q [m³/s]	h_c [m]	h [m]	K	X	V [m/s]
0,5	0,20	0,16	0,80	3,13	5,00	0,25
	0,40	0,25	1,01	1,97	4,00	0,39
	0,70	0,37	1,33	1,36	3,60	0,53
	1,00	0,47	1,40	1,07	3,00	0,71
	2,00	0,74	1,63	0,67	2,20	1,23
1	0,50	0,29	1,53	3,40	5,20	0,33
	0,90	0,43	1,74	2,30	4,00	0,52
	1,20	0,53	1,90	1,90	3,60	0,63
	1,80	0,69	2,35	1,45	3,40	0,77
	2,30	0,81	2,44	1,23	3,00	0,94
1,5	1,00	0,47	2,34	3,21	5,00	0,43
	1,45	0,60	2,52	2,50	4,20	0,58
	2,03	0,75	2,70	2,00	3,60	0,75
	3,13	1,00	3,20	1,50	3,20	0,98
	4,38	1,25	3,50	1,20	2,80	1,25

Las simulaciones se realizan siguiendo la metodología clásica en CFD, la cual se resume en: definir el dominio espacial o geometría del problema, discretizar este dominio en elementos finitos (mallado), establecer las restricciones físicas del problema, donde se incluyen parámetros y condiciones de borde, para finalmente realizar la simulación numérica y obtener resultados de interés como la altura de escurrimiento.

El dominio espacial, el cual se puede apreciar en la Figura 3.3, se realiza en el módulo DesignModeler, que se encuentra disponible dentro de Ansys Workbench. Luego el mallado se configura en el módulo Meshing, para una malla fina con refinamiento automático en las zonas de geometría más compleja, además de una selección automática de la forma de los volúmenes finitos. Cabe destacar que esta configuración se realizó en base a los resultados obtenidos para mallas gruesas, medianas y finas, siendo estas últimas las que entregaban mejores resultados. La malla presentada en la Figura 3.4 está compuesta por 21196 nodos y 18525 elementos.

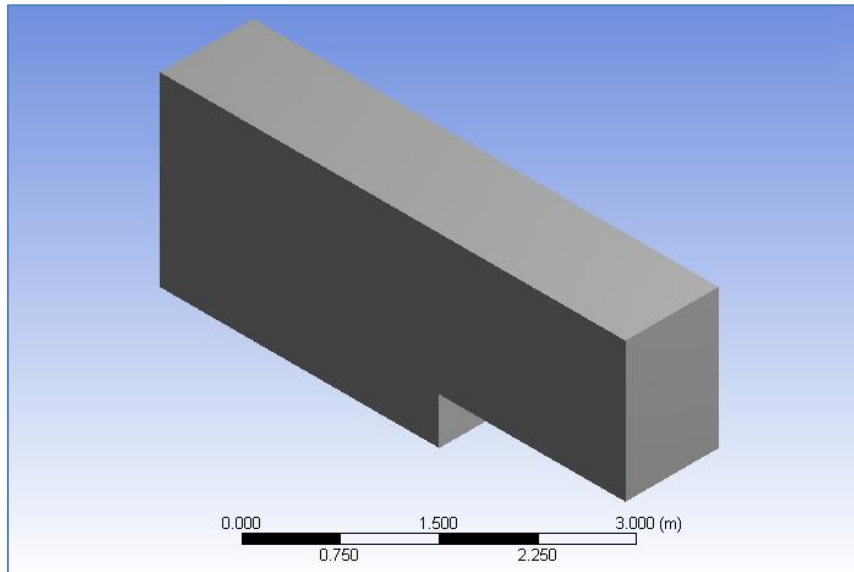


Figura 3.3: Dominio espacial realizado en DesignModeler.

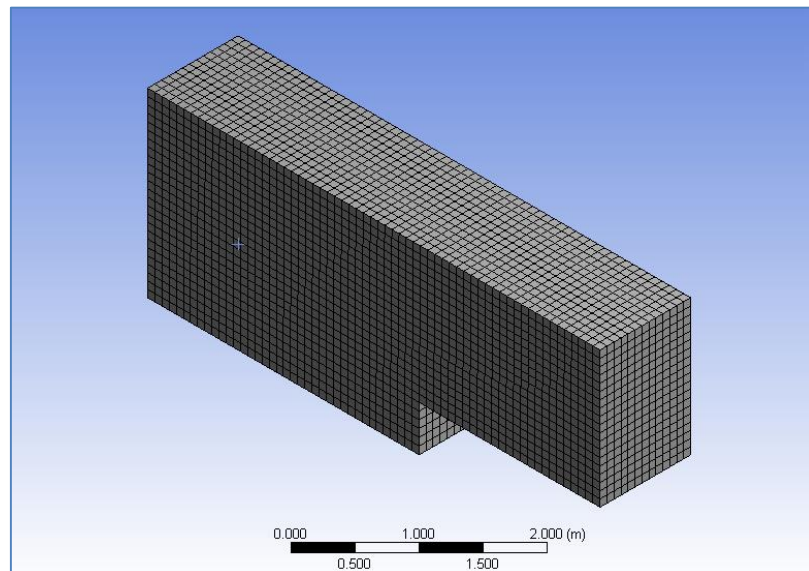


Figura 3.4: Mallado realizado en el módulo Meshing.

Luego se deben establecer las condiciones de borde, las cuales corresponden a las salidas y entradas de flujo, la condición de no resbalamiento en las paredes laterales y del fondo del canal, junto con la condición de apertura del sistema que se ubica en el límite superior del dominio. En la condición de entrada se establece la velocidad del flujo y la altura de escurrimiento la cual se configura mediante el método VOF, en el cual se define que todas las celdas hasta esa altura se encuentran completamente conformadas por agua (valor 1) y el resto superior se encuentra con aire (valor 0).

En la condición de salida se establece que existe una distribución hidrostática de presión, para lo cual el software requiere una altura aproximada de escurrimiento. Esta

altura no fuerza la resolución del problema y la solución no es sensible a su valor (ANSYS CFX Tutorial & Solver Modeling Guide).

Para la condición de borde dada por las paredes y el fondo se establece no resbalamiento con una pared lisa con el fin de que los resultados no se vean afectados por efecto del roce, además se establece una función de pared estándar del modelo $k - \epsilon$ que resuelva el flujo en las cercanías de la pared. En la apertura al sistema se establece mediante el método VOF que el sistema está conformado con aire y agua, valor 1 para aire y valor 0 para el agua.

Con el fin de obtener mejores resultados se siguen las indicaciones del manual tutorial del software, dentro de las cuales se establece: un sistema multifase homogéneo, un algoritmo acoplado para la solución de la fracción de volumen y una adaptación de la malla la cual mejora la resolución en la interface agua-aire. Además, se utiliza el modelo de turbulencia $k - \epsilon$ y se obtiene la solución para régimen permanente.

Finalmente la altura de escurrimiento se obtiene verificando la isosuperficie que contiene igual fracción de agua y aire, es decir, un 50 % cada uno, como se observa en la Figura 3.5.

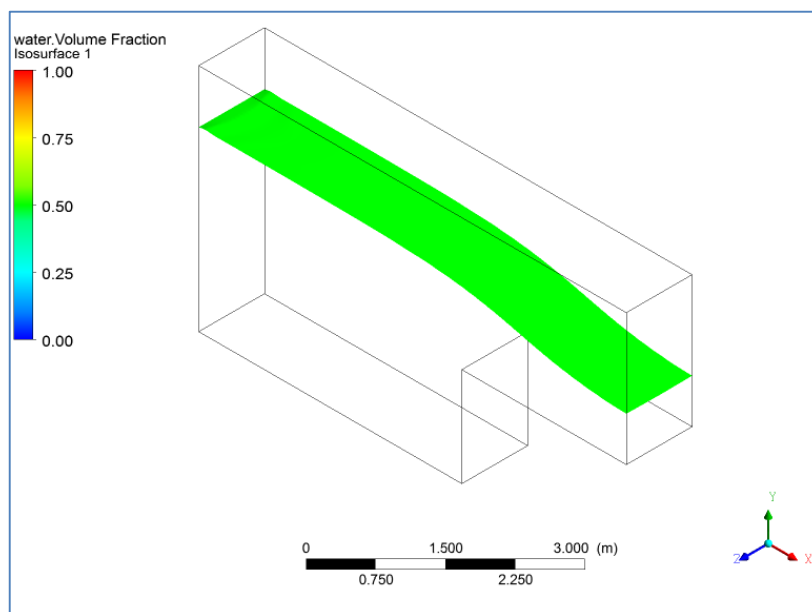


Figura 3.5: Superficie libre definida con 50% agua y 50% aire.

Se presentan en las Figuras 3.6 y 3.7 algunos resultados obtenidos para las simulaciones realizadas.

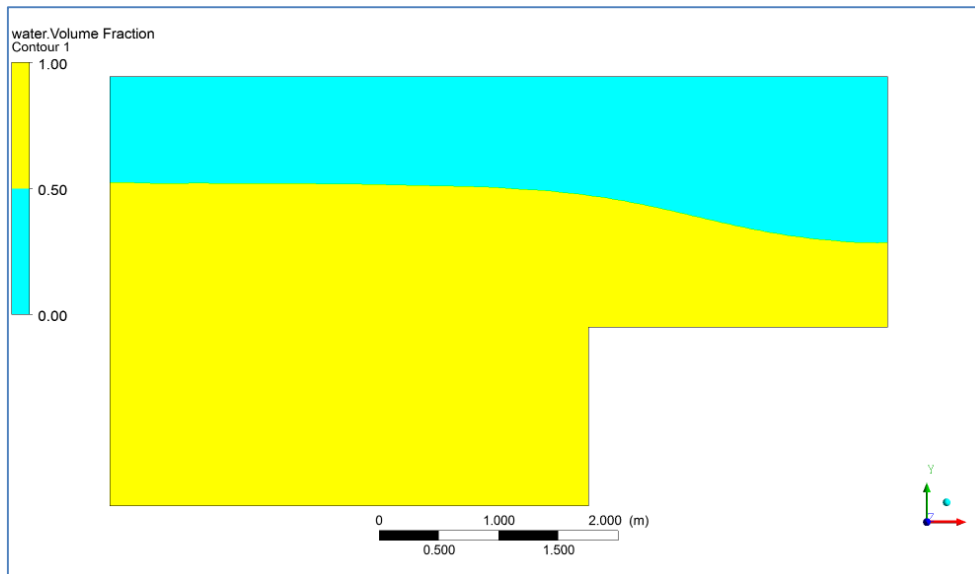


Figura 3.6: Superficie libre para un caudal de 2,034 m³/s sobre una grada de 1,5 m.

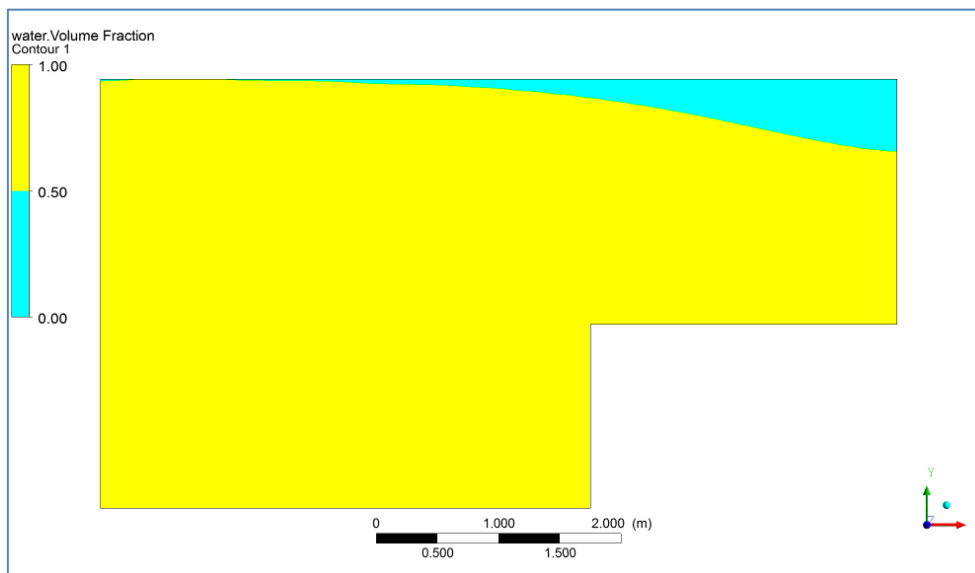


Figura 3.7: Superficie libre para un caudal de 4,376 m³/s sobre una grada de 1,5 m.

En cada simulación se obtiene la altura de escurrimiento h_1 sobre la grada. El error promedio con respecto a los valores teóricos esperados es de 6,8 %, mientras que con los valores experimentales es de un 8 % los que pueden considerarse aceptables. Sin embargo, hay casos en que los valores son demasiado altos con valores entre un 11 y un 16 % comparados con los valores teóricos, y entre 10 y 19,6 % comparados con los valores experimentales. Esto se debe principalmente a que las condiciones de borde se encuentran demasiado cerca de la zona en estudio, lo que provoca cierta distorsión de los resultados que, en forma visual, se reflejaba en ondulaciones de la superficie libre en las cercanías de la condición de borde de entrada o de salida. Los resultados de las simulaciones se pueden observar en la Figura 3.8, donde H1 corresponde a la altura de escurrimiento más la altura de la grada, y con más detalle en la Tabla 3.2.

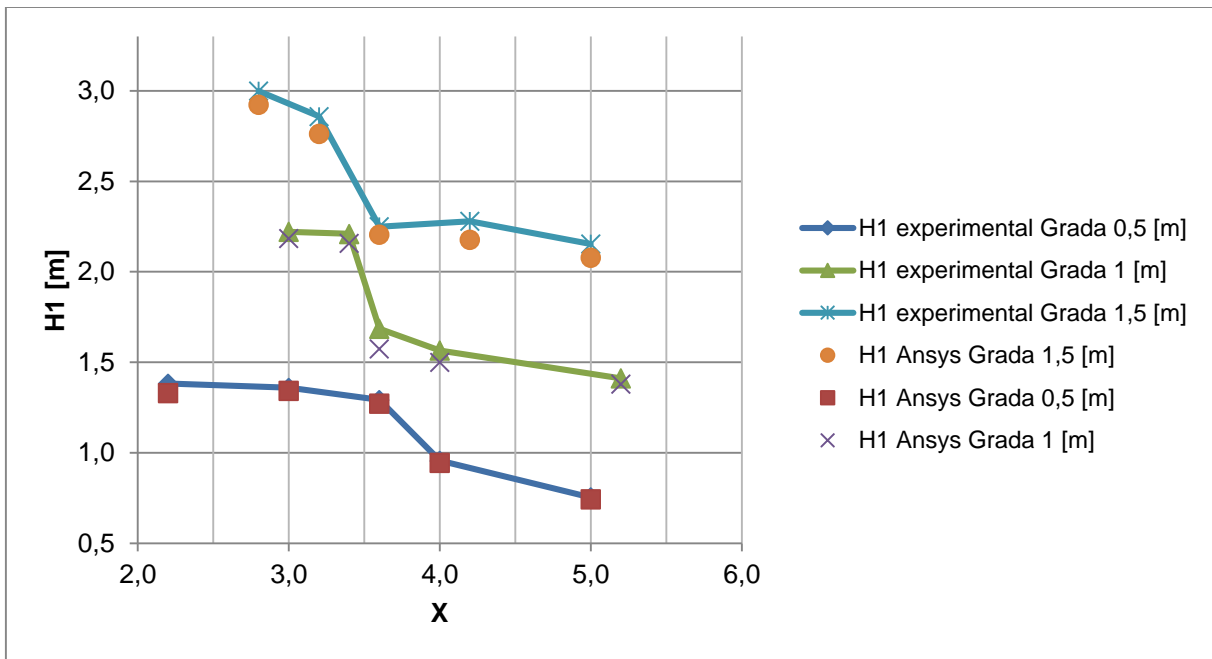


Figura 3.8: Grada de subida. Gráfico comparativo de datos experimentales con los obtenidos en las simulaciones.

Tabla 3.2: Datos teóricos y experimentales, y su diferencia porcentual con Ansys.

Grada a [m]	$h_{1,teo}$ [m]	$h_{1,exp}$ [m]	$h_{1,Ansys}$ [m]	Diferencia teórico [%]	Diferencia experimental [%]
0,5	0,25	0,25	0,24	4,3	2,7
	0,46	0,46	0,45	2,3	3,3
	0,77	0,79	0,77	2,4	0,3
	0,82	0,86	0,84	1,9	3,2
	0,90	0,88	0,83	5,9	7,8
1	0,42	0,41	0,38	7,5	10,3
	0,57	0,57	0,50	11,5	12,3
	0,72	0,69	0,58	16,2	19,6
	1,21	1,21	1,16	4,2	4,3
	1,24	1,22	1,19	2,9	4,8
1,5	0,67	0,65	0,58	11,5	13,2
	0,78	0,78	0,68	13,2	12,7
	0,77	0,75	0,71	5,9	8,6
	1,39	1,36	1,26	7,1	8,9
	1,54	1,50	1,42	5,1	7,9

3.2. Gradas de Bajada con Resalto Incompleto

En este caso se realiza la simulación de un fenómeno más complejo, como es un resalto hidráulico. La configuración corresponde a un resalto que se genera al pie de una grada de bajada, condicionado a un escurrimiento crítico sobre la grada y un escurrimiento subcrítico aguas abajo de esta.

El fenómeno a simular se caracteriza por presentar una formación incompleta del resalto inmediatamente aguas abajo de la grada. En el resalto se forman zonas de recirculación y una napa sumergida, o vena viva, por donde fluye el agua (Figura 3.9). Domínguez (1974) en su texto “Hidráulica” caracteriza de buena forma este caso en estudio mediante experiencias realizadas en el laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Chile, de los cuales concluye una forma gráfica para determinar la altura de escurrimiento de la vena viva h_v en el punto donde la velocidad es paralela al fondo, la posición en la que se presenta esta vena viva d_v , la magnitud de la máxima presión ejercida sobre el fondo por el impacto del chorro H_m , la posición de esta máxima presión d_m y la longitud completa del resalto l_t . Para el método gráfico basta conocer la altura de la grada a , la altura crítica h_c y la altura de escurrimiento de aguas abajo h_1 . ANSYS en su módulo de post-proceso permite obtener campos de presiones y de velocidades en el dominio espacial, por lo tanto es posible verificar las caracterizaciones realizadas por Domínguez (1974).

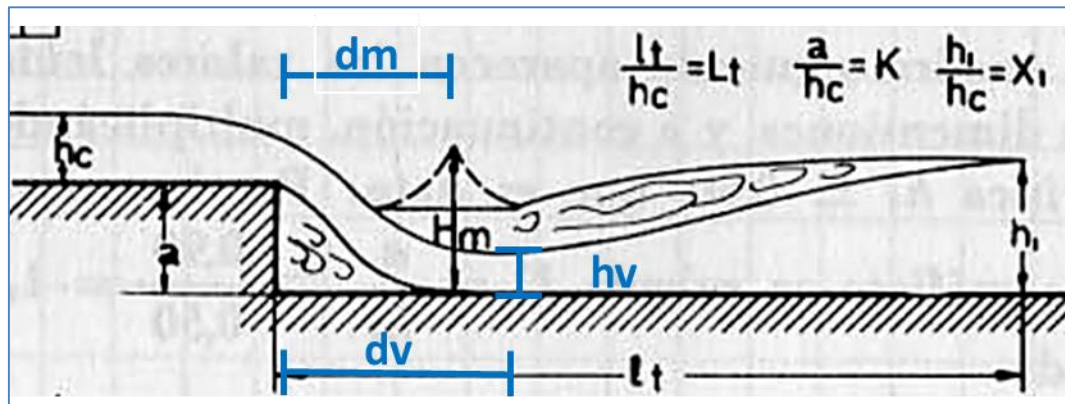


Figura 3.9: Esquema del fenómeno a simular.

De igual forma que con la simulación de la grada de subida, se realiza la metodología de definir el dominio espacial o geometría del problema, realizar el mallado, establecer las condiciones de borde, y finalmente la simulación numérica junto con la obtención de resultados. El límite del dominio espacial fue establecido considerando el largo del resalto estimado según las experiencias de Domínguez (1974), más un espaciado arbitrario extra a este largo.

El procedimiento y condiciones de borde son análogos a la grada de subida, salvo que en este caso se realizan simulaciones con dos modelos multifase, uno homogéneo y otro no homogéneo, recordando que la diferencia entre estos yace en que la zona de la interfase se toma un promedio de las propiedades de las dos fases para el modelo homogéneo y, en el modelo no homogéneo, se resuelven las ecuaciones del flujo tanto para el aire como para el agua. Además, se realizan simulaciones con dos modelos de cierre de turbulencia, uno el ya utilizado $k - \varepsilon$, y el otro de transporte de esfuerzos de corte (SST) basado en el modelo $k - \omega$. Por lo tanto se tendrán cuatro simulaciones por caso para el set de datos de la Tabla 3.3, donde se utiliza una grada de 0,3 metros y un canal de ancho unitario.

Tabla 3.3: Set de datos para las simulaciones.

Q [m ³ /s]	h_c [m]	K	h_1 [m]	X_1	V [m/s]
0,12	0,12	2,60	0,27	2,35	1,06
0,15	0,13	2,28	0,26	2,00	1,14
0,16	0,14	2,22	0,32	2,40	1,15
0,21	0,17	1,80	0,37	2,20	1,28
0,31	0,21	1,40	0,48	2,25	1,45

donde K y X_1 son los valores de la grada y la altura de aguas abajo adimensionalizados por la altura crítica. En las Figuras 3.10 a la 3.15 se presentan algunos resultados obtenidos para la presión, campo de velocidades y el comportamiento visual del fenómeno.

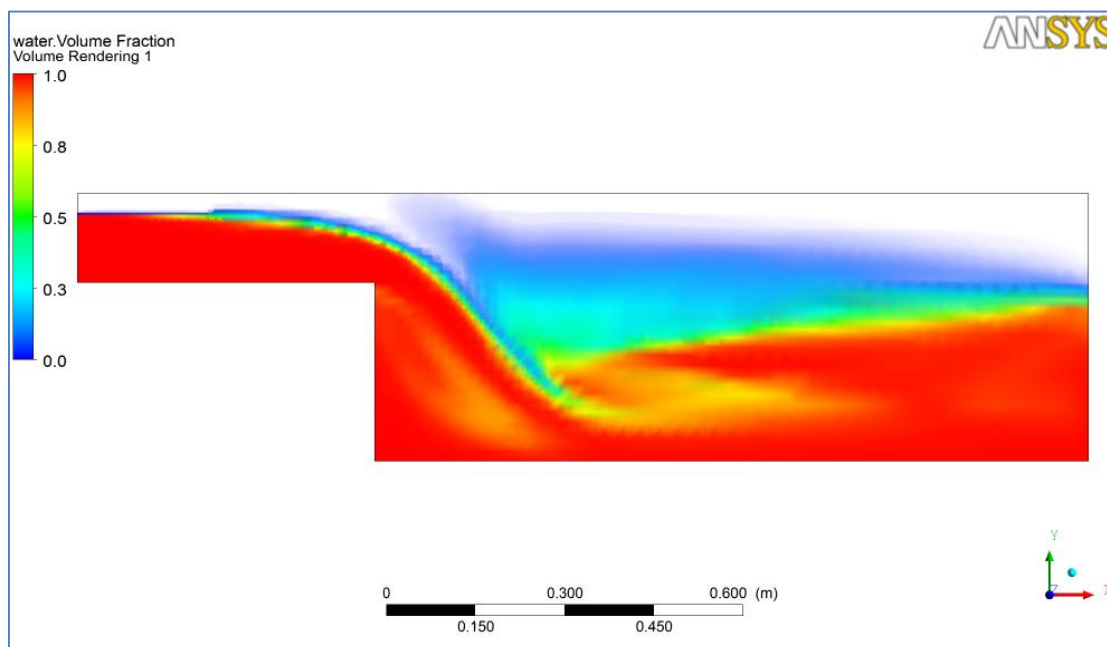


Figura 3.10: Fracción de volumen de agua para un caudal de 0,123 m³/s utilizando un modelo multifase homogéneo con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$.

