

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

**ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN RECURSOS HÍDRICOS**



**“EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO
DEL ALIVIADERO DE LA PRESA GALLITO CIEGO
MEDIANTE MODELACIÓN NUMÉRICA
TRIDIMENSIONAL”**

Presentada por:

JORGE VICTOR JIMENEZ MOTTA

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE
MAGÍSTER SCIENTIAE EN RECURSOS HÍDRICOS**

Lima - Perú

2019

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

**ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN RECURSOS HÍDRICOS**

**“EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO
DEL ALIVIADERO DE LA PRESA GALLITO CIEGO
MEDIANTE MODELACIÓN NUMÉRICA
TRIDIMENSIONAL”**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE
MAGÍSTER SCIENTIAE**

Presentada por:

JORGE VICTOR JIMENEZ MOTTA

Sustentada y aprobada ante el siguiente jurado:

Mg.Sc. Ricardo Apacla Nalvarte

PRESIDENTE

Dr. Samuel Quisca Astocahuana

PATROCINADOR

Ph.D. Eduardo Chávarri Velarde

MIEMBRO

Mg.Sc. Miguel Sánchez Delgado

MIEMBRO

DEDICATORIA

A mis amados padres, hermanos y abuelos por todo el cariño y apoyo incondicional que me han brindado hasta el día de hoy.

A mis amigos y compañeros, quienes sin esperar nada a cambio compartieron su conocimiento, alegrías y tristezas; y a todas aquellas personas que durante todo este tiempo estuvieron a mi lado apoyándome.

Gracias a todos.

AGRADECIMIENTOS

En muestra de mi gratitud quiero expresar mis más sinceros agradecimientos:

Al Programa de Maestría en Recursos Hídricos de la Universidad Nacional Agraria La Molina por el apoyo recibido para la realización de la presente investigación.

Al Proyecto Especial Jequetepeque - Zaña (PEJEZA) por su colaboración con toda la información proporcionada la cual hizo posible la presente investigación, en especial al Ing. Marco Palomino Barba y a todo el equipo de la Gerencia de Operación y Mantenimiento por el apoyo y amistad brindados durante mi estadía.

A la Oficina de Operación y Mantenimiento (OPEMA) por toda la información adicional facilitada, en especial al Ing. William Tarrillo Bustamante por su inmensa ayuda y amistad concedidas.

A la empresa Flow Science por el apoyo a la presente investigación, mediante el otorgamiento de una licencia gratuita de investigación del *software* FLOW-3D.

A la empresa SQ & Ingenieros Consultores Constructores S.R.L. por el apoyo con el uso irrestricto de una workstation de alta velocidad para la etapa final de las simulaciones numéricas.

A mi patrocinador, el Dr. Samuel Quisca Astocahuana a quien dejo mi admiración y respeto por el apoyo constante, motivación y amistad brindados a lo largo del desarrollo de la presente investigación.

ÍNDICE GENERAL

I.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.	Objetivo general.....	3
1.2.	Objetivos específicos	3
II.	REVISIÓN DE LITERATURA	5
2.1.	Presa Gallito Ciego	5
2.1.1.	Generalidades	5
2.1.2.	Ubicación.....	5
2.1.3.	Características y datos más importantes.....	6
2.1.4.	Aliviadero de crecidas	8
2.1.5.	Poza disipadora de energía	9
2.1.6.	Canal de descarga.....	10
2.2.	Descripción del modelo numérico FLOW-3D	11
2.2.1.	Sistemas de coordenadas y método FAVOR	13
2.2.2.	Modelización de la superficie libre (método VOF).....	14
2.2.3.	Ecuación de continuidad	15
2.2.4.	Ecuación de la cantidad de movimiento.....	17
2.2.5.	Modelos de turbulencia	18
2.2.6.	Submodelo de arrastre de aire	25
2.3.	Antecedentes.....	28
2.3.1.	Canal de transición de la red principal sur de alcantarillado de la ciudad de Valencia.....	28
2.3.2.	Aliviadero complementario de la Presa Salomonde en Portugal	29
2.3.3.	Aliviadero de la Presa W.A.C. Bennett en Canadá.....	30
2.3.4.	Aliviadero de la Presa Strathcona en Canadá.....	32
III.	MATERIALES Y MÉTODOS.....	33
3.1.	Disponibilidad de datos hidrológicos e hidráulicos.....	33
3.1.1.	Registro de caudales máximos anuales	33
3.1.2.	Hidrograma de la avenida típica del río Jequetepeque.....	35
3.1.3.	Relación elevación - volumen de almacenamiento - área	36
3.1.4.	Curva de gasto del aliviadero	37
3.2.	Determinación de los caudales de avenida	37
3.2.1.	Función de distribución de probabilidad acumulada.....	37

3.2.2.	Función de densidad de probabilidades.....	38
3.2.3.	Funciones de distribuciones de probabilidad elegidas	39
3.2.4.	Distribución Pearson Tipo III - Método de la normativa rusa	40
3.3.	Tránsito en embalses - Método de piscina nivelada	47
3.4.	Proceso de simulación numérica	50
3.4.1.	Construcción de la geometría	50
3.4.2.	Generación de la malla del dominio computacional	51
3.4.3.	Condiciones iniciales y de frontera	52
3.4.4.	Elección del modelo de turbulencia	53
3.4.5.	Submodelos activados durante la simulación.....	53
3.4.6.	Opciones numéricas	56
3.4.7.	Calibración del modelo FLOW-3D.....	57
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	60
4.1.	Análisis y determinación de los caudales de avenida	60
4.2.	Análisis de laminación de crecidas	64
4.3.	Proceso de simulación numérica	65
4.3.1.	Resultados de la calibración del modelo FLOW-3D.....	65
4.3.2.	Simulación del aliviadero para diferentes caudales de avenida	69
V.	CONCLUSIONES	76
VI.	RECOMENDACIONES	78
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79
VIII.	ANEXOS	83

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1: Valores de coeficiente de asimetría (C_s) para diferentes tipos de caudales.....	43
Cuadro 2: Parámetros generales utilizados en el proceso de simulación.	53
Cuadro 3: Tipos de mallado utilizados en el proceso de calibración.	58
Cuadro 4: Resultados obtenidos en la prueba de bondad de ajuste Chi-cuadrado.	60
Cuadro 5: Cálculos preliminares para el método de la normativa rusa.	61
Cuadro 6: Cálculo del caudal de avenida para diferentes periodos de retorno.....	62
Cuadro 7: Caudales picos de los hidrogramas de entrada y salida.	65
Cuadro 8: Resultados obtenidos en la calibración.	69
Cuadro 9: Caudales de avenida simulados en el aliviadero de demasías.	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de la cuenca del río Jequetepeque.....	6
Figura 2: Esquema del Embalse Gallito Ciego según batimetría del año 2013.	8
Figura 3: Plano en planta del aliviadero de la Presa Gallito Ciego.	10
Figura 4: Perfil longitudinal del aliviadero de la Presa Gallito Ciego.....	11
Figura 5: Representación gráfica del método FAVOR, donde VF corresponde a la fracción de volumen y AF es la fracción de área.....	13
Figura 6: Representación del método VOF, donde F es la fracción de volumen del fluido.	15
Figura 7: Submodelo de arrastre de aire.....	25
Figura 8: Geometría del tramo (izquierda) y distribución de la magnitud de velocidad (derecha).	28
Figura 9: Error relativo en la sección crítica. Comparación entre FLOW-3D, modelo físico y HEC-RAS (US Army Corps of Engineers).	29
Figura 10: Modelo físico del aliviadero complementario de la Presa Salamonde.	30
Figura 11: Chorro libre (izquierda: modelo físico, derecha: FLOW-3D).	30
Figura 12: Ondas de choque producidas en el aliviadero de la Presa W.A.C. Bennett (derecha: prototipo, izquierda: FLOW-3D).....	31
Figura 13: Comparación entre la superficie del agua medida en el prototipo y la obtenida con el FLOW-3D, para un caudal de $2,865 \text{ m}^3/\text{s}$ en el aliviadero de la Presa W.A.C. Bennett.....	31
Figura 14: Observaciones del prototipo (1982) y resultados obtenidos con el FLOW-3D para el aliviadero de la Presa Strathcona.	32
Figura 15: Serie de caudales máximos anuales del río Jequetepeque considerados en el estudio.....	35
Figura 16: Hidrograma unitario de la avenida típica del río Jequetepeque.	36
Figura 17: Curva elevación vs. Volumen - Área de almacenamiento del Embalse Gallito Ciego.....	36
Figura 18: Curva de gasto del aliviadero de la Presa Gallito Ciego.....	37
Figura 19: Curvas de la función de distribución probabilística acumulada (a) y función de densidad de probabilidades (b).	39
Figura 20: Influencia del valor de C_s sobre la curva de probabilidad teórica.....	45
Figura 21: Valores de E_p en función de C_v y P	46

Figura 22: Cambio de almacenamiento en un periodo de tránsito Δt	47
Figura 23: Desarrollo de una función almacenamiento - caudal de salida para el tránsito de piscina nivelada con base a las curvas almacenamiento - elevación y elevación - caudal de salida.....	49
Figura 24: Modelo geométrico tridimensional del aliviadero de demasías.....	51
Figura 25: Malla de cálculo del dominio computacional empleada en el FLOW-3D.....	52
Figura 26: Condiciones de contorno del dominio computacional (Q: caudal, W: pared, P: presión, S: simetría y O: salida).	52
Figura 27: Activación del vector gravedad.....	54
Figura 28: Selección del modelo de turbulencia.	54
Figura 29: Activación del submodelo de densidad variable.....	55
Figura 30: Activación del submodelo de arrastre de aire.	55
Figura 31: Activación del submodelo <i>drift flux</i>	56
Figura 32: Operación del aliviadero de demasías para una descarga de 125.0 m ³ /s (fecha: 31/03/2008).....	58
Figura 33: Ubicación de los puntos de medición a lo largo del aliviadero.	59
Figura 34: Comparación entre curvas teóricas de probabilidad Pearson tipo III (método estadístico (g)) para diferentes valores de C_s	62
Figura 35: Comparación entre las siete funciones de distribución de probabilidad utilizadas en el estudio.	63
Figura 36: Hidrogramas de entrada y salida de la avenida correspondiente al periodo de retorno de 2,000 años.	65
Figura 37: Altura promedio de agua en los puntos de medición 01, 02 y 03 (Q = 125.0 m ³ /s).	66
Figura 38: Altura promedio de agua en los puntos de medición 04 y 05 (Q = 125.0 m ³ /s).66	
Figura 39: Altura de agua sobre el aliviadero de demasías (Q = 125.0 m ³ /s).	67
Figura 40: Magnitud de velocidad sobre el aliviadero de demasías (Q = 125.0 m ³ /s).....	67
Figura 41: Fracción de volumen de aire sobre el aliviadero de demasías (Q = 125.0 m ³ /s).	67
Figura 42: Magnitud de velocidad (izquierda) y altura de agua (derecha) sobre el aliviadero para una descarga de 525.0 m ³ /s (Fenómeno El Niño 1997/98).	71
Figura 43: Magnitud de velocidad (izquierda) y altura de agua (derecha) sobre el aliviadero para una descarga de 1,630.0 m ³ /s (T = 2,000 años, caudal de diseño).	72

Figura 44: Magnitud de velocidad (izquierda) y altura de agua (derecha) sobre el aliviadero para una descarga de $2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$ ($T = 2,000$ años, caudal actualizado).	73
Figura 45: Caudal de salida de la rápida de concreto (a través del tiempo) para el caudal de ingreso de $1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$	74
Figura 46: Caudal de salida de la rápida de concreto (a través del tiempo) para el caudal de ingreso de $2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$	74
Figura 47: Líneas de corriente sobre el aliviadero para el caudal de $1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$	75
Figura 48: Líneas de corriente sobre el aliviadero para el caudal de $2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$	75

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Hidrograma unitario adimensional de la avenida típica del río Jequetepeque. ...	83
Anexo 2: Relación elevación - área - volumen de almacenamiento.....	84
Anexo 3: Tabla de Foster - Rivkin.	85
Anexo 4: Resultados gráficos obtenidos con el <i>software</i> Hyfran-Plus v.1.2.	89
Anexo 5: Arreglo tabular de los caudales máximos sugerida por Zhivotovsky (1978).	91
Anexo 6: Tránsito de la avenida correspondiente al periodo de retorno de diseño de 2,000 años aplicando el método de piscina nivelada.....	94
Anexo 7: Plano en planta de la Presa Gallito Ciego.....	98
Anexo 8: Progreso de las simulaciones numéricas.....	99
Anexo 9: Galería fotográfica de la Presa Gallito Ciego.	100
Anexo 10: Artículo presentado en el XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica 2016.	102

RESUMEN

En el presente estudio se evaluó el comportamiento hidráulico del aliviadero de la Presa Gallito Ciego mediante el modelo numérico FLOW-3D, que es un *software* avanzado de dinámica de fluidos computacional (CFD). En la primera etapa del estudio se realizó la actualización de los caudales máximos de avenida en el río Jequetepeque utilizando la información hidrológica actualizada proporcionada por el Proyecto Especial Jequetepeque - Zaña. Se calcularon los hidrogramas de avenidas que ingresan al embalse para diferentes periodos de retorno, estos hidrogramas fueron posteriormente transitados aplicando el método de piscina nivelada, obteniéndose los correspondientes hidrogramas de salida del embalse. Se determinó que el caudal de diseño del aliviadero de la fase de proyecto ($1,630.00 \text{ m}^3/\text{s}$), correspondiente al periodo de retorno de 2,000 años, era menor al valor del caudal de diseño actualizado ($2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$) para el mismo periodo de retorno. En la actualidad, el caudal de diseño del aliviadero no corresponde a un periodo de retorno de 2,000 años, sino a 776 años; esto significa que la seguridad hidrológica de la Presa Gallito Ciego no es confiable. En la segunda fase del estudio se realizó la construcción del dominio computacional y modelamiento del aliviadero dentro del entorno del *software* FLOW-3D. El proceso de simulación numérica del aliviadero se inició con la calibración del modelo FLOW-3D utilizando los valores medidos de los tirantes del flujo en cinco puntos equidistantes, ubicados a lo largo de la rápida del aliviadero. Una vez calibrado el modelo numérico, se procedió a realizar las simulaciones numéricas para evaluar el funcionamiento hidráulico del aliviadero para los siguientes caudales de avenida: $525.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (fenómeno El Niño 1997/98), $1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal de diseño de la fase de proyecto) y $2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal de diseño actualizado). Los resultados del modelamiento numérico demuestran que la capacidad de descarga real del aliviadero es insuficiente para evacuar el caudal de diseño de la fase de proyecto, y menos aún el caudal de diseño actualizado para el periodo de retorno de 2,000 años. Por consiguiente, es necesario redefinir el caudal de diseño del aliviadero y proponer medidas estructurales de mejoramiento, a fin de salvaguardar la seguridad hidrológica de la presa.

Palabras claves: Aliviadero, Caudales de avenida, Dinámica de fluidos computacional, FLOW-3D.

ABSTRACT

In this study was evaluated the hydraulic performance of Gallito Ciego Dam spillway with the numerical model FLOW-3D, which is an advanced computational fluid dynamics (CFD) software. In the first stage of this study, the Jequetepeque River flood flows were updated using hydrological information provided by The Special Project Jequetepeque - Zaña. The inflow hydrographs to reservoir were calculated for different return periods, these hydrographs were subsequently routed applying the level pool routing method, thereby obtaining the reservoir outflow hydrographs. It was determined that the spillway design flood ($1,630.00 \text{ m}^3/\text{s}$), associated with a return period of 2,000 years, was less than updated design flood ($2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$) for the same return period. Actually, the spillway design flood was not related with a return period of 2,000 years, but to 776 years; this means that Gallito Ciego Dam lacks hydrologic safety. In the second stage of this study, the computational domain of spillway was constructed and modeled with FLOW-3D software. The numerical simulation of spillway flow began with the calibration of FLOW-3D model using water depth data measured at five equidistant points located along the spillway. Once the numerical model was calibrated, the hydraulic performance of spillway was evaluated for each of the following flood flows: $525.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (El Niño phenomenon 1997/98), $1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (project design flood) y $2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$ (updated design flood). The results of numerical modeling show that real discharge capacity of spillway is insufficient to evacuate the project design flood, and even less the updated design flood with a return period of 2,000 years. Therefore, it is necessary to redefine the design flow of the spillway and propose structural improvement measures, in order to safeguard the hydrological safety of the dam.

Keywords: Spillway, Flood flows, Computational fluid dynamics, FLOW-3D.

I. INTRODUCCIÓN

La Presa Gallito Ciego es la obra principal del Proyecto Especial Jequetepeque - Zaña (PEJEZA) se encuentra ubicada en la región Cajamarca, en el norte del Perú. Es una presa de tierra zonificada de 105.0 m de altura máxima, con un ancho y longitud de cresta de 15.0 m y 797.0 m, respectivamente. La presa ha sido construida sobre el cauce del río Jequetepeque conformando un embalse con un volumen máximo de agua de 533.54 Hm³, de los cuales 366.60 Hm³ corresponde al volumen útil (H&O Ingenieros, 2013), y cuyas aguas son utilizadas para fines de irrigación y generación hidroeléctrica. Durante la fase de proyecto de la Presa Gallito Ciego, Salzgitter Consult GmbH (1973) realizó los estudios hidrológicos determinando que el caudal de diseño del aliviadero de excedencias era de 1,630.0 m³/s, que es el caudal pico del hidrograma de la avenida atenuada y resultante del tránsito por el embalse del hidrograma de la avenida de ingreso de 3,230.0 m³/s, correspondiente a un período de retorno de 2,000 años. Estos estudios hidrológicos fueron realizados antes de la ocurrencia de los eventos extraordinarios del fenómeno El Niño de los años 1982/83 y 1997/98, que sin duda han incidido sobre el régimen hidrológico del río Jequetepeque invalidando el caudal de diseño del referido aliviadero de excedencias.

La Presa Gallito Ciego fue construida entre los años 1983 y 1987, y su operación se inició en abril de 1988. En el año 2000, PEJEZA analizó y evaluó los registros de caudales de ingreso al Embalse Gallito Ciego, para un periodo de 57 años, obteniendo un caudal máximo de ingreso al embalse de 3,680.0 m³/s para el período de retorno de diseño de 2,000 años, este valor fue considerado en el manual de operación del embalse. Posteriormente, ATA-VERA & MORENO (2004) determinó que el caudal máximo de ingreso al embalse era de 4,192.0 m³/s, mucho mayor que el último valor. Por otro lado, Rocha (2006) asevera la alta probabilidad de ocurrencia de un Meganiño antes del año 2021.

En la actualidad, por efecto del cambio climático global, la ocurrencia más frecuente del fenómeno El Niño en el Perú evidencia que el caudal de diseño del aliviadero de excedencias se encuentra subvaluado. Esto implica que la seguridad hidrológica de la Presa Gallito Ciego no es confiable. Por consiguiente, es necesario determinar la capacidad de descarga real del aliviadero, a fin de proponer las medidas estructurales de mejoramiento y salvaguardar la seguridad hidrológica e hidráulica de la presa.

Históricamente, el flujo de agua sobre los aliviaderos ha sido investigado por medio de experimentos con modelos físicos a escalas reducidas. En estos estudios se aplican las leyes de escala para convertir la información del flujo del modelo hidráulico a escala reducida en valores de prototipo (escala real). A menudo los datos deseados incluyen curvas de gasto, presiones, campos de velocidad y perfiles de la superficie del agua. Aunque el método experimental para evaluar el funcionamiento de las estructuras hidráulicas ha tenido utilidad ingenieril en el pasado, la dinámica de fluidos computacional (en inglés *computational fluid dynamics*, CFD) presenta varias ventajas adicionales sobre el modelamiento físico a escala reducida, que lo complementan y permite analizar escenarios complejos del flujo y operación de los aliviaderos. El modelamiento CFD permite a los usuarios obtener información del flujo en cualquier punto del dominio computacional modelado, y no sólo en los puntos o zonas donde se encuentran instalados los instrumentos de medición, como es el caso del modelamiento físico a escala reducida.

En la última década, numerosos estudios sobre aliviaderos con modelos físicos a escala reducida han sido validados mediante modelos numéricos que utilizan la dinámica de fluidos computacional. Los modelos CFD poseen ventajas sobre el modelamiento físico, principalmente por no presentar problemas asociados a los efectos de escala. Chanel y Doering (2008) consideran que los modelos CFD poseen un excelente potencial para el modelamiento de las geometrías complejas de los aliviaderos, pero no reemplazan totalmente al modelo físico, sino más bien son una herramienta complementaria en el proceso de diseño de aliviaderos.

La experiencia en modelamiento de aliviaderos con CFD confirma la existencia de condiciones de flujo que producen resultados imprecisos, como son los casos de flujos con números altos de Reynolds en aliviaderos y rampas, presiones transitorias, turbulencia, cavitación, efectos de aeración, flujos bifásicos, estructura de vibraciones y pulsaciones de

presión en resaltos hidráulicos. Estas condiciones de flujo son también un reto para los modelos físicos. Willey et al. (2012) concluyen que el uso complementario de los modelos CFD y físico permite el chequeo cruzado de sus resultados, dando lugar a la innovación y refinamiento de los diseños, produciendo un diseño final del aliviadero más robusto y confiable.