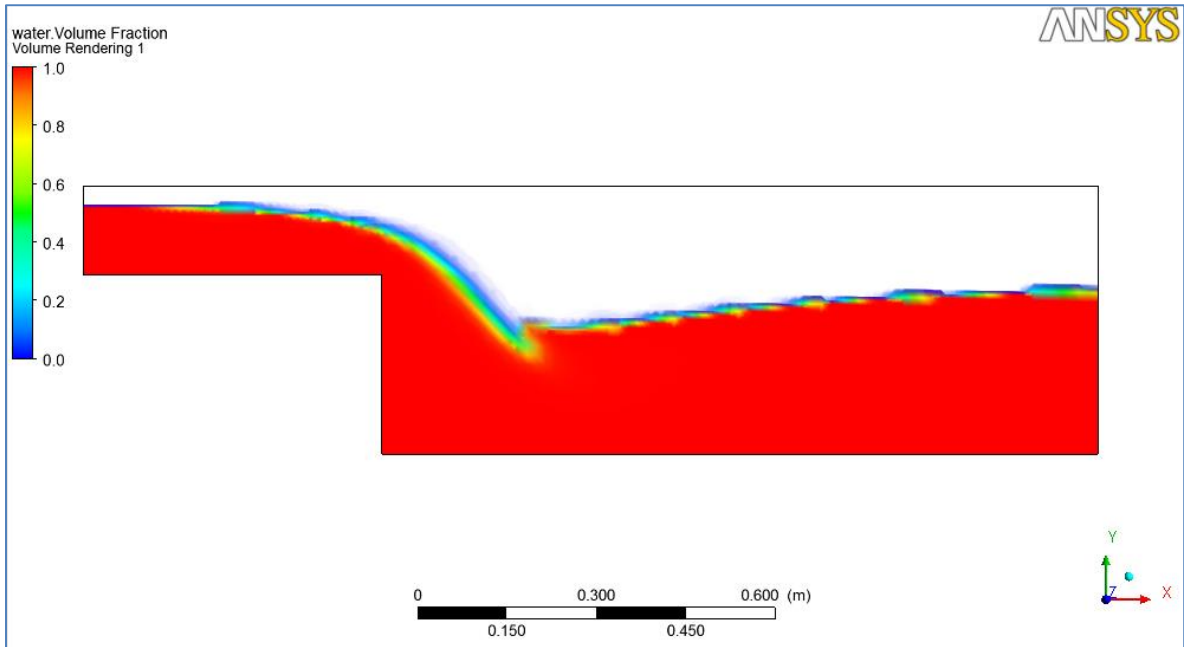


Figura 3.11: Fracción de volumen de agua para un caudal de $0,123 \text{ m}^3/\text{s}$ utilizando un modelo multifase no homogéneo con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$.

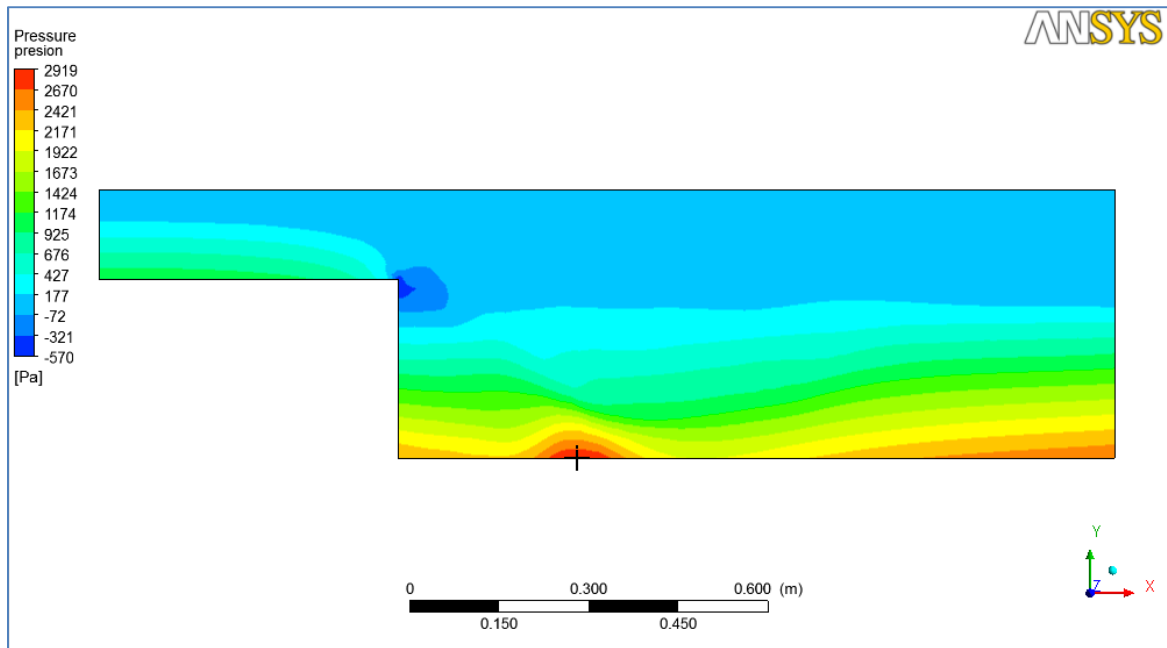


Figura 3.12: Distribución de presión para un caudal de $0,123 \text{ m}^3/\text{s}$ utilizando un modelo multifase homogéneo con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$, la cruz indica la posición del máximo.

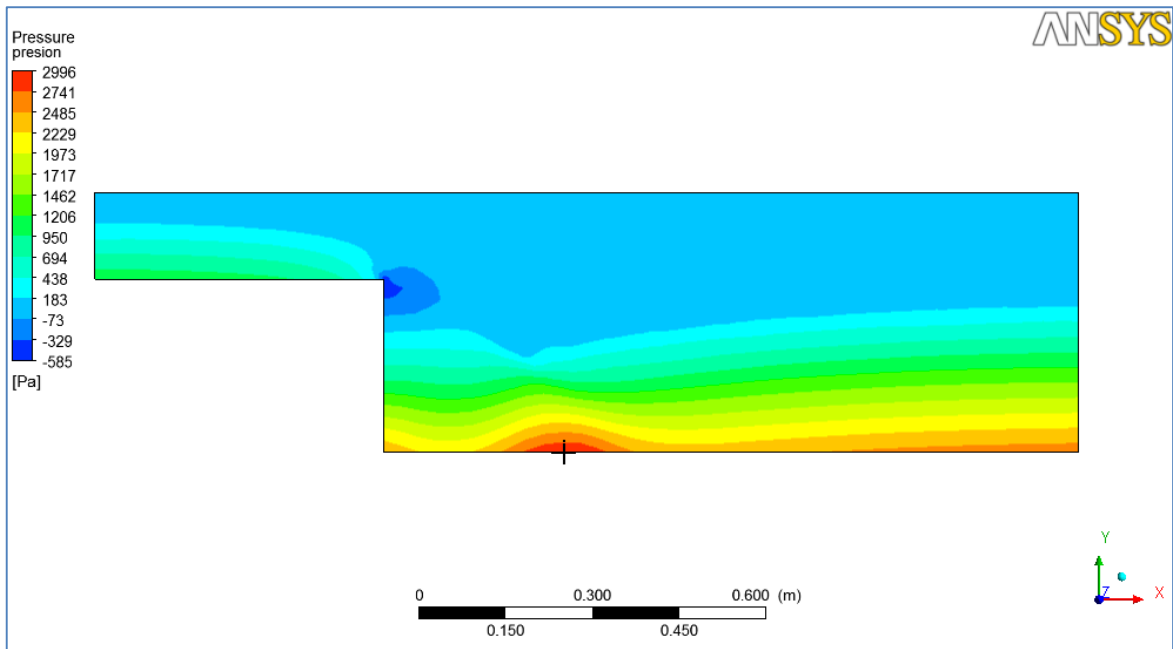


Figura 3.13: Distribución de presión para un caudal de $0,123 \text{ m}^3/\text{s}$ utilizando un modelo multifase no homogéneo con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$, la cruz indica la posición del máximo.

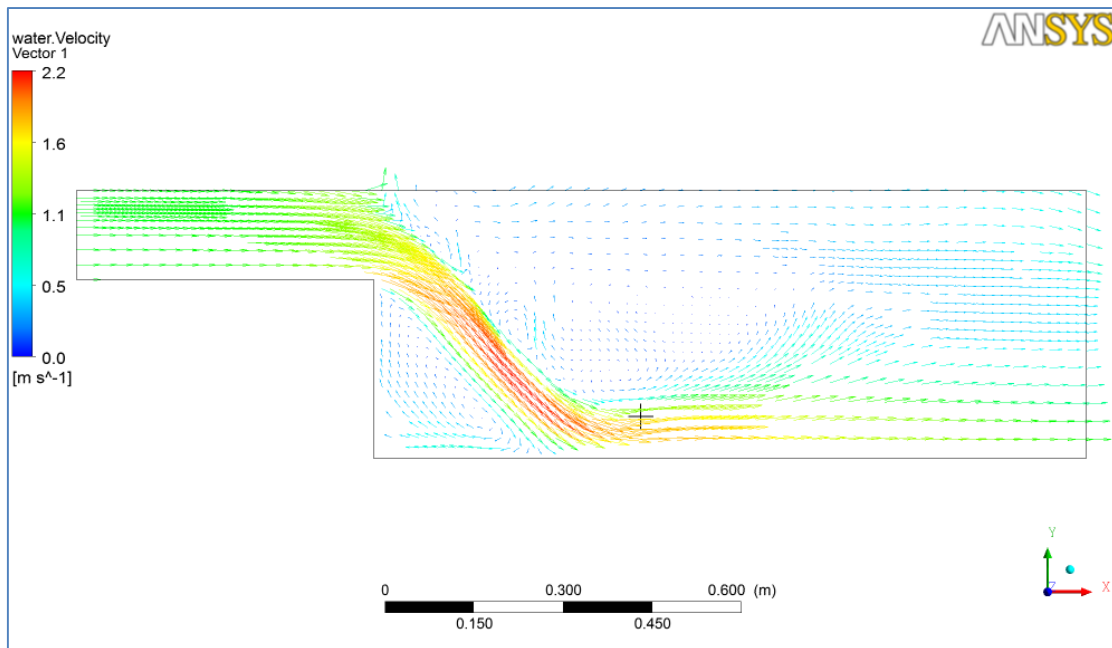


Figura 3.14: Campo de velocidades para un caudal de $0,123 \text{ m}^3/\text{s}$ utilizando un modelo multifase homogéneo con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$, la cruz indica la posición y altura de la vena viva.

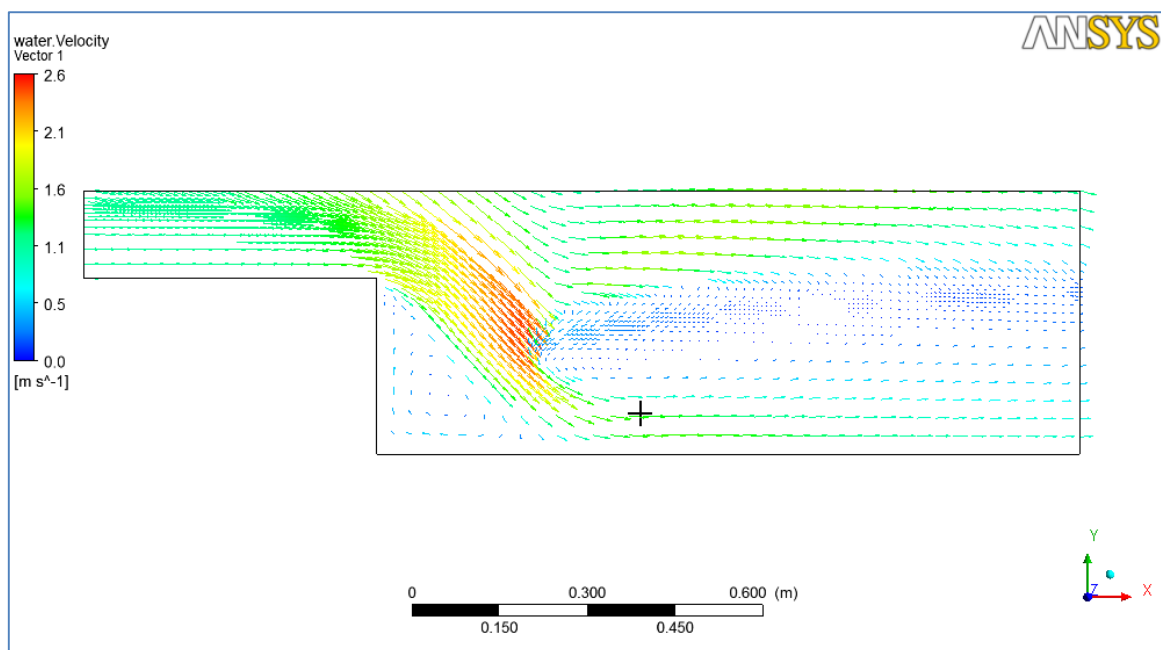


Figura 3.15: Campo de velocidades para un caudal de $0,123 \text{ m}^3/\text{s}$ utilizando un modelo multifase no homogéneo con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$, la cruz indica la posición y altura de la vena viva.

En las Figuras 3.10 y 3.11 se observa que el modelo multifase no homogéneo representa de mejor manera el fenómeno que el modelo multifase homogéneo desde el punto de vista visual. Esto dado que el modelo homogéneo genera una zona de mezcla difusa mucho más extendida que la esperada en el fenómeno real, la cual se puede interpretar como un zona de gotas de agua, dado que el volumen de agua presente corresponde a un valor menor o igual 30 %. No obstante si se observa el campo de velocidades en las Figuras 3.14 y 3.15, es posible apreciar que el modelo homogéneo representa de mejor forma la vena viva del resalto y por lo tanto el punto donde esta se genera junto con su altura de escurrimiento. Efectivamente, para ciertas condiciones no era posible visualizar los parámetros en estudio para el modelo multifase no homogéneo. Los resultados de las simulaciones se presentan en las Tablas 3.4 y 3.5, y en la Tabla 3.6 se encuentran los datos estimados de las experiencias de Domínguez (1974).

Analizando los errores promedios para cada caso, se tiene en primera instancia que el modelo de cierre de turbulencia $k - \varepsilon$ presenta mejores resultados que el modelo SST, con un 8,7 % frente a un 10,7 % de error promedio entre los distintos parámetros. Así mismos, el modelo multifase homogéneo aventaja a su par no homogéneo con un error promedio en las simulaciones, para los dos modelos de turbulencia, de 7,9 %, superior al 11,9 % obtenido por el modelo no homogéneo. Los menores errores promedio se obtienen para la combinación del modelo multifase homogéneo junto con el cierre de turbulencia $k - \varepsilon$ con un 7,6 %, y los mayores errores promedios están datos por la combinación del modelo multifase no homogéneo en conjunto con el modelo SST de 13,8 %.

Tabla 3.4: Parámetros simulados con cierre de turbulencia $k - \varepsilon$ y su diferencia porcentual con los de Domínguez (1974).

Modelo Multifase	Q [m3/s]	l_t [m]	Dif [%]	h_v [m]	Dif [%]	d_v [m]	Dif [%]	d_m [m]	Dif [%]	H_m [m]	Dif [%]
No homogéneo	0,123	1,1	12,2	0,07	8,7	0,45	13,1	0,31	4,8	0,31	7,1
	0,149	1,5	7,5	0,09	15,8	0,42	1,3	0,30	11,2	0,29	14,0
	0,156	1,3	6,9	0,11	21,5	0,55	10,0	0,41	2,8	0,32	10,0
	0,213	1,5	5,4	0,11	2,4	0,70	15,1	0,52	7,6	0,42	6,2
	0,311	1,8	3,0	0,21	24,1	0,67	18,8	-	-	-	-
Homogéneo	0,123	1,1	7,1	0,07	8,7	0,45	13,1	0,30	2,1	0,30	9,5
	0,149	1,4	3,8	0,08	6,2	0,45	8,6	0,28	1,9	0,29	13,1
	0,156	1,4	11,0	0,09	1,6	0,55	10,0	0,37	7,2	0,33	9,4
	0,213	1,5	1,9	0,11	2,4	0,65	6,8	0,43	12,1	0,37	5,0
	0,311	1,9	7,5	0,21	24,1	0,82	0,6	0,67	13,1	0,45	2,7

Tabla 3.5: Parámetros simulados con cierre de turbulencia SST y su diferencia porcentual con los de Domínguez (1974).

Modelo Multifase	Q [m3/s]	l_t [m]	Dif [%]	h_v [m]	Dif [%]	d_v [m]	Dif [%]	d_m [m]	Dif [%]	H_m [m]	Dif [%]
No homogéneo	0,123	1,1	14,2	0,07	8,7	0,46	15,6	0,34	10,2	0,31	6,8
	0,149	1,5	11,2	0,05	34,6	0,46	11,0	0,30	9,1	0,29	13,5
	0,156	1,4	15,1	0,07	18,3	0,62	24,0	0,44	18,9	0,34	6,7
	0,213	1,6	8,9	0,13	10,9	0,68	11,8	0,51	20,0	0,37	6,7
	0,311	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Homogéneo	0,123	1,1	12,2	0,07	7,3	0,48	20,6	0,31	2,5	0,30	8,9
	0,149	1,5	11,2	0,07	6,0	0,49	18,2	0,29	7,5	0,29	12,8
	0,156	1,2	1,3	0,08	17,2	0,54	8,0	0,37	8,4	0,34	5,2
	0,213	1,6	8,9	0,11	6,8	0,61	0,3	0,47	2,8	0,37	6,7
	0,311	1,9	7,5	0,16	5,5	0,90	9,1	0,72	6,6	0,48	2,8

Tabla 3.6: Parámetros estimados de los datos de Domínguez (1974).

Q [m3/s]	l_t [m]	h_v [m]	d_v [m]	d_m [m]	H_m [m]
0,123	0,98	0,07	0,40	0,30	0,33
0,149	1,35	0,07	0,41	0,27	0,33
0,156	1,22	0,09	0,50	0,40	0,36
0,213	1,42	0,11	0,61	0,48	0,39
0,311	1,77	0,17	0,82	0,77	0,47

4. Condiciones de Simulación

4.1. Simulación del Rápido de Descarga de la Central Chucás

4.1.1. Descripción del Modelo Físico y Obras

Como ya se ha enunciado, el modelo físico de la Central Chucás fue desarrollado por el Instituto Nacional del Agua (INA), Argentina, con el fin de estudiar el comportamiento hidráulico del vertedero de la presa. Fue desarrollado con una escala de longitud 1:65 y en él se estudiaron las condiciones de aproximación al vertedero, el funcionamiento del vertedero y el salto de esquí, junto con las condiciones de disipación y la restitución al río.

El evacuador de crecidas, de la presa real, corresponde a un vertedero controlado por compuertas, con un umbral del tipo Ogee y un rápido de descarga de hormigón, el cual termina en una estructura de lanzamiento que permite alejar el chorro del pie de la presa y disipar la energía del torrente. El vertedero fue diseñado para evacuar la crecida milenaria ($Q_{(T=1.000)}=5.680 \text{ m}^3/\text{s}$), y el perfil Ogee fue diseñado de acuerdo a las recomendaciones del USACE, con una carga de diseño sobre el umbral de 11 m con cota del umbral fijada en 288,75 msnm.

El rápido de descarga es de longitud reducida, empalmándose rápidamente con el inicio de la curva del cuenco. En su diseño, se consideró la capacidad de evacuar controladamente la crecida asociada a $T=10.000$ años, $Q_{(T=10.000)}=8.100 \text{ m}^3/\text{s}$. El labio de salida del cuenco de lanzamiento se ubicó en la cota 271,00 msnm. Se adoptó un radio del cuenco de $R=16,0 \text{ m}$ y un ángulo de salida de 40° .

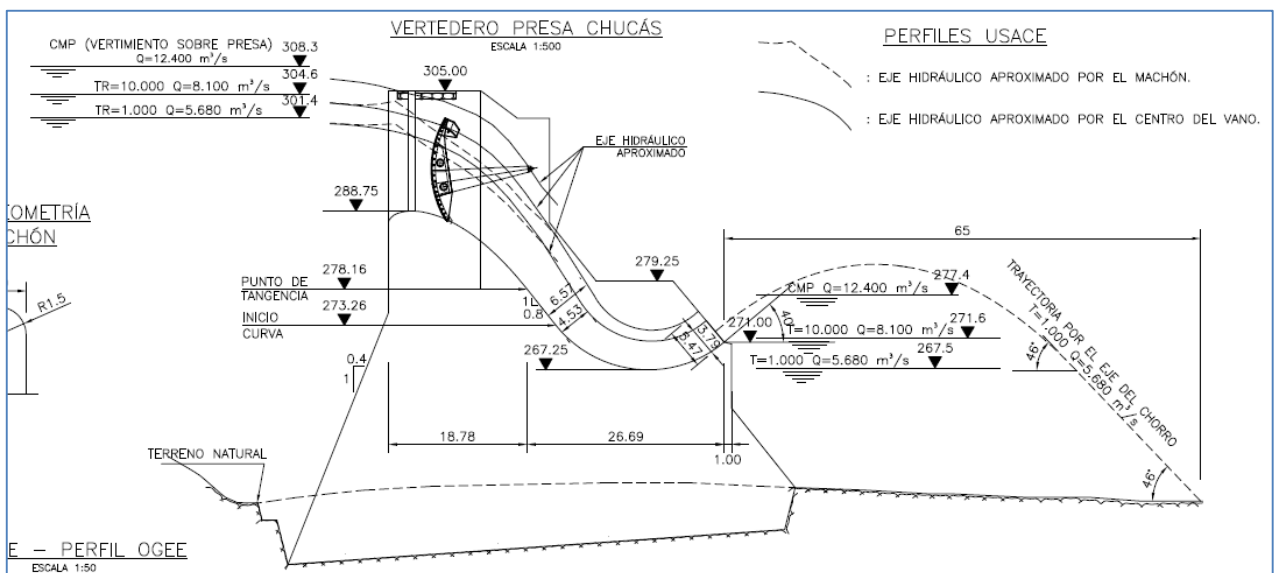


Figura 4.1.1: Corte longitudinal del vertedero y salto de esquí.



Figura 4.1.2: Modelo físico del rápido de descarga de la Central Chucás.

4.1.2. Simulación del Perfil Ogee

Del estudio experimental, INA (2014), se observa que el funcionamiento del vertedero se ve influenciado por la zona de aproximación del flujo a la presa, dado que el agua no ingresa con la misma velocidad por todos los vanos. Por lo tanto, en primera instancia se realiza la simulación a escala real de una sección unitaria del perfil Ogee que conforma la presa para las condiciones de diseño, con el fin de verificar que los parámetros y condiciones de simulación sean apropiados para reproducir el escurrimiento sobre el vertedero.

De acuerdo a las indicaciones del USACE, la geometría del radier del vertedero está formado por tres círculos en la sección aguas arriba del umbral y por una curva exponencial aguas abajo de este (Figura 4.1.3). Los parámetros de estas curvas están definidos según la carga sobre el umbral y se resumen en la Tabla 4.1.1, la curva potencial está dada por:

$$y = 0,065 \cdot x^{1,85} \quad [51]$$

donde “x” es la distancia horizontal desde el umbral e “y” corresponde al eje vertical invertido. Se presenta un plano longitudinal y en planta del vertedero a escala real en el ANEXO B.

Tabla 4.1.1: Parámetros del perfil Ogee.

Parámetro	Valor	Unidad
H_0	11,000	m
R_1	5,500	m
R_2	2,200	m
R_3	0,440	m
x_1	0,000	m
y_1	5,500	m
x_2	-1,155	m
y_2	2,409	m
x_3	-2,660	m
y_3	1,496	m

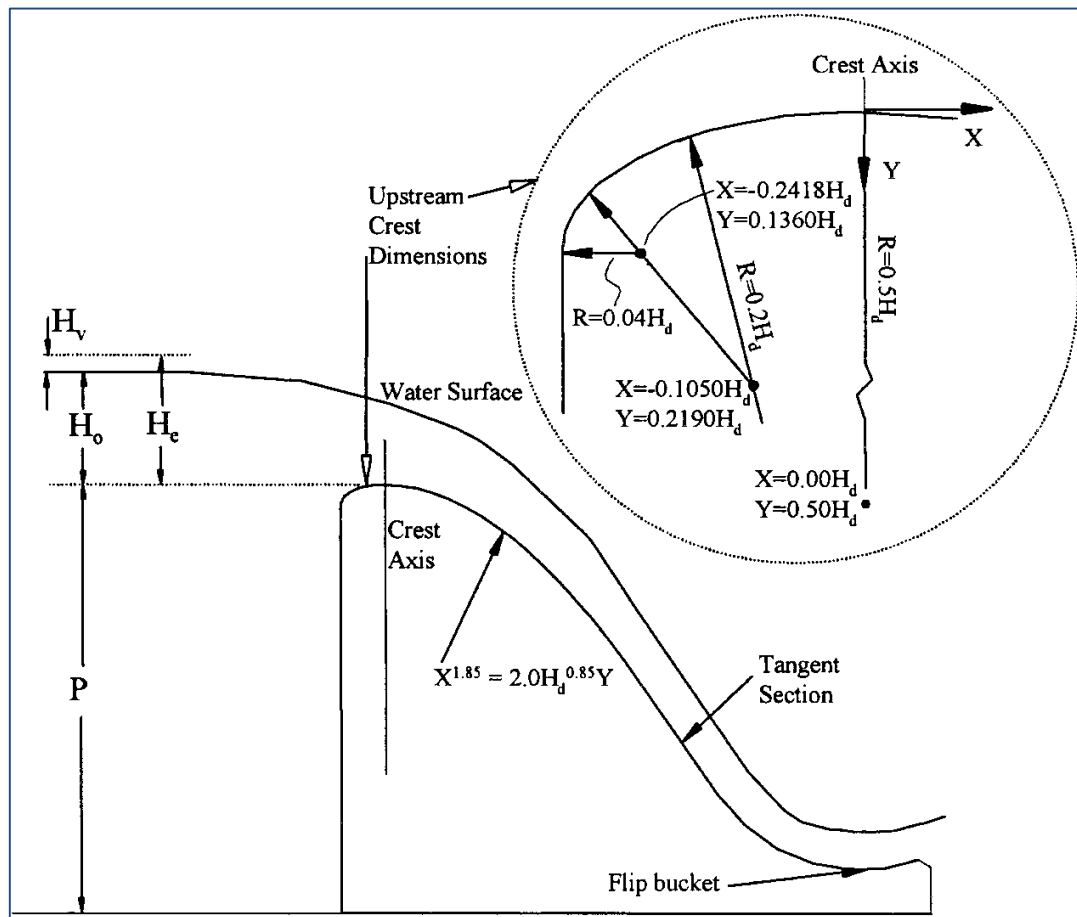


Figura 4.1.3: Perfil Ogee según USACE. Savage & Johnson (2001).

Se construye el dominio espacial para la simulación considerando que la altura de la presa cumple ser 3,3 veces la carga de diseño de 11 m, según los datos de INGENDESA (2011), y se realiza una zona de aproximación de 35 m aguas arriba del

umbral del vertedero con el fin que no haya interacción entre la condición de borde de entrada y el desarrollo del flujo en las cercanías del vertedero (Figura 4.1.4). La elección de la malla responde a un análisis de sensibilidad de ésta, el cual consiste en verificar el tamaño máximo de los elementos de la malla tal que una disminución de este no afecte los resultados.

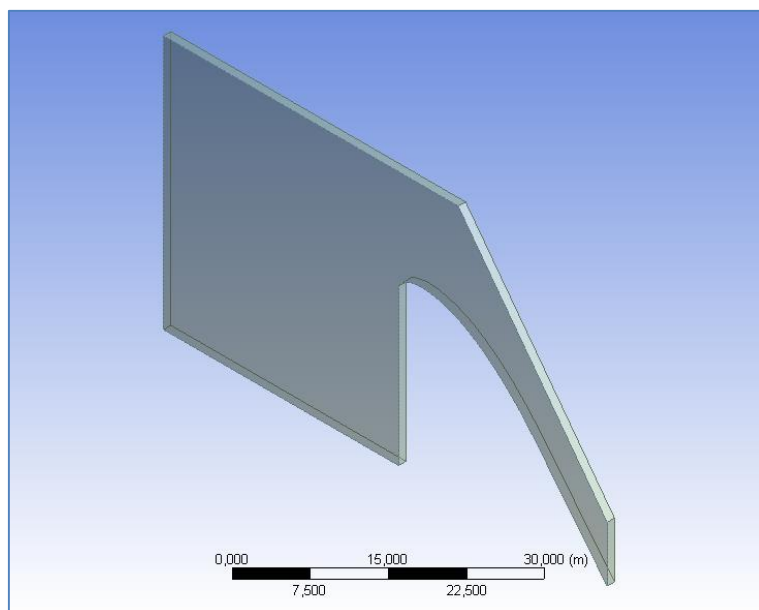


Figura 4.1.4: Vertedero unitario.

Se analizan 8 mallas con distinto tamaño máximo de elemento, donde cada una presenta un refinamiento en las zonas de curvatura del dominio. En la Tabla 4.1.2 se presenta un resumen con las características de cada malla analizada, y en la Figura 4.1.5 se presenta de manera gráfica la variación de la cota de la lámina de agua al final del vertedero. Es posible apreciar que a partir de la malla número cuatro las variaciones son pequeñas, del orden de 1 cm, sin embargo adoptando un criterio conservador se utilizará la malla más fina para efectos de análisis de resultados.

Tabla 4.1.2: Características de las mallas analizadas.

Malla	Tamaño máximo de elemento [m]	Nodos	Elementos
1	2	11196	8835
2	1,5	13176	10395
3	1	18864	14960
4	0,5	66059	54990
5	0,3	190048	163345
6	0,2	460908	404736
7	0,15	989274	891200
8	0,13	1435872	1305942

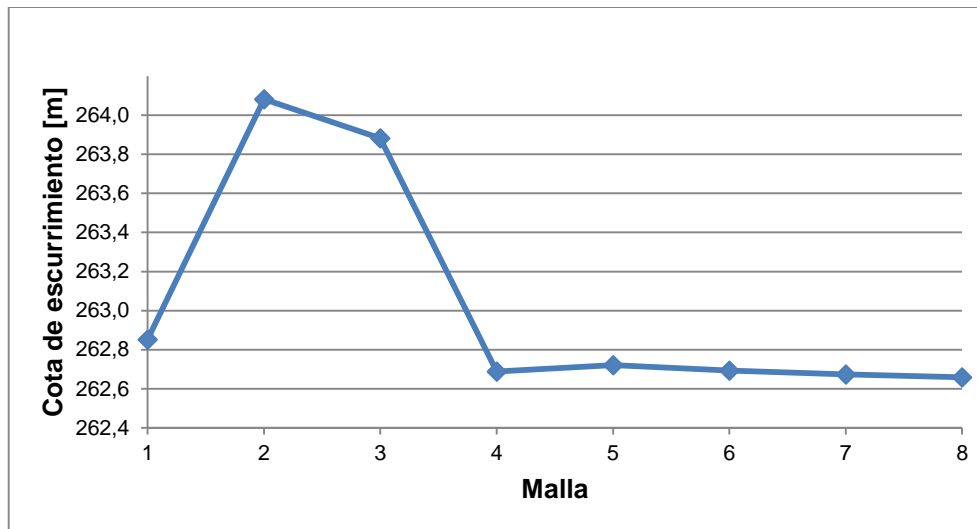


Figura 4.1.5: Análisis de sensibilidad malla del vertedero unitario.

Las condiciones de borde siguen lo expuesto en el capítulo 3, es decir, existe una condición de entrada, una de salida, una apertura del sistema y las paredes del vertedero. En la condición de entrada se establece una altura de escurrimiento y velocidad tal que para el caudal de diseño unitario se tenga una carga total sobre el umbral del vertedero igual a la carga de diseño, esto implica una altura de escurrimiento de 10,686 m (sobre el umbral) y una velocidad de 2,481 m/s. En la condición de salida se establece un régimen supercrítico. La apertura del sistema se compone de aire a presión atmosférica. Finalmente en las paredes se establece una condición de resbalamiento, es decir, la velocidad de escurrimiento en el entorno de la pared no es cero, además de la función de pared automática del modelo SST la cual establece el primer nodo de la malla cercano a la pared (Y^+) de manera automática.

El modelo RANS a utilizar corresponde al de transporte de esfuerzos de corte (SST) basado en el modelo $k - \omega$, dado que es el modelo recomendado cuando existen gradientes negativos de presión como es el caso de un vertedero. El modelo multifase corresponde a un modelo homogéneo con función de superficie libre estándar. Se establece un nivel de convergencia de 0,00001 RMS medio, para la iteración del momentum en las tres direcciones y para la continuidad de masa de las 2 fases.

4.1.3. Simulación del Modelo Físico

Se construye el evacuador de crecidas a escala real según las especificaciones técnicas de INGENDESA (2011) mediante el módulo DesignModeler, y al igual que con el vertedero unitario se establece una zona de aproximación de 35 metros aguas arriba. Para generar el modelo a escala se utiliza la función Scale dentro del módulo DesignModeler, en el cual se establece la creación de un duplicado del modelo real a una escala determinada, en este caso la del modelo físico 1:65 (Figura 4.1.7).

Generado el dominio espacial para el modelo a escala, el procedimiento es análogo al de la sección anterior, por lo que en primera instancia se debe verificar que los resultados sean independientes de la malla a utilizar. Para esto se verifican parámetros característicos del problema como son el nivel del embalse, la mínima altura de escurrimiento y la presión máxima sobre el vertedero, los cuales se encuentran en el cuenco de lanzamiento. En el análisis se utiliza una altura de entrada de 12,29 m sobre el umbral y una velocidad normal de 1,723 m/s, que en escala del modelo físico corresponde a 0,189 m y 0,214 m/s, respectivamente. En las Figuras 4.6 a 4.8 se presentan los resultados del análisis de sensibilidad y las características de las mallas analizadas en la Tabla 4.1.3.

Se aprecia en la Figura 4.8 que la presión no alcanza una variación tan estable como el nivel del embalse y la cota mínima de escurrimiento, pero la variación de presión máxima entre las últimas 2 simulaciones es menor a un centímetro y la última simulación copa la capacidad de memoria RAM del computador disponible (32 Gb), por lo tanto no es posible refinar aún más la malla y esta última será la utilizada en las simulaciones para distintas condiciones de caudal.

Tabla 4.1.3: Características de las mallas analizadas para el modelo a escala.

Malla	Tamaño máximo de elemento [m]	Nodos	Elementos
1	0,03	289175	1638346
2	0,02	345929	1957996
3	0,015	476802	2707752
4	0,01	1031633	5921395
5	0,009	1330361	7661252
6	0,008	1803012	10420432
7	0,0075	2143702	12413454
8	0,007	2590019	15026962
9	0,0065	3181888	18504668
10	0,006	3995251	23282775

Las condiciones de borde siguen lo ya expuesto en secciones anteriores, tomando en cuenta que en los límites del dominio ubicados aguas arriba del vertedero se establece que existe resbalamiento del fluido con respecto a las paredes con el fin de no generar pérdidas de energía y mantener el nivel del embalse dado cierto nivel de energía que se establece en la condición de entrada. La condición de salida se definió en el plano perpendicular al escurrimiento justo en el punto de lanzamiento del salto de esquí.

En los experimentos llevados a cabo en el modelo físico se determinó la curva de descarga del vertedero señalando que para un caudal de 5400 m³/s la cota en el embalse equivale a 301,04 msnm (INA, 2014). Por lo tanto en los datos de entrada se fija una altura de escurrimiento y una velocidad tal que se tenga el nivel de energía

estimado en el modelo físico. Esto es, en escala real, una altura de 12,137 m sobre el umbral del vertedero y una velocidad media de 1,734 m/s. Para los demás caudales a simular se obtiene la cota del embalse mediante interpolación polinómica de exponente 2 entre los datos de la Tabla 2.2.

Tabla 4.1.4: Condiciones de caudal a simular.

Caudal [m ³ /s]	Nivel de Embalse [msnm]
8100	304,50
5400	301,04
4650	300,00
3080	297,39
1370	294,25

Finalmente se realizan las simulaciones, donde se utiliza nuevamente el modelo de turbulencia SST y un modelo multifase homogéneo con función de superficie libre estándar. En este caso, dado el gran número de elementos, se definió el criterio de convergencia en 0,0001 RMS medio para la iteración del momentum en las tres direcciones y para la continuidad de masa de las dos fases.

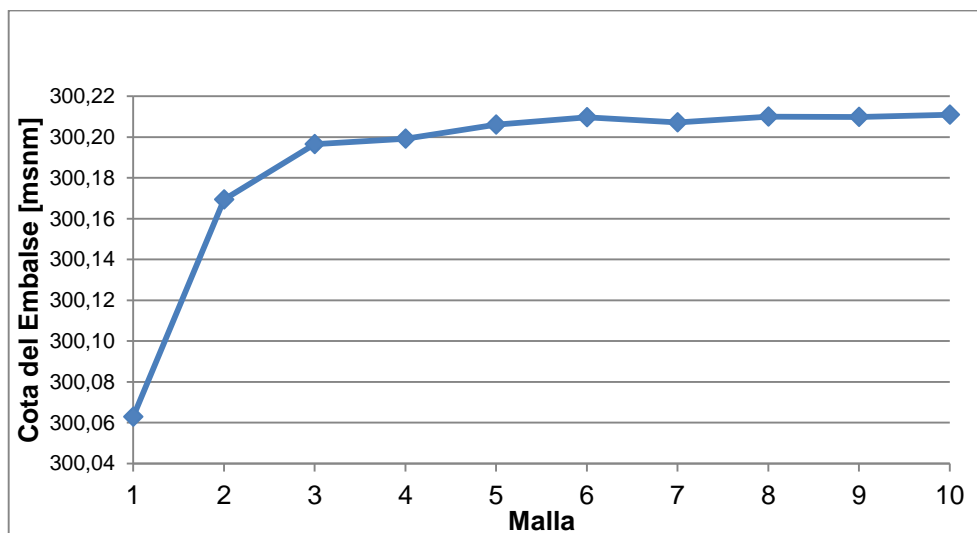


Figura 4.1.6: Análisis de sensibilidad malla del modelo físico para el nivel medio del embalse.

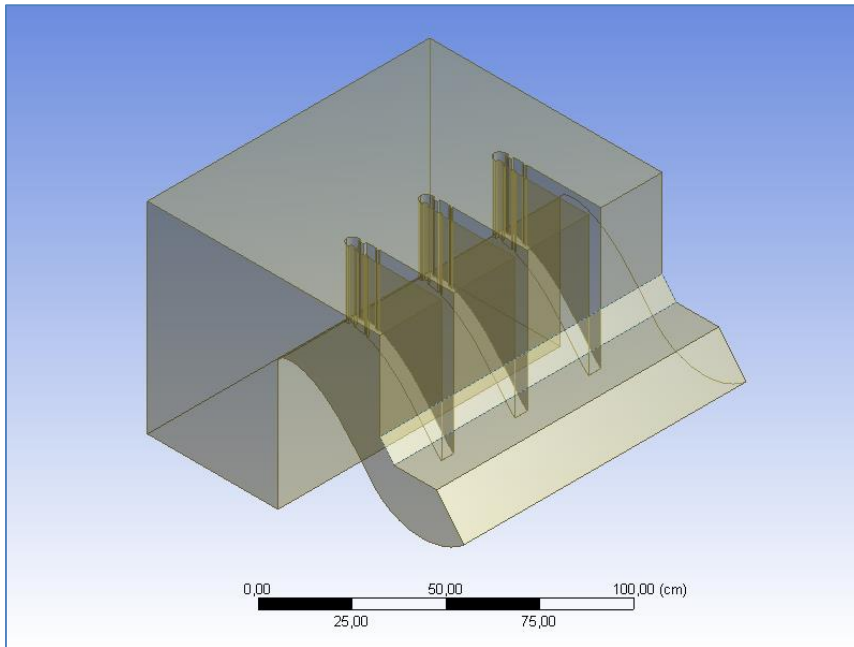


Figura 4.1.7: Dominio espacial de la simulación.

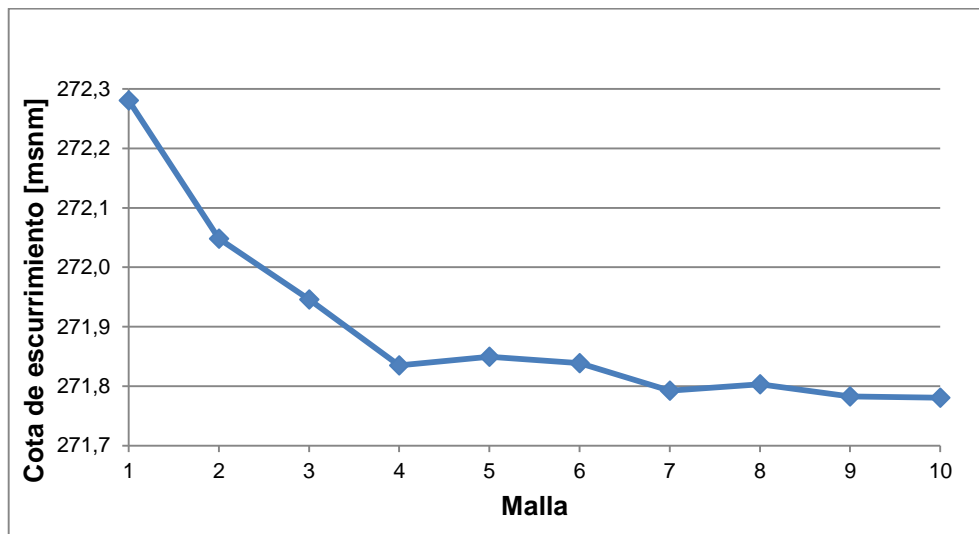


Figura 4.1.8: Análisis de sensibilidad malla del modelo físico para la altura mínima de escurrimiento sobre el vertedero.

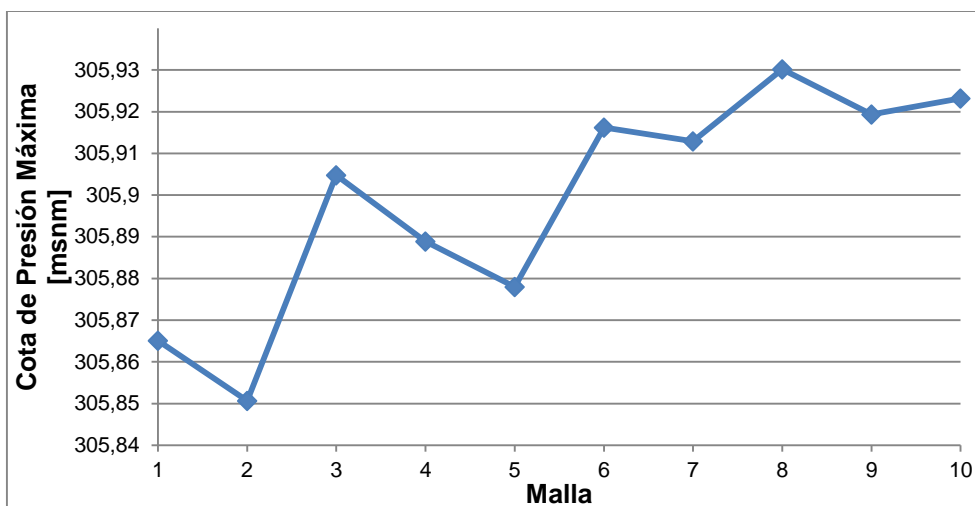


Figura 4.1.9: Análisis de sensibilidad malla del modelo físico para la presión máxima sobre el vertedero.

4.1.4. Simulación a Escala Real

Como se mencionó en la sección anterior, el dominio para la simulación a escala real fue generado para poder definir el dominio para la simulación del modelo a escala. Luego, es necesario volver a realizar un análisis de sensibilidad para definir la malla a utilizar, donde en este caso se vuelve a verificar el nivel medio del embalse, así como también la altura de escurrimiento de menor cota que se ubica en el cuenco de lanzamiento. En la Tabla 4.1.5 se presentan las características de las mallas analizadas y en las Figuras 4.9 y 4.10 se tiene el resultado del análisis de sensibilidad para las mallas.

El procedimiento de las simulaciones es exactamente igual al realizado para el modelo físico pero en este caso todos los datos ingresados son a escala real, esto es, en la condición de entrada se estable una altura de 12,29 m sobre el umbral del vertedero y una velocidad media de 1,728 m/s.

Tabla 4.1.5: Características de las mallas analizadas para el modelo a escala real.

Malla	Tamaño máximo de elemento[m]	Nodos	Elementos
1	2	289588	1641746
2	1,5	319627	1810246
3	1	459949	2610785
4	0,8	665664	3801705
5	0,7	881995	5057941
6	0,6	1266700	7303880
7	0,5	2029667	11770297
8	0,4	3771806	22019724
9	0,39	4054395	23682213
10	0,38	4366191	25517872

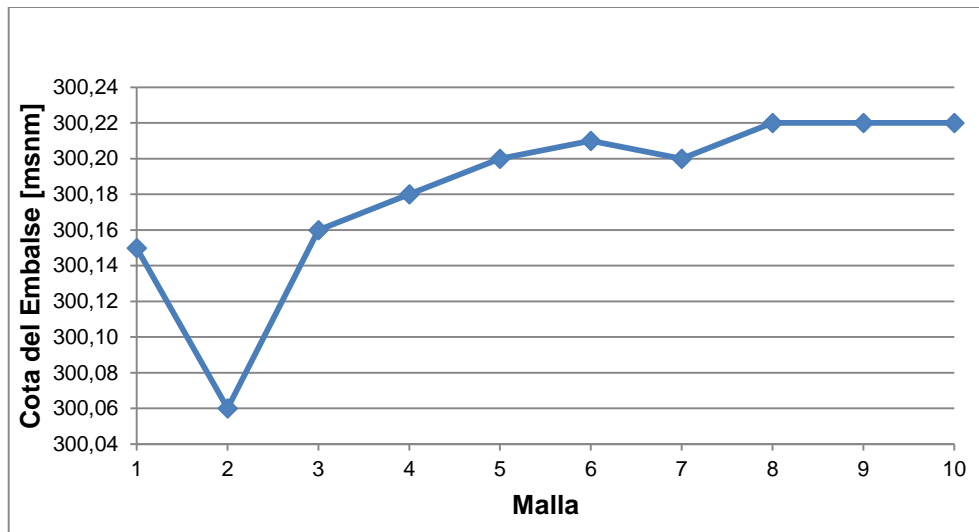


Figura 4.1.10: Análisis de sensibilidad malla del modelo a escala real para el nivel medio del embalse.