Actualmente, las enormes posibilidades de los ordenadores y el desarrollo de los métodos numéricos, hacen de la dinámica de fluidos computacional una herramienta muy práctica y eficiente para el análisis de problemas hidrodinámicos, convirtiéndose en una herramienta potente de análisis y diseño de estructuras hidráulicas.

El presente trabajo tuvo como propósito realizar la evaluación del funcionamiento hidráulico del aliviadero de excedencias de la Presa Gallito Ciego, mediante el modelamiento numérico tridimensional de la descarga del flujo de agua por los componentes estructurales del indicado aliviadero, considerando distintos escenarios de periodos de retorno. Previamente, se recalcularon y actualizaron los hidrogramas de avenidas para distintos periodos de retorno, que se descargarán por el aliviadero. Los resultados de las simulaciones numéricas de la operación del aliviadero, permitieron determinar la capacidad real de descarga de la estructura global, y de cada uno de sus componentes estructurales, identificando los componentes críticos, para finalmente formular medidas estructurales y no-estructurales de mejoramiento.

1.1. Objetivo general

Evaluar el funcionamiento hidráulico del aliviadero de la Presa Gallito Ciego frente a caudales de avenida de diferentes periodos de retorno, estimados a partir de información hidrológica actualizada, mediante la aplicación del modelo numérico FLOW-3D.

1.2. Objetivos específicos

- Revaluación del periodo de retorno al cual corresponde el caudal de diseño del aliviadero, tomando en cuenta información hidrológica actual.
- Generación del dominio computacional (construcción de la geometría y elaboración del mallado).

- Elección del modelo de turbulencia y determinación de las condiciones iniciales y de contorno.
- Calibración del modelo numérico FLOW-3D con datos medidos en campo.
- Simulación del aliviadero de excedencias para caudales de avenida de diferentes periodos de retorno.
- Evaluación del riesgo de cavitación en el aliviadero para condiciones de operación extremas.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. Presa Gallito Ciego

2.1.1. Generalidades

La Presa Gallito Ciego es la obra principal del Proyecto Especial Jequetepeque - Zaña y consiste en una presa de tierra zonificada de sección trapezoidal, con sus estructuras conexas de captación, aducción y salida regulada del agua, así como de un aliviadero para la evacuación de crecidas (PEJEZA, 2013a).

La Presa Gallito Ciego ha sido construida sobre el cauce del río Jequetepeque llegándose a formar un embalse máximo de 533.54 Hm³, de los cuales 366.60 Hm³ corresponden al volumen útil para fines agrícolas y generación hidroeléctrica (H&O Ingenieros, 2013).

Es de gran importancia porque permite la utilización racional de los recursos hídricos de la cuenca del río Jequetepeque lográndose de esta manera el mejoramiento de riego de 36,000.0 ha, e incorporación a la agricultura de 6,700.0 ha de tierras eriazas aptas para el cultivo; así como también posibilita la generación de energía hidroeléctrica mediante una central a pie de presa de 34.0 MW de capacidad instalada, en concesión a una empresa privada.

2.1.2. Ubicación

Se encuentra localizada en el departamento de Cajamarca, provincia de Contumazá, distrito de Yonán, localidad de Tembladera, cuenca del río Jequetepeque, con coordenadas UTM: 691506 (Este) y 9200269 (Norte). Por otra parte, la cuenca del río Jequetepeque geográficamente limita por el norte con las cuencas de los ríos Zaña y Chancay - Lambayeque; por el sur, con la cuenca del río Chicama; por el este, con las cuencas de los ríos Llaucano y Cajamarca; y por el oeste, con el océano Pacífico (ver Figura 1).

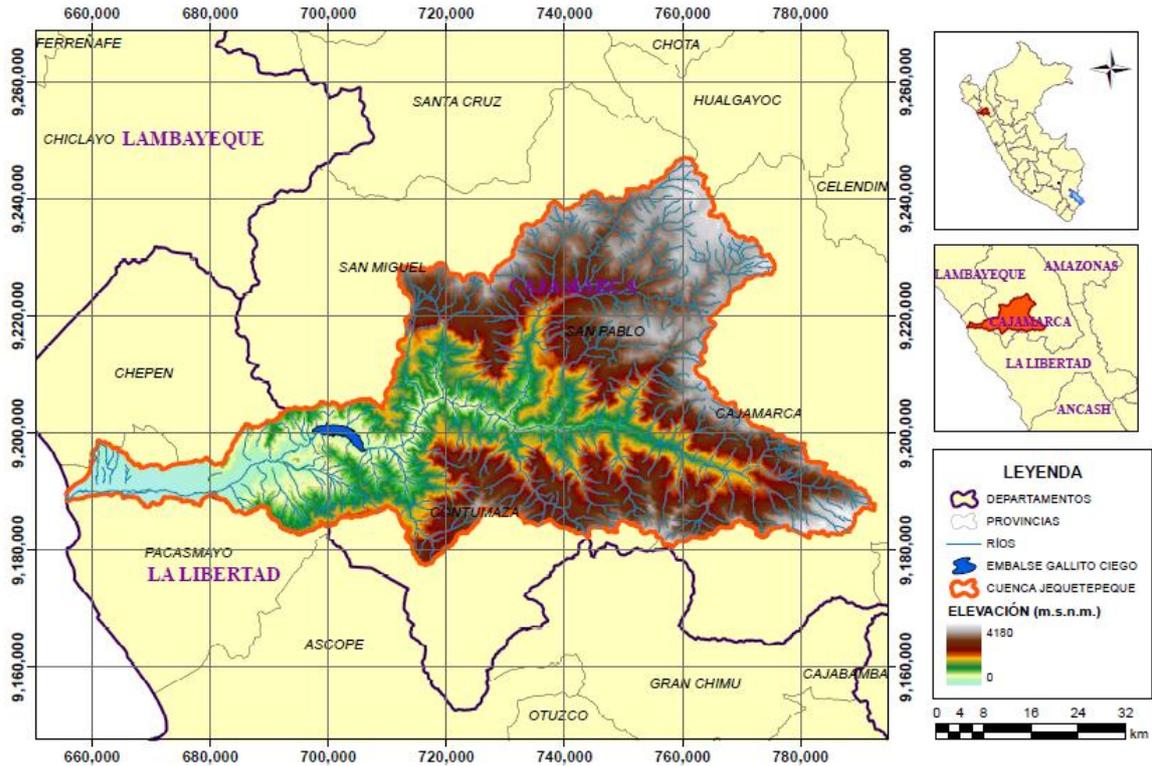


Figura 1: Mapa de la cuenca del río Jequetepeque.

2.1.3. Características y datos más importantes

a. Estructuración

La Presa Gallito Ciego es una estructura de tierra zonificada de configuración aproximadamente simétrica. La sección típica de la presa se compone de un núcleo central de suelo impermeable, con taludes externos del núcleo de 5V:1H; después del núcleo se localizan zonas de transición con taludes externos de 2V:1H, sobre los cuales se apoyan los espaldones, con taludes en aguas arriba entre 1V:2.25H y 1V:1.95H, y en aguas abajo entre 1V:1.9H y 1V:1.85H.

Los taludes exteriores del cuerpo de la presa están protegidos por un enrocado (*rip rap*) en la zona de aguas arriba, para contrarrestar la acción erosiva del oleaje, y con revestimiento de grava gruesa en aguas abajo, para su protección contra las lluvias.

b. Principales datos geométricos

- Nivel de coronación	413.0 m
- Altura de la presa (entre fundación del núcleo y corona)	112.44 m
- Altura de la presa (entre fundación de espaldones y corona)	105.44 m
- Ancho de corona	15.0 m
- Longitud de corona	797.0 m
- Longitud de la presa en la base (nivel 308.0 m.s.n.m.)	405.0 m
- Ancho máximo de la sección en la base de la presa (nivel 308.0 m.s.n.m.)	473.0 m
- Talud aguas arriba entre	1V:2.25H y 1V:1.85H
- Talud aguas abajo entre	1V:1.9H y 1V:1.85H

c. Principales datos hidrológicos y del embalse

- Área de cuenca	4,230.0 km ²
- Volumen anual medio de esorrentía	838.0 Hm ³
- Nivel mínimo de explotación	361.0 m.s.n.m.
- Nivel máximo de embalse útil	404.0 m.s.n.m.
- Nivel máximo en crecidas	410.30 m.s.n.m.
- Volumen muerto	73.79 Hm ³
- Volumen de embalse útil	366.60 Hm ³
- Volumen de retención de crecidas	93.15 Hm ³
- Volumen total (máximo en cota 410.3 m.s.n.m.)	533.54 Hm ³
- Área de embalse en nivel 404.0 m.s.n.m.	14.206 km ²
- Área de embalse en nivel 361.0 m.s.n.m.	4.810 km ²
- Longitud máxima de embalse	12.0 km
- Ancho de embalse en nivel 404.0 m.s.n.m.	Entre 0.5 y 2.0 km

En la Figura 2 se muestra el esquema general de la Presa Gallito Ciego.

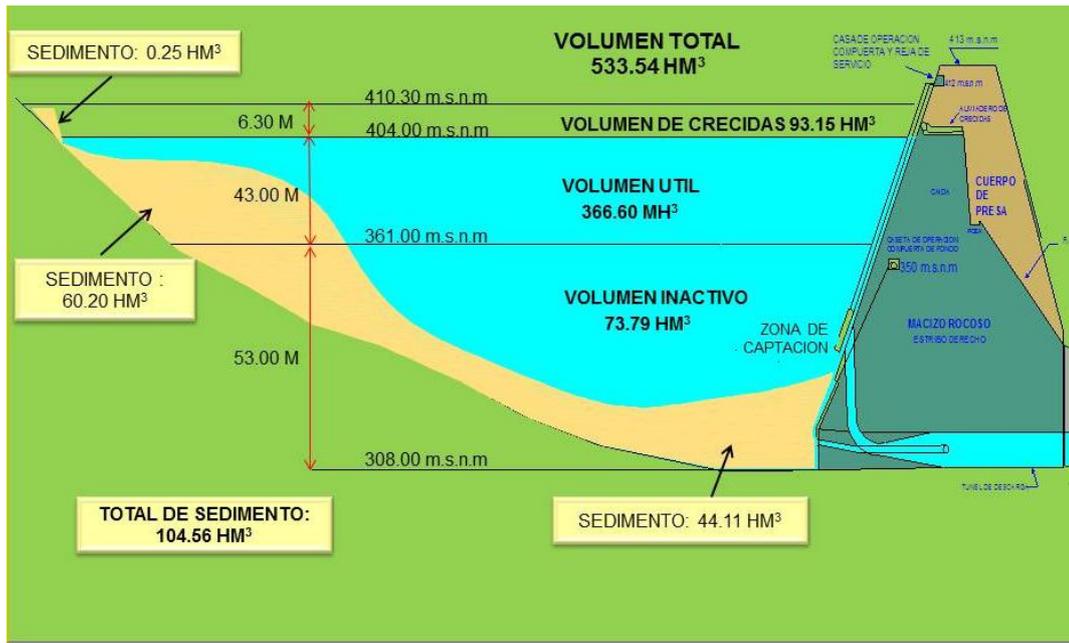


Figura 2: Esquema del Embalse Gallito Ciego según batimetría del año 2013.
Fuente: PEJEZA (2013b).

2.1.4. Aliviadero de crecidas

Las estructuras del aliviadero son las que posibilitan evacuar los caudales excedentes, producto de las avenidas del río Jequetepeque, evitando que al incrementarse el nivel del embalse las aguas viertan sobre la corona del dique, lo cual ocasionaría su destrucción. En las Figuras 3 y 4 se observan los principales componentes del aliviadero de crecidas (vista en planta y perfil longitudinal, respectivamente). Las estructuras conformantes del sistema aliviadero de crecidas se detallan a continuación:

a. Puente de acceso a la presa

Esta estructura está construida sobre el vertedero de cresta ancha, y permite el acceso a la presa, desde la carretera existente hacia Cajamarca. Este puente ha sido diseñado y ejecutado en seis tramos, con una superestructura de concreto armado y apoyada en cinco pilares intermedios; y posee una sobrecarga de diseño de 13.50 toneladas.

b. Vertedero de cresta ancha

Diseñado para un caudal de avenida de $1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$, es un canal de sección rectangular de 79.50 m de longitud y 62.0 m de ancho, con 1.60 % de pendiente longitudinal, excavado en

roca (en su totalidad) y revestido de concreto. La cota de umbral al inicio del vertedero corresponde a 404.0 m.s.n.m., que corresponde al nivel máximo de la superficie de agua del embalse (volumen útil).

Al final del canal y sobre el umbral se han construido 10 dados de concreto armado para dispersar el flujo de agua antes de su caída libre. El flujo de agua del vertedero cae de forma natural desde una altura aproximada de 41.0 m sobre una poza labrada en roca.

c. Rápida

A continuación de la poza labrada en roca, se inicia la rápida compuesta de dos partes: tramo de rápida labrada en roca, y tramo de rápida de concreto. El tramo de rápida en roca, es un canal excavado en roca sin ningún revestimiento, de aproximadamente 76.0 m de largo; y luego continua con el tramo de rápida de concreto, con una longitud aproximada de 179.0 m, que fue construida en zonas de roca fracturada y posee una pendiente variable de 18.0 % a 22.3 %.

Al final de la rápida de concreto se ubican 14 dados disipadores de 10.0 m de longitud, 2.0 m de ancho y 1.50 m de alto (en su extremo). Los dados han sido instalados con el fin de facilitar la aireación del chorro de agua, reduciéndose la fuerza de impacto sobre el fondo de la poza de disipación.

2.1.5. Poza disipadora de energía

La poza disipadora de energía permite disipar la energía cinética del chorro de agua proveniente de las válvulas *Howell Bunger* o del chorro proveniente del aliviadero de crecidas. Ha sido construida con el objeto de transformar el flujo supercrítico a flujo subcrítico, mediante la formación de un resalto hidráulico, que asegura el escurrimiento subcrítico en el canal de descarga.

La poza tiene una longitud de 77.65 m. El tramo inicial de 20.0 m se inicia desde la junta con la estructura terminal, y desciende desde la cota 301.35 m.s.n.m. hasta la cota 293.30 m.s.n.m., continuando con un tramo horizontal que concluye en el umbral dentado formado por 25 dados disipadores separados 1.50 m entre sí. Sigue una rampa ascendente desde la

cota 293.30 m.s.n.m. hasta 298.30 m.s.n.m., que empalma con el canal de descarga. Esta rampa se encuentra protegida por gaviones de 1.0 m de espesor para evitar erosiones.

2.1.6. Canal de descarga

Se encuentra localizado a continuación de la poza disipadora de energía, y se constituye como la estructura final del sistema de entrega de agua al río Jequetepeque. Considerando que este canal debe conducir el caudal de crecidas ($1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$), así como la descarga máxima de labores ($140.0 \text{ m}^3/\text{s}$), se ha dimensionado las secciones revestidas en forma de doble trapecio, cuya sección inferior tiene capacidad para la descarga de labores, mientras que la doble sección sirve para los caudales de crecidas.

El canal de descarga posee una longitud de aproximadamente 405.0 m y una pendiente de 0.05 %, y se inicia en la transición de la poza disipadora de energía con un ancho de 92.0 m en la base. El primer tramo cuenta con una sección de doble trapecio cuyo ancho de solera en su sección inferior disminuye en forma gradual de 92.0 m a 15.0 m, con una longitud aproximada de 185.0 m. A partir de aquí, no se altera la sección compuesta en una longitud aproximada de 100.0 m, teniendo la sección inferior de 15.0 m de base y 3.0 m de altura; y la sección superior de 126.0 m de ancho y 6.0 m de altura. En el tramo final, la sección inferior se ensancha gradualmente hasta empalmar con la sección superior.

Los diques laterales poseen una altura de 9.0 m sobre el fondo del canal y terminan en una sección de forma tronco-cónica a ambos lados del eje del canal, con taludes que varían entre 1V:1.5V, 1V:2H y 1V:2.23H.

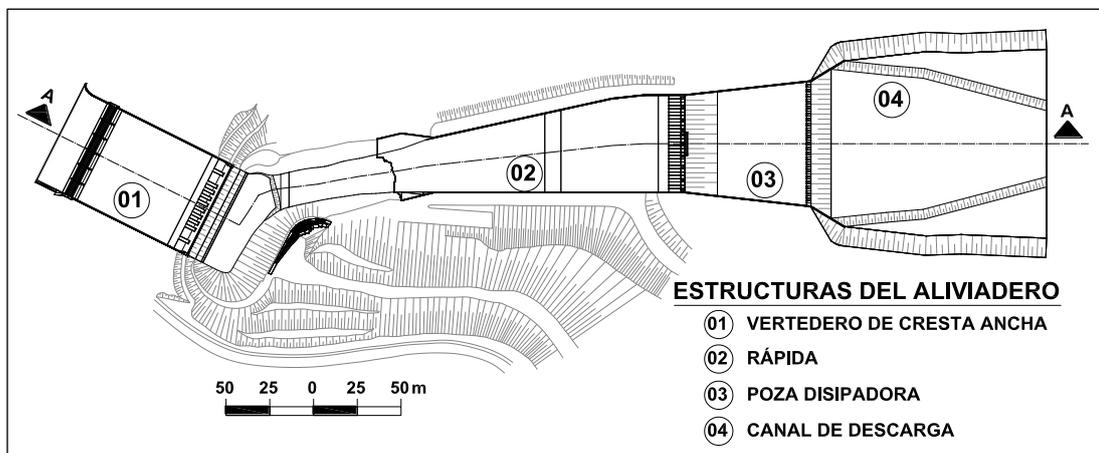


Figura 3: Plano en planta del aliviadero de la Presa Gallito Ciego.

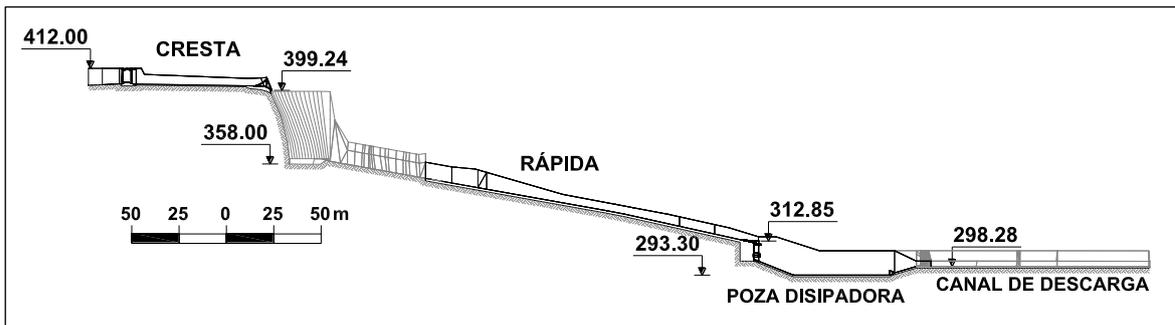


Figura 4: Perfil longitudinal del aliviadero de la Presa Gallito Ciego.

2.2. Descripción del modelo numérico FLOW-3D

La dinámica de fluidos computacional (en inglés *computational fluid dynamics*, CFD) es una de las ramas de la mecánica de fluidos que utiliza métodos numéricos y algoritmos para estudiar y analizar problemas que involucran fluidos en movimiento.

El movimiento del fluido se describe a través de un sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, de tipo hiperbólicas y de primer orden, no lineales y transitorias. Una solución numérica de estas ecuaciones consiste en la integración numérica del sistema de ecuaciones aplicando técnicas numéricas como diferencias finitas, volumen finito y otras técnicas numéricas eficientes y aplicables a cuerpos de altas deformaciones como son los fluidos. Los resultados obtenidos nos proporcionan una solución aproximada del sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales.

El FLOW-3D es un *software* CFD de uso general desarrollado por la empresa *Flow Science*. Emplea técnicas numéricas especialmente desarrolladas para resolver las ecuaciones de movimiento de los fluidos (ecuaciones de Navier - Stokes y de continuidad). Tiene una variedad de opciones físicas y numéricas, que permite a los usuarios aplicar el modelo FLOW-3D a una amplia variedad de fenómenos de flujo y transferencia de calor. Este *software* se destaca principalmente por simular el movimiento de los fluidos en lámina libre.

Por lo general, un modelo numérico empieza con la definición del dominio computacional con un mallado o reticulado. Esta, se compone de un número de elementos interconectados o celdas bidimensionales o tridimensionales. Las celdas subdividen el espacio físico en

pequeños volúmenes con varios nodos asociados a cada volumen. Los nodos son usados para asignar los valores de las incógnitas, tales como la presión, temperatura y velocidad.

El mallado del dominio computacional es el espacio numérico que sustituye al dominio físico del problema a resolver. Esta proporciona los medios para definir los parámetros del flujo en lugares discretos, el establecimiento de condiciones de contorno, y por supuesto, para desarrollar las aproximaciones numéricas de las ecuaciones de movimiento del fluido. El enfoque del FLOW-3D es subdividir el dominio del flujo en una malla de celdas rectangulares, denominados elementos prismáticos rectangulares. Cada variable del fluido es representado en una malla por una matriz de valores en puntos discretos. Dado que las variables físicas reales varían de forma continua en el espacio, una malla con separación refinada entre nodos proporciona una mejor representación del dominio físico que un mallado grueso.