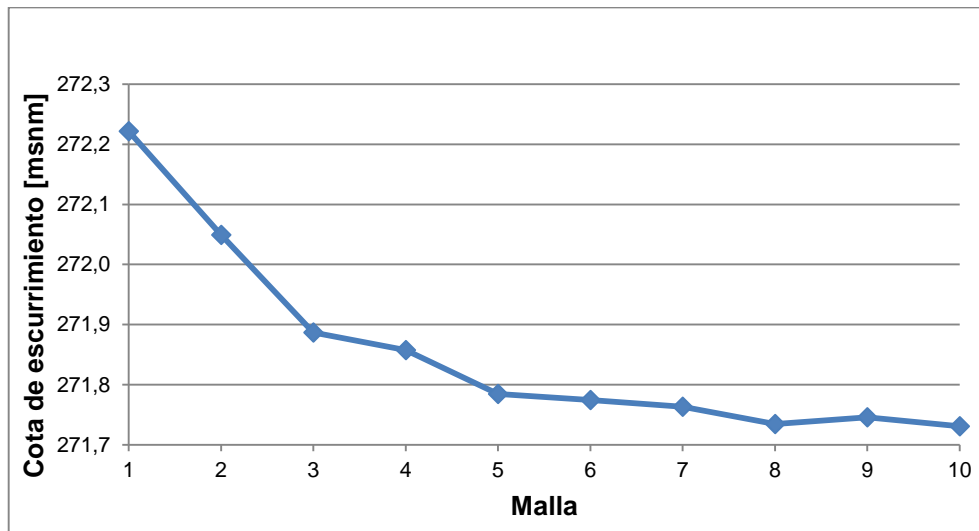


Figura 4.1.11: Análisis de sensibilidad malla del modelo a escala real para la altura mínima de escurrimiento sobre el vertedero.

En la Figura 4.1.11 se observa que el nivel mínimo de escurrimiento no alcanza la misma estabilidad que el nivel en el embalse, sin embargo el resultado de la malla 8 y 10 es el mismo y la diferencia de estas con la malla 9 es de 1,5 centímetros. Además, nuevamente en la malla 10 se alcanza el tope de memoria RAM del computador disponible (32Gb), por lo que la malla 10 será utilizada en las simulaciones. Las condiciones de simulación son análogas al caso del modelo físico así como las condiciones de caudal a simular, salvo que estas se encuentran a escala real.

4.2. Modelación de Contracciones en Canales Supercríticos.

De los criterios de diseño o métodos para determinar características del flujo supercrítico al pasar por una contracción, presentados en la sección 2.1.2, unos son válidos para canales con pendiente y otros no. Así como también unos se encuentran enfocados en la minimización de la propagación de ondas cruzadas y otros en evitar la aparición de estas. En la Tabla 4.2.1 se presenta un resumen de los criterios de diseño comparando las características mencionadas. Cabe recordar que el método de Liu & Ni (2008) solo propone una expresión para determinar la altura de escurrimiento sobre los muros de un deflector para un canal con pendiente y no será analizado.

Tabla 4.2.1: Resumen de criterios de diseño

Objetivo	Autor	Canal con pendiente
Disminuir propagación de ondas	Ippen & Dawson (1951)	No
	Sturm (1985)	No
	Hager (1992)	Si
	Hsu (2004)	No
Ausencia de ondas	USBR (Small Canals, Small Dams)	Si
Otro	Liu & Ni (2008)	Si

4.2.1. Canales Horizontales

Para comparar los resultados de modelación numérica 3D frente a estos métodos es necesario contar con datos experimentales. Por lo tanto, se ha seleccionado el set de datos utilizado por Hager et al. (1987) en el cual desarrolla un modelo compuesto por un ancho inicial de 0,5 m, la pared de la contracción movible y de largo 3,4 m, y por una pared fija recta (Figura 4.2.1). Esto simula la mitad de un canal y es válido dado que el fenómeno es simétrico con respecto al eje del canal, además permite evaluar varias geometrías y condiciones de flujo de manera simple. Asimismo, se reduce el dominio espacial de las simulaciones a la mitad. Los resultados experimentales se presentan en la Tabla 4.2.2.

El dominio espacial varía para cada geometría experimental ya que en cada experiencia se tiene una deflexión y un ancho de aguas abajo distinto. Además, se limita la altura del dominio para cada experiencia a una magnitud cercana y mayor a la altura de aguas abajo reportada de manera experimental. Esto último con el fin de optimizar los recursos computacionales requeridos en cada simulación. Luego, para cada dominio es necesario realizar un análisis de sensibilidad de los resultados en función de la malla a utilizar, donde la malla escogida responde a un criterio de minimizar tiempos de

simulación, junto con que la variación de los resultados entre una malla y la siguiente sea del orden de un milímetro.

Nuevamente las condiciones de borde siguen lo expuesto en el capítulo 3. Existe una condición de entrada, una de salida, una apertura del sistema y las paredes del canal. En la condición de entrada se establece una altura de escurrimiento y velocidad dada por las condiciones experimentales. En la condición de salida se establece un régimen supercrítico. La apertura del sistema se compone de aire a presión atmosférica. En las paredes se establece una condición de no resbalamiento, considerando que las paredes se comportan de forma hidrodinámicamente suave. Además, se utiliza el modelo SST ya presentado anteriormente, el cual permite un tratamiento de resolución del flujo en las cercanías de la pared situando el primer nodo de la malla de manera automática (Y^+). Finalmente, se realizan las simulaciones para las condiciones de flujo expuestas en la Tabla 4.2.2.

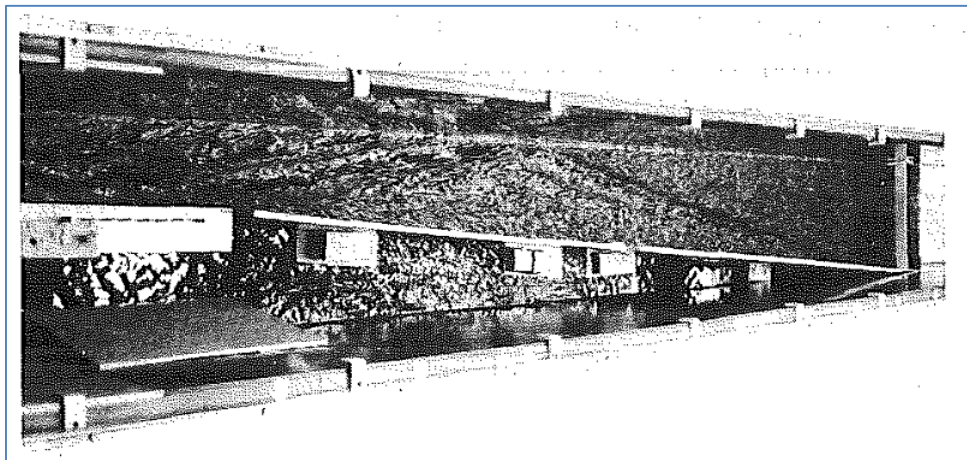


Figura 4.2.1: Canal experimental montado por Hager et al. (1987).

Tabla 4.2.2: Resultados experimentales de Hager et al. (1987).

Q[m³/s]	Y1 [mm]	V1 [m/s]	F1	b3 [m]	θ[°]	Y3 [mm]
0,008	6,6	2,42	9,5	0,315	3,1	23
0,010	7,9	2,53	9,1	0,27	3,8	29
0,012	9,2	2,61	8,7	0,21	4,8	37
0,015	11,1	2,70	8,2	0,185	5,3	47
0,020	14,05	2,85	7,7	0,175	5,5	58
0,030	19,5	3,08	7,0	0,1925	5,15	70
0,050	29	3,45	6,5	0,205	5	86
0,075	40,5	3,70	5,9	0,23	4,55	95
0,100	51,9	3,85	5,4	0,235	4,4	120

4.2.2. Canales con Pendiente

En el caso de los canales con pendiente, se realizarán simulaciones para un canal de ancho 0,5 m y 5 m de largo con una pendiente de 30°. Se verificaran tres condiciones de flujo para números de Froude de 3, 6 y 9, donde en cada uno se realizaran tres simulaciones: con una deflexión dada por el texto Small Canals, con una deflexión dada por el texto Small Dams, y otra para una deflexión menor a la menor de las 2 anteriores elegido arbitrariamente. Las condiciones a simular se presentan en la Tabla 4.2.3.

Dado que en este caso no se requiere de la medición de ningún parámetro del flujo, realizar un análisis de sensibilidad de la malla a utilizar solo debe responder a si el resultado de la simulación es capaz de reproducir las ondas producidas por la transición. Por lo tanto, dado que en simulaciones anteriores se verificó que con una malla con elementos de tamaño máximo 0,01 m ya es posible reproducir el fenómeno de ondulaciones en la superficie libre, se utilizará esta malla en cada simulación.

Las condiciones de simulación son análogas a la sección anterior, es decir, existe una condición de entrada, una de salida, una de apertura del sistema y la condición generada por las paredes y el fondo del canal.

Tabla 4.2.3: Condiciones de simulación.

Condiciones del flujo			Deflexión [°]		
F1	h1 [m]	V[m/s]	Small Dams	Small Canals	Menor
3	0,1	2,971	6,3	5,1	4
6	0,07	4,972	3,2	2,6	2
9	0,04	5,638	2,1	1,7	1

5. Análisis de Resultados

5.1. Evacuador de Crecidas de la Central Chucás

5.1.1. Vertedero Ogee

Se realiza la simulación de acuerdo a lo especificado en la sección 4.1.2, obteniéndose el eje hidráulico sobre el vertedero para las condiciones de diseño. Para verificar que la simulación ha sido desarrollada de manera exitosa, los resultados se comparan con las curvas experimentales obtenidas por el USACE para un escurrimiento sin la influencia de pilares o machones.

En la Figura 5.1 se observa la gran concordancia entre los datos obtenidos de la simulación y los experimentales, con una diferencia porcentual promedio en la altura de escurrimiento de un 0,49 % y una diferencia máxima de 1,28 %, la cual se presentó solo en un punto siendo el resto inferior a 1 %, y que equivale a una diferencia de 9 cm sobre la altura esperada según las expresiones del USACE. En la Tabla 5.1 se presentan los resultados obtenidos, donde **X** corresponde a la distancia horizontal al umbral del vertedero y las alturas de escurrimiento corresponden a la altura medida desde el umbral, para los valores de **X** menores o iguales a 0. Para valores mayores corresponde a la altura de escurrimiento sobre el vertedero.

Observando los valores de presión y velocidad (Figura 5.2 y Figura 5.3) entregados por el programa, es posible verificar que en la zona de aproximación del vertedero la velocidad es semejante a cero y la presión máxima, de 432391 Pa, dividida por la densidad del agua y la gravedad es de 44,07 m, lo cual es semejante a la carga impuesta sobre el vertedero, recordando que el fondo de la presa se ubica a 33 m bajo el umbral y la carga de diseño es de 11 m. Por lo tanto, en este caso la simulación entrega resultados similares a lo propuesto por el USBR en su texto Small Dams (1987), en el sentido que la velocidad de aproximación es casi despreciable para vertederos en que la pared de estos sea mayor a 2 veces la carga sobre el vertedero o 1,33 veces como propone Chow (2000), como es el caso de la presa Chucás con un valor de 3,3.

Además es posible apreciar que sobre el vertedero se tienen presiones relativas cercanas a la atmosférica, 0 [Pa], e incluso existen pequeños sectores con presiones relativas negativas, con un máximo de 37.736 [Pa] (alrededor de 3,8 m) los cuales se pueden ver en la Figura 5.4 donde se ha realizado un acercamiento al umbral del vertedero. Estos sectores se pueden deber a que el vertedero no es ideal, recordando que un vertedero Ogee teórico presenta presiones relativas igual a la atmosférica para la carga de diseño y pequeñas variaciones en la carga de funcionamiento provocan presiones positivas o negativas sobre este. De igual modo para la forma de diseño del vertedero; es decir, si no presenta la forma perfecta entonces se tendrán presiones no atmosféricas sobre este.

Dados los resultados concordantes con lo esperado según las experiencias del USACE, se verifica que la condición de borde de entrada, ubicada a 35 m aguas arriba del umbral, no influencia la zona del escurrimiento que se pretende analizar y por tanto se utilizara el mismo criterio en la simulación del vertedero de la Central Chucás. Así mismo, se verifica que configuraciones como la función de pared automática del modelo SST es suficiente para representar el flujo sobre el vertedero y el rápido de descarga.

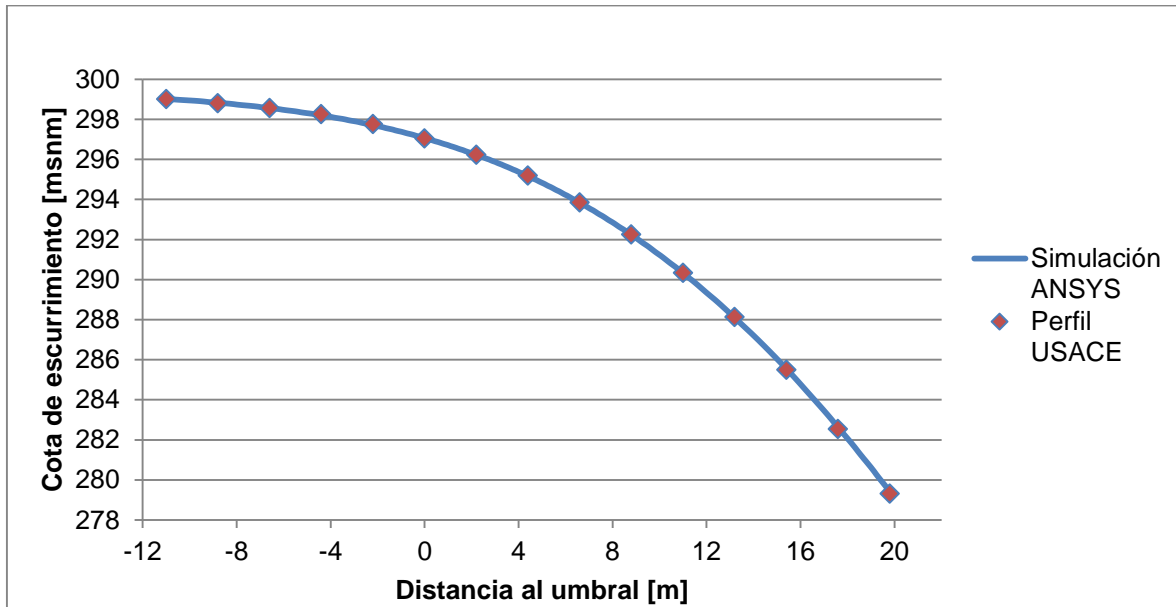


Figura 5.1: Eje hidráulico del vertedero unitario. Comparación con datos del USACE.

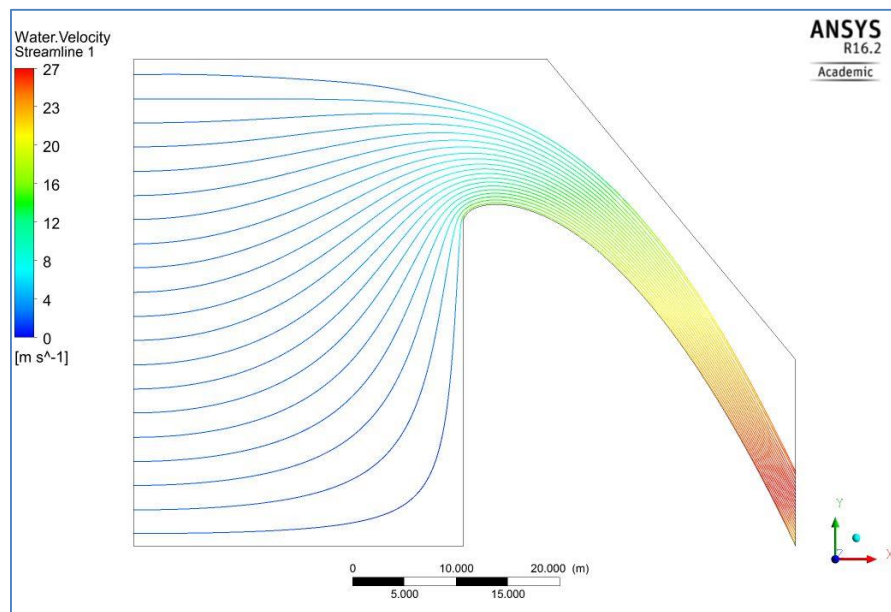


Figura 5.2: Líneas de corriente a lo largo del vertedero unitario.

Tabla 5.1: Datos experimentales versus simulados.

x [m]	h_{ANSYS} [m]	h_{USACE} [m]	Dif [%]	Dif [m]
-11,0	10,75	10,74	0,11	-0,01
-8,8	10,55	10,54	0,08	-0,01
-6,6	10,28	10,30	0,14	0,01
-4,4	9,92	9,99	0,71	0,07
-2,2	9,43	9,50	0,77	0,07
0,0	8,31	8,31	0,06	-0,01
2,2	7,75	7,77	0,22	0,02
4,4	7,42	7,45	0,46	0,03
6,6	7,22	7,25	0,42	0,03
8,8	7,11	7,15	0,58	0,04
11,0	7,06	7,08	0,33	0,02
13,2	7,03	7,09	0,75	0,05
15,4	7,03	6,99	0,46	-0,03
17,6	6,97	6,90	0,96	-0,07
19,8	6,94	6,86	1,28	-0,09

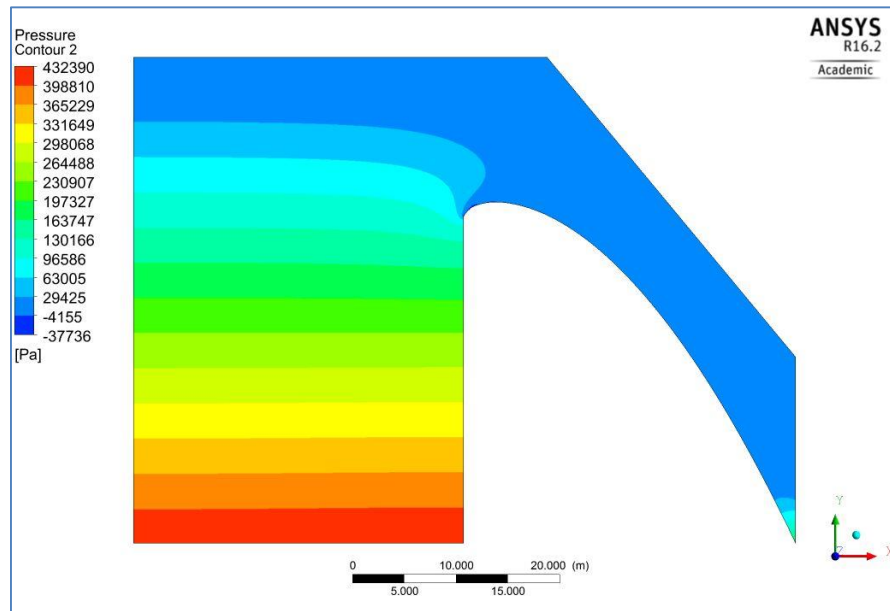


Figura 5.3: Presión sobre el vertedero unitario.

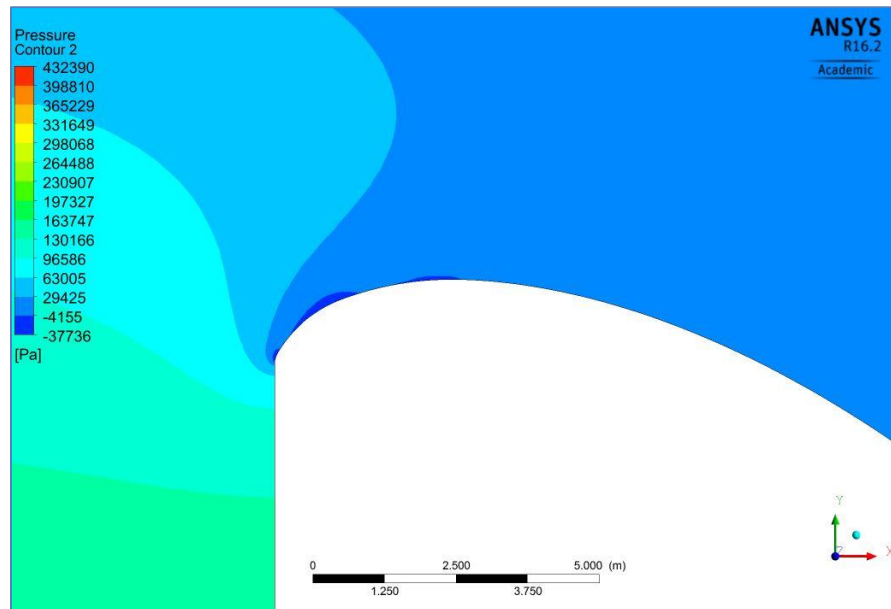


Figura 5.4: Presión sobre el vertedero unitario. Acercamiento.

5.1.2. Simulación del Evacuador de Crecidas

Se realizan las simulaciones para las condiciones expuestas en las secciones 4.1.3 y 4.1.4. El primer parámetro a comparar son las alturas de escurrimiento sobre el vertedero recordando que en el modelo físico se realizaron mediciones de estas para los caudales 5400 y $8100 \text{ m}^3/\text{s}$ y se presentaron en la Tabla 2.3. Estas alturas fueron obtenidas del muro izquierdo del vertedero mirando hacia aguas abajo.

Resulta interesante que para las simulaciones a escala del modelo físico y a escala real se obtuvieron resultados casi idénticos con un error promedio cercano al 0%. Este resultado avala el uso de modelos físico a escala para representar el comportamiento del flujo en obras con geométricas no estándares, y dado estos resultados, se compararan las mediciones experimentales con la simulación del modelo físico solamente.

A diferencia de lo obtenido para el vertedero unitario estos resultados no son concordantes con las mediciones presentadas del modelo físico y distan bastante de las alturas medidas. En la Figura 5.5 se aprecia que los valores medidos entre $X= 10 \text{ m}$ y $X= 25 \text{ m}$ son mucho mayores a los estimados por el software, con una diferencia máxima de $4,9 \text{ m}$, lo que corresponde a una diferencia porcentual de un 37 %. En el caso de los X mayores a 25 m se tiene un mejor ajuste, pero aun así se tiene una diferencia máxima de $1,7 \text{ m}$, que corresponde a un error de 27%. De forma contraria para los X menores a 10 m existe una sobreestimación de la simulación con respecto a los datos medidos alcanzando una diferencia máxima de $1,7 \text{ m}$ correspondiente a un 26 % de error con respecto a la altura medida en ese punto.

Para el caudal de verificación de 8100 m³/s se tiene un comportamiento similar, con una subestimación de las alturas de escurrimiento en comparación a los datos medidos en el modelo físico, a excepción del primer punto donde se tiene obtiene una altura mayor. La diferencia máxima se presenta para X=16,3 m, con una diferencia de 4,2 m correspondientes a un 26,8 % de error con respecto a la medición. En general, el error promedio para las simulaciones es de un 18,3%, en el caso del caudal de 8100 m³/s, y de un 21,6 % para el caudal de diseño de 5400 m³/s. El detalle de las alturas de escurrimiento obtenidas en la simulación y su diferencia a los datos medidos con alturas máximas y mínimas de escurrimiento (Tabla 2.3), se presenta en la Tabla 5.2.

Las zonas turbulentas del rápido de descarga pueden presentar una notoria intrusión de aire dentro del flujo, ocasionado una distorsión del límite de la interfase. Esto puede inducir errores en la medición de la altura de escurrimiento sobre el vertedero. Por lo tanto, si se considera que la medición realizada se encuentra en dicha zona de mezcla entre las dos fases, los valores medidos deberían estar incluidos en una zona delimitada entre las celdas simuladas que contienen un 100% de agua y un 0% de agua (o 100% de aire). Se realiza esta verificación graficando la zona que contiene entre 0,1% de agua y un 99,9% de agua, resultado que se presenta en la Figura 5.7 y donde es posible observar que quedan puntos de medición experimental fuera del rango con contenido de agua.

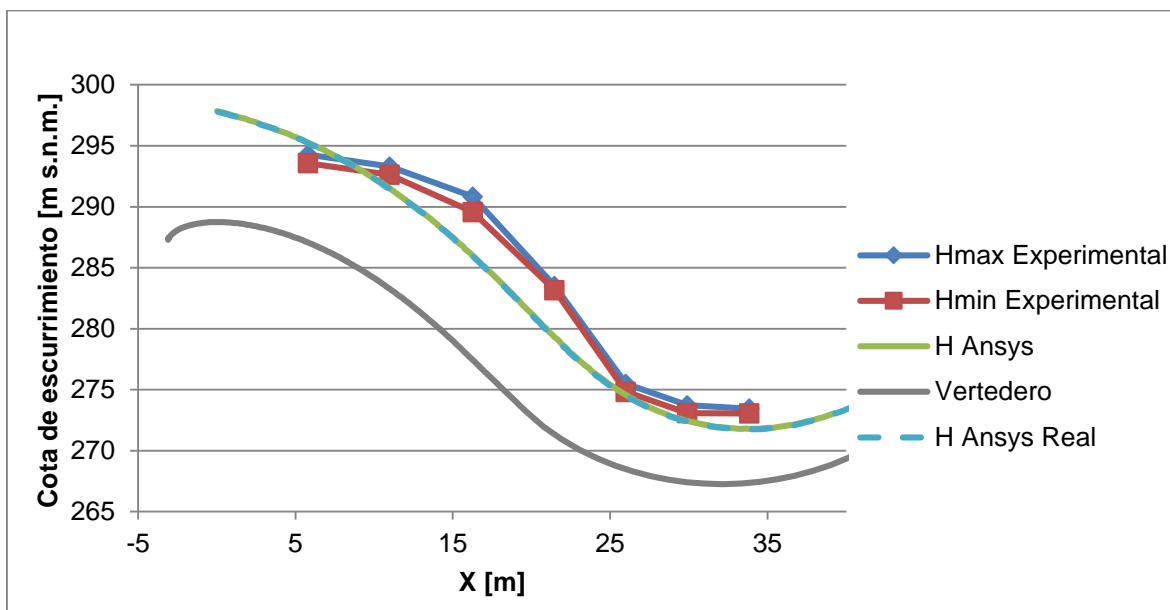


Figura 5.5: Eje Hidráulico del Vertedero de la Central Chucás, Q=5400 m³/s.

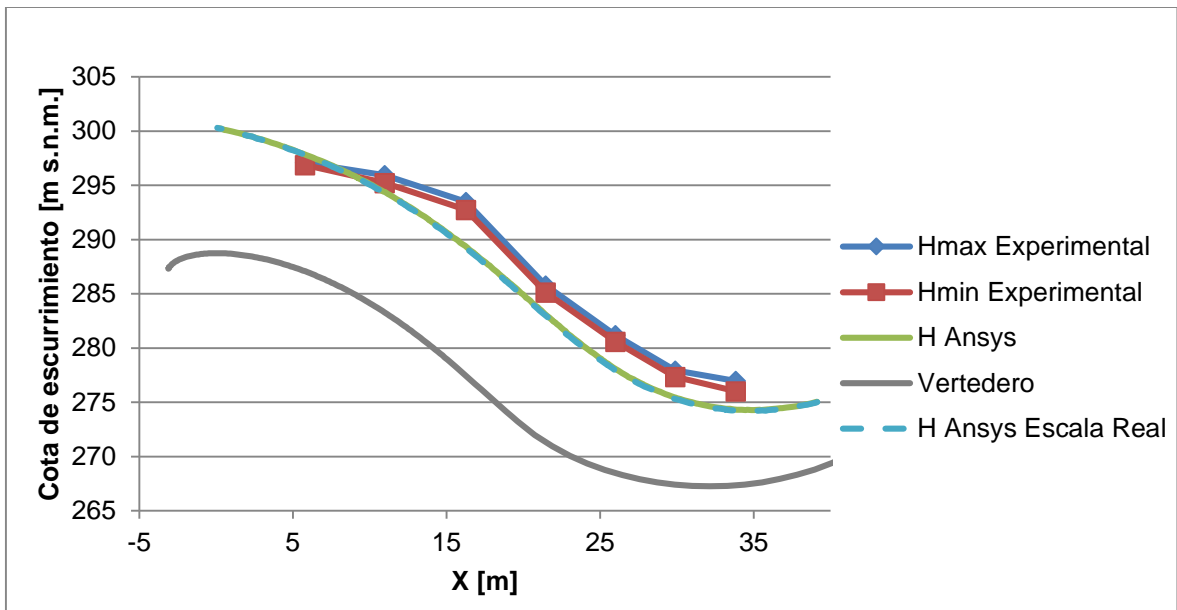


Figura 5.6: Eje Hidráulico del Vertedero de la Central Chucás, $Q=8100 \text{ m}^3/\text{s}$.

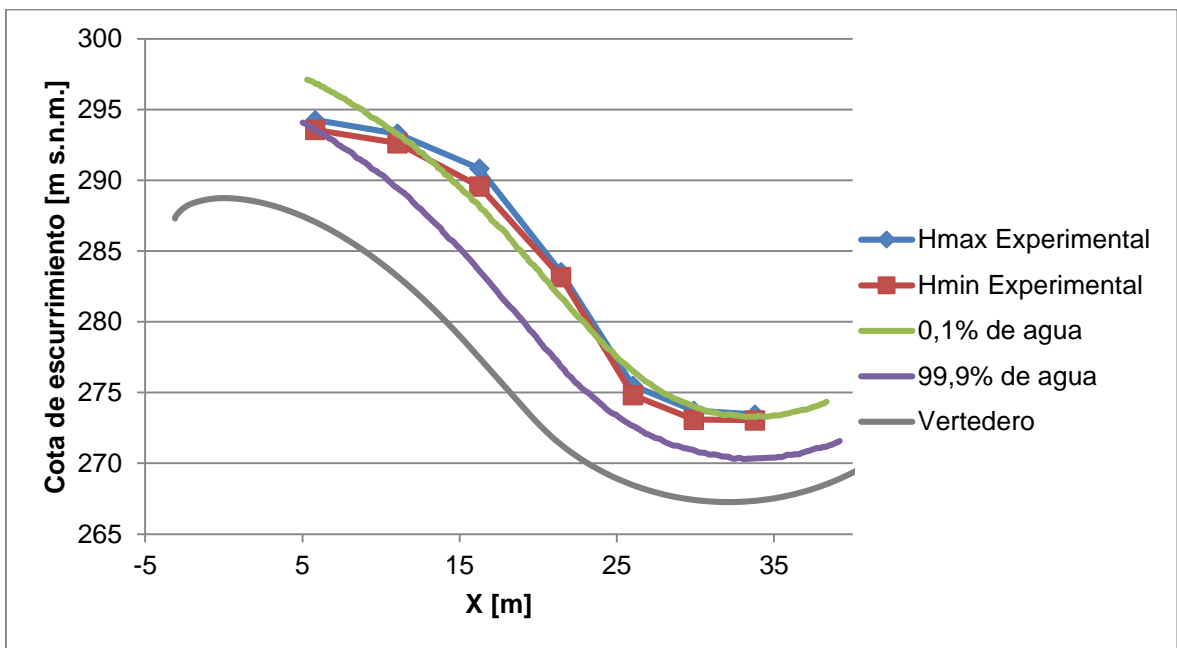


Figura 5.7: Banda de celdas entre 0,1% y 99,9% de volumen de agua. $Q=5400 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 5.2: Diferencia de datos experimentales versus simulados vertedero Chucás.

Caudal [m ³ /s]	X [m]	h [m.s.n.m]	Dif al máx. [m]	Dif [%]	Dif al mín. [m]	Dif [%]
8100	5,8	10,7	-0,7	6,8	-0,9	9,3
	11,0	11,1	1,6	12,5	0,9	7,2
	16,3	11,6	4,2	26,8	3,5	23,2
	21,5	11,7	2,8	19,2	2,1	15,4
	26,0	9,6	3,2	24,9	2,6	21,2
	29,9	8,0	2,5	23,9	1,9	19,3
	33,8	7,0	2,6	27,4	1,7	19,3
5400	5,8	8,2	-1,0	13,6	-1,7	25,8
	11,0	8,2	1,8	18,1	1,1	12,3
	16,3	8,3	4,9	37,0	3,6	30,4
	21,5	8,0	4,2	34,4	3,9	32,6
	26,0	6,1	0,9	13,1	0,3	4,0
	29,9	5,0	1,3	20,0	0,6	11,1
	33,8	4,4	1,7	27,4	1,3	22,3

En el caso de las presiones, nuevamente se tiene un ajuste casi perfecto para los resultados de las simulaciones del modelo físico y a escala real, lo cual avala también el uso de modelos físico a escala para representar las condiciones del flujo. En la Figura 5.8 y la Figura 5.9 se presentan los resultados, de manera gráfica, para la presión sobre el eje central del primer vano, V1C, siguiendo la definición de la sección 2.1.3, para el caudal de diseño y el de verificación. Se destaca la casi nula variación entre la presión obtenida de las simulaciones para la escala real y para la escala del modelo físico. Además, es posible apreciar que existe un buen ajuste para las presiones mayores, comportamiento que se repite para todos los caudales simulados pero no así para sectores cercanos al umbral del vertedero, donde los resultados distan de los datos medidos en cuando a magnitud pero siguen una tendencia similar, por ejemplo, se tienen valores negativos para los datos experimentales y los datos obtenidos en la simulación.

En la Tabla 5.3 se presentan los datos medidos y simulados para el eje central del primer vano (VC1), donde se aprecia la similitud de los valores a excepción de los valores sobre el umbral, donde tienen a magnitudes similares solo para caudales más bajos. Cabe destacar que para los datos medidos en el modelo físico se tienen valores similares en los puntos X=3,1 m y X=7,5 m para todos los caudales, lo cual no se repite para los demás ejes de medición por lo que se puede deber a cierto error en la toma de datos o en los piezómetros. En el ANEXO A se presentan en detalles los resultados obtenidos para los puntos donde existen mediciones, presentados en las Tablas 2.4 a 2.9. Estos se presentan de manera gráfica para el eje central del primer vano y en formato de tablas para el resto de los puntos de interés, dado que estos últimos no poseen información tan continua como el eje central del primer vano.

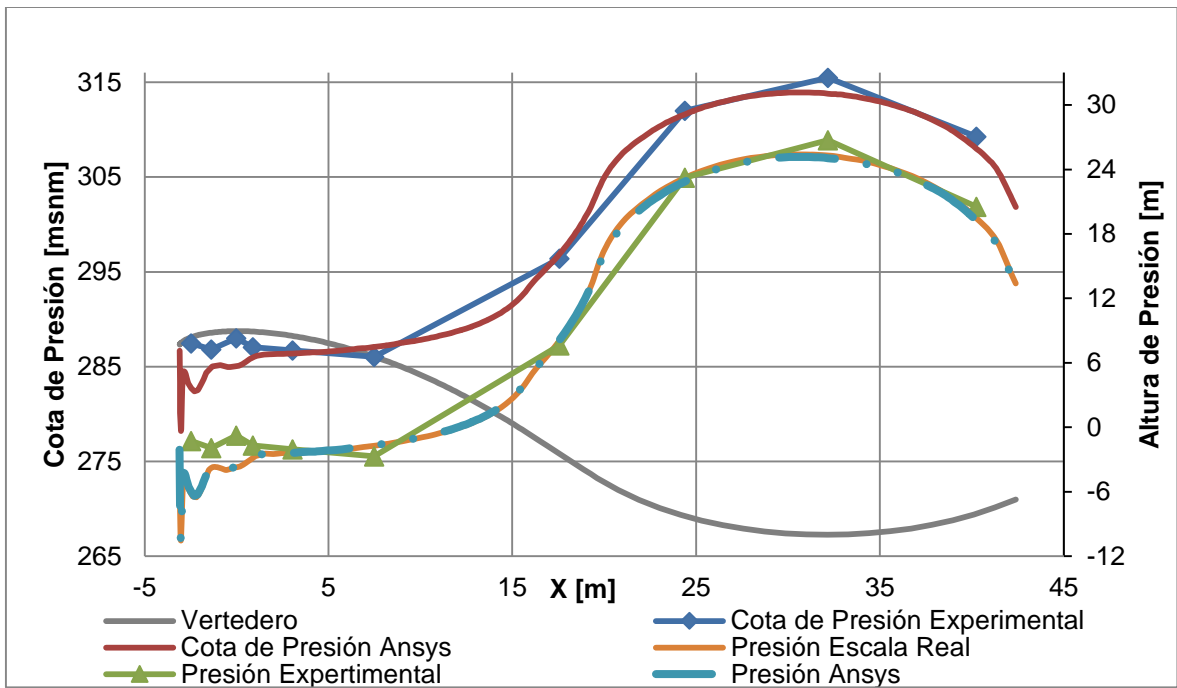


Figura 5.8: Presión en V1C sobre el vertedero de la Central Chucás, $Q=8100 \text{ m}^3/\text{s}$.

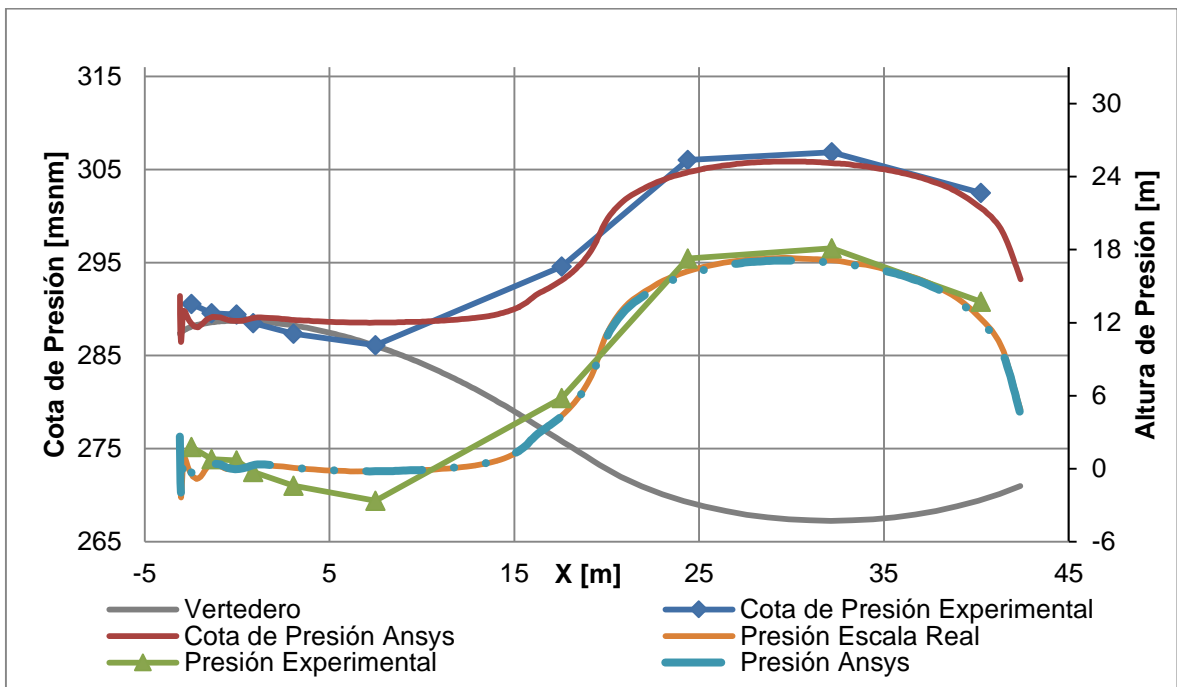


Figura 5.9: Presión en V1C sobre el vertedero de la Central Chucás, $Q=5400 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 5.3: Comparación de presiones obtenidas en VC1.

		Presiones Modelo Físico [m]				
X [m]	Caudal [m³/s]	8100	5400	4650	3080	1370
	-2,5		-1,3	1,8	2,7	4,2
-1,4		-1,9	0,8	1,7	2,9	2,9
0,0		-0,8	0,7	1,4	2,2	2,2
0,9		-1,7	-0,3	0,3	1,0	1,1
3,1		-2,1	-1,4	-1,2	-0,8	-0,6
7,5		-2,7	-2,6	-2,6	-2,4	-2,4
17,6		7,6	5,8	4,3	2,6	1,4
24,4		23,2	17,3	14,6	9,8	5,0
32,2		26,7	18,1	14,9	10,0	5,1
40,3		20,5	13,7	11,8	8,6	4,9
		Presiones Simuladas [m]				
-2,5		-6,0	-0,3	0,9	2,9	3,6
-1,4		-3,8	0,4	1,3	2,6	2,9
0,0		-3,7	0,0	0,7	2,0	2,2
0,9		-2,8	0,3	0,9	1,9	2,0
3,1		-2,4	0,1	0,6	1,4	1,5
7,5		-1,7	-0,2	0,1	0,6	0,7
17,6		8,1	4,3	3,5	2,0	0,8
24,4		22,9	16,0	14,0	9,3	4,1
32,2		25,0	16,9	14,7	9,4	4,1
40,3		19,2	12,1	10,7	7,5	3,7

Dado que los resultados no son concordantes para las alturas de escurrimiento y presiones cerca del umbral, se considera que posiblemente la zona de aproximación del flujo al vertedero pueda estar afectando el desarrollo del escurrimiento sobre el evacuador de crecidas ya que se verificó que la velocidad de entrada no es igual para cada vano (INA, 2014), y en especial para el vano en que se midió la altura de escurrimiento, el cual presenta las menores velocidades. Por lo tanto se plantea una aproximación del terreno aguas arriba del embalse consistente en una sección trapezoidal revolucionada con el fin de simular la curvatura de la caja del río en esa zona. Además, se extrae una parte del dominio espacial donde existe una elevación del terreno por donde no puede circular el flujo del río. Esto implica que el flujo de la simulación no puede pasar por esa zona emulando el efecto de esta elevación. En la Figura 5.10 se presenta el dominio espacial para simular la zona de aproximación.

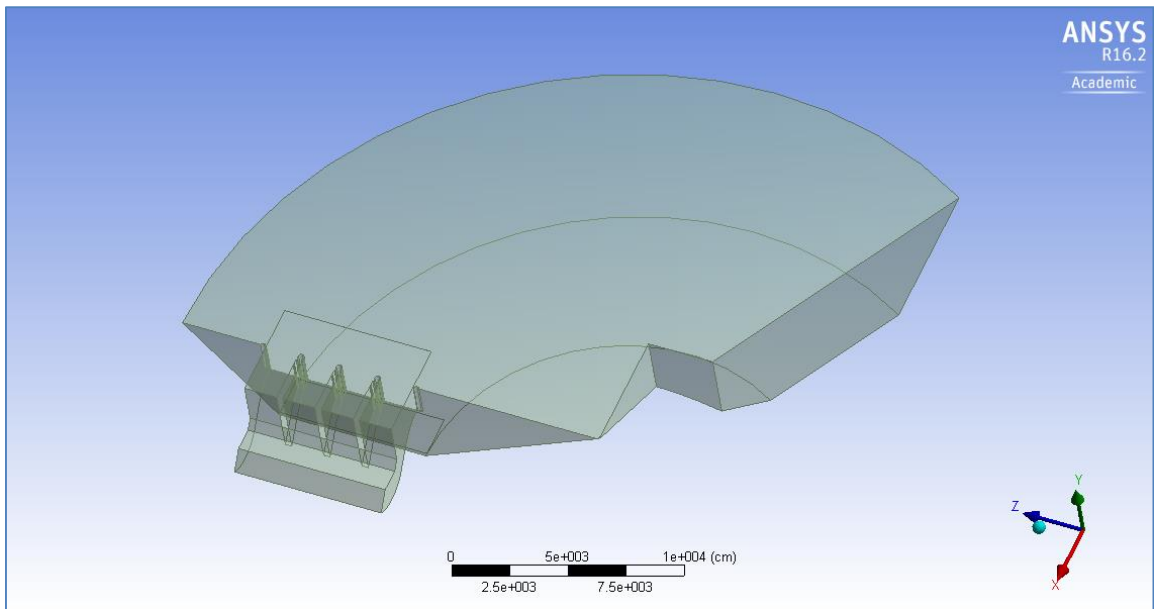


Figura 5.10: Zona de Aproximación Creada.

Con el fin de evitar pérdidas de energía que disminuyan el nivel de energía en el embalse se establece que en toda la zona de aproximación existe resbamiento del fluido con las paredes, de esta forma no es necesario estimar estas pérdidas para establecer la condición de borde de entrada. El resto de las condiciones de simulación son idénticas a las aplicadas en las simulaciones anteriores con la salvedad que la velocidad debe estimarse para la sección de entrada que ya no es rectangular.

Para la elección de la malla a utilizar es necesario realizar nuevamente un análisis de sensibilidad. En la Tabla 5.4 se presenta el detalle de las mallas analizadas, donde los parámetros a verificar corresponden a la cota del embalse y a la mínima altura de escurrimiento sobre el vertedero. Como se observa en las Figuras 5.10 y 5.11 los parámetros analizados no alcanzan un nivel estable y en la última malla se acaba la memoria Ram disponible (32 Gb), lo cual es razonable dado que para la simulación del vertedero unitario y el modelo a escala real el nivel mínimo de escurrimiento comenzó a estabilizarse para un tamaño de elemento cercano a 0,5 m, pero en este caso solo se alcanza un tamaño de 0,85 m. De todas se presentan los resultados obtenidos para la simulación con esta zona de aproximación, con la salvedad que estos no son independientes del tamaño de los elementos que componen la malla del dominio.