Las mallas rectangulares (dominio bidimensional) o prismático rectangular (dominio tridimensional) son muy fáciles de generar y almacenar debido a su forma regular, o naturaleza estructurada. El espaciado de malla no uniforme añade flexibilidad a la hora de realizar el mallado de dominios de flujos complejos. Las celdas computacionales se enumeran de manera consecutiva utilizando tres índices: i en la dirección x , j en la dirección y y k en la dirección z . De esta manera cada celda, en una malla tridimensional, puede ser identificada por una dirección única (i, j, k) , similar a las coordenadas de un punto en el espacio físico.

Las mallas rectangulares o prismáticas rectangulares estructuradas poseen beneficios adicionales por la relativa facilidad para el desarrollo de métodos numéricos, la transparencia de esta última con respecto a su relación con el problema físico original, y finalmente, por la precisión y estabilidad de las soluciones numéricas. Los algoritmos numéricos más antiguos, basados en diferencias finitas y métodos de volúmenes finitos, se han desarrollado originalmente en este tipo de mallas. Ellas forman el núcleo del enfoque numérico del FLOW-3D. El método de diferencias finitas se basa en las propiedades de expansión de Taylor, y en la aplicación directa de la definición de derivadas. Es el método más antiguo aplicado para obtener soluciones numéricas a las ecuaciones diferenciales. La primera aplicación se considera que fue desarrollada por Euler en el año 1768.

El método de volumen finito deriva directamente de la forma integral de las leyes de conservación del movimiento de los fluidos y, por lo tanto, posee de forma natural las propiedades conservativas.

2.2.1. Sistemas de coordenadas y método FAVOR

Las ecuaciones diferenciales son escritas en coordenadas cartesianas (x, y, z) . En coordenadas cilíndricas (r, θ, z) la coordenada x es la dirección radial, la coordenada y corresponde a la coordenada azimutal, θ , y la coordenada z es la coordenada axial. En el sistema de coordenadas cilíndricas se deben agregar términos adicionales a las ecuaciones cartesianas de movimiento. Estos términos se incluyen mediante el coeficiente ζ , tal que $\zeta = 0$ corresponde al sistema de coordenadas cartesianas, mientras que $\zeta = 1$ corresponde a la cilíndrica.

Todas las ecuaciones se formulan con funciones de porosidad de área y volumen. Esta formulación denominada FAVOR, *Fractional Area/Volume Obstacle Representation* (Hirt y Sicilian, 1985), se utiliza para modelar regiones geométricas complejas (ver Figura 5).

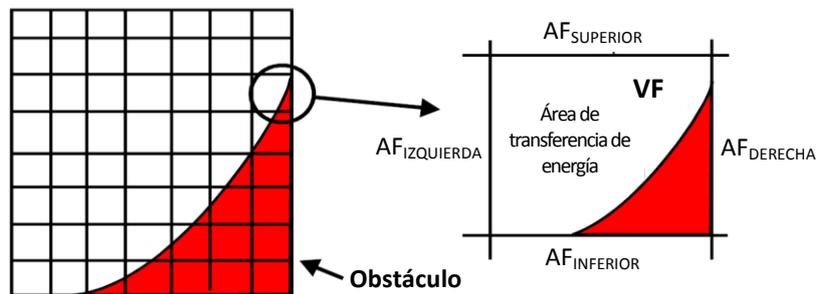


Figura 5: Representación gráfica del método FAVOR, donde VF corresponde a la fracción de volumen y AF es la fracción de área.

Fuente: Flow Science (2015).

Por ejemplo, regiones de volumen con porosidad cero son utilizadas para definir obstáculos, mientras que las porosidades de la zona pueden ser utilizadas para modelar deflectores porosos delgados. Las funciones de porosidad también introducen algunas simplificaciones en la especificación de las condiciones de frontera de superficie libre y de pared.

En general, en el FLOW-3D, las fracciones de área y volumen son independientes del tiempo. Sin embargo, estas cantidades pueden variar con el tiempo cuando se emplea el submodelo de obstáculos en movimiento (GMO).

2.2.2. Modelización de la superficie libre (método VOF)

Otra técnica de modelado espacial del FLOW-3D es la capacidad de rastrear y localizar la superficie libre, interfase entre líquido y gas, con la aplicación del método *Volume of Fluid* (VOF) desarrollado por Hirt y Nichols (1981). Por lo general, el modelamiento de superficies libres es un reto en cualquier entorno computacional, debido a los parámetros de flujo y las propiedades de los materiales, tales como densidad, velocidad y presión experimentan una discontinuidad en la superficie. La mayoría de programas de dinámica de fluidos computacional tratan de calcular el flujo en ambas regiones (líquido y gas).

Esta práctica produce un movimiento incorrecto de la superficie dado que supone que esta se mueve con una velocidad equivalente a la velocidad media de la mezcla líquido y gas. En la realidad, los dos fluidos se mueven en general de manera independiente uno del otro, a excepción de una delgada capa límite viscosa. Otra práctica incorrecta es la utilización de algún tipo de esquema de advección de orden superior para realizar el seguimiento de la interfase, que es representada como un cambio rápido de densidad. Tales esquemas dan lugar a regiones de transición suavizadas entre gas y líquido, las cuales cubren varios volúmenes de control, del dominio computacional, en lugar de las fuertes interfases localizadas en un solo volumen de control, como en el caso del método VOF utilizado por el FLOW-3D.

El método VOF consta de tres componentes principales: un esquema para localizar la superficie empleando la función de fracción de volumen del fluido, un algoritmo para el seguimiento de la superficie como una fuerte interfase que se mueve a través de la malla computacional, y un medio de aplicación de las condiciones de contorno en la superficie. La fracción de volumen del fluido es similar al valor de porosidad de la malla utilizada en el método FAVOR para la definición de las celdas, las cuales son: vacía, llena o parcialmente llena con fluido. El modelo numérico FLOW-3D identifica la celda ocupada completamente por el gas como un espacio hueco o vacío de masa en donde el valor de la

fracción de fluido es igual a 0. La celda totalmente ocupada por el líquido se identifica con el valor de 1, y la celda parcialmente llena tiene un valor entre 0 y 1 (ver Figura 6).

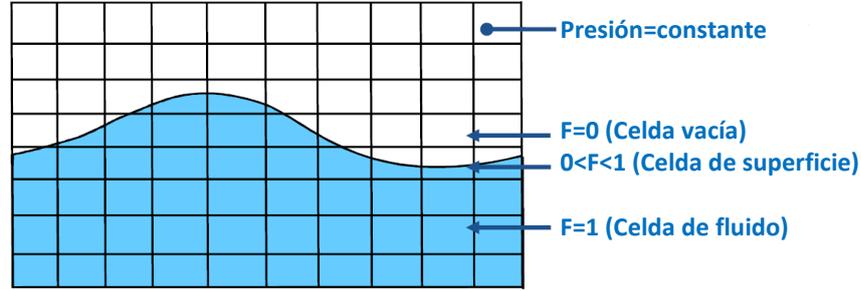


Figura 6: Representación del método VOF, donde F es la fracción de volumen del fluido. Fuente: Flow Science (2015).

2.2.3. Ecuación de continuidad

La ecuación general de continuidad está dada por:

$$V_F \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\rho u A_x) + R \frac{\partial}{\partial y} (\rho v A_y) + \frac{\partial}{\partial z} (\rho w A_z) + \xi \frac{\rho u A_x}{x} = R_{DIF} + R_{SOR} \quad (1)$$

Siendo V_F el volumen fraccional abierto al flujo, ρ la densidad del fluido, R_{DIF} un término difusión turbulenta y R_{SOR} una fuente de masa. Los componentes de la velocidad (u , v , w) están en las coordenadas (x, y, z) o (r, θ, z) . A_x es el área fraccional abierta al flujo en la dirección x , A_y y A_z son fracciones de área similares para el flujo en las direcciones y y z , respectivamente. El coeficiente R depende de la elección del sistema de coordenadas. Cuando se utilizan coordenadas cilíndricas, las derivadas deben ser convertidas a derivadas azimutales.

$$\frac{\partial}{\partial y} \rightarrow \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial \theta} \quad (2)$$

Esta transformación se lleva a cabo mediante el uso de la forma equivalente:

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial \theta} \rightarrow \frac{r_m}{r} \frac{\partial}{\partial y} \quad (3)$$

Donde $y = r_m \theta$ y r_m es un radio de referencia fijo. La transformación dada por la ecuación anterior es particularmente conveniente, dado que para su aplicación sólo se requiere el

multiplicador $R = r_m/r$. Cuando se utilizan las coordenadas cartesianas, R se ajusta a la unidad y ζ se hace cero.

El primer término del miembro derecho de la Ecuación 1 es un término de difusión turbulenta:

$$R_{DIF} = \frac{\partial}{\partial x} \left(v_p A_x \frac{\partial \rho}{\partial x} \right) + R \frac{\partial}{\partial y} \left(v_p A_y R \frac{\partial \rho}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_p A_z \frac{\partial \rho}{\partial z} \right) + \xi \frac{\rho v_p A_x}{x} \quad (4)$$

Donde el coeficiente v_p es igual a $c_p \mu / \rho$, μ es el coeficiente de difusión del *momentum* (es decir, la viscosidad) y c_p es una constante cuyo valor recíproco se denomina como el número turbulento de Schmidt. Este tipo de difusión de masa sólo tiene sentido para el proceso de mezcla turbulenta en fluidos que poseen una densidad no uniforme.

El último término, R_{SOR} , es un término de fuente de densidad que se puede utilizar, por ejemplo, para modelar la inyección de masa a través de las superficies de los obstáculos porosos.

Los problemas de flujo compresible requieren la solución de la ecuación completa de transporte de densidad como se indica en la Ecuación 1. Para fluidos incompresibles, ρ es una constante y la ecuación se reduce a la condición de incompresibilidad.

$$\frac{\partial}{\partial x} (u A_x) + R \frac{\partial}{\partial y} (v A_y) + \frac{\partial}{\partial z} (w A_z) + \xi \frac{u A_x}{x} = \frac{R_{SOR}}{\rho} \quad (5)$$

Para problemas en los que la propagación de las ondas de presión acústica es importante, y el fluido puede ser tratado como incompresible de otra manera, la derivada temporal de la densidad se aproxima por:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} \approx \frac{1}{c^2} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (6)$$

Siendo c^2 el cuadrado de la velocidad del sonido y p la presión. Esta aproximación es válida en el rango:

$$\left| \frac{\delta \rho}{\rho} \right| < 0.1$$

Con esta aproximación, la ecuación de continuidad modificada se convierte entonces en:

$$\frac{V_F}{\rho c^2} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial u A_x}{\partial x} + R \frac{\partial v A_y}{\partial y} + \frac{\partial w A_z}{\partial z} + \xi \frac{u A_x}{x} = \frac{R_{SOR}}{\rho} \quad (7)$$

2.2.4. Ecuación de la cantidad de movimiento

Las ecuaciones de cantidad de movimiento para las componentes de la velocidad del fluido (u , v , w) en las tres direcciones, se expresan con las ecuaciones de Navier - Stokes con algunos términos adicionales.

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial u}{\partial x} + v A_y R \frac{\partial u}{\partial y} + w A_z \frac{\partial u}{\partial z} \right\} - \xi \frac{A_y v^2}{x V_F} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + G_x + f_x - b_x - \frac{R_{SOR}}{\rho V_F} (u - u_w - \delta u_s) \\ \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial v}{\partial x} + v A_y R \frac{\partial v}{\partial y} + w A_z \frac{\partial v}{\partial z} \right\} - \xi \frac{A_y u v}{x V_F} &= -\frac{1}{\rho} \left(R \frac{\partial p}{\partial y} \right) + G_y + f_y - b_y - \frac{R_{SOR}}{\rho V_F} (v - v_w - \delta v_s) \\ \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial w}{\partial x} + v A_y R \frac{\partial w}{\partial y} + w A_z \frac{\partial w}{\partial z} \right\} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + G_z + f_z - b_z - \frac{R_{SOR}}{\rho V_F} (w - w_w - \delta w_s) \end{aligned} \quad (8)$$

En el grupo de ecuaciones anteriores (G_x , G_y , G_z) son las aceleraciones del cuerpo; (f_x , f_y , f_z), las aceleraciones viscosas; (b_x , b_y , b_z), las pérdidas de flujo en los medios porosos o entre placas deflectoras porosas, y los términos finales representan la inyección de masa de una fuente representada por un componente de la geometría.

El término $U_w = (u_w, v_w, w_w)$ en la Ecuación 8 es la velocidad del componente de origen, que generalmente es distinta de cero en una fuente de masa para el modelo auxiliar de movimiento general objeto (GMO).

El término $U_s = (u_s, v_s, w_s)$ es la velocidad del fluido en la superficie de la fuente con respecto a la fuente misma. Se calcula en cada volumen de control como:

$$U_s = \frac{dQ}{\rho_Q dA} n$$

Donde dQ es la tasa de flujo de masa, ρ_Q es la densidad del fluido, dA es el área de la superficie de la fuente en la celda y n la normal exterior a la superficie. Cuando $\delta = 0.0$ en la Ecuación 8 la fuente es del tipo *presión de estancamiento*. Si $\delta = 1.0$, la fuente es del tipo *presión estática*.

En una fuente de *presión de estancamiento*, el fluido se supone que ingresa al dominio con velocidad cero. Como resultado, la presión debe aumentar en el origen para mover el fluido lejos de la fuente. En general, las fuentes de presión de estancamiento se aplican a los casos en que el *momentum* del fluido emergente se crea dentro del componente de origen, como en un motor de cohete.

En una fuente de *presión estática* la velocidad del fluido se calcula a partir de la tasa de flujo de masa y el área superficial de la fuente. En este caso, no se requiere ninguna presión extra para propulsar el fluido lejos de la fuente. Un ejemplo de tales fuentes es el fluido que emerge de un tubo largo y recto, en este caso el impulso del fluido se crea lejos de donde se encuentra la fuente.

2.2.5. Modelos de turbulencia

La turbulencia es el movimiento caótico e inestable de los fluidos que se produce cuando no hay suficientes fuerzas viscosas que lo estabilicen. En altos números de Reynolds, las inestabilidades naturales que se producen dentro del flujo no se amortiguan y se manifiestan en la formación de remolinos de diversos tamaños. Este comportamiento se observa fácilmente en el flujo que sale de un grifo o en una corriente de alta velocidad por las fluctuaciones visibles sobre la superficie libre.

En resumen, la turbulencia del flujo de agua no puede ser ignorada en el modelado numérico del flujo. Lo ideal sería la simulación, con las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento, de todo el espectro de las fluctuaciones turbulentas. Esto es posible sólo si la resolución de la malla es lo suficientemente fina como para capturar tales detalles. Sin embargo, esto no suele ser posible debido a las limitaciones de la capacidad de la memoria del ordenador y del tiempo de procesamiento. Por lo tanto, hay que recurrir a la modelización simplificada que describe los efectos de la turbulencia sobre las características promediadas del flujo turbulento.

El FLOW-3D tiene seis modelos de turbulencia disponibles: el modelo de longitud de mezcla de Prandtl, el modelo de una sola ecuación, los modelos de dos ecuaciones k- ϵ , RNG y k- ω , y un modelo de grandes vórtices (LES). A continuación, se describen los modelos de turbulencia más importantes.

a. Modelos de turbulencia k-ε y k-ε/RNG

El llamado modelo k-ε (Harlow y Nakayama, 1967) es un modelo sofisticado y ampliamente utilizado, este modelo consta de dos ecuaciones de transporte, una para la energía cinética turbulenta k_T y otra para su disipación ε_T .

El modelo de transporte de turbulencia de una ecuación consiste de una ecuación de transporte de energía cinética específica asociada con las fluctuaciones de velocidad turbulenta en el flujo (energía cinética turbulenta).

$$k_T = \frac{1}{2} (\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2}) \quad (9)$$

Donde u' , v' , w' son los componentes x , y , z de la velocidad del fluido asociada con las fluctuaciones turbulentas caóticas.

La ecuación de transporte para k_T incluye la convección y difusión de la energía cinética turbulenta, la producción de energía cinética turbulenta debido al cizallamiento y a los efectos de flotabilidad, difusión, y disipación debido a las pérdidas viscosas dentro de los remolinos turbulentos. La producción de flotabilidad sólo se produce si hay una densidad no uniforme en el flujo, e incluye los efectos de la gravedad y aceleraciones no inerciales. La ecuación de transporte es:

$$\frac{\partial k_T}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial k_T}{\partial x} + v A_y \frac{\partial k_T}{\partial y} + w A_z \frac{\partial k_T}{\partial z} \right\} = P_T + G_T + Diff_{k_T} - \varepsilon_T \quad (10)$$

Donde V_F , A_x , A_y y A_z son funciones FAVOR del FLOW-3D, P_T es la producción de energía cinética turbulenta, G_T la producción de flotabilidad, el término de difusión $Diff_{k_T}$ se define como:

$$\frac{1}{V_F} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(v_k A_x \frac{\partial k_T}{\partial x} \right) + R \frac{\partial}{\partial y} \left(v_k A_y R \frac{\partial k_T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_k A_z \frac{\partial k_T}{\partial z} \right) + \xi \frac{v_k A_x k_T}{x} \right\} \quad (11)$$

Siendo v_k el coeficiente de difusión de k_T y se calcula basado en el valor local de la viscosidad turbulenta. El parámetro $RMTKE$, definido por el usuario, es el multiplicador de viscosidad utilizado para calcular el coeficiente de difusión turbulenta (su valor predeterminado es 1.0).

La tasa de disipación de energía turbulenta, ε_T , está relacionado en el modelo de una ecuación con la energía cinética turbulenta k_T :

$$\varepsilon_T = CNU^{3/4} \frac{k_T^{3/2}}{TLEN} \quad (12)$$

Donde CNU es un parámetro (0.09 por defecto), k_T es la energía cinética turbulenta y $TLEN$ es la escala de longitud turbulenta.

El modelo k- ε ha demostrado que proporciona aproximaciones razonables para muchos tipos de flujos (Rodi, 1980). Una ecuación adicional de transporte es resuelta para la disipación turbulenta, ε_T :

$$\frac{\partial \varepsilon_T}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial \varepsilon_T}{\partial x} + v A_y R \frac{\partial \varepsilon_T}{\partial y} + w A_z \frac{\partial \varepsilon_T}{\partial z} \right\} = \frac{CDIS1 \cdot \varepsilon_T}{k_T} (P_T + CDIS3 \cdot G_T) + Diff_e - CDIS2 \frac{\varepsilon_T^2}{k_T} \quad (13)$$

Aquí $CDIS1$, $CDIS2$ y $CDIS3$ son parámetros adimensionales ajustables por el usuario, y poseen valores por defecto de 1.44, 1.92 y 0.2, respectivamente.

La difusión de la disipación, $Diff_e$, es:

$$Diff_e = \frac{1}{V_F} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(v_\varepsilon A_x \frac{\partial \varepsilon_T}{\partial x} \right) + R \frac{\partial}{\partial y} \left(v_\varepsilon A_y R \frac{\partial \varepsilon_T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_\varepsilon A_z \frac{\partial \varepsilon_T}{\partial z} \right) + \xi \frac{v_\varepsilon A_x \varepsilon_T}{x} \right\} \quad (14)$$

En la mayor parte del dominio del flujo la Ecuación 13 sustituye a la Ecuación 12; y por lo tanto, reduce la necesidad de un valor de $TLEN$ (especificado por el usuario) a lo largo de todo el dominio.

Otro modelo de turbulencia se basa en los métodos *Renormalización - Group* (RNG) (Yakhot y Orszag, 1986). Este enfoque aplica métodos estadísticos para la derivación de las ecuaciones promediadas de las cantidades de turbulencia, como la energía cinética turbulenta y su tasa de disipación.

El modelo RNG utiliza ecuaciones similares a las ecuaciones del modelo k- ε . Sin embargo, las constantes de la ecuación que fueron encontradas empíricamente en el modelo k- ε estándar son derivadas de manera explícita en el modelo RNG. Generalmente, el modelo RNG tiene una aplicabilidad más amplia que el modelo k- ε estándar. En particular, el

modelo RNG es conocido por describir con mayor precisión los flujos de turbulencia de baja intensidad y flujos que presentan regiones con fuerte cizallamiento. Además, los valores por defecto de *RMTKE*, *CDIS1* y *CNU* son diferentes a los utilizados por el modelo k-ε; estos son 1.39, 1.42 y 0.085, respectivamente. *CDIS2* se calcula a partir de los términos de energía cinética turbulenta (k_T) y producción turbulenta (P_T).

En todos los modelos de transporte de turbulencia, la viscosidad cinemática turbulenta se calcula a partir de:

$$v_T = CNU \frac{k_T^2}{\varepsilon_T} \quad (15)$$

Donde v_T es la viscosidad cinemática turbulenta.

Un reto numérico particular para ambos modelos de 2 ecuaciones, k-ε y RNG, es la necesidad de limitar el valor de ε_T . La Ecuación 13 podría producir valores de ε_T muy cercanos a cero, y aunque físicamente k_T debe aproximarse a cero en tales casos, puede dejar de hacerlo por razones numéricas, lo que resulta en valores elevados no físicos de v_T en la Ecuación 15. Para hacer frente a este problema se limita el valor de ε_T tal que no pueda ser inferior a:

$$\varepsilon_{T,min} = CNU^{3/4} \frac{k_T^{3/2}}{TLEN} \quad (16)$$

Siendo *TLEN* la escala de longitud turbulenta máxima. Esta puede ser definida por el usuario o puede ser limitada de forma automática.