Tabla 5.4: Análisis de sensibilidad malla de la zona de aproximación.

Malla	Tamaño máximo de elemento[m]	Nodos	Elementos
1	5	222255	1245564
2	3	305240	1709000
3	2,5	375011	2105351
4	2	530168	2991508
5	1,5	945795	5393289
6	1,3	1322371	7581369
7	1,2	1612525	9273126
8	1,1	2014883	11622105
9	1	2593471	15006719
10	0,95	2956043	17133123
11	0,9	3427823	19900448
12	0,85	4014073	23343007

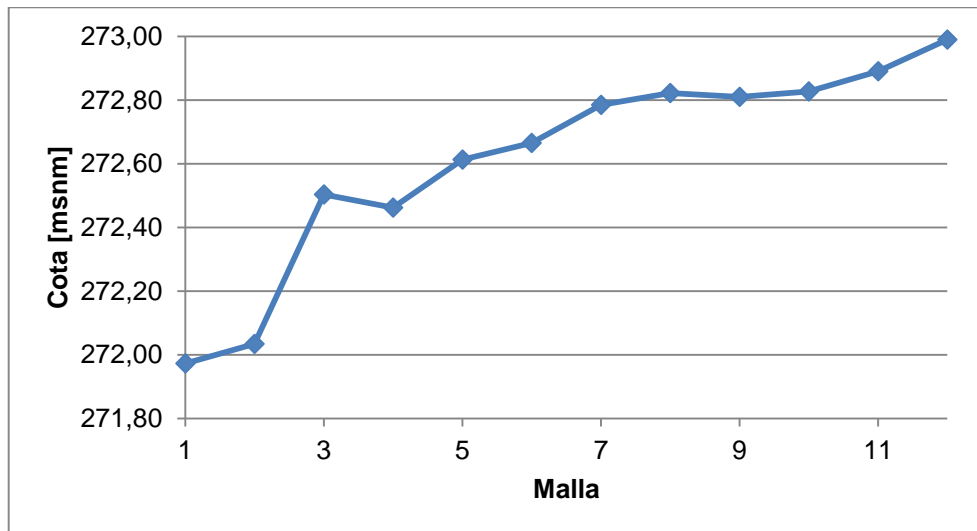


Figura 5.11: Análisis de sensibilidad para la cota de escurrimiento mínimo.

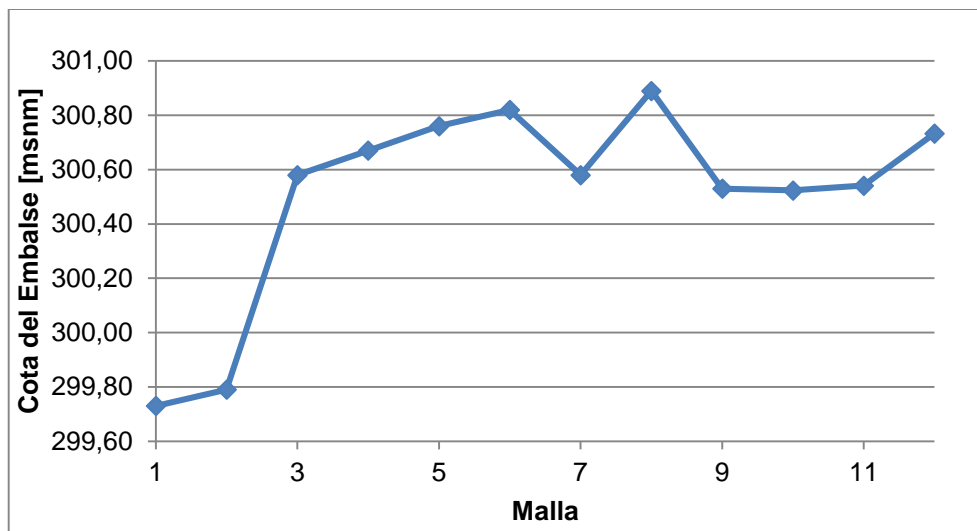


Figura 5.12: Análisis de sensibilidad para la cota del embalse.

En primera instancia se compara el efecto de la curvatura sobre las líneas de corriente en la zona de aproximación, con lo obtenido por el INA en el modelo físico. Se observa en la Figura 5.13 la elevación del terreno que provoca una recirculación del flujo en ese entorno, la cual es reproducida de cierta manera por la zona de aproximación de la simulación. Sin embargo, los resultados son más lejanos a los obtenidos sin la zona de aproximación. Estos se presentan en las Figuras 5.14 y 5.15, para la simulación del caudal de diseño, en las que se denominó “versión con embalse” y “versión sin embalse” a los resultados obtenidos con el dominio que simula la zona de aproximación y al que simula una zona de entrada recta, respectivamente.

En la Figura 5.15 se aprecia una notoria disminución de la altura de escurrimiento en el muro izquierdo del vertedero, junto con la influencia del machón de entrada, donde el nivel desciende abruptamente 5 m. Esto se debe principalmente a que las líneas de corriente no se encuentran alineadas con el eje del vertedero en el primer vano, sino que el agua ingresa de forma oblicua, chocando con el pilar que separa el primer vano del segundo y por lo tanto se tiene un aumento en la altura de escurrimiento sobre el segundo pilar y una disminución en la altura del primer muro opuesto a este.

En cuanto a la presión, en la Figura 5.16 se observa una disminución en la presión sobre el cuenco de lanzamiento con respecto a las simuladas sin la zona de aproximación. Además, en la zona del umbral existe una gran variación con una alta presión negativa, alejándose mucho más de los datos medidos en el modelo físico.

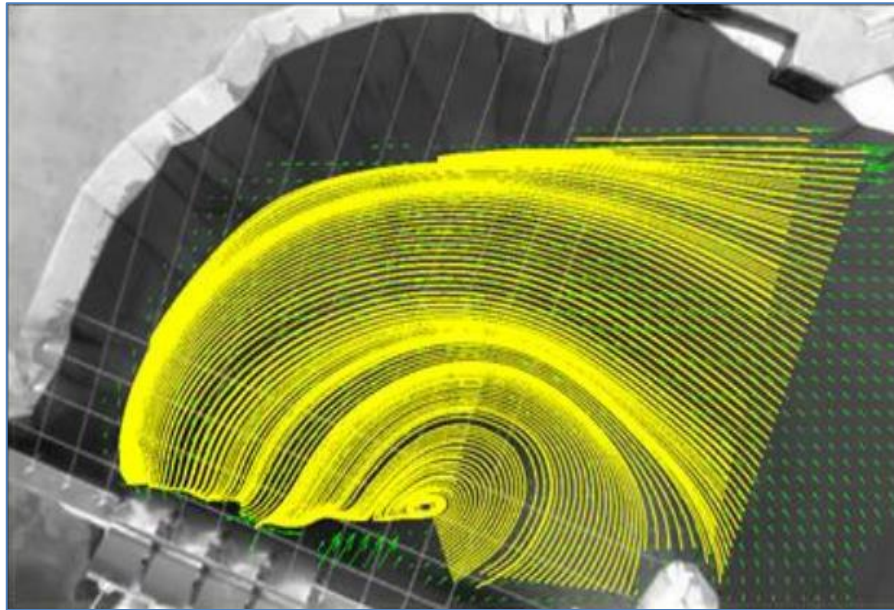


Figura 5.13: Líneas de corriente en el modelo físico (INA, 2014).

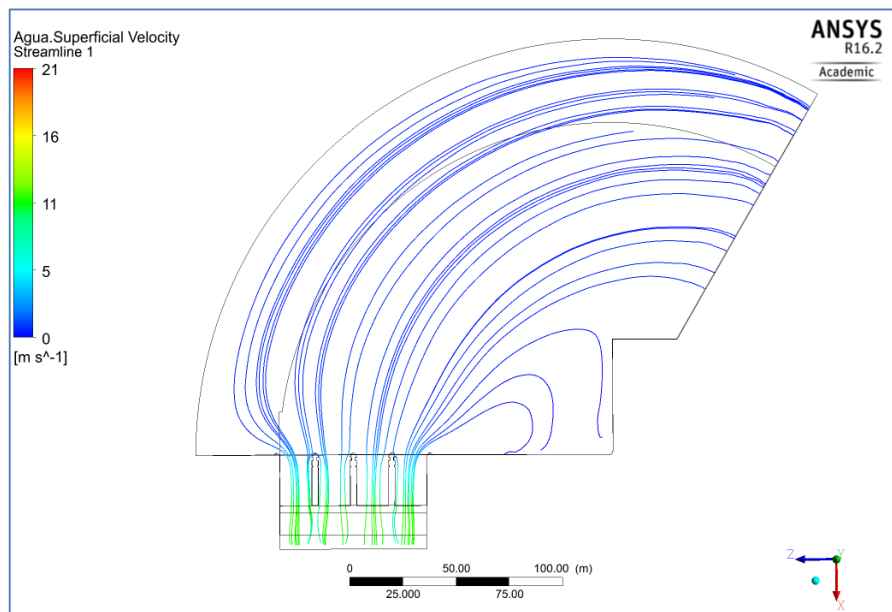


Figura 5.14: Líneas de corriente obtenidas en la simulación.

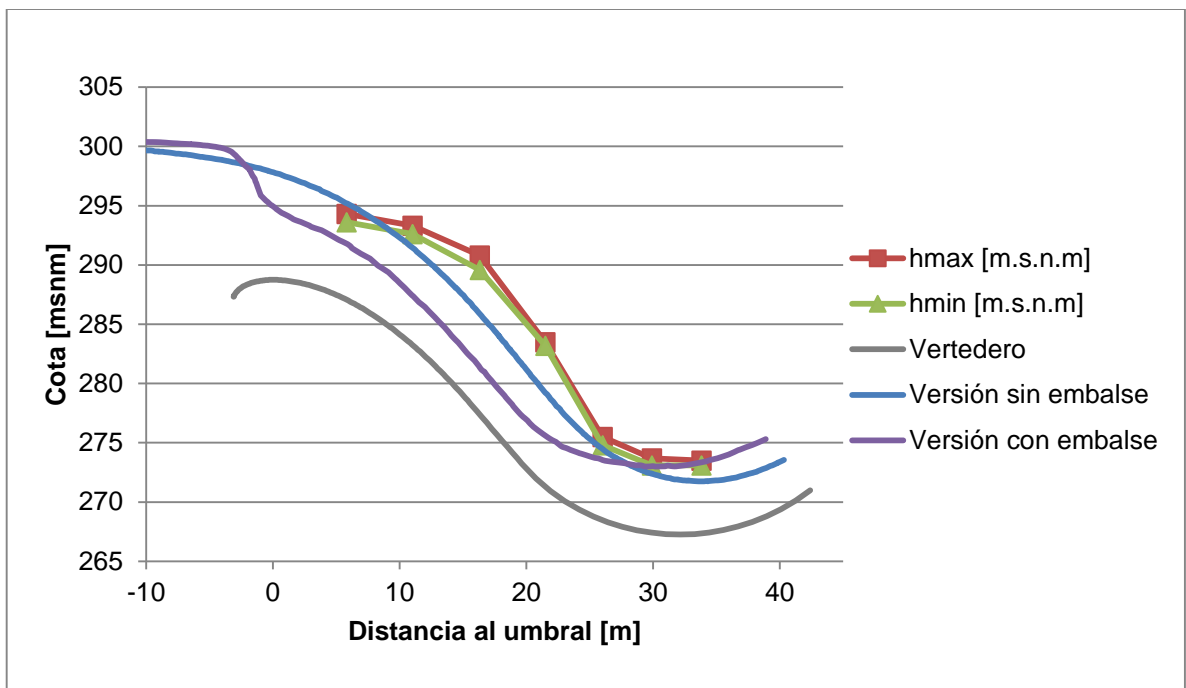


Figura 5.15: Alturas de escurrimiento para $Q=5400 \text{ m}^3/\text{s}$.

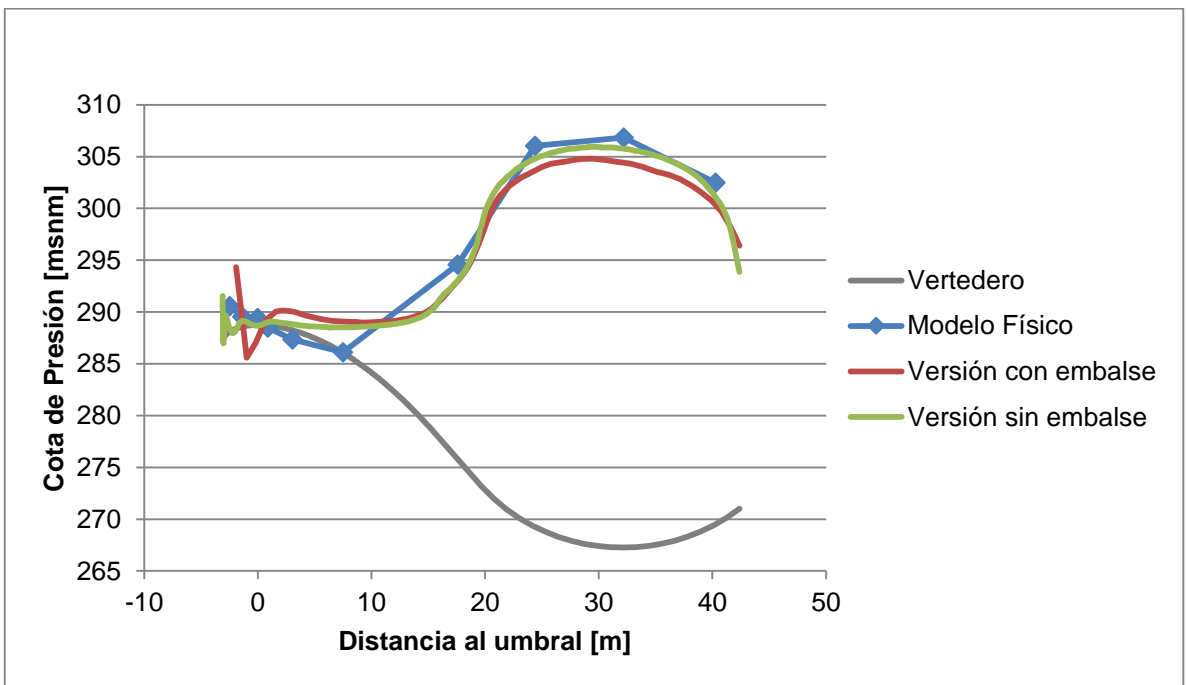


Figura 5.16: Presión en V1C sobre el vertedero para $Q=5400 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.2. Modelación de Contracciones en Canales Supercríticos

5.2.1. Canales Horizontales

Se realiza la estimación de la deflexión necesaria, de acuerdo a los métodos expuestos en la sección 2.1.2, para las condiciones experimentales realizadas por Hager & Bretz (1987). Es decir, dado un número de Froude a la entrada de la contracción ($F1$) y un ancho a la salida ($b3$), existe una deflexión a la cual las ondas cruzadas impactan el muro al final de la transición. También se estimó la altura media de escurrimiento a la salida de la transición, excepto para el método de Hager (1992) que no propone una expresión para determinar dicho parámetro. Las estimaciones y condiciones experimentales se presentan en las Tablas 5.4 y 5.5.

Tabla 5.5: Deflexiones estimadas.

F1	Deflexión [°]				
	Experimental	Ippen	Sturm	Hager	Hsu
5,40	4,4	5,8	5,4	6,0	6,0
5,88	4,55	5,7	5,5	5,7	5,7
6,46	5	6,5	6,0	6,4	6,2
7,04	5,15	6,6	5,7	6,5	6,3
7,67	5,5	6,9	5,7	6,9	6,6
8,19	5,3	6,0	4,9	5,9	5,7
8,68	4,8	4,6	4,0	4,5	4,3
9,09	3,8	2,7	2,3	2,7	2,6
9,53	3,1	1,8	2,1	1,8	1,7

Tabla 5.6: Altura media adimensionalizada a la salida de la transición.

F1	Y3/Y1			
	Experimental	Ippen	Sturm	Hsu
5,40	2,3	2,0	2,1	2,3
5,88	2,3	2,1	2,2	2,3
6,46	3,0	2,4	2,6	2,6
7,04	3,6	2,6	2,8	2,7
7,67	4,1	3,0	3,1	3,0
8,19	4,2	3,1	3,2	2,8
8,68	4,0	3,0	3,2	2,4
9,09	3,7	2,6	2,8	1,9
9,53	3,5	2,3	2,4	1,6

Se realizan las simulaciones para cada condición de caudal, donde en el dominio espacial se establece la deflexión de acuerdo a los datos experimentales. Los resultados de la altura media de escurrimiento al final de la transición Y_3 , normalizada

por la altura al inicio Y_1 , se presentan en la Figura 5.17. Se observa que los métodos de cálculo subestiman notoriamente la altura de escurrimiento para números de Froude mayores que 6, lo que se debe a que estos métodos no consideran conservación de la cantidad de movimiento en la dirección vertical, sino que solo en las direcciones horizontales. El fenómeno simulado presenta aceleraciones verticales involucradas, que no son tomadas en cuenta por los métodos utilizados. Por lo tanto, la simulación numérica entrega resultados más cercanos a los datos experimentales al aplicar conservación de la cantidad de movimiento en las tres direcciones, obteniendo magnitudes muy cercanas a las registradas de forma experimental.

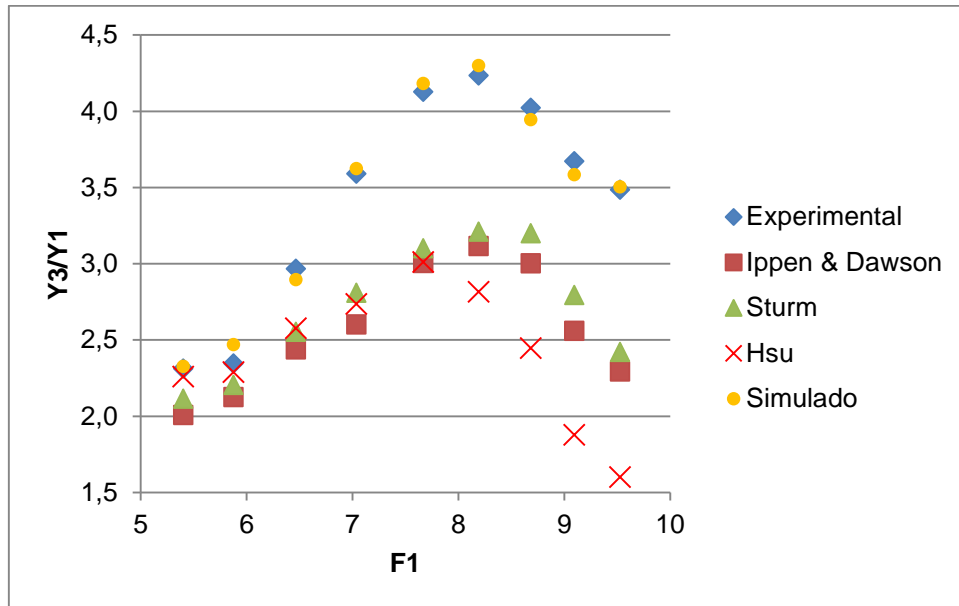


Figura 5.17: Altura de escurrimiento normalizada al final de la transición.

La formación de ondas cruzadas y su impacto en el muro al final de la transición es posible apreciar de forma visual, recordando que para la simulación se utilizó el ángulo de deflexión reportado experimentalmente por Hager & Bretz (1987). En la mayoría de los casos se observa que la onda impacta al final de la transición y por lo tanto el fenómeno es replicado de buena forma con la simulación, lo que es posible apreciar en las Figuras 5.18 a la 5.20. Sin embargo, para los casos de mayor caudal la onda presenta un desarrollo transversal mayor y en la Figura 5.22 se observa que esta no impacta de forma total al final de la transición sino que gran parte de ella pasa hacia aguas abajo. No obstante lo anterior, las simulación presenta siempre un mejor ajuste que los métodos estudiados para números de Froude mayores, como ya se presentó en la Tabla 5.5 y es posible apreciar de manera gráfica en la Figura 5.18.

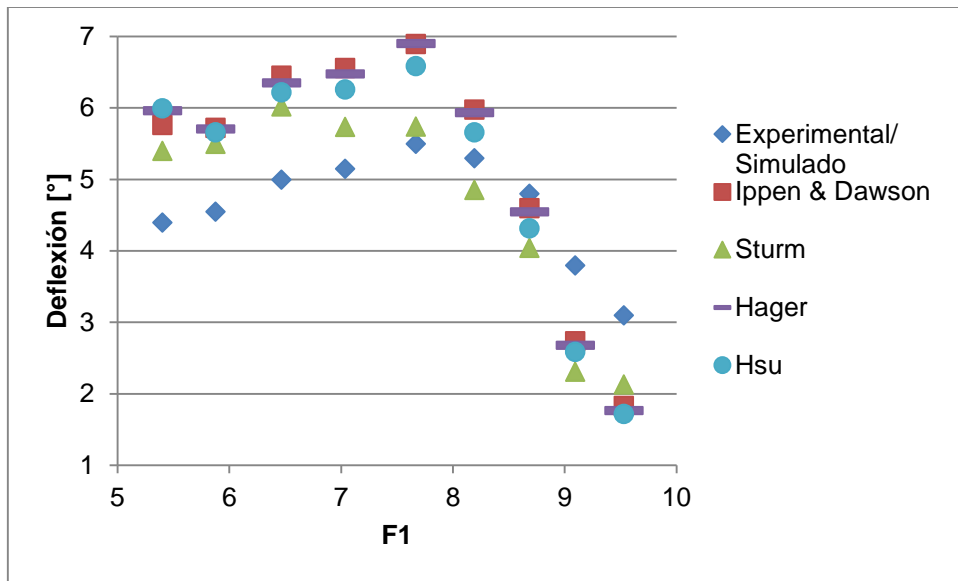


Figura 5.18: Deflexiones estimadas vs experimentales.

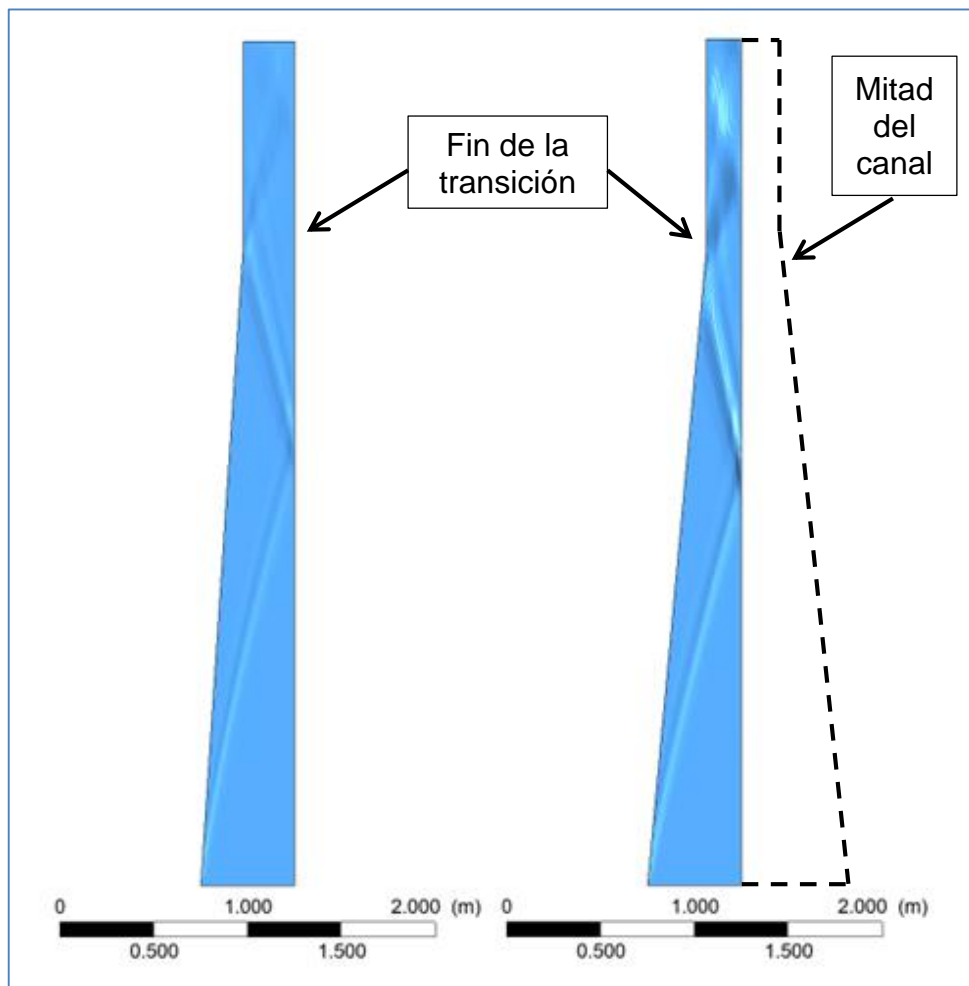


Figura 5.19: Simulación de ondas cruzadas en la mitad del ancho del canal. F1= 9,53 (Izquierda) y F1= 9,09 (Derecha).

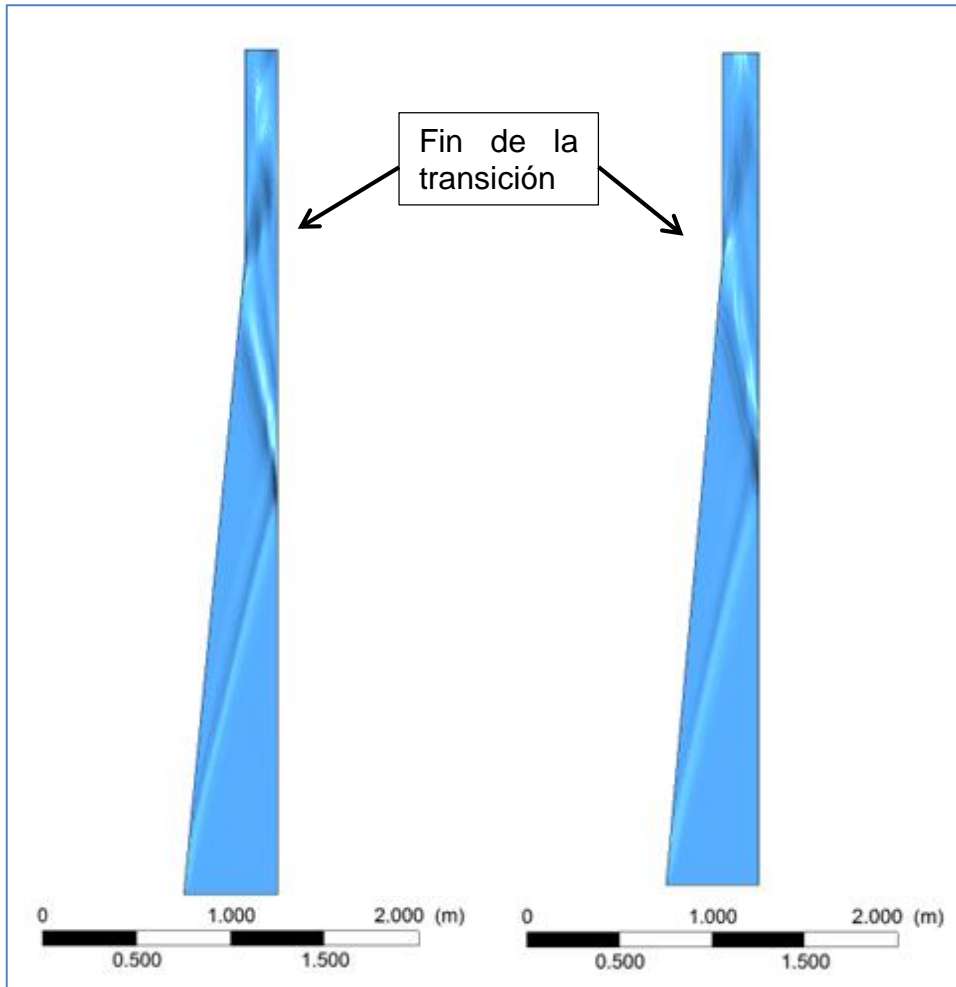


Figura 5.20: Simulación de ondas cruzadas en la mitad del ancho del canal. $F1 = 7,67$ (Izquierda) y $F1 = 7,04$ (Derecha).

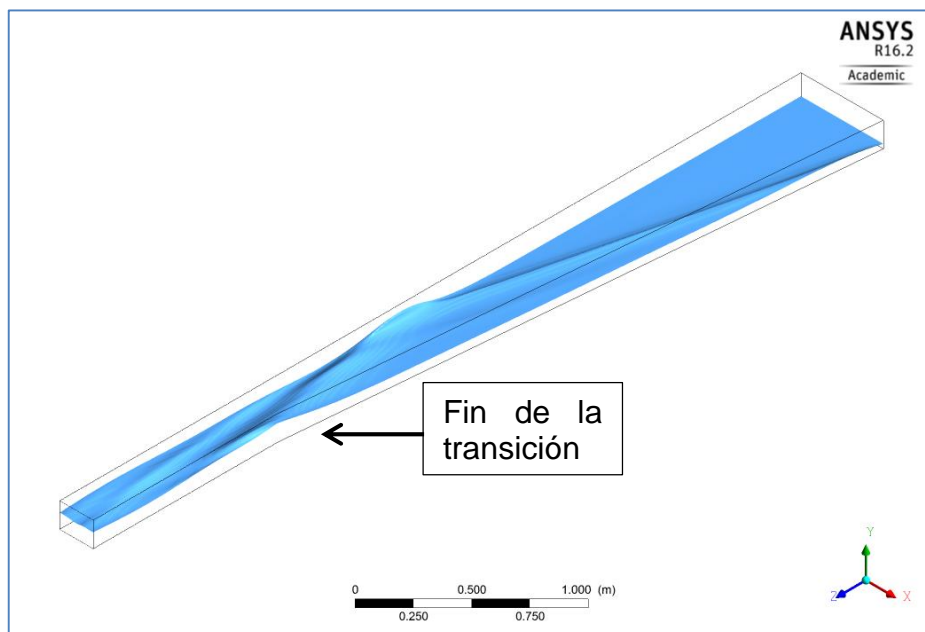


Figura 5.21: Simulación de ondas cruzadas en la mitad del ancho del canal. $F1= 6,46$
(Vista isométrica).

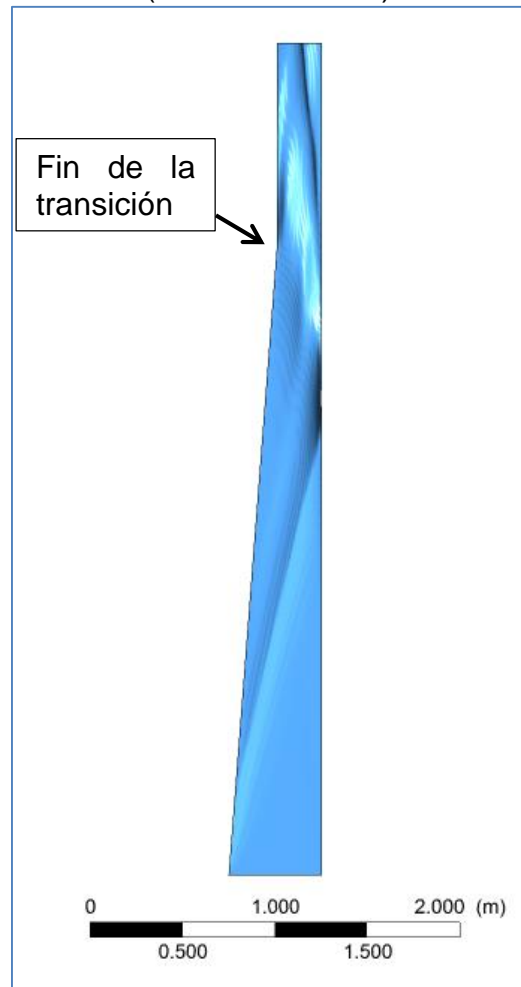


Figura 5.22: Simulación de ondas cruzadas en la mitad del ancho del canal. $F1= 5,4$.

5.2.2. Canales con Pendiente

Se realizan las simulaciones según lo expuesto en la sección 4.2.2, donde los ángulos de deflexión siguen lo expuesto por los textos Small Canals (1978) y Small Dams (1987), más un ángulo de deflexión menor a estos dos elegido de forma arbitraria. Para cada ángulo de deflexión analizado se observó la formación del patrón de flujo característico de las ondas cruzadas, el cual es más acentuado para ángulos mayores. En la Figura 5.23 es posible de visualizarlo para un flujo con número de Froude 3 a la entrada de la transición. El patrón también se repite para los demás casos simulados ($F1=6$ y $F1=9$).

Para visualizar de mejor manera el efecto de la contracción en la altura del flujo, se traza el eje hidráulico del eje del canal. Recordando que las alturas no representan la reproducción real del fenómeno, dado que no se realizó un análisis de sensibilidad de la malla a utilizar, pero sirve para visualizar como afecta la contracción al escurrimiento

aguas abajo de ésta. En la Figura 5.24 se observa el eje hidráulico para $F1=3$, donde la tendencia es evidente. A mayor ángulo de deflexión es mayor la altura de la onda generada aguas abajo de ésta, donde además se realizó una simulación para un ángulo mayor a los explicitados en la Tabla 4.2.3. Luego, para los demás casos simulados la tendencia es la misma: a mayor ángulo mayor elevación de la onda.

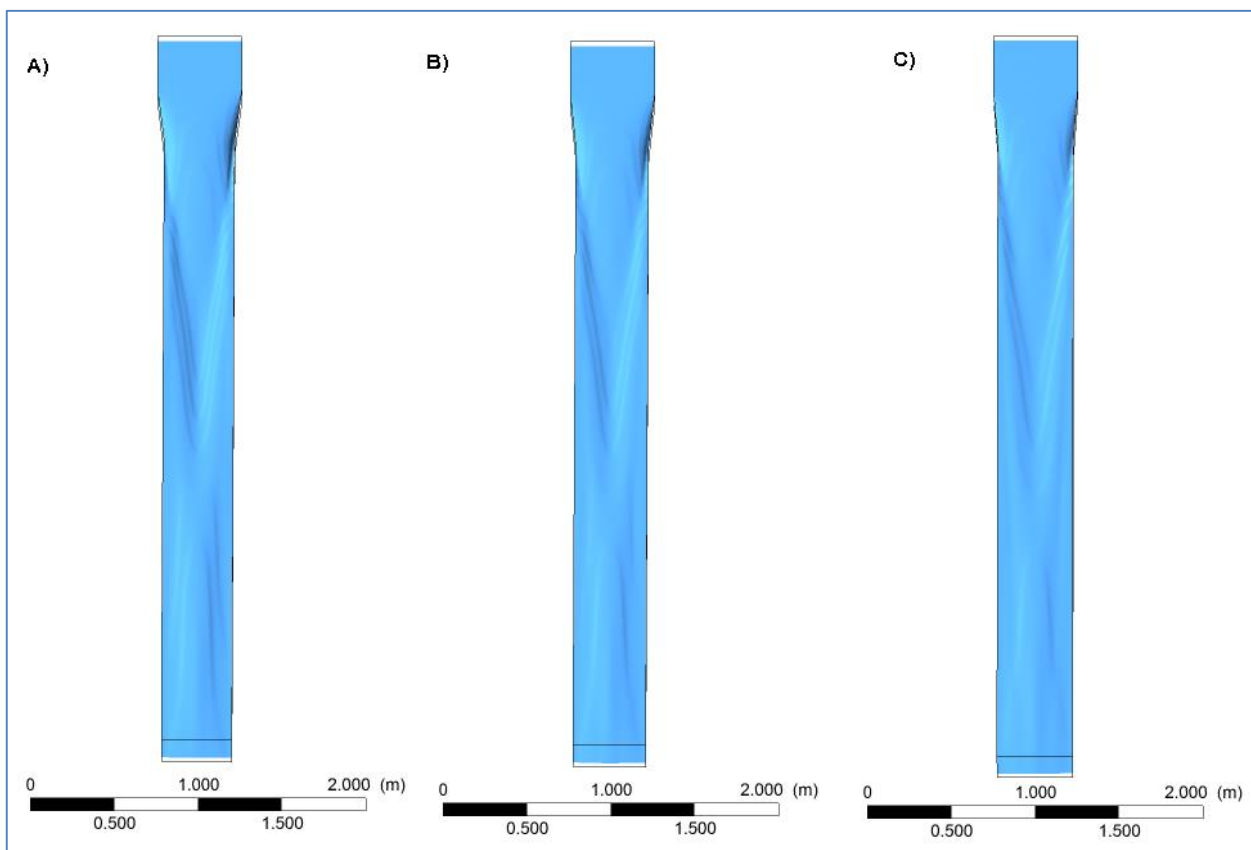


Figura 5.23: Patrón de ondas cruzadas para un flujo $F1=3$. A) Deflexión según Small Dams. B) Deflexión según Small Canals. C) Deflexión arbitraria menor.

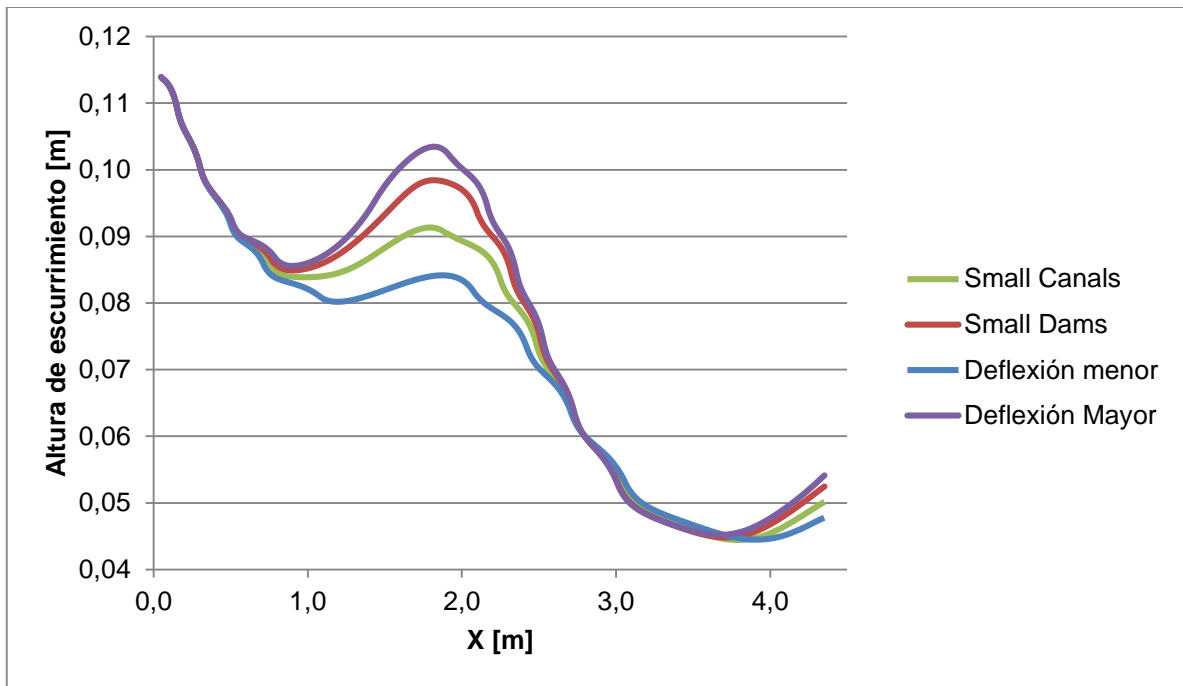


Figura 5.24: Eje hidráulico en el eje del canal para F1=3.

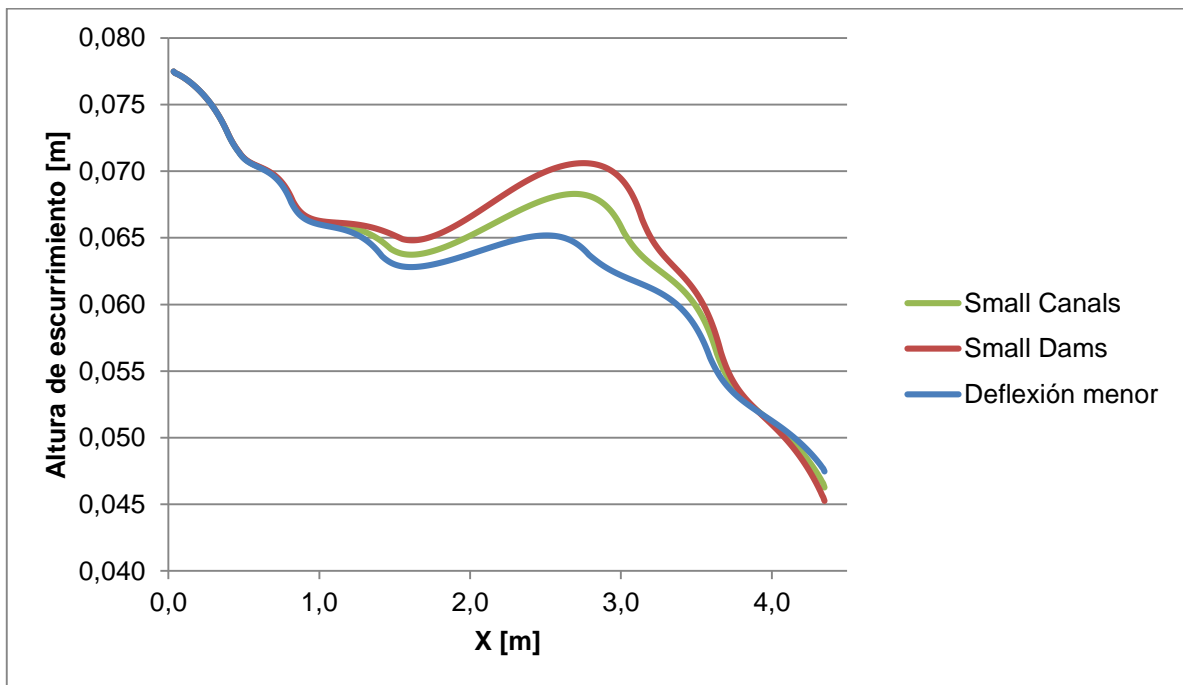


Figura 5.25: Eje hidráulico en el eje del canal para F1=6.

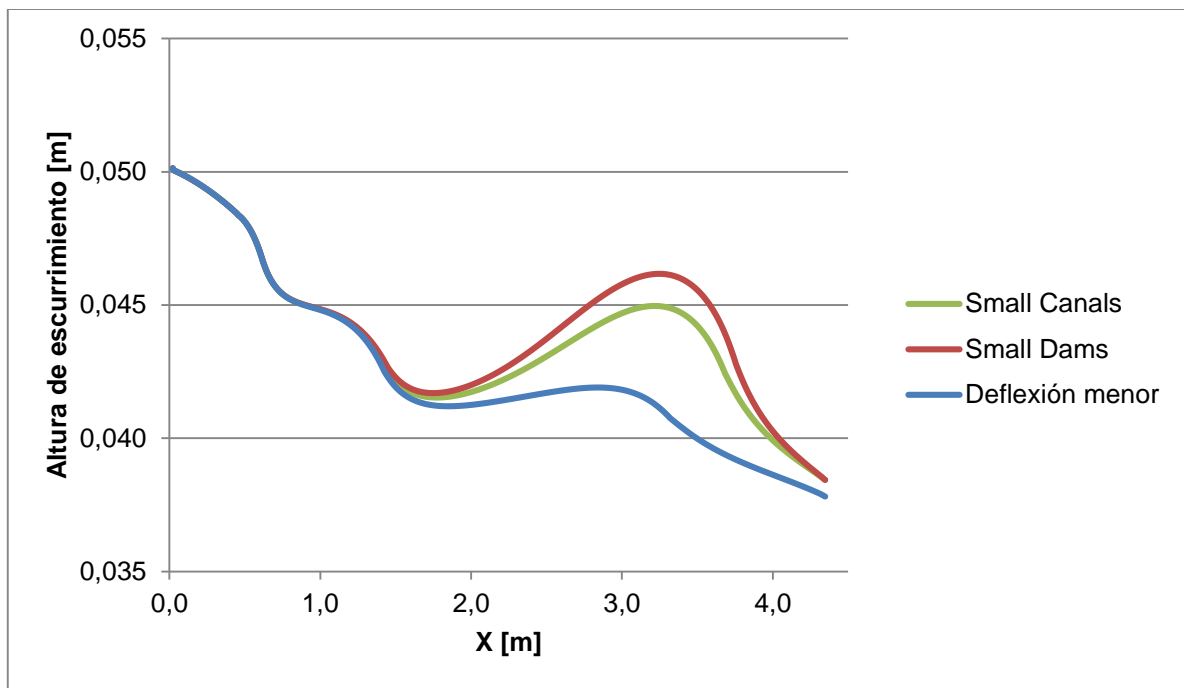


Figura 5.26: Eje hidráulico en el eje del canal para $F1=9$.

6. Conclusiones

Dentro de los objetivos de la presente memoria, se pueden distinguir los siguientes:

- Aprender el uso de software ANSYS CFX a un nivel que permita realizar los siguientes objetivos.
- Realizar la modelación 3D del modelo físico del rápido de descarga de la Central Chucás.
- Realizar la modelación a escala real del rápido de descarga de la Central Chucás.
- Realizar la modelación numérica para distintas geometrías y condiciones de flujo en contracciones de canales supercríticos.

De acuerdo a lo realizado en la sección de simulaciones previas presentada en el capítulo 3, se puede concluir que fue fundamental la realización de simulaciones de baja complejidad para aprender a utilizar el software e interactuar con éste. Dentro de las cosas aprendidas las más destacables tienen que ver con la configuración de las condiciones de borde y como éstas afectan los resultados de la simulación, así como también las diferencias entre los modelos de turbulencia y los modelos multifase. También se tiene la importancia que tiene la malla sobre las simulaciones y lo necesario de realizar un análisis de sensibilidad, para definir la malla óptima en cuanto a tiempos de simulación y precisión de los resultados.