El objetivo principal de cualquier modelo de turbulencia es proporcionar un mecanismo para estimar la influencia de las fluctuaciones turbulentas sobre las cantidades medias del flujo. Esta influencia se expresa generalmente por términos de difusión adicionales en las ecuaciones de continuidad, cantidad de movimiento, y transporte de energía. Debido a que la turbulencia aumenta la difusión del *momentum*, esto mejora eficazmente la viscosidad. Siempre que el coeficiente de viscosidad dinámica aparezca en las ecuaciones, se asume que es la suma de las viscosidades molecular y turbulenta.

$$\mu = \rho(v + v_T) \quad (17)$$

Estrictamente hablando, esto no siempre es correcto, pero es una buena aproximación para altos niveles de turbulencia; es decir, cuando la viscosidad turbulenta es mucho mayor que el valor molecular. A bajos niveles de turbulencia el modelo k- ϵ no es correcto sin modificaciones adicionales.

Escalas de tiempo y longitud turbulentas pueden formarse a partir de la energía cinética turbulenta y la disipación.

$$\begin{aligned} T_T &= \frac{k_T}{\epsilon_T} \\ L_T &= CNU^{3/4} \frac{k_T^{3/2}}{\epsilon_T} \end{aligned} \quad (18)$$

En la ecuación anterior el término k_T/ϵ_T es reemplazado por la escala de tiempo turbulenta. En el FLOW-3D, $TLEN$ es un parámetro definido por el usuario y representa una estimación de la escala de longitud turbulenta real para el modelo de una ecuación, y un valor máximo de escala de longitud para los modelos de dos ecuaciones. Además, esta escala de longitud turbulenta máxima se puede calcular de forma automática como una función del espacio y el tiempo durante la simulación.

Cuando se selecciona el cálculo dinámico, el modelo calcula las escalas turbulentas de tiempo y longitud. La escala de tiempo turbulenta delimitada es:

$$\widetilde{T}_T = \max \left[T_T^{low}, \min \left(T_T^{up}, \frac{k_T}{\epsilon_T} \right) \right] \quad (19)$$

$$\widetilde{L}_T = \max \left[L_T^{low}, \min \left(L_T^{up}, CNU^{3/4} \frac{k_T^{3/2}}{\epsilon_T} \right) \right] \quad (20)$$

b. Modelo de turbulencia k- ω

Cada uno de los modelos mencionados anteriormente ofrece una serie de ventajas para diferentes niveles de complejidad. El modelo k- ω de dos ecuaciones no es la excepción. En ciertas condiciones de flujo es superior a los modelos k- ϵ y RNG, en particular, cerca de las fronteras de la pared y en flujos con gradientes de presión en dirección de la corriente, como chorros y estelas.

La variable $\omega \equiv \varepsilon/k$ (Kolmogorov, 1942) tiene dimensiones de 1/tiempo. El modelo k- ω (Wilcox, 1998) es formulado como:

$$\frac{\partial k_T}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial k_T}{\partial x} + v A_y \frac{\partial k_T}{\partial y} + w A_z \frac{\partial k_T}{\partial z} \right\} = P_T + G_T + Diff_{k_T} - \beta^* k \omega \quad (21)$$

Siendo:

$$\beta^* = \beta_0^* f_{\beta^*} \quad (22)$$

Con β_0^* igual a 0.09 y

$$f_{\beta^*} = 1 \text{ cuando } x_k \leq 0 \text{ y } f_{\beta^*} = \frac{1+680x_k^2}{1+400x_k^2} \text{ cuando } x_k > 0 \quad (23)$$

Siendo:

$$x_k \equiv \frac{1}{\omega^3} \left(\frac{\partial k_T}{\partial x} \frac{\partial \omega_T}{\partial x} + \frac{\partial k_T}{\partial y} \frac{\partial \omega_T}{\partial y} + \frac{\partial k_T}{\partial z} \frac{\partial \omega_T}{\partial z} \right) \quad (24)$$

El término de difusión *RMTKE* es igual a 1/2.

Para el transporte de ω se tiene:

$$\frac{\partial \omega_T}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial \omega_T}{\partial x} + v A_y R \frac{\partial \omega_T}{\partial y} + w A_z \frac{\partial \omega_T}{\partial z} \right\} = \alpha \frac{\omega_T}{k_T} (P_T + CDIS3.G_T) + Diff_{\omega} - \beta \omega_T^2 \quad (25)$$

Donde $\alpha = 13/25$, *RMDTKE* = 1/2 y

$$\beta = \beta_0 f_{\beta} \quad (26)$$

Con β_0 igual a 9/125 y

$$f_{\beta} = \frac{1 + 70\chi_{\omega}}{1 + 80\chi_{\omega}} \quad (27)$$

Siendo:

$$\chi_{\omega} \equiv \left| \frac{\Omega_{ij} \Omega_{jk} \Omega_{ki}}{(\beta_0^* \omega)^3} \right| \quad (28)$$

Ω_{ij} y S_{ij} son la rotación media y tasa de deformación media de los tensores, respectivamente. Como referencia, en el modelo k- ϵ el valor de $\epsilon = \beta^* \omega k$ y $\nu_T = k/\omega$.

c. Modelo de turbulencia *Large Eddy Simulation* (LES)

El modelo de simulación de remolinos o vórtices grandes (*Large Eddy Simulation* - LES) de turbulencia surgió de los esfuerzos del modelado atmosférico. La idea básica es que uno debe calcular directamente todas las estructuras del flujo turbulento que pueden ser resueltas por el mallado computacional, y sólo aproximar las características que son demasiado pequeñas para ser resueltas (Smagorinsky, 1963). Cuando se utiliza el modelo LES es importante recordar que este modelo es inherentemente tridimensional y dependiente del tiempo. Asimismo, las fluctuaciones deben ser inicializadas e incorporadas en los límites de flujo de entrada. Si bien esto demanda un mayor esfuerzo computacional debido a las mallas finas que se requieren, los resultados obtenidos con este modelo a menudo proporcionan más información que los modelos, anteriormente mencionados, basados en promedios de Reynolds. Por ejemplo, cuando se utilizan modelos LES para calcular el flujo turbulento alrededor de grandes edificios, uno no sólo obtiene esfuerzos del viento, sino también una estimación de la magnitud y la desviación estándar de las fluctuaciones de las fuerzas asociadas con el flujo turbulento.

En el modelo LES los efectos de la turbulencia, que son demasiado pequeños para ser calculados, son representados por una viscosidad de remolino. Para la escala de longitud, (Smagorinsky, 1963) utiliza una media geométrica de las dimensiones de las celdas.

$$L = (\delta x \delta y \delta z)^{1/3} \quad (29)$$

Las escalas de las fluctuaciones de velocidad son representadas por la magnitud de L veces el esfuerzo cortante medio. Estas cantidades son combinadas en la viscosidad cinemática de remolino.

$$\nu_T = (cL)^2 \cdot \sqrt{2e_{ij}2e_{ij}} \quad (30)$$

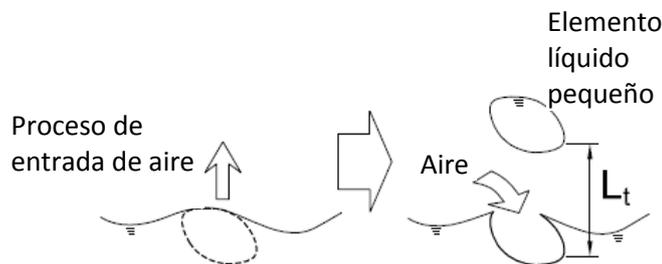
Donde c es una constante que posee un valor típico en el intervalo de 0.1 a 0.2 y e_{ij} denota los componentes del tensor de la tasa de deformación. Esta viscosidad cinemática de

remolino es incorporada a la viscosidad dinámica utilizada por el FLOW-3D exactamente de la misma manera como en los modelos de transporte de turbulencia (Ecuación 17):

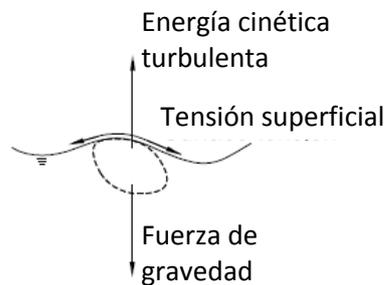
$$\mu = \rho(v + \nu_T) \quad (31)$$

2.2.6. Submodelo de arrastre de aire

Este submodelo incluido en el FLOW-3D es capaz de simular el arrastre natural del aire debido a la turbulencia existente sobre la superficie libre del agua (Hirt, 2003). La física de este submodelo se observa en la Figura 7(a): un elemento líquido pequeño es elevado producto de los remolinos turbulentos, por encima de la superficie libre hasta un nivel L_t , esto hace que el aire sea atrapado y llevado nuevamente de regreso al cuerpo del fluido. La medida en que los elementos líquidos pueden ser elevados por encima de la superficie libre dependerá de la intensidad de la turbulencia, en oposición a la fuerza estabilizadora. En este modelo, la fuerza que eleva el elemento líquido depende únicamente de la energía cinética turbulenta, mientras que la fuerza estabilizadora incluye las fuerzas de gravedad y tensión superficial (ver Figura 7(b)).



(a) Física del submodelo de arrastre de aire.



(b) Fuerzas que actúan sobre un elemento líquido.

Figura 7: Submodelo de arrastre de aire.

Fuente: Hirt (2003).

Para que el arrastre de aire se produzca, la energía turbulenta de elevación por unidad de volumen ($P_t = \rho k$) debe ser mayor que P_d ; es decir, las perturbaciones turbulentas deben ser lo suficientemente grandes como para superar las fuerzas de estabilización de la superficie.

$$\begin{aligned} \text{Energía turbulenta de elevación } (P_t) &> \text{Fuerzas de estabilización de la superficie } (P_d) \\ \rho k &> \rho g_n L_t (\text{Fuerza de gravedad}) + \sigma / L_t (\text{Fuerza de tensión superficial}) \end{aligned} \quad (32)$$

Donde k es la energía cinética turbulenta, ρ la densidad del líquido, σ el coeficiente de tensión superficial = 0.073 N/m, g_n el componente de la gravedad normal a la superficie libre y L_t la altura de elevación del elemento líquido definida como:

$$L_t = c_\mu \left(\frac{3}{2} \right)^{1/2} \frac{k^{3/2}}{\varepsilon} \quad (33)$$

Donde c_μ es el coeficiente de viscosidad turbulenta, cuyo valor depende del modelo de turbulencia utilizado (es equivalente al parámetro CNU de la Ecuación 15).

El volumen de aire arrastrado por unidad de tiempo (δV) debe ser proporcional al área superficial (A_s) y a la altura de las perturbaciones por encima del nivel medio de la superficie. Teniendo en consideración lo anterior, la ecuación quedará definida como:

$$\delta V = C_{air} A_s \left(\frac{2(P_t - P_d)}{\rho} \right)^{0.5} \quad (34)$$

Donde C_{air} es un coeficiente de proporcionalidad. Una buena primera aproximación es $C_{air} = 0.5$ (Hirt, 2003); es decir, asume en promedio que el aire quedará atrapado sobre aproximadamente la mitad del área superficial.

La formulación anterior estima la cantidad de aire arrastrado en el dominio computacional. El modelo FLOW-3D ofrece dos opciones para la predicción de la distribución del aire atrapado en el flujo principal.

La primera opción modela la situación cuando el volumen de aire arrastrado es insignificante. Para este caso, el flujo aireado no causará ninguna variación de densidad significativa en el dominio del flujo de agua; en esta opción la concentración de aire es tratada como una variable escalar pasiva. Sin embargo, en nuestro caso estudiado la

concentración de aire es significativa y; por lo tanto, puede perturbar la estructura de flujo principal.

La segunda opción, basada en el modelo de densidad variable, puede manejar flujos con altas concentraciones de aire. Aquí se trata al fluido como un fluido con densidad de mezcla variable. La variación de densidad del fluido dependerá de la fracción de volumen de aire arrastrado (f_a).

$$\rho_{Mezcla} = (1 - f_a)\rho_{agua} + f_a\rho_{aire} \quad (35)$$

Donde ρ_{agua} y ρ_{aire} son las densidades del agua y del aire, respectivamente; mientras que ρ_{mezcla} es la densidad calculada de la mezcla.

En esta segunda opción, los modelos *drift flux* y de flotabilidad son también incluidos. La concentración de aire no es tratada como una variable escalar pasiva; por lo tanto, las velocidades de las burbujas de aire pueden ser diferentes a la velocidad del flujo principal de agua. En el cálculo, la velocidad relativa ($u_{agua} - u_{aire}$) debe ser calculada para el transporte del flujo aireado.

El FLOW-3D obtiene la velocidad relativa de entrada a partir de (1) el radio de la burbuja de aire (R), (2) el coeficiente Richardson - Zaki = 2.39 cuando el número de Reynolds es mayor a 500 (Flow Science, 2015) y (3) el coeficiente *drift*.

El coeficiente *drift* se define como:

$$Coeficiente\ drift = \frac{2\rho_{agua}R^2}{9\mu_{agua}} \quad (36)$$

Donde R es el radio de la burbuja de aire, ρ_{agua} la densidad del agua y μ_{agua} la viscosidad dinámica molecular del agua.

El modelo FLOW-3D no solo modela la ecuación de transporte de variación de densidad, sino también el escape del gas sobre la superficie libre, de modo que el aire puede flotar hacia la superficie del flujo sin acumularse. El flujo que posee una menor concentración de aire (mayor densidad) se hundirá por debajo del flujo aireado (menor densidad), y el aire

del flujo menos denso se mantendrá a flote hasta la superficie libre, para finalmente escapar a través de ella.

2.3. Antecedentes

2.3.1. Canal de transición de la red principal sur de alcantarillado de la ciudad de Valencia

En diciembre de 2010, el nuevo tren de alta velocidad Madrid - Valencia (España) fue inaugurado. Uno de los muchos problemas técnicos que superar antes de la construcción fue el ingreso del tren al centro de la ciudad, que consiste en un túnel, lo que obligó a una desviación de la alcantarilla principal sur de Valencia. El tramo desviado tiene una longitud de 143.0 m, e implica cambios importantes de pendientes y secciones con respecto a la existente, como se observa en la Figura 8, incluyendo un diseño hidráulico complejo. Su rendimiento hidráulico se comprobó por medio de simulaciones numéricas con el modelo FLOW-3D y un modelo físico en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Politécnica de Valencia. Las pruebas se hicieron para la capacidad máxima de $100.0 \text{ m}^3/\text{s}$. Los resultados de este estudio fueron muy satisfactorios (ver Figura 9).

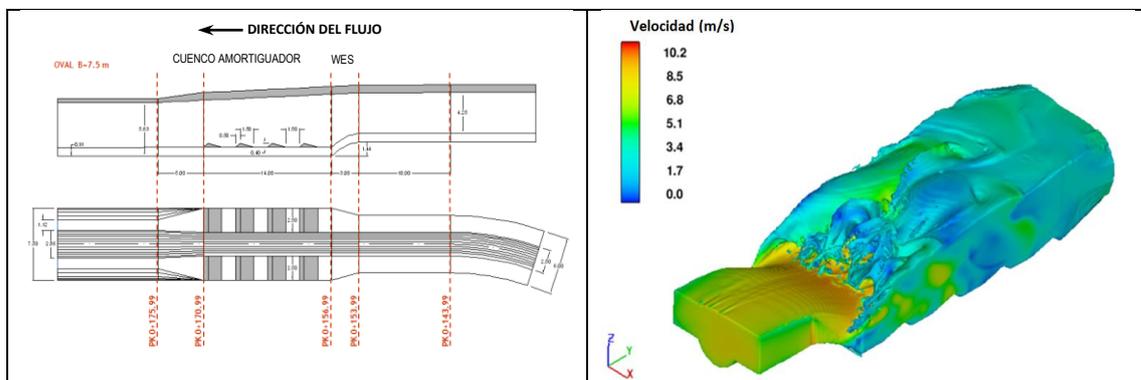


Figura 8: Geometría del tramo (izquierda) y distribución de la magnitud de velocidad (derecha).

Fuente: Valero et al. (2016).

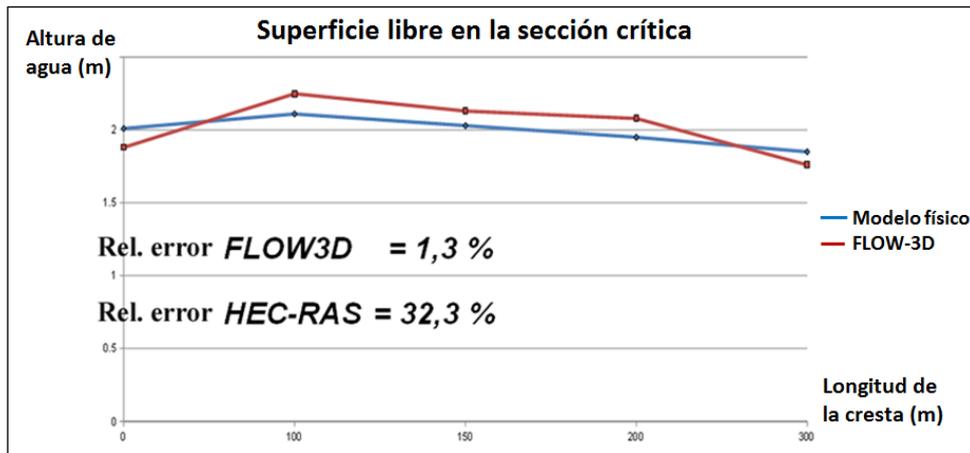


Figura 9: Error relativo en la sección crítica. Comparación entre FLOW-3D, modelo físico y HEC-RAS (US Army Corps of Engineers).

Fuente: Valero et al. (2016).

2.3.2. Aliviadero complementario de la Presa Salamonde en Portugal

La Presa Salamonde situada al norte de Portugal en el río Cávado, Parque Nacional de Peneda Gerês, es una presa de arco de doble curvatura de concreto con una altura máxima de 75.0 m. Después de un análisis de seguridad realizado en el año 2006 se concluyó que era necesaria una estructura de descarga adicional, un aliviadero complementario el cual aún se encuentra en etapa de construcción. El aliviadero complementario de la Presa Salamonde es un aliviadero cerrado controlado por una cresta de tipo *Ogee* seguido por un túnel con una geometría bastante compleja, diseñado para flujo a superficie libre, y una estructura de salto de esquí que dirige el chorro al lecho del río. La cresta se divide en dos tramos controlados por compuertas radiales con 6.5 m de ancho cada una. El caudal de diseño para esta estructura es 1,233.0 m³/s, correspondiente a un nivel de 270.64 m en el reservorio.

El aliviadero Salamonde fue previamente probado en un modelo físico (Figura 10) construido en el Laboratorio Nacional Portugués de Ingeniería Civil (LNEC). La principal conclusión de este estudio fue que, en general, el modelo FLOW-3D representa con precisión el flujo a lo largo del vertedero (Figura 11), con referencia a sus características principales tales como caudal, velocidad, presión y profundidad de flujo.



Figura 10: Modelo físico del aliviadero complementario de la Presa Salamonde.

Fuente: Silva et al. (2014).

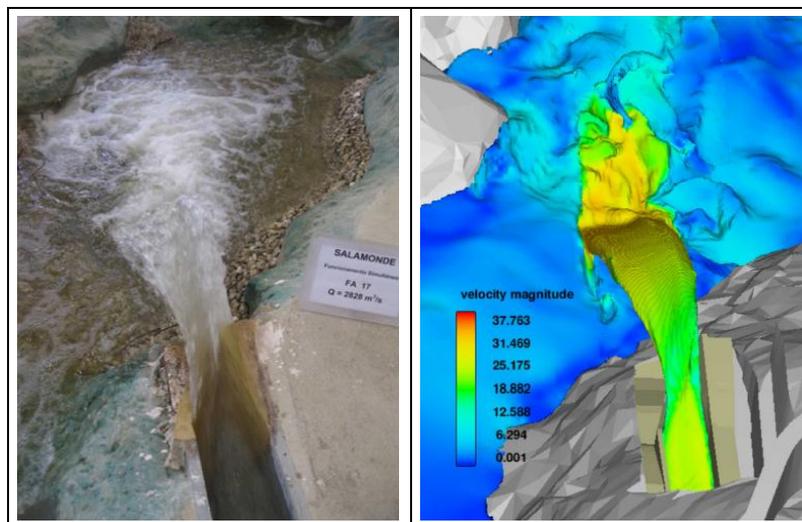


Figura 11: Chorro libre (izquierda: modelo físico, derecha: FLOW-3D).

Fuente: Silva et al. (2014).

2.3.3. Aliviadero de la Presa W.A.C. Bennett en Canadá

En la Presa W.A.C. Bennett ubicada en Columbia Británica (Canadá), las diferencias en la geometría del vertedero entre el modelo físico hidráulico (de la década de 1960) y el prototipo, dificultan obtener conclusiones confiables sobre la formación de ondas de choque y la capacidad de descarga del aliviadero. La magnitud de las ondas de choque (Figura 12) en la rápida de concreto está fuertemente influenciada por una reducción (aguas abajo) del 44 % de su ancho, así como de las aberturas relativas de las tres compuertas radiales ubicadas en la parte superior del aliviadero. Las ondas de choque provocan que los niveles de agua en la rápida se incrementen lo que ha causado problemas

de desbordamiento en el pasado. En el año 2012, se realizaron pruebas en el prototipo para descargas de hasta $2,865 \text{ m}^3/\text{s}$, las cuales proporcionaron perfiles de la superficie del agua a lo largo de la rápida (Figura 13). Con el apoyo de escaneos láser 3d de la superficie del agua y videos de los patrones de flujo, se logró la calibración del modelo numérico FLOW-3D. El modelo numérico calibrado confirmó que el caudal de diseño podría ser evacuado sin sobrepasar los muros del aliviadero, siempre que se abran las tres compuertas radiales, según lo establecido en las instrucciones de operación existentes.

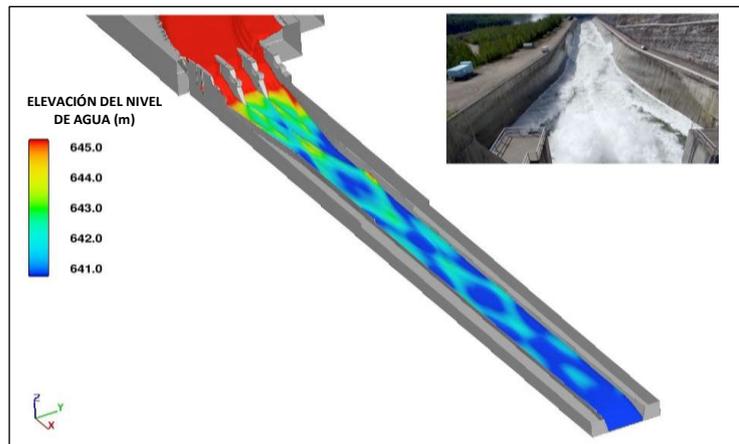


Figura 12: Ondas de choque producidas en el aliviadero de la Presa W.A.C. Bennett (derecha: prototipo, izquierda: FLOW-3D).

Fuente: Yusuf (2016b).

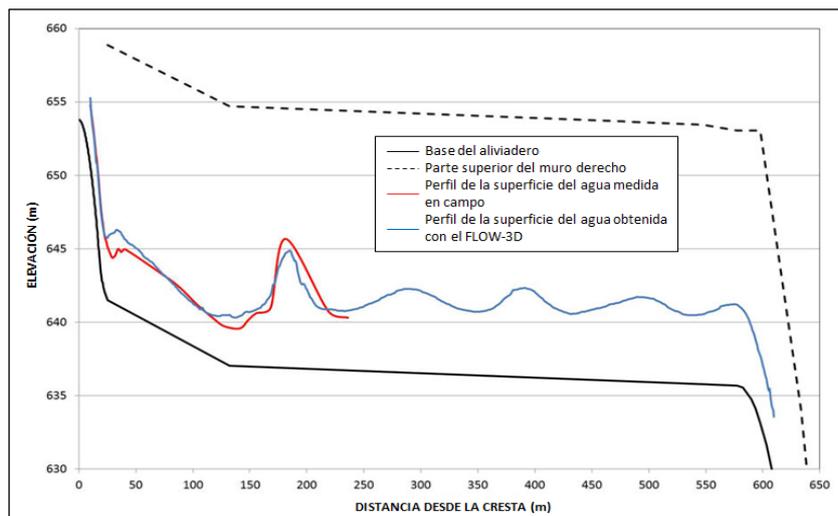


Figura 13: Comparación entre la superficie del agua medida en el prototipo y la obtenida con el FLOW-3D, para un caudal de $2,865 \text{ m}^3/\text{s}$ en el aliviadero de la Presa W.A.C. Bennett.

Fuente: Yusuf (2016b).

2.3.4. Aliviadero de la Presa Strathcona en Canadá

El modelo numérico FLOW-3D se utilizó para investigar las deficientes aproximaciones e incertidumbres que presentaban las curvas de descarga del aliviadero de la Presa Strathcona, localizada en Columbia Británica (Canadá). Este aliviadero está conformado por tres compuertas verticales ubicadas en el estribo derecho de la presa. Las curvas de descarga del aliviadero se elaboraron a partir de una combinación de ajustes empíricos y pruebas con modelos físicos de geometría limitada, en un canal que no incluía la geometría de los estribos y pilares. La calibración del modelo numérico se realizó comparando datos de campo de descargas del prototipo del año 1982 cuando las tres compuertas se encontraban completamente abiertas, lo que provoca una gran depresión de la superficie del agua en la margen izquierda del aliviadero (ver Figura 14). Además, de los patrones de flujo muy similares obtenidos con el modelo numérico, los niveles de agua simulados en la sección de la compuerta coincidían con las mediciones de 1982, con una diferencia menor a 0.1 m.

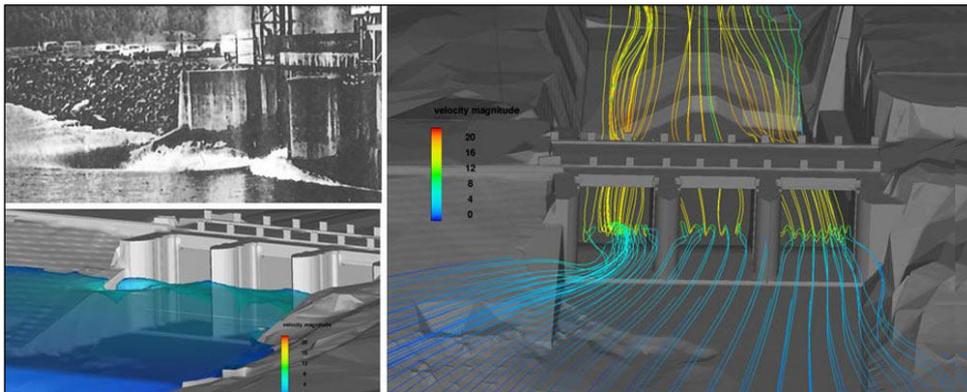


Figura 14: Observaciones del prototipo (1982) y resultados obtenidos con el FLOW-3D para el aliviadero de la Presa Strathcona.

Fuente: Yusuf (2016a).

El modelo numérico calibrado produjo caudales dentro del 5 % de la curva de descarga del vertedero, para un rango de operación normal con todas las compuertas completamente abiertas. Sin embargo, para niveles de embalse más altos, que pueden ocurrir durante la evacuación de grandes caudales, la diferencia entre los caudales simulados y las curvas de descarga fueron mayores al 10 %, esto debido a que el modelo físico base (de geometría simplificada) no representa adecuadamente los complejos patrones de flujo que se producen en el aliviadero.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Disponibilidad de datos hidrológicos e hidráulicos

3.1.1. Registro de caudales máximos anuales

En el año 1942, la Administración de Aguas de los Valles Jequetepeque, Zaña y Cajamarca (la *Administración*) inició los aforos diarios de las descargas del río Jequetepeque en la estación Ventanillas, ubicada a unos ocho kilómetros aguas abajo del Embalse Gallito Ciego, los cuales se llevaron a cabo continuamente hasta diciembre de 1985, siempre a cargo de la misma entidad. Estos aforos fueron realizados por medio de las lecturas limnimétricas diarias y también en lo posible a través de mediciones con correntómetro. Las descargas (consideradas como caudales cuasi promedio diarios) fueron aforadas solamente una vez al día (a las 6 a.m.), por lo que los resultados correspondientes son de baja precisión debido a las posibles fluctuaciones de las descargas en el transcurso del día, especialmente en la época de crecidas, las cuales no han sido registradas.

En el año 1967, como consecuencia del inicio de los estudios del Proyecto Especial Jequetepeque - Zaña, se vio necesario y de suma importancia aforar las descargas del río Jequetepeque con mayor precisión por medio de instalaciones adecuadas. En tal sentido, en el mes de octubre de 1968, en Ventanillas, aproximadamente a unos 10.0 m aguas abajo de la estación hidrométrica de *la Administración*, la Jefatura del proyecto (la *Jefatura*) instaló su propia estación hidrométrica equipándola con un limnígrafo para la obtención de los registros continuos de los niveles de agua. Los aforos fueron controlaron por medio de lecturas limnimétricas diarias y también con aforos por medio de correntómetro.

A partir de octubre de 1975 se instaló la estación hidrométrica Yonán, aguas arriba del Embalse Gallito Ciego a unos cinco kilómetros aguas arriba de la ciudad de Tembladera, para los aforos de caudales y muestreo de los sólidos en suspensión. Esta estación operó hasta el 16 de diciembre de 1997 fecha en la cual fue destruida por la socavación de la

margen derecha del río Jequetepeque, al inicio del fenómeno El Niño de 1997/98 (de magnitud extraordinaria).

Luego de su reconstrucción (en el año 2002) los aforos de caudales en la estación hidrométrica Yonán se reiniciaron en el mes de octubre del 2004. En el período posterior a la destrucción de la estación hidrométrica Yonán (diciembre de 1997), los aportes hídricos al Embalse Gallito Ciego fueron controlados en las estaciones El Pongo (operó entre el 17 de diciembre del 1997 hasta el 31 de enero del 1998) y Pampa Larga (que inició su operación el 1 de mayo del 1998).

Debido a la falta de registros durante el período del 1 de febrero y 30 de abril del año 1998, los caudales de ingreso al Embalse Gallito Ciego no fueron controlados por medio de aforos, sino mediante el balance hídrico horario del embalse.

En la Figura 15, se observa la serie de caudales instantáneos máximos anuales del río Jequetepeque que ingresan como aporte hídrico al Embalse Gallito Ciego, la misma que fue utilizada en el presente estudio. Esta serie de datos corresponde al periodo de años de 1943 al 2015 (73 años en total), y ha sido elaborada considerando los siguientes registros:

- Caudales instantáneos máximos anuales generados en base a los caudales cuasi promedio diarios aforados, en la estación Ventanillas, reportados por la *Administración* durante el periodo de los años de 1943 al 1968 (26 años). Esta serie de datos fue extraída del *Estudio de Balance Hídrico y Mejoramiento de la Operación del Embalse Gallito Ciego* (Miloradovic, 2005). De acuerdo con este estudio, inicialmente se verificó la confiabilidad y compatibilidad entre el grupo de datos de caudales instantáneos máximos (medidos por la *Jefatura*) y el grupo de caudales cuasi promedio diarios (aforados por la *Administración*) para el periodo en común del año 1968 al 1985. Una vez verificada la buena correlación entre ambos grupos de datos se procedió a generar los caudales instantáneos máximos, para el periodo del año 1943 al 1968, mediante la curva de regresión encontrada.
- Caudales instantáneos máximos anuales aforados en la estación Ventanillas, por parte de la *Jefatura*, para el periodo del año 1969 al 1975 (7 años).

- Caudales instantáneos máximos anuales aforados en las estaciones Yonán, El Pongo y Pampa Larga (por parte de la Jefatura) para el periodo del año 1976 al 2015 (40 años).

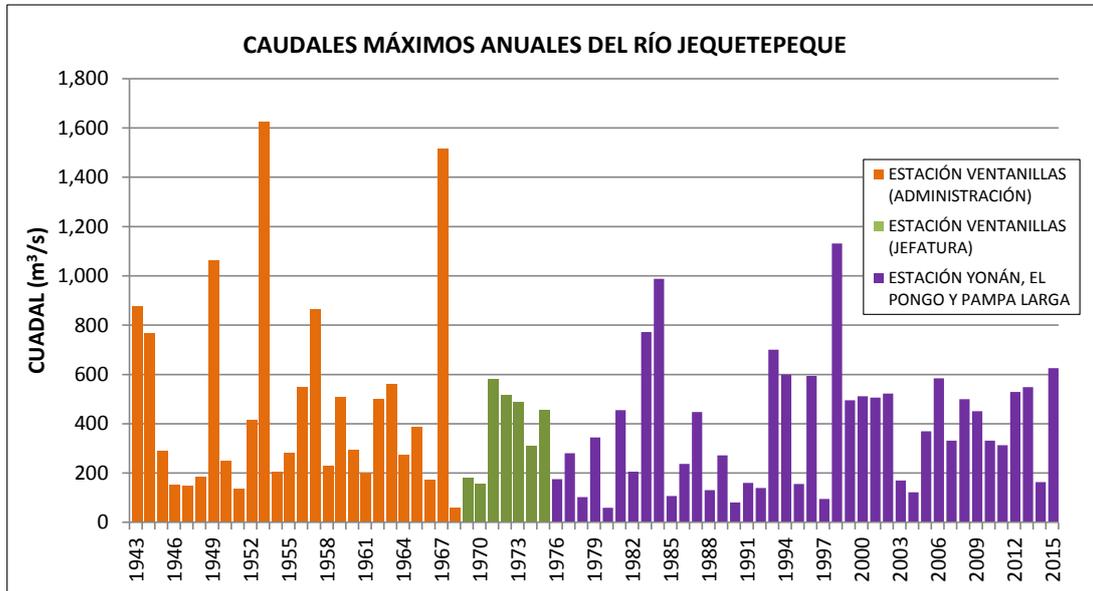


Figura 15: Serie de caudales máximos anuales del río Jequetepeque considerados en el estudio.

3.1.2. Hidrograma de la avenida típica del río Jequetepeque

Para la elaboración del hidrograma de entrada del Embalse Gallito Ciego se hizo uso del hidrograma unitario adimensional (Anexo 1) proporcionado por la Oficina de Operación y Mantenimiento (OPEMA). Según Miloradovic (2005), este hidrograma se obtuvo en base al análisis de varios hidrogramas históricos registrados en las estaciones Yonán y Pampa Larga durante la operación del embalse. Para la elección de los hidrogramas de crecidas se consideró que estos deberían cumplir por lo menos con los siguientes requisitos: (1) su origen debía ser producto de una tormenta que afectara toda la cuenca controlada, o su mayor parte; y (2) la descarga base debía ser la mínima posible.

De acuerdo con lo indicado, del grupo de hidrogramas seleccionados se determinó que la forma de los hidrogramas que generaban la menor atenuación correspondía a las avenidas de febrero y abril de 2002. Es a partir de la adimensionalización de estos últimos hidrogramas que Miloradovic (2005) construye un nuevo hidrograma unitario.

Este hidrograma unitario adimensional relaciona Q con Q_P , donde Q es caudal (m^3/s) para un determinado tiempo (hr) y Q_P es el caudal pico para un periodo de retorno dado. En la Figura 16 se muestra el hidrograma unitario utilizado en el presente estudio.

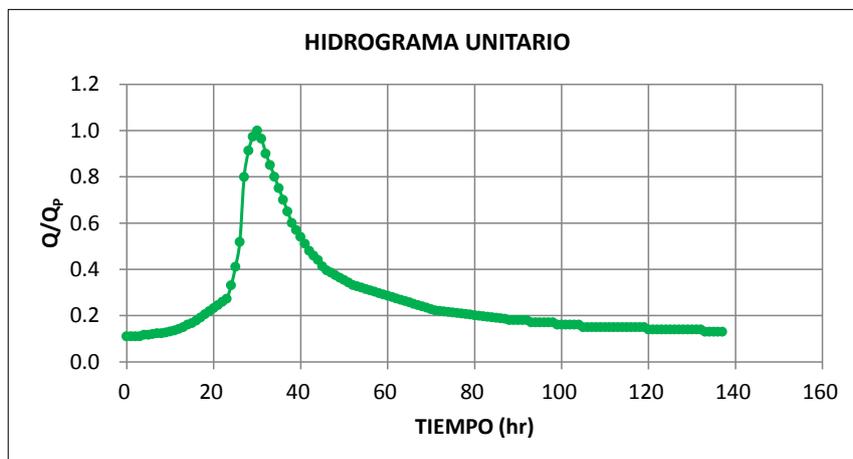


Figura 16: Hidrograma unitario de la avenida típica del río Jequetepeque.
Fuente: Miloradovic (2005).

3.1.3. Relación elevación - volumen de almacenamiento - área

La construcción de las curvas elevación - volumen de almacenamiento - área (Figura 17) se realizó con ayuda de la información batimétrica del año 2013 (H&O Ingenieros, 2013), la misma que fue proporcionada por PEJEZA (ver Anexo 2).

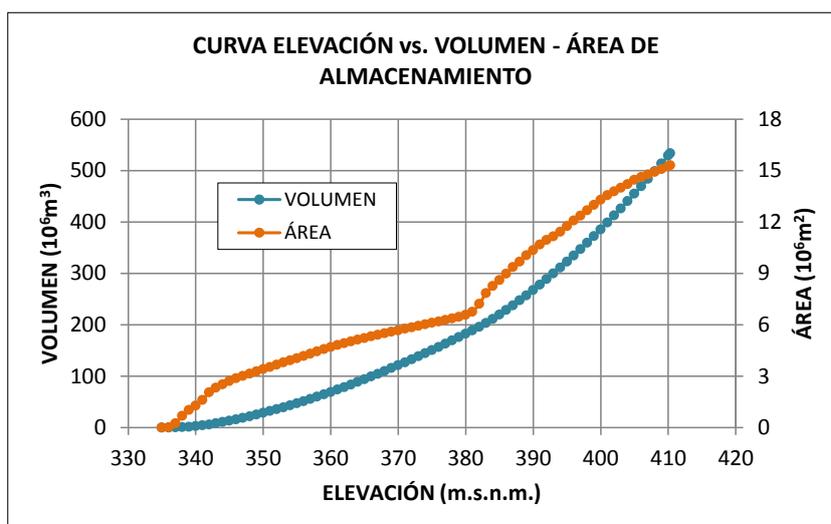


Figura 17: Curva elevación vs. Volumen - Área de almacenamiento del Embalse Gallito Ciego.

Fuente: H&O Ingenieros (2013).

3.1.4. Curva de gasto del aliviadero

La curva de gasto del aliviadero de demasías fue extraída del *Manual de Operación del Embalse Gallito Ciego* (PEJEZA, 2013b). Esta curva y su respectiva ecuación se muestran en la Figura 18.

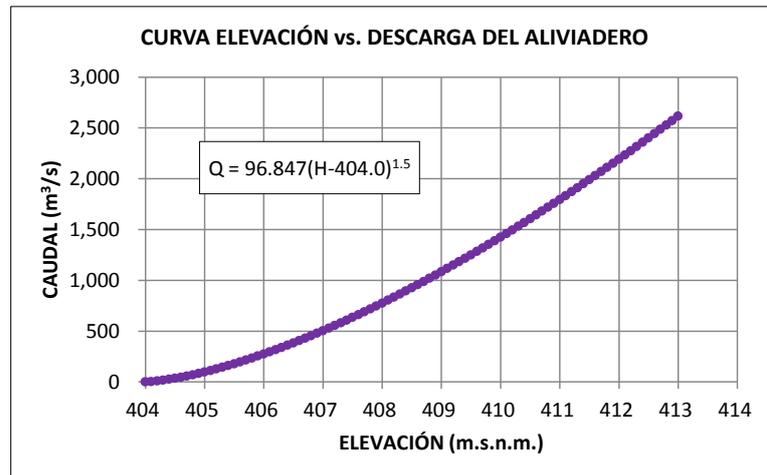


Figura 18: Curva de gasto del aliviadero de la Presa Gallito Ciego.

Fuente: PEJEZA (2013b).

3.2. Determinación de los caudales de avenida

La escorrentía del río Jequetepeque fue considerada como un proceso aleatorio. Por consiguiente, los valores de los caudales máximos, medios y mínimos anuales se trataron como variables aleatorias, y su comportamiento puede ser descrito mediante las funciones de distribución de probabilidades de la matemática estadística.

3.2.1. Función de distribución de probabilidad acumulada

La función de distribución de probabilidades se aplica en hidrología a una serie de variables aleatorias. Si denotamos la variable aleatoria X , que puede ser igual a cualquier número real $-\infty < x < +\infty$, el comportamiento de X será totalmente determinado si para cada valor específico x es conocida la probabilidad $P(X \leq x)$. La función que resuelve tal problema se denomina función de distribución de probabilidad acumulada o integral.

$$F(x) = P(X \leq x) \quad (37)$$

La probabilidad P se define como la probabilidad de que una variable aleatoria no exceda el valor específico de x . Para $x = -\infty$, la función $F(x) = 0$; para $x = +\infty$, $F(x) = 1$; entre estos límites la función $F(x)$ aumenta monótonamente junto con x . Dado que la variable aleatoria es el caudal máximo anual del río, se puede considerar una colección continua de valores. Por consiguiente, la función de distribución de probabilidad acumulada o integral es continua. Ver Figura 19a.

3.2.2. Función de densidad de probabilidades

Si se toma la derivada a $F(x)$, se obtiene la función diferencial de distribución de probabilidades, también denominada función de densidad de probabilidades.

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \quad (38)$$

En las Figuras 19a y 19b, se presenta la forma de las funciones de distribución de probabilidades integral y diferencial. La diferencial de la función $F(x)$ expresa la probabilidad de que la variable X tome un valor dentro del rango $(x, x+dx)$:

$$dF(x) = f(x)dx = P(x \leq X \leq x + dx) \quad (39)$$

Es obvio que la probabilidad P será mayor cuanto mayor sea $f(x)$. La función de distribución de probabilidad acumulada se expresa a través de la siguiente expresión:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x)dx \quad (40)$$

De esta forma, la probabilidad de no excedencia de la variable X de un valor dado $x = a$ es igual al área debajo de la función $f(x)$, limitada en la derecha por la perpendicular al eje x en el punto $x = a$ (área achurada debajo del gráfico de $f(x)$, de la Figura 19b). Colocando en el límite superior de la integral de la Ecuación 40 el valor de $x = +\infty$, se obtiene la siguiente característica:

$$F(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x)dx = 1 \quad (41)$$

El área total debajo del gráfico de función $f(x)$ es igual a la unidad.