Así como las simulaciones previas entregaron buenas directrices sobre la simulación con ANSYS CFX, la modelación del perfil Ogee de ancho unitario, del capítulo 4 y 6, entregó excelente información para la modelación del rápido de descarga, dado que las simulaciones realizadas son bastante similares a la simulación del vertedero de la Central Chucás de Costa Rica, que es uno de los objetivos de éste trabajo de título. Por lo tanto, los excelentes resultados que se obtuvieron para la simulación del perfil Ogee indican que las condiciones de modelación utilizadas son las adecuadas para realizar la modelación del rápido de descarga, recordando que la máxima diferencia con respecto a los datos experimentales del USACE fue de 9 cm en una altura de escurrimiento de 7 m. Además, es posible decir que realizar una simulación para condiciones de geometría y de flujo que han sido estudiadas a cabalidad, como es el caso de determinar la altura de escurrimiento de un perfil Ogee estándar, no es necesario dado que el tiempo requerido para asegurar buenos resultados (creación del dominio, análisis de sensibilidad, tiempo de simulación, etc.) es muy superior a utilizar los datos tabulados por el USACE.

Para la simulación del rápido de descarga de la Central Chucás, del capítulo 4 y 6, se pueden concluir varias cosas. La primera, para la simulación de un fenómeno a escala real y otro a escala de prototipo el software entrega resultados casi idénticos, lo que

avala la utilización de modelos físicos a escala si se considera que la simulación numérica logra reproducir los fenómenos estudiados. Sin embargo, los resultados obtenidos de la simulación numérica del modelo físico resultan dispares, dado que no hay un buen ajuste en comparación con los datos medidos experimentalmente para las alturas de escurrimiento, con errores promedio de 21,6 % para el caudal de diseño. Resultados que contrastan con el excelente ajuste que se tiene para las mayores presiones medidas de forma experimental, no así con las presiones sobre el umbral las cuales no se ajustan en magnitud pero siguen una tendencia similar, por ejemplo, las presiones negativas se presentan tanto para los datos medidos como para los simulados. Además, cabe recordar que se tiene cierta incongruencia en los datos medidos sobre el modelo físico en la zona del umbral, específicamente en los puntos $X=3,1$ y $7,5$ m donde se tienen valores muy similares para todos los caudales medidos en el eje central del primer vano, lo que no se repite en los demás ejes de medición y lo cual indica cierto error en la toma de datos o en la implementación de los piezómetros en esos puntos.

Las diferencias en las alturas son demasiado grandes, incluso superan la revancha que tendrían los muros si se utiliza la expresión del USBR de su texto Small Dams (1987), que para los datos obtenidos de la simulación entrega una revancha en torno a los 2 m, y por lo tanto, si se diseñara en función de los resultados de la simulación y el comportamiento real fuera el dado por el modelo físico, la obra se vería totalmente sobrepasada y su diseño sería deficiente. El caso contrario está dado por la fidelidad de los datos experimentales, donde si estos resultan ser erróneos el diseño en base a ellos produciría una obra sobredimensionada, aumentando los costos del proyecto. Dado que existe información bibliográfica que avala tanto a la simulación numérica como a los modelos físicos, para decidir con que datos diseñar, se necesitaría realizar mayores estudios como por ejemplo, verificar los datos medidos en el modelo físico.

Para el caso de las contracciones en canales supercríticos, se separó el análisis para canales horizontales y canales con pendiente, dado que los métodos o criterios de diseño existentes se pueden agrupar según estos casos. Dentro del análisis de los métodos para canales horizontales se obtuvo como resultado que estos subestiman la altura media de escurrimiento al final de la transición, hasta en un 54% (con el método de Hsu, 2004), con respecto a la altura medida en las experiencias de Hager et al. (1987). En cambio, los valores obtenidos para la simulación presentan un error máximo de un 5,3 %, entregando una aproximación mucho mejor que los métodos analizados. Cabe destacar que para números de Froude menores a 6, los métodos entregan valores aproximados cercanos a los experimentales, lo cual se debe a que para números de Froude mayores el flujo se ve fuertemente gobernado por aceleraciones verticales, haciendo no efectivas las aproximaciones hechas por los métodos estudiados. Por lo tanto, la simulación numérica entrega resultados más cercanos a los experimentales al considerar conservación de momentum en las tres direcciones. Luego, resulta conveniente utilizar la modelación numérica para efectos de diseño de contracciones en canales supercríticos con números de Froude mayores a 6.

En el caso de los canales con pendiente se realizó un análisis para las expresiones propuestas por el USBR en sus textos Small Dams (1987) y Small Canals (1978). En los resultados se obtuvo que en presencia de una contracción cualquiera, el flujo genera un patrón de ondas cruzadas aguas abajo de ésta. No obstante, para ángulos menores al límite explicitado por el texto Small Canals se verifica que la sobreelevación producida por la onda formada es menor, en especial para números de Froude mayores. Por lo tanto, la simulación numérica sigue la tendencia expuesta por estos textos, que si bien no se produce la ausencia de ondas cruzadas, el efecto de éstas es inferior a si no se siguieran las recomendaciones del USBR.

En términos generales, la simulación numérica en base a modelos RANS entrega buenos resultados en la reproducción de fenómenos complejos de caracterizar, dado que permiten obtener información que no es fácil de obtener, aún de los modelos físicos, como por ejemplo, un perfil casi continuo de la presión sobre el rápido de descarga o campos de velocidades en geométricas complejas. No obstante, su utilización como apoyo de diseño se encuentra limitada para modelos RANS, debido a que son una aproximación de los fenómenos turbulentos que se llevan a cabo dentro del flujo. No es así el caso de la simulación numérica directa (DNS) la cual caracteriza de forma total el flujo, pero no es aplicable a nivel de ingeniería debido a los costos computacionales. Este último punto es la limitante en la utilización de la simulación numérica en el diseño de obras hidráulicas, y se vio directamente en este estudio al tratar de simular la zona de aproximación del embalse lo cual no pudo ser realizado a cabalidad dado que la memoria RAM (32 Gb) no fue suficiente para los modelos desarrollados los cuales estaban compuestos por más 20 millones de elemento.

Dentro del punto anterior, se puede recalcar que durante el desarrollo de este trabajo de título se comprobó directamente el importante rol que juegan los recursos computacionales disponibles. De forma resumida, a mayor cantidad de elementos, mayor es la cantidad de memoria RAM necesaria para la simulación. No obstante, existen configuraciones avanzadas que pueden significar un mayor requerimiento de memoria. Así mismo, existe una relación entre el objetivo deseado de convergencia, $1E-4$ o $1E-5$ de RMS por ejemplo, y la cantidad de tiempo necesaria para la simulación. Esto dado que un nivel más preciso de convergencia requiere un mayor número de iteraciones, donde la rapidez del CPU y su capacidad de realizar cálculos en paralelo juegan un papel esencial en disminuir el tiempo total que se demorará en converger la solución.

Sin embargo, aun con sus limitantes la simulación numérica resulta una excelente herramienta, la cual puede complementar estudios basados en modelos físicos y en un futuro, cuando los medios computacionales se encuentren disponibles, será capaz realizar diseños complejos en base a esta herramienta.

7. Bibliografía

- ANSYS, C. (2010). Release 13.0-Introduction to ANSYS FLUENT, Turbulence Modeling, Lecture 6. Canonsburg, PA, USA.
- ANSYS, C. (2013). Release 15.0-User Manual. Canonsburg, PA, USA.
- Argyropoulos, C. D., & Markatos, N. C. (2015). Recent advances on the numerical modelling of turbulent flows. *Applied Mathematical Modelling*, 39(2), 693-732.
- Causon, D. M., Mingham, C. G., & Ingram, D. M. (1999). Advances in calculation methods for supercritical flow in spillway channels. *Journal of hydraulic engineering*, 125(10), 1039-1050.
- Chow, V. T. (2000). *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw Hill.
- Domínguez, F. J. (1974). *Hidráulica*. 6ta Edición. Chile, Editorial Universitaria.
- Fadaei-Kermani, E., & Barani, G. A. (2014). Numerical simulation of flow over spillway based on the CFD method. *Scientia Iranica, Transactions A: Civil Engineering* 21, 91-97.
- Hager, W. H., & Bretz, N. V. (1987). Discussion of "Simplified Design of Contractions in Supercritical Flow" by Terry W. Sturm (May, 1985, Vol. 111, No. 5). *Journal of Hydraulic Engineering*, 113(3), 422-424.
- Hirt, C. W., & Nichols, B. D. (1981). Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries. *Journal of computational physics*, 39(1), 201-225.
- Hsu, M. H., Su, T. H., & Chang, T. J. (2004). Optimal channel contraction for supercritical flows. *Journal of Hydraulic Research*, 42(6), 639-644.
- Ippen, A. T. (1950). Channel Transitions and Controls. *Engineering Hydraulics, Proceedings of the Fourth Hydraulics Conference*. Iowa Institute of Hydraulic Research. 12-15 June 1949. Edited by H. Rouse, Wiley, New York, Chapter VIII, 496-588.
- Ippen, A. T., & Dawson, J. H. (1951). High-Velocity Flow in Open Channels: A Symposium: Design of Channel Contractions. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 116(1), 326-346.
- Ippen, A. T., & Harleman, D. R. (1956). Verification of theory for oblique standing waves. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 121(1), 678-694.
- Instituto Nacional del Agua (INA). (2014). PHCH-MF-INF3-IINFORME DE AVANCE 1-vs9. Proyecto Hidroeléctrico Chucás. Evaluación de las Condiciones de Descarga y Disipación de Energía Aguas Abajo del Aliviadero. Buenos Aires. Argentina.
- Krüger, S., & Rutschmann, P. (2006). Modeling 3D supercritical flow with extended shallow-water approach. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(9), 916-926.

- LIU, Y. K., & NI, H. G. (2008). Abrupt deflected supercritical water flow in sloped channels. *Journal of Hydrodynamics, Ser. B*, 20(3), 293-298.
- Mery, H. (2013). *Hidráulica aplicada al diseño de obras*. Ril Editores.
- Moradinejad, A., Parssai, A., & Noriemamzade, M. (2015). Numerical Modeling Of Flow Pattern In Kamal Saleh Dam Spillway Approach Channel.
- Nguyen, V. T. (2015). 3D numerical simulation of free surface flows over hydraulic structures in natural channels and rivers. *Applied Mathematical Modelling*.
- Reinauer, R., & Hager, W. H. (1998). Supercritical flow in chute contraction. *Journal of hydraulic Engineering*, 124(1), 55-64.
- Savage, B. M., & Johnson, M. C. (2001). Flow over ogee spillway: Physical and numerical model case study. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(8), 640-649.
- Song, C. C., & Zhou, F. (1999). Simulation of free surface flow over spillway. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(9), 959-967.
- Sturm, T. W. (1985). Simplified design of contractions in supercritical flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 111(5), 871-875.
- US Department of the Interior, Bureau of Reclamation. (1978). *Design of Small Canal Structures*. Denver, Colorado, USA.
- US Department of the Interior, Bureau of Reclamation. (1987). *Design of Small Dams*. Washington, DC, USA.
- Wilcox, D. (2006). *Turbulence Modelling for CFD*. third ed. DCW Industries, Inc.
- Willey, J. (2012). Complementary use of physical and numerical modelling techniques in spilway design refinement. CIGB- ICOLD. Kyoto 2012.
- Zamorano, R. (2014). *Modelación numérica 3D aplicada al diseño de las obras hidráulicas de la Central Baker 1, Región de Aysén*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

ANEXO A: RESULTADOS OBTENIDOS DE LA MODELACIÓN DEL EVACUADOR A ESCALA DEL MODELO FÍSICO.

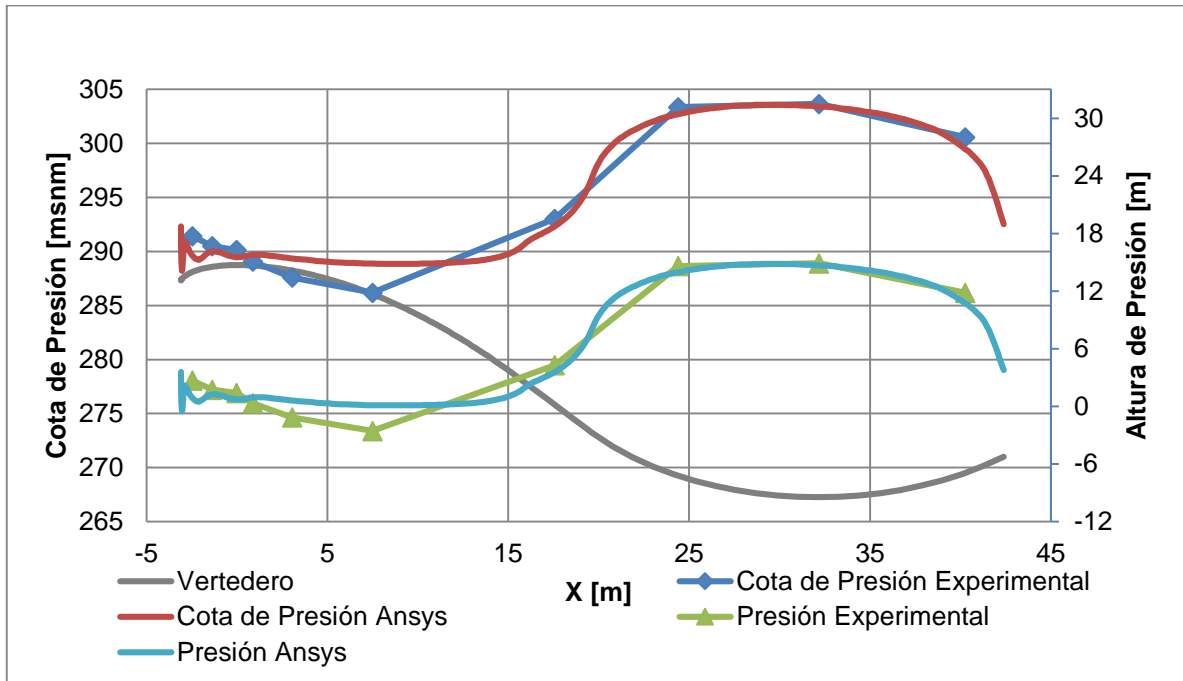


Figura A-1: Presión sobre el vertedero en VC1 de la Central Chucás, $Q=4650 \text{ m}^3/\text{s}$.

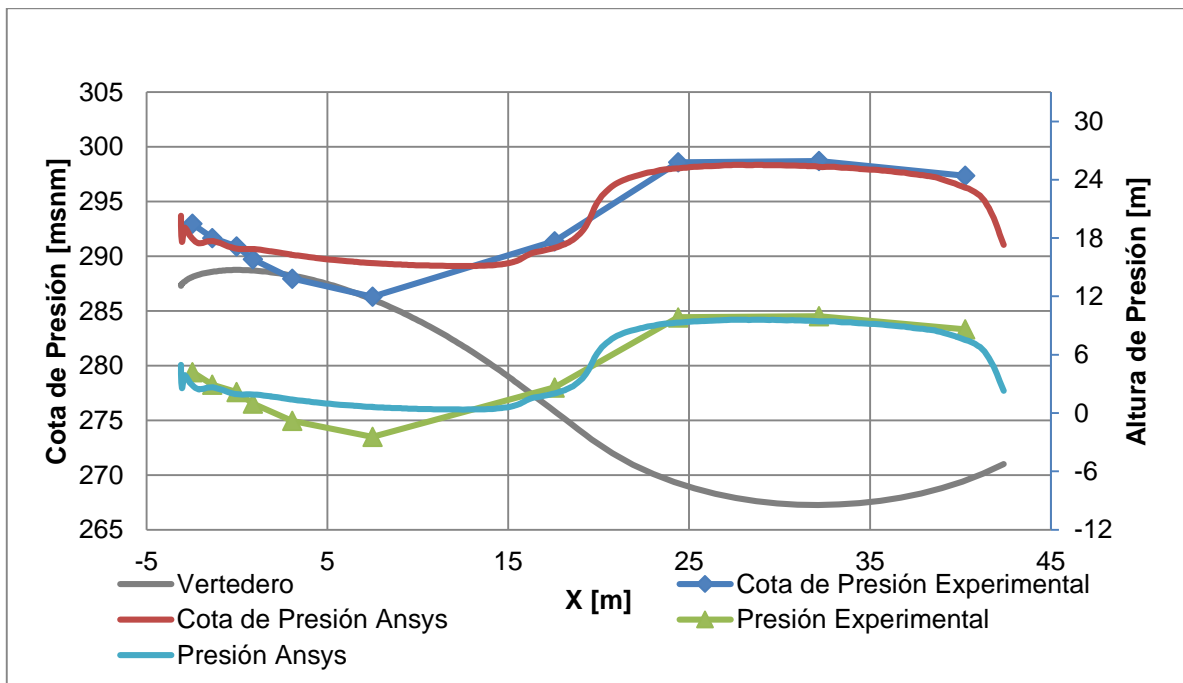


Figura A-2: Presión sobre el vertedero en VC1 de la Central Chucás, $Q=3080 \text{ m}^3/\text{s}$.

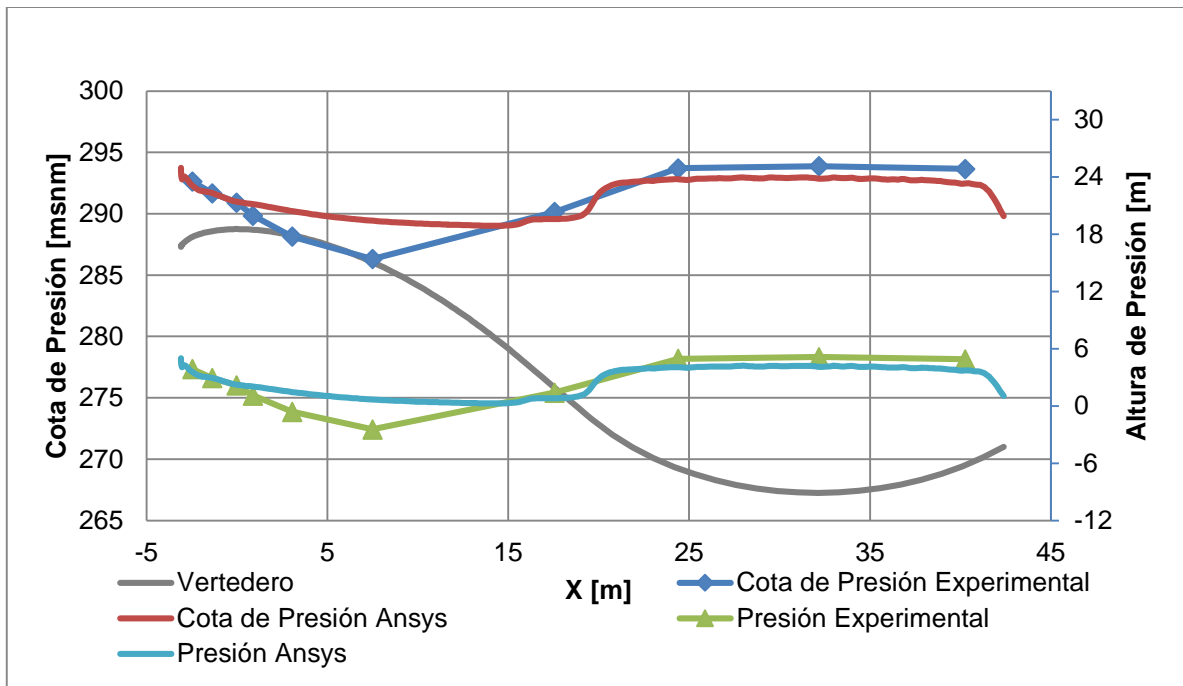


Figura A-3: Presión sobre el vertedero en VC1 de la Central Chucás, $Q=1370 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla A-1: Presión simulada para el modelo físico en V1C.

		Presiones V1C [m]				
Caudal [m^3/s]		8100	5400	4650	3080	1370
X [m]						
-2,5		-6,0	-0,3	0,9	2,9	3,6
-1,4		-3,8	0,4	1,3	2,6	2,9
0,0		-3,7	0,0	0,7	2,0	2,2
0,9		-2,8	0,3	0,9	1,9	2,0
3,1		-2,4	0,1	0,6	1,4	1,5
7,5		-1,7	-0,2	0,1	0,6	0,7
17,6		8,1	4,3	3,5	2,0	0,8
24,4		22,9	16,0	14,0	9,3	4,1
32,2		25,0	16,9	14,7	9,4	4,1
40,3		19,2	12,1	10,7	7,5	3,7

Tabla A-2: Presión simulada para el modelo físico en V3C.

		Presiones V3C [m]				
X [m]	Caudal [m³/s]	8100	5400	4650	3080	1370
		-2,5	-4,3	0,8	1,9	3,5
-1,4	-2,8	1,1	1,9	3,1	3,1	
0,0	-2,7	0,6	1,3	2,3	2,3	
0,9	-2,1	0,8	1,3	2,2	2,1	
3,1	-2,0	0,4	0,9	1,6	1,5	
7,5	-	-	-	-	-	
17,6	-	-	-	-	-	
24,4	-	-	-	-	-	
32,2	-	-	-	-	-	
40,3	-	-	-	-	-	

Tabla A-3: Presión simulada para el modelo físico en V1I.

		Presiones V1I [m]				
X [m]	Caudal [m³/s]	8100	5400	4650	3080	1370
		-2,5	-6,6	-0,7	0,5	2,6
-1,4	-	-	-	-	-	
0,0	-3,8	-0,2	0,6	1,8	2,2	
0,9	-2,6	0,3	0,9	1,8	2,0	
3,1	-2,1	0,1	0,6	1,4	1,4	
7,5	-1,5	-0,1	0,2	0,7	0,7	
17,6	-	-	-	-	-	
24,4	-	-	-	-	-	
32,2	-	-	-	-	-	
40,3	-	-	-	-	-	

Tabla A-4: Presión simulada para el modelo físico en V4D.

		Presiones V4D [m]				
X [m]	Caudal [m³/s]	8100	5400	4650	3080	1370
	-2,5		-6,6	-0,7	0,5	2,6
-1,4		-4,1	0,1	1,0	2,5	2,9
0,0		-3,8	-0,2	0,6	1,8	2,2
0,9		-2,7	0,3	0,9	1,8	2,0
3,1		-2,2	0,2	0,6	1,4	1,5
7,5		-1,5	-0,1	0,2	0,7	0,7
17,6		-	-	-	-	-
24,4		-	-	-	-	-
32,2		-	-	-	-	-
40,3		-	-	-	-	-

Tabla A-5: Presión simulada para el modelo físico en P11.

		Presiones P11 [m]				
X [m]	Caudal [m³/s]	8100	5400	4650	3080	1370
	-2,5		1,3	4,0	4,5	5,0
-1,4		-6,3	-1,1	0,0	1,8	2,5
0,0		0,9	2,8	3,1	3,3	2,6
0,9		-7,2	-3,0	-2,0	-0,2	0,9
3,1		2,5	3,5	3,6	3,3	2,2
7,5		0,4	1,1	1,2	1,1	0,7
17,6		-	-	-	-	-
24,4		23,3	15,6	12,9	6,3	2,1
32,2		24,3	16,4	14,2	8,5	2,5
40,3		-	-	-	-	-

Tabla A-5: Presión simulada para el modelo físico en P1D.

		Presiones P1D [m]				
Caudal [m³/s]		8100	5400	4650	3080	1370
X [m]						
-2,5		1,5	4,2	4,6	5,1	4,4
-1,4		-1,9	1,4	2,1	3,0	2,9
0,0		-1,2	1,5	2,0	2,6	2,4
0,9		-5,5	-1,6	-0,8	0,6	1,3
3,1		-	-	-	-	-
7,5		-	-	-	-	-
17,6		-	-	-	-	-
24,4		-	-	-	-	-
32,2		-	-	-	-	-
40,3		-	-	-	-	-