La probabilidad de que un evento se encuentre en el intervalo $[a, b]$, es la siguiente:

$$P(a \leq x \leq b) = \int_a^b f(x)dx \quad (42)$$

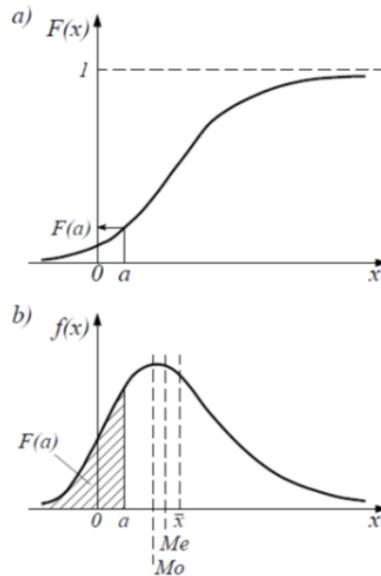


Figura 19: Curvas de la función de distribución probabilística acumulada (a) y función de densidad de probabilidades (b).

3.2.3. Funciones de distribuciones de probabilidad elegidas

Para el análisis y determinación de los caudales de avenida del río Jequetepeque se utilizaron siete funciones de distribuciones de probabilidad, las cuales se indican a continuación:

- a) Distribución Normal
- b) Distribución Log-Normal 3 Parámetros
- c) Distribución Gamma 2 Parámetros
- d) Distribución Gumbel
- e) Distribución Pearson Tipo III
- f) Distribución Log-Pearson Tipo III
- g) Distribución Pearson Tipo III - Método de la normativa rusa

Si bien las distribuciones (a) y (b) no son aplicables para la estimación de caudales máximos, estas fueron utilizadas con fines de contraste con los otros métodos de distribución de probabilidad. Para el ajuste estadístico de los caudales máximos anuales

con las funciones de distribución (a), (b), (c), (d), (e) y (f), se utilizó el *software* Hyfran-Plus v.1.2. La estimación de los parámetros de las primeras cinco funciones de distribución de probabilidad se realizó con el método de la máxima verosimilitud, por ser generalmente el más recomendado por la literatura especializada (Dautrebande et al. 2006). Solo para el caso de la función de distribución Log-Pearson Tipo III se utilizó el método directo de momentos (BOB), recomendado por la guía del *software* Hyfran-Plus.

Las funciones de distribución de probabilidad (a), (b), (c), (d), (e) y (f) se encuentran detalladamente expuestas en la guía del *software* Hyfran-Plus y en la literatura especializada, como Chow et al. (1994), Villón (2005) y otros. Adicionalmente, se utilizó la adaptación de la normativa rusa de la función de distribución Pearson Tipo III, denotada como método estadístico (g). Los resultados obtenidos con las siete funciones de probabilidad elegidas se detallan en la Sección 4.1.

3.2.4. Distribución Pearson Tipo III - Método de la normativa rusa

a. Función de distribución de probabilidad Pearson tipo III

La función de distribución de Pearson Tipo III es una de los 14 tipos de funciones de distribución desarrolladas por Karl Pearson, siendo aplicada por primera vez en la hidrología por Foster (1924). Esta función presenta la siguiente forma matemática:

$$F(x) = \begin{cases} \frac{\gamma^\gamma}{\bar{x} \Gamma(\gamma)} \int_0^x e^{-\gamma \frac{t}{\bar{x}}} \left(\frac{t}{\bar{x}}\right)^{\gamma-1} dt & \text{Si } x \geq 0 \\ 0 & \text{Si } x < 0 \end{cases} \quad (43)$$

Donde:

\bar{x} : media aritmética de valores de x .

γ : parámetro de distribución: $\gamma = 1 / C_v^2$.

$\Gamma(\gamma)$: función Gamma [$\Gamma(\gamma) = \int_0^\infty t^{\gamma-1} e^{-t} dt$].

t : variable temporal, excluyente con los límites de integración.

La ecuación de la curva binomial de distribución de Pearson Tipo III con el origen de coordenadas en el punto de la moda (ver Figura 19b), tiene la siguiente expresión:

$$y = y_0 e^{-x/r_a} \left(1 + \frac{x}{d_a}\right)^{a/r_a} \quad (44)$$

Donde:

y : ordenada de la curva de distribución.

y_0 : ordenada de la curva en el punto de moda.

e : base del logaritmo natural.

x : variable de la característica hidrológica analizada.

r_a : radio de asimetría.

a : distancia de la moda hasta el extremo izquierdo de la curva de distribución.

La ordenada de la curva de probabilidad se obtiene de la solución de la función de distribución de probabilidad acumulada Pearson Tipo III:

$$P(x \geq x_i) = 1 - \frac{\gamma^\gamma}{\Gamma(\gamma)} \int_0^{x_i} x^{1-\gamma} e^{-\gamma x} dx \quad (45)$$

La curva binomial de distribución y su curva integral se determinan con precisión aceptable, mediante los tres parámetros siguientes: \bar{x} (media aritmética de los valores de x), C_v (coeficiente de variación) y C_s (coeficiente de asimetría). Estos parámetros se calculan directamente con los datos observados de caudales máximos, aplicando el método de los momentos.

Para la utilización práctica de la curva de Pearson Tipo III, Foster (1924) realizó la integración aproximada de la Ecuación 44 para distintos valores del coeficiente de asimetría, y presentó sus resultados en forma de tablas. Posteriormente, la tabla de Foster fue mejorada en su precisión por Rivkin, y ampliada por otros autores.

Seguidamente, la probabilidad de la variable aleatoria (x_p) queda determinada mediante la expresión:

$$x_p = \bar{x} (1 + \varphi_{p\%} C_v) \quad (46)$$

Siendo, $\varphi_{P\%}$ el coeficiente de Foster - Rivkin (definido en función del coeficiente de asimetría C_s) el cual es obtenido a través de tablas (ver Anexo 3).

b. Proceso de cálculo y determinación de parámetros

En esta sección, la estimación de los caudales de avenida para el río Jequetepeque fue realizada aplicando la metodología recomendada por la normativa rusa de cálculos hidrológicos, y consignada en el libro de Zhiotovskiy (1978). Este método considera que los caudales máximos anuales son variables aleatorias que siguen una función de distribución Pearson tipo III (curva de probabilidad teórica), la cual se encuentra definida por tres parámetros generalizados: media aritmética (\bar{x}), coeficiente de variación (C_v) y coeficiente de asimetría (C_s).

El caudal de máximo o de diseño, correspondiente a un periodo de retorno dado, se obtiene a partir de la aplicación del siguiente grupo de ecuaciones, en donde por conveniencia se ha mantenido la nomenclatura utilizada por Zhiotovskiy (1978).

La probabilidad de excedencia se calcula con la ecuación:

$$P = \frac{m}{n + 1} 100\% \quad (47)$$

Donde, n es el número de datos de la serie y m el número de orden de los valores ordenados de mayor a menor.

El coeficiente de variación C_v se encuentra definido por la ecuación:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n - 1}} \quad (48)$$

Si se cumple que el número de años de observación $n > 30$, el denominador ($n - 1$) deberá ser reemplazado por n . En la ecuación anterior K_i es el coeficiente de módulo, el cual se define como:

$$K_i = \frac{X_i}{X_{CP}} \quad (49)$$

Siendo X_i el valor de la magnitud (caudal) para un año determinado y X_{CP} el valor de la media aritmética de la serie, el cual se calcula como:

$$X_{CP} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (50)$$

El coeficiente de asimetría se obtiene de la ecuación:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^3}{nC_v^3} \quad (51)$$

Para determinar el valor de C_s (mediante la ecuación anterior) se requiere de una serie larga de datos (mayor a 100 años). En la mayoría de los casos nos encontramos con series muy cortas, por lo que se recomienda elegir un valor de C_s según el Cuadro 1, para los cálculos hidrológicos.

Cuadro 1: Valores de coeficiente de asimetría (C_s) para diferentes tipos de caudales.

Denominación de los caudales	Coefficiente de asimetría (C_s)
Caudales medios anuales	$C_s = 2.0C_v$
Caudales máximos producidos por deshielos en cuencas de llanura o aluviales	$C_s = (2.0 \div 2.5)C_v$
Caudales máximos producidos por lluvias en cuencas de llanura o aluviales	$C_s = (3.0 \div 4.0)C_v$
Caudales máximos producidos por lluvias en cuencas de montaña con clima monzónico	$C_s = (3.0 \div 4.0)C_v$
Caudales máximos producidos por lluvias en cuencas de montaña	$C_s = 4.0C_v$

Fuente: Zhivotovsky (1978).

Determinados los valores X_{CP} y C_v , se verifican los errores. El valor de la media aritmética X_{CP} se diferencia del valor medio verdadero en la magnitud σ_a , denominado error medio aritmético del centro de la serie:

$$\sigma_a = \pm \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (52)$$

O la expresión porcentual de X_{CP} :

$$E_{X_{cp}} = 100 \frac{\sigma_a}{X_{CP}} = \frac{100 \sigma}{X_{CP} \sqrt{n}} = \frac{100 C_v}{\sqrt{n}} \% \quad (53)$$

El error cuadrático medio relativo cuando se determina el coeficiente de variación es:

$$E_{cv} = 100 \frac{\sqrt{1 + C_v^2}}{\sqrt{2n}} \% \quad (54)$$

Con estos valores de $E_{X_{cp}}$ y E_{cv} se realiza la verificación del número suficiente de datos anuales de observaciones (n), mediante la comparación de estos valores con los valores normados de error permisible. En el caso de la determinación de los valores de caudales medios anuales, la serie hidrológica de datos anuales observados se considera suficientemente larga, si se cumplen las siguientes condiciones:

$$E_{X_{cp}} < 5 \% \div 10 \%$$

$$E_{cv} < 5 \% \div 15 \%$$

En nuestro caso, para la determinación de los valores de caudales máximos anuales, la serie hidrológica de datos anuales observados para la construcción de la curva teórica de probabilidad se considera satisfactoria, si cumple con las siguientes condiciones: (1) el número de años de observación n debe ser mayor igual a 25, en regiones boscosas, y mayor igual a 40, en regiones montañosas; y (2) el error cuadrático medio del coeficiente de variación (E_{cv}) no debe superar el 20 %.

Conocidos los valores de X_{CP} , C_v y C_s se puede construir la curva de probabilidad teórica a partir de las siguientes ecuaciones.

Para el cálculo del caudal máximo $Q'_{P\%}$ se utiliza la ecuación:

$$Q'_{P\%} = K_{P\%} \cdot Q_{CP} \quad (55)$$

Siendo Q_{CP} la media aritmética de la serie de caudales máximos anuales, y $K_{P\%}$ se define como:

$$K_{P\%} = 1 + \varphi_{P\%} C_v \quad (56)$$

Donde, $\varphi_{P\%}$ es el valor que se elige de la Tabla de Foster - Rivkin (Anexo 3) para una probabilidad $P\%$ (o periodo de retorno T) dada, y un valor definido de C_s . Los valores de la indicada tabla corresponden a la ley de distribución probabilística de la curva binomial de Pearson tipo III.

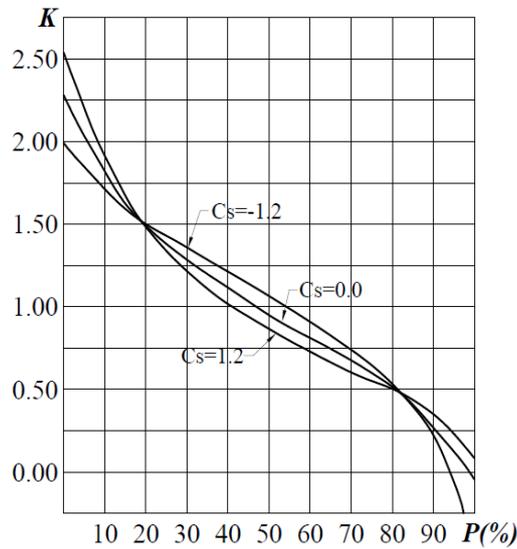


Figura 20: Influencia del valor de C_s sobre la curva de probabilidad teórica.

Fuente: Zhiotovskiy (1978).

Después de construir la curva de probabilidad teórica se debe verificar si esta coincide con la curva de probabilidad empírica. Para ello se plotean los datos observados sobre la curva teórica. Si los datos observados o empíricos son cercanos a la curva teórica, se verifica que la construcción de la curva teórica es correcta, y en parte sobre la satisfactoria elección del coeficiente de asimetría C_s . Si la curva teórica no coincide con los puntos ploteados de datos empíricos, entonces se deberá variar el valor del coeficiente de asimetría C_s (de acuerdo al Cuadro 1), y realizar nuevamente los cálculos hasta alcanzar un mejor ajuste. La influencia del valor de C_s sobre la curva de probabilidad teórica se puede observar en la Figura 20.

Para el caso de un aliviadero de excedencias de una presa alta, y de gran importancia funcional en condiciones extremas de operación, el caudal máximo de diseño $Q_{P\%}$ se determina de la curva de probabilidad teórica adicionando un valor de caudal correctivo de seguridad ΔQ , el cual se define como:

$$\Delta Q = \frac{\alpha E_P}{\sqrt{n}} Q'_{P\%} \quad (57)$$

Donde, α es el coeficiente que caracteriza el grado de conocimiento del río (0.75 para cuencas suficientemente estudiadas y 1.50 para cuencas escasamente estudiadas), en este estudio se eligió un valor de 1.20, n es el número de datos de la serie y E_P es el error cuadrático medio escogido para un determinado valor de C_v y una probabilidad dada $P\%$, según la Figura 21.

Finalmente, el caudal máximo de diseño $Q_{P\%}$ se calcula con la siguiente ecuación.

$$Q_{P\%} = Q'_{P\%} + \Delta Q \quad (58)$$

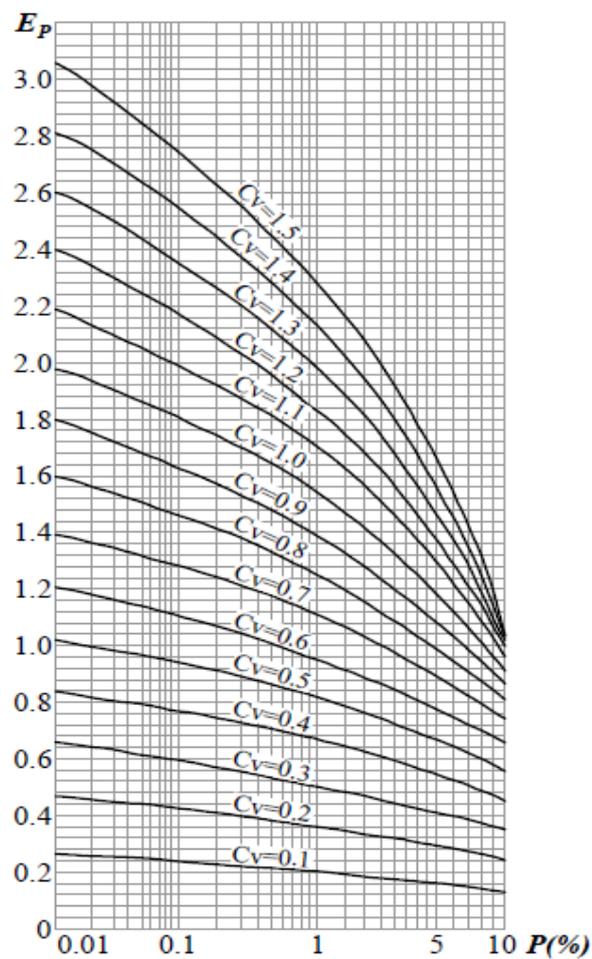


Figura 21: Valores de E_P en función de C_v y P .

Fuente: Zhivotovsky (1978).

3.3. Tránsito en embalses - Método de piscina nivelada

La atenuación de las crecidas que llegan al Embalse Gallito Ciego fue evaluada utilizando el método de pulso modificado o piscina nivelada. A continuación, se detalla el procedimiento descrito por Chow et al. (1994).

El tránsito de piscina nivelada es un procedimiento para calcular el hidrograma de flujo de salida desde un embalse con una superficie de agua horizontal, dado su hidrograma de entrada y sus características de almacenamiento - caudal de salida.

El horizonte de tiempo se divide en intervalos de duración Δt , indexados por j , es decir, $t = 0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, j\Delta t, (j+1)\Delta t, \dots$, y la ecuación de continuidad (Ecuación 59) se integra sobre cada intervalo de tiempo, como se muestra en la Figura 22.

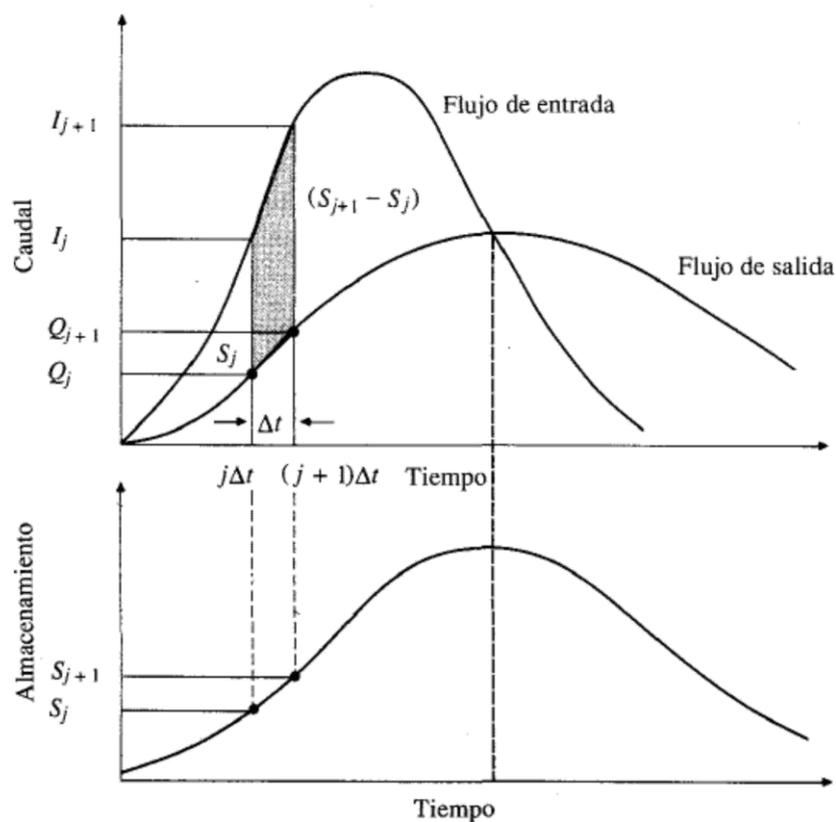


Figura 22: Cambio de almacenamiento en un periodo de tránsito Δt .

Fuente: Chow et al. (1994).

Para el j -ésimo intervalo de tiempo:

$$\int_{S_j}^{S_{j+1}} dS = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t)dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t)dt \quad (59)$$

Los valores del flujo de entrada al inicio y al final del j -ésimo intervalo son I_j e I_{j+1} , respectivamente, y los correspondientes valores del caudal de salida son Q_j y Q_{j+1} . Si la variación de los caudales de entrada y salida a lo largo del intervalo es aproximadamente lineal, el cambio en el almacenamiento en el intervalo, $S_{j+1} - S_j$, puede encontrarse reescribiendo la ecuación anterior como:

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t \quad (60)$$

Los valores de I_j e I_{j+1} se conocen debido a que han sido preespecificados. Los valores de Q_j y S_j se conocen en el intervalo de tiempo j -ésimo a partir de los cálculos hechos durante el intervalo de tiempo previo. Por consiguiente, la ecuación anterior contiene dos incógnitas, Q_{j+1} y S_{j+1} , las cuales pueden aislarse multiplicando dicha ecuación por $2/\Delta t$, y reordenando el resultado se obtiene:

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) = (I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j \right) \quad (61)$$

Con el fin de calcular el caudal de salida, Q_{j+1} , a partir de la ecuación anterior, se necesita una función de almacenamiento - caudal de salida que relacione $2S/\Delta t + Q$ y Q . El método para desarrollar esta función utilizando las relaciones elevación - almacenamiento y elevación - caudal de salida se muestra en la Figura 23.

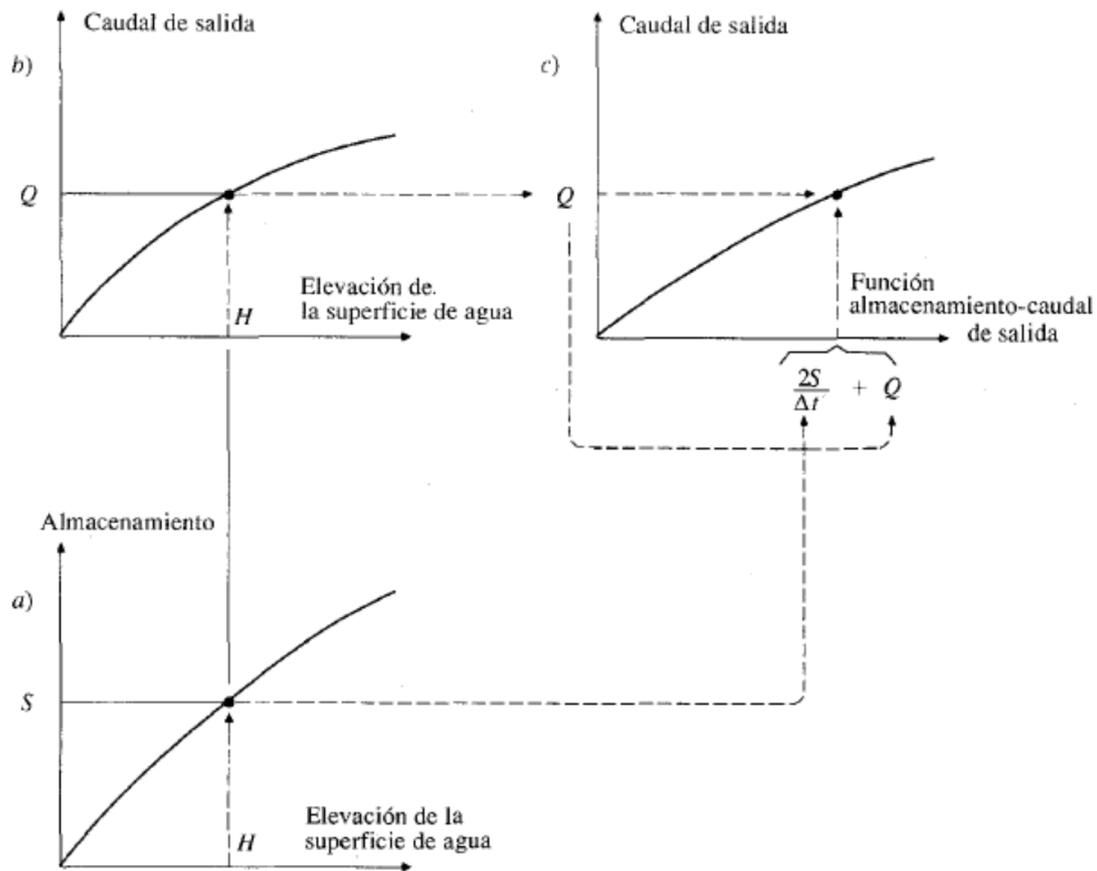


Figura 23: Desarrollo de una función almacenamiento - caudal de salida para el tránsito de piscina nivelada con base a las curvas almacenamiento - elevación y elevación - caudal de salida.

Fuente: Chow et al. (1994).

La relación entre la elevación de la superficie de agua y el almacenamiento en el embalse se determina sobre un plano topográfico del vaso del embalse a una escala apropiada (curvas de nivel cada 1.0 m a 2.5 m), donde se miden las áreas parciales para cada incremento de la altura del cierre del vaso del embalse, que permitirá determinar los volúmenes parciales y total del embalse.

La relación elevación - caudal se deduce de las ecuaciones hidráulicas propias para cada tipo de vertedero. El valor de Δt se toma como el intervalo de tiempo del hidrograma del caudal de entrada. Para un valor dado de la elevación de la superficie de agua, se determinan los valores de almacenamiento S y del caudal de salida Q , luego se calcula el valor de $2S/\Delta t + Q$ y se dibuja en el eje horizontal de una gráfica con el valor del caudal de salida Q en el eje vertical.

Durante el tránsito del flujo a través del intervalo de tiempo j , todos los términos de la parte derecha de la Ecuación 61 se conocen, luego el valor de $2S_{j+1}/\Delta t + Q_{j+1}$ puede calcularse. El valor correspondiente de Q_{j+1} puede determinarse a partir de la función almacenamiento - caudal de salida $2S/\Delta t + Q$ versus Q , ya sea gráficamente o por interpolación lineal. Con el fin de organizar la información requerida para el siguiente intervalo de tiempo, el valor de $2S_{j+1}/\Delta t - Q_{j+1}$ se calcula utilizando:

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1}\right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right) - 2Q_{j+1} \quad (62)$$

Este cálculo se repite para los subsiguientes periodos de tránsito.

3.4. Proceso de simulación numérica

Una vez procesada la información hidrológica e hidráulica actualizada, se procedió a realizar la simulación numérica del aliviadero de la Presa Gallito Ciego con el modelo FLOW-3D (versión 11.1, con licencia otorgada por Flow Science Inc.), el cual se destaca principalmente por simular fluidos en lámina libre y modelar regiones geométricas complejas. A continuación, se describen las etapas del proceso de calibración y simulación.

3.4.1. Construcción de la geometría

El proceso de diseño hidráulico requiere una interacción constante con el diseño estructural. Por ello, es necesario utilizar una herramienta de uso común a ambas disciplinas que permita una rápida y eficiente interacción. El uso de herramientas CAD (*computer-aided design*) se utiliza ampliamente en el diseño de las obras civiles, por lo que se utilizó el programa AutoCAD para el modelado en tres dimensiones de la geometría de la estructura del aliviadero y sus componentes (Figura 24). Posteriormente, la referida geometría fue exportada a formato estereolitografía (cuya extensión es .stl), por ser el formato de intercambio utilizado por el modelo FLOW-3D. Todos los planos necesarios para este estudio fueron proporcionados por PEJEZA.

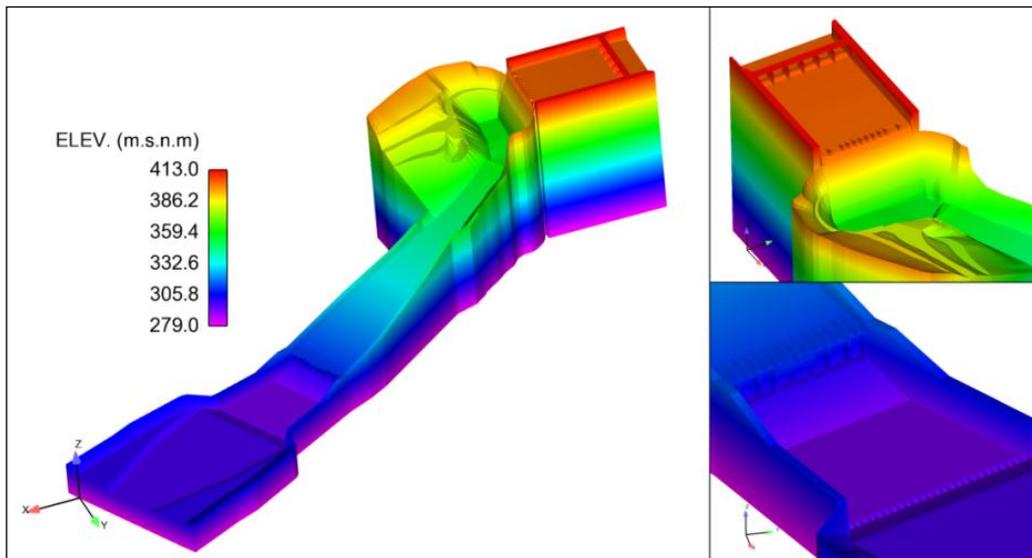


Figura 24: Modelo geométrico tridimensional del aliviadero de demasías.

3.4.2. Generación de la malla del dominio computacional

Luego de la importación de los sólidos tridimensionales, se definió el número de bloques de malla, habiéndose realizado previamente numerosas simulaciones de prueba. Finalmente, se optó por utilizar seis bloques de mallas ortogonales adyacentes denominados *multi - block* (ver Figura 25). Para la elección del tamaño de la celda de cada bloque, previamente se realizó una primera aproximación utilizando la herramienta FAVOR (*Fractional Area/Volume Obstacle Representation*), la cual genera sólidos tridimensionales de la estructura cuya resolución depende del tamaño seleccionado de la celda.

Debido a que se requiere cumplir una relación entre el tamaño de la celda del dominio computacional y el intervalo de tiempo de cómputo, a fin de alcanzar resultados numéricos consistentes y estables, se realizó un análisis de resolución del tamaño de la celda. Esto parte del hecho de que si se necesitan resultados muy precisos, el tamaño de las celdas deberá ser lo suficientemente pequeño para poder resolver las ecuaciones gobernantes y obtener resultados numéricos de las variables hidráulicas más importantes. Sin embargo, la utilización de celdas muy pequeñas requiere el consumo de gran cantidad de tiempo de computación o cálculo, principalmente debido al tamaño de las estructuras del aliviadero.

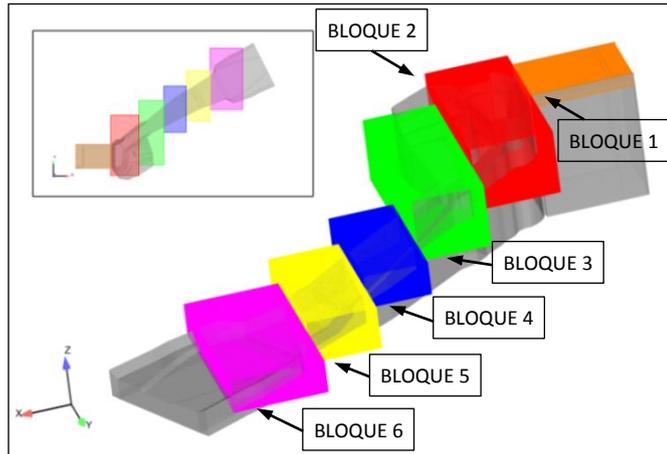


Figura 25: Malla de cálculo del dominio computacional empleada en el FLOW-3D.

3.4.3. Condiciones iniciales y de frontera

Como condición inicial se estableció una altura de agua de 3.0 m sobre la poza disipadora de energía, esto con la finalidad de disminuir el tiempo de simulación. Por otro lado, las condiciones de frontera para todo el proceso de simulación se establecieron de la siguiente manera: aguas arriba del vertedero (X_{\min}), en el bloque 1, se definió una condición de frontera de tipo *caudal*; aguas abajo del aliviadero (X_{\max}), en el bloque 6, se especificó una condición de frontera de tipo *flujo de salida*; en ambos lados del aliviadero (Y_{\min} e Y_{\max}) y en la base (Z_{\min}), de todos los bloques, se consideraron una condición de frontera de tipo *pared*; entre bloques adyacentes (*multi - block*) se estableció una condición de *simetría*; y finalmente en la parte superior (Z_{\max}), para todos los bloques, una condición de frontera de tipo *presión*. Ver Figura 26.

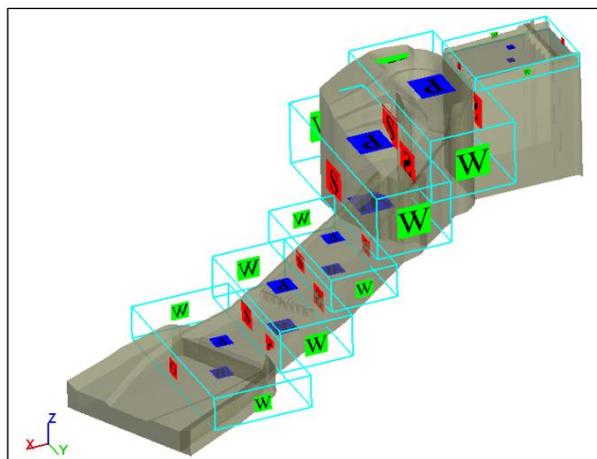


Figura 26: Condiciones de contorno del dominio computacional (Q: caudal, W: pared, P: presión, S: simetría y O: salida).

En el Cuadro 2 se detallan los parámetros utilizados en el proceso de simulación numérica. Los valores de rugosidad absoluta fueron estimados de manera razonable, a partir de mediciones realizadas en campo.

Cuadro 2: Parámetros generales utilizados en el proceso de simulación.

Parámetro	Valor	Unidad
Densidad del agua (20 °C)	1,000.0	kg/m ³
Viscosidad dinámica del agua (20 °C)	1.00E-03	N.s/m ²
Tensión superficial (20 °C)	0.073	N/m
Densidad del aire (15 °C)	1.225	kg/m ³
Viscosidad dinámica del aire (15 °C)	1.79 E-05	N.s/m ²
Aceleración de la gravedad	9.81	m/s ²
Rugosidad absoluta de las estructuras de concreto	1.00E-03	m
Rugosidad absoluta de la rápida en roca	0.25	m
Rugosidad absoluta del canal de descarga	0.075	m

3.4.4. Elección del modelo de turbulencia

En el modelo numérico FLOW-3D existen seis modelos de turbulencia disponibles, dentro de este grupo de modelos los que mejores resultados proporcionan son el modelo de grandes vórtices (*Large Eddy Simulation*, LES), los modelos de dos ecuaciones k- ω , k- ϵ y k- ϵ /RNG (basado en los métodos *Renormalization - Group*). Este último modelo de turbulencia fue precisamente el que se utilizó en todo el proceso de simulación, por ser uno de los más precisos y robustos disponibles; además, de ser el modelo recomendado por el manual del programa (Flow Science, 2015).

3.4.5. Submodelos activados durante la simulación

A continuación, se presentan los submodelos que fueron activados dentro del programa FLOW-3D para la ejecución de todas las simulaciones. Los valores de los parámetros utilizados en estas simulaciones se muestran en el Cuadro 2.

a. Aceleración de la gravedad

Los componentes del vector gravedad, en el sistema de coordenadas cartesianas, fueron establecidos en *Physics > Gravity and non - inertial reference frame*. La dirección del vector gravedad se ha considerado constante durante todas las simulaciones. Ver Figura 27.

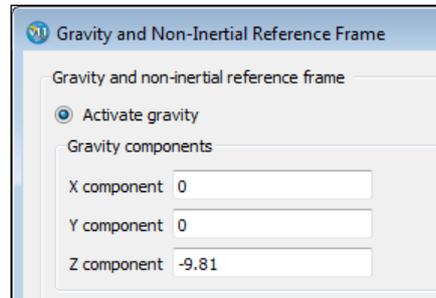


Figura 27: Activación del vector gravedad.

b. Turbulencia

Según lo mencionado anteriormente, existen seis opciones disponibles en el FLOW-3D para la evaluación de la viscosidad turbulenta. La elección del modelo de turbulencia $k-\epsilon$ /RNG se efectúa en *Physics > Viscosity and turbulence*. Para que sean activados, todos los modelos de turbulencia requieren del modelo de viscosidad y de un valor positivo de viscosidad dinámica molecular del fluido. El valor de la viscosidad dinámica del fluido se define en *Fluids > Properties > Viscosity*. Ver Figura 28.

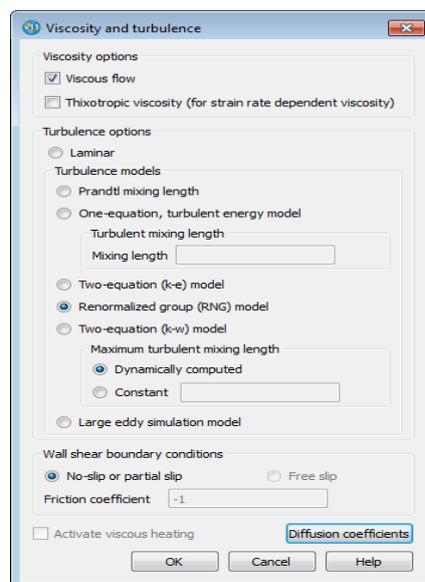


Figura 28: Selección del modelo de turbulencia.

c. Submodelo de densidad variable

Para tener en consideración los cambios de la densidad del fluido debido al aire atrapado, se activó el submodelo de densidad variable con transporte de densidad (*Physics > Density evaluation*). Para este caso se tuvo que ingresar las características del aire (ver Cuadro 2) en el panel del submodelo de arrastre de aire. Ver Figura 29.

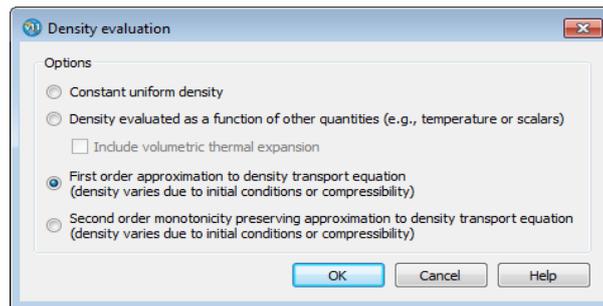


Figura 29: Activación del submodelo de densidad variable.

d. Submodelo de arrastre de aire

Este submodelo es capaz de simular el arrastre natural del aire debido a la turbulencia. El submodelo de incorporación de aire se activó en *Physics > Air entrainment*. En este estudio se consideró un valor del coeficiente de tasa de arrastre igual a 0.5, de acuerdo con la recomendación de Hirt (2003). Del mismo modo, también se definió el coeficiente de tensión superficial para el fluido (ver Cuadro 2); esto no activa el submodelo de tensión superficial, pero sí incluye la tensión superficial en el balance de fuerzas para la estimación de la cantidad de aire atrapado. Ver Figura 30.

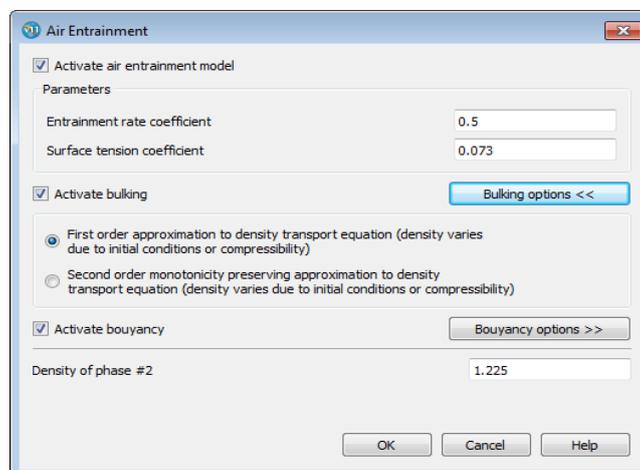


Figura 30: Activación del submodelo de arrastre de aire.

e. Submodelo *drift flux*

Además de los submodelos mencionados, se activó el submodelo *drift flux* (*Physics > Drift flux*) para modelar la mezcla agua/aire como un flujo de dos fases. En este caso, las burbujas de aire pueden moverse dentro del fluido debido a la diferencia de sus densidades. Los valores considerados de densidad y viscosidad dinámica del aire se muestran en el Cuadro 2. Además, para las burbujas de aire se consideró un valor de coeficiente de arrastre igual a 0.95, según lo propuesto por Karamanev y Nikolov (1992), valor correspondiente a esferas de baja densidad. Asimismo, fue activada la casilla que permite el escape del aire de la superficie del agua hacia la atmósfera. Los valores restantes de este submodelo no se modificaron y fueron dejados por defecto. Ver Figura 31.

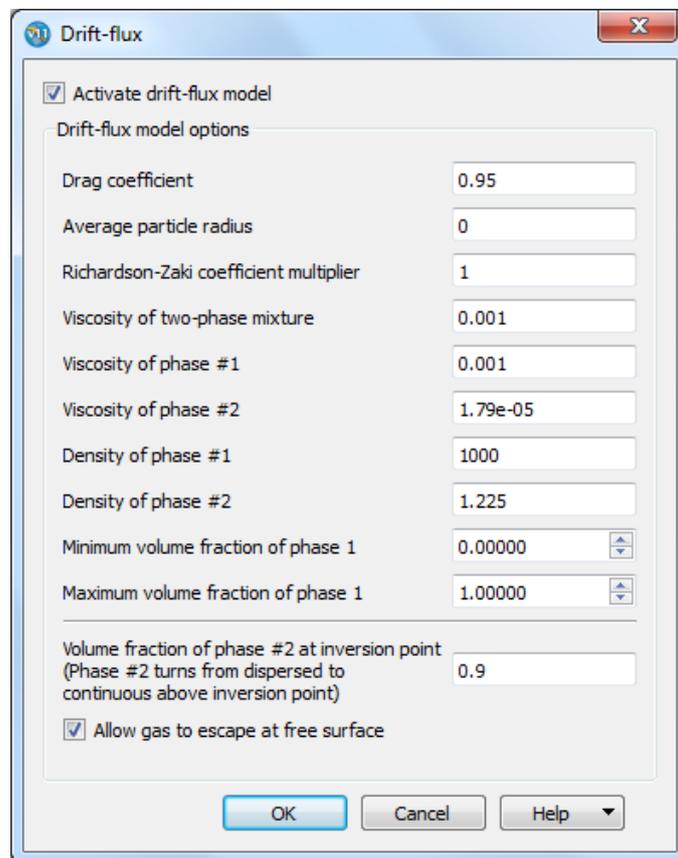


Figura 31: Activación del submodelo *drift flux*.

3.4.6. Opciones numéricas

En dominios computacionales grandes, el método de iteración GMRES (*generalized minimal residual*) es computacionalmente más eficiente que el algoritmo SOR (*successive over - relaxation*), ya que es capaz de converger con mucho menos iteraciones (FLOW-3D,

2015). Por lo tanto, en todas las simulaciones se utilizó el método GMRES junto con un método implícito de resolución de presión, el cual es recomendado para flujos incompresibles.

Para el cálculo de la advección del *momentum*, y de todas las demás magnitudes del fluido, se consideró aproximaciones numéricas explícitas. Cabe señalar que los métodos explícitos son simples y precisos, pero requieren limitaciones en el tamaño máximo del paso de tiempo (FLOW-3D, 2015).

En el FLOW-3D existen varios métodos para realizar el seguimiento de las interfaces del fluido. Cada uno es el más adecuado para un determinado tipo de problema. En el presente trabajo de investigación, se empleó el método *Split Lagrangian* (también conocido como TruVOF) debido a que presenta una buena aproximación en el seguimiento de interfaces fuertes (agua/aire), para movimientos tridimensionales complejos (FLOW-3D, 2015). Las opciones numéricas restantes no se modificaron y fueron dejadas por defecto.

3.4.7. Calibración del modelo FLOW-3D

El tamaño de celda es el factor más importante en el proceso de simulación, por ello fue necesaria la calibración del modelo numérico FLOW-3D con valores de caudal y sus correspondientes tirantes, los cuales fueron medidos en la estructura del aliviadero durante su operación.

La medición de los tirantes se realizó con la ayuda de archivos fotográficos y de video (proporcionados por OPEMA) del flujo de agua en el aliviadero de $125.0 \text{ m}^3/\text{s}$. Esta descarga sobre el aliviadero ocurrió el 31/03/2008 (ver Figura 32).

Luego de revisar toda la información proporcionada por OPEMA, se eligieron finalmente cinco puntos de medición equidistantes que se encuentran ubicados a lo largo de la rápida de concreto (Figura 33).

Como anteriormente se indicó en la Sección 3.4.2, durante todo el proceso de simulación se utilizaron seis bloques de mallas ortogonales adyacentes. Para la calibración del tamaño de la celda se ensayaron tres tipos de mallado, los cuales se describen en el Cuadro 3.

Cuadro 3: Tipos de mallado utilizados en el proceso de calibración.

Mallado	Bloque 1			Del bloque 2 al 6			Número total de celdas
	Δx (m)	Δy (m)	Δz (m)	Δx (m)	Δy (m)	Δz (m)	
Tipo 1	0.50	0.25	0.25	0.50	0.50	0.50	28,420,256
Tipo 2	0.50	0.25	0.25	0.50	0.50	0.35	39,260,952
Tipo 3	0.50	0.25	0.25	0.50	0.50	0.25	53,627,904

La configuración del tamaño de celda en el bloque 1 (bloque de malla que corresponde al vertedero de cresta ancha) se ha mantenido constante en todos los ensayos por presentar un mallado lo suficientemente fino, capaz de representar de manera correcta la complejidad del flujo de esta zona. En los bloques restantes (bloques del 2 al 6), se probaron grosores diferentes de celda, modificándose únicamente el tamaño en el eje z. Esto debido a los valores de tirante bajos que fueron observados.

Finalmente, los valores de altura de agua medidos en los cinco puntos seleccionados fueron contrastados con los resultados numéricos, obtenidos para diferentes tamaños de celda, siendo elegida en definitiva el tamaño de celda que mejor se ajustaba a las mediciones estimadas en campo.



Figura 32: Operación del aliviadero de demasías para una descarga de $125.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (fecha: 31/03/2008).

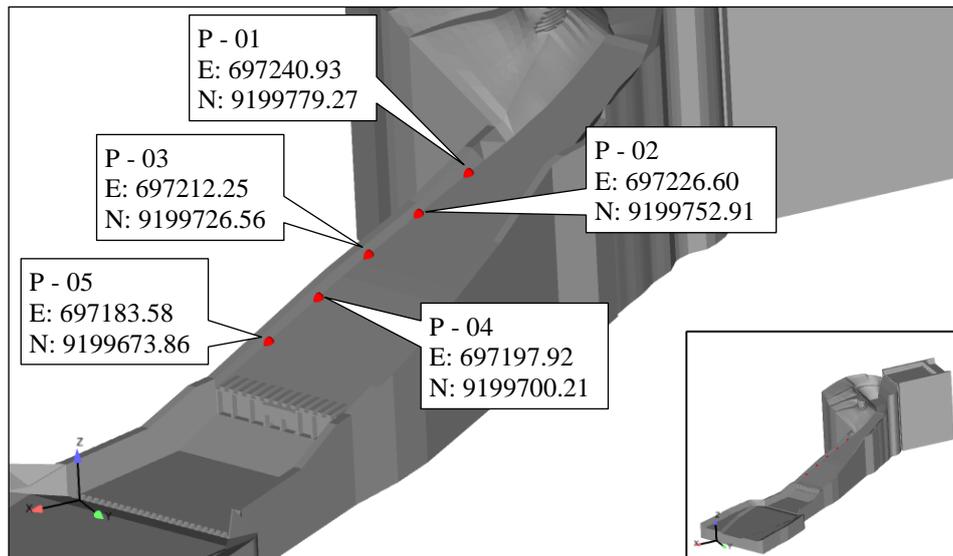


Figura 33: Ubicación de los puntos de medición a lo largo del aliviadero.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Análisis y determinación de los caudales de avenida

Como anteriormente se señaló en la Sección 3.2.3, para la determinación de los caudales de avenida del río Jequetepeque fueron seleccionadas siete funciones de distribución de probabilidad. En el Cuadro 4 se muestra un resumen de los resultados obtenidos con la prueba de bondad de ajuste Chi-cuadrado, para las primeras seis funciones elegidas, y los correspondientes caudales calculados para el periodo de retorno de diseño de 2,000 años. En los resultados se observa que los datos de caudal se ajustaron de forma satisfactoria únicamente con la función Gamma de 2 parámetros (método estadístico (c)), para un nivel de significancia de 0.05, este resultado será analizado y discutido más adelante. En el Anexo 4 se adjuntan los resultados gráficos obtenidos con el *software* Hyfran-Plus.

Cuadro 4: Resultados obtenidos en la prueba de bondad de ajuste Chi-cuadrado.

Ítem	Función de distribución de probabilidad	Método de estimación de parámetros	Estadístico (χ^2)		Conclusión ($\alpha = 0.05$)	Q (m ³ /s) T = 2,000 años
			Calculado (χ^2_c)	Tabla (χ^2_t)		
a	Normal	Máxima verosimilitud	35.04	15.51	Los datos no se ajustan ($\chi^2_c > \chi^2_t$)	1,447.42
b	Log-Normal 3 parámetros	Máxima verosimilitud	16.96	14.07	Los datos no se ajustan ($\chi^2_c > \chi^2_t$)	3,610.91
c	Gamma 2 parámetros	Máxima verosimilitud	7.32	15.51	Los datos sí se ajustan ($\chi^2_c < \chi^2_t$)	2,034.90
d	Gumbel	Máxima verosimilitud	16.96	15.51	Los datos no se ajustan ($\chi^2_c > \chi^2_t$)	1,867.32
e	Pearson tipo III	Máxima verosimilitud	14.25	14.07	Los datos no se ajustan ($\chi^2_c > \chi^2_t$)	2,380.01
f	Log-Pearson tipo III	Método directo de momentos (BOB)	15.75	14.07	Los datos no se ajustan ($\chi^2_c > \chi^2_t$)	2,289.66

Por otra parte, los cálculos iniciales y el arreglo tabular de los caudales máximos anuales, necesarios para el desarrollo del método de la normativa rusa (método estadístico (g)), son explicados con mayor detalle en el Anexo 5. Cabe señalar que todas las ecuaciones utilizadas a partir de este punto ya han sido descritas anteriormente en la Sección 3.2.4.

Inicialmente, se comprobó que la serie de caudales máximos anuales utilizada en el estudio cumplía con las condiciones necesarias para aplicar la metodología reportada por Zhivotovsky (1978), dado que el número de años de observación (n) es mayor a 40 (regiones montañosas), y el error cuadrático medio del coeficiente de variación (E_{cv}) es menor a 20 % (ver Cuadro 5). Por otro lado, para los cálculos siguientes se consideró un valor de coeficiente de asimetría (C_s) igual a cuatro veces el coeficiente de variación (C_v), este valor es el recomendado para ríos de montaña, según lo establecido en el Cuadro 1.

Cuadro 5: Cálculos preliminares para el método de la normativa rusa.

Parámetro	Símbolo	Valor	Nota
Número de años de observación	n	73	1943 - 2015
Media aritmética	X_{CP}	417.88	Ecuación 50
Coeficiente de variación	C_v	0.74	Ecuación 48
Coeficiente de asimetría	C_s	1.68	Ecuación 51
Error cuadrático medio de C_v (%)	E_{cv}	10.31	Ecuación 54
Relación teórica entre C_s y C_v	C_s/C_v	2.26	Calculada
Relación elegida entre C_s y C_v	C_s/C_v	4.00	Recomendada (Cuadro 1)

Es importante resaltar que aguas arriba del Embalse Gallito Ciego el cauce principal del río Jequetepeque posee una pendiente media aproximada de 3.30 %. Por lo tanto, puede ser considerado dentro de la clasificación de río de montaña con alta pendiente. Para el cálculo del caudal de corrección (ΔQ) se eligió un valor medio del coeficiente α igual a 1.20, el cual caracteriza el grado de conocimiento del río (0.75 para cuencas suficientemente estudiadas y 1.50 para cuencas escasamente estudiadas). En el Cuadro 6 se muestran los caudales de avenida obtenidos para diversos periodos de retorno.

Cuadro 6: Cálculo del caudal de avenida para diferentes periodos de retorno.

Parámetro	T (Años)					Nota
	10,000	2,000	1,000	200	100	
P (%)	0.01	0.05	0.1	0.5	1	1/T
$\phi_{P\%}$	10.41	8.18	7.22	4.98	4.01	Anexo 3
ϕ_{CV}	7.74	6.08	5.37	3.71	2.98	$\phi_{P\%} * C_v$
$K_{P\%}$	8.74	7.08	6.37	4.71	3.98	Ecuación 56
$Q'_{P\%}$ (m ³ /s)	3,652.81	2,958.93	2,660.09	1,966.21	1,664.12	Ecuación 55
E_P	1.48	1.40	1.36	1.24	1.16	Figura 21
ΔQ (m ³ /s)	759.29	581.81	508.11	342.43	271.12	Ecuación 57
$Q_{P\%}$ (m ³ /s)	4,412.10	3,540.74	3,168.20	2,308.64	1,935.24	Ecuación 58

En la Figura 34 se consigue distinguir como la curva de probabilidad teórica Pearson tipo III (del método estadístico (g)) varía al modificar el valor del coeficiente de asimetría (C_s). Asimismo, en esta figura se aprecia que la curva teórica que resulta de considerar un valor de C_s igual a cuatro veces C_v (valor recomendado por el Cuadro 1) se ajusta mucho mejor a los valores elevados de caudal.

La principal ventaja de este método radica en su flexibilidad, ya que se puede modificar el valor del coeficiente de asimetría (dentro de los rangos recomendados en el Cuadro 1) hasta obtener una nueva curva teórica de probabilidad que se aproxime mejor a la serie de caudales máximos anuales.

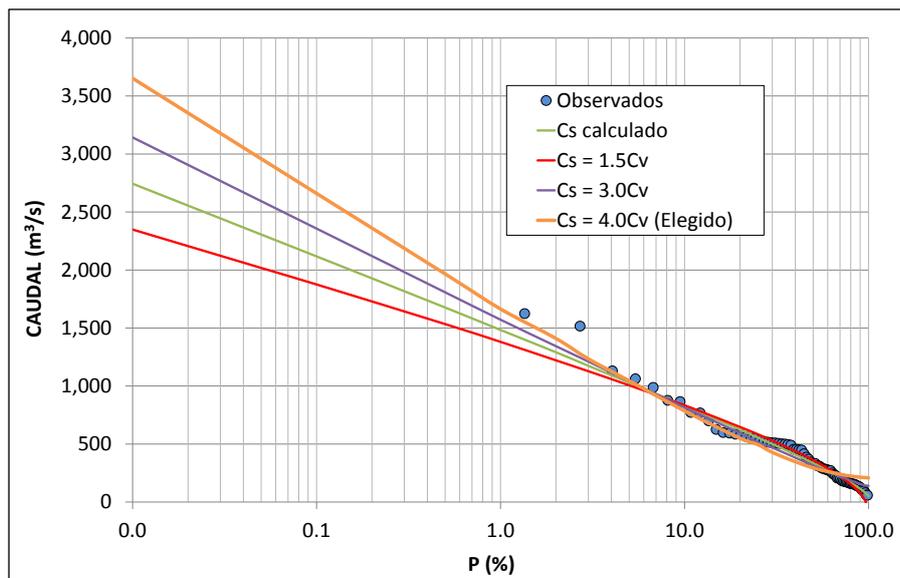


Figura 34: Comparación entre curvas teóricas de probabilidad Pearson tipo III (método estadístico (g)) para diferentes valores de C_s .

Como se indicó anteriormente, de los seis primeros métodos estadísticos utilizados, los datos de caudales máximos se ajustaron de forma satisfactoria únicamente a la función Gamma de 2 parámetros. Por consiguiente, el método estadístico (c) produce resultados válidos para su comparación con los datos observados. En la Figura 35, para fines de contraste, se presentan los gráficos de las curvas de probabilidad de las distintas funciones de distribución teóricas empleadas en la presente investigación. En esta figura se observa que la función de distribución Gamma de 2 parámetros, por acomodarse mejor a la parte central de la serie de datos, no se ajusta adecuadamente a los valores extremos. Por el contrario, la curva obtenida con el método de la normativa rusa se ajusta de manera satisfactoria a los caudales de mayor magnitud.

La confiabilidad de los procedimientos estadísticos depende de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de la distribución de probabilidades seleccionada. Cuando se pretende realizar extrapolaciones para períodos de retorno mayores que la longitud de la serie disponible, el error relativo asociado a la distribución de probabilidades utilizada se torna importante. Esto explica la diferencia sustancial entre los caudales obtenidos con los métodos (c) y (g) para el periodo de retorno de 2,000 años ($2,034.90 \text{ m}^3/\text{s}$ y $3,540.74 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente).

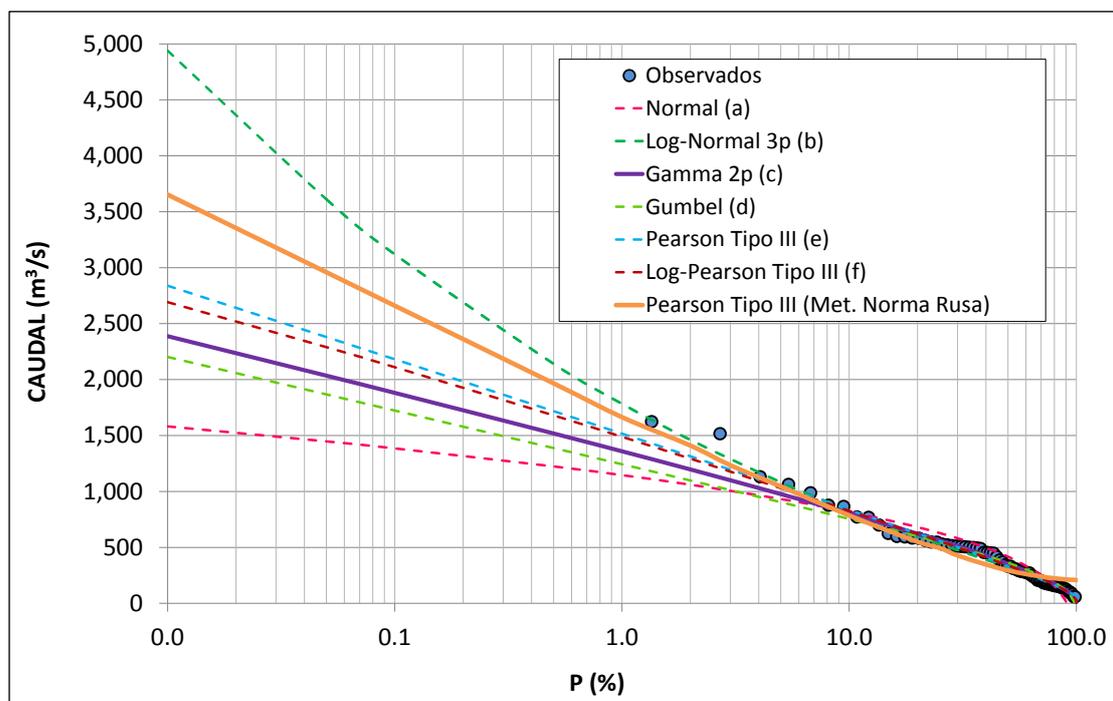


Figura 35: Comparación entre las siete funciones de distribución de probabilidad utilizadas en el estudio.

Conforme a lo indicado, para los fines pertinentes se ha optado por elegir los resultados obtenidos con el método estadístico (g) para los cálculos posteriores. Debido a que este método posee además un fundamento físico adicional sobre el origen de los caudales máximos, el cual se ve reflejado en el valor del coeficiente de asimetría (ver Cuadro 1).

4.2. Análisis de laminación de crecidas

Luego de calcular los caudales de avenida, para diferentes periodos de retorno, se procedió a generar los hidrogramas de ingreso al Embalse Gallito Ciego, a partir del hidrograma unitario adimensional de la avenida típica del río Jequetepeque (Figura 16).

Una vez elaborados los hidrogramas de ingreso, estos fueron posteriormente transitados a través del embalse, utilizando el método de piscina nivelada, obteniéndose finalmente los hidrogramas atenuados de salida. En la Figura 36 se observan los hidrogramas de entrada y salida de la avenida correspondiente al periodo de retorno de diseño de 2,000 años. Los cálculos necesarios para el tránsito de esta avenida se detallan en el Anexo 6. En el Cuadro 7 se muestran los caudales picos de los hidrogramas de entrada y salida calculados para diferentes periodos de retorno. Los valores que se observan en este cuadro asumen que las paredes del aliviadero se extienden verticalmente incluso para cotas mayores a 410.30 m.s.n.m. (nivel máximo en crecidas según criterios de diseño).

El análisis de retención y laminación de crecidas para el caudal máximo de entrada de $3,540.74 \text{ m}^3/\text{s}$, con periodo de retorno de 2,000 años, produce como resultado un nivel máximo de pelo de agua en el embalse igual a 411.55 m.s.n.m. (correspondiente a un caudal de salida de $2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$); es decir, 1.25 m por encima del nivel máximo de diseño inicial de 410.30 m.s.n.m., lo que implica una disminución del borde libre de la Presa Gallito Ciego de 2.70 m a 1.45 m (teniendo en cuenta que el nivel de coronación de la presa se encuentra en la cota 413.0 m.s.n.m.). Asimismo, se observa que el periodo de retorno correspondiente a la capacidad actual de evacuación del aliviadero ($1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$) es de aproximadamente 776 años (valor hallado por interpolación en el Cuadro 7). Lo que evidencia que el nivel de seguridad del aliviadero de demasías se ha reducido sensiblemente con respecto a los cálculos de diseño, para el periodo de retorno de 2,000 años. Esto debido a la ocurrencia más frecuente del fenómeno El Niño.

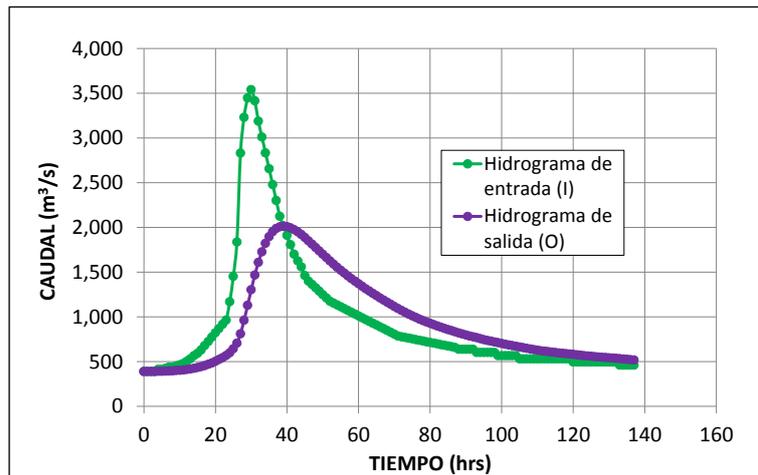


Figura 36: Hidrogramas de entrada y salida de la avenida correspondiente al periodo de retorno de 2,000 años.

Cuadro 7: Caudales picos de los hidrogramas de entrada y salida.

Periodo de retorno (Años)	Caudal de entrada (m ³ /s)	Caudal de salida (m ³ /s)
20	1,180.60	585.70
100	1,935.24	1,024.77
200	2,308.64	1,249.48
1,000	3,168.20	1,777.96
2,000	3,540.74	2,011.48
10,000	4,412.10	2,563.10

4.3. Proceso de simulación numérica

Después del cálculo de los caudales picos de salida, obtenidos con el análisis de laminación de crecidas, se dio inicio al proceso de simulación numérica del aliviadero de demasías de la Presa Gallito Ciego, para ello se utilizó el modelo numérico FLOW-3D versión 11.1. Asimismo, para las simulaciones se hizo uso de una computadora con procesador Intel Core i7-4510U 2.0 GHz, memoria RAM de 12.0 GB, video de 2 GB AMD y sistema operativo Windows 7 Ultimate 64 bits. A continuación se detallan los resultados obtenidos en la etapa de simulación numérica.

4.3.1. Resultados de la calibración del modelo FLOW-3D

Con la información proporcionada por OPEMA (archivos fotográficos y de video) se estimaron los niveles de agua a lo largo del aliviadero de demasías correspondiente al

caudal de $125.0 \text{ m}^3/\text{s}$, con fecha de descarga 31/03/2008. En las Figuras 37 y 38 se muestran los valores de tirante en los cinco puntos de medición anteriormente establecidos.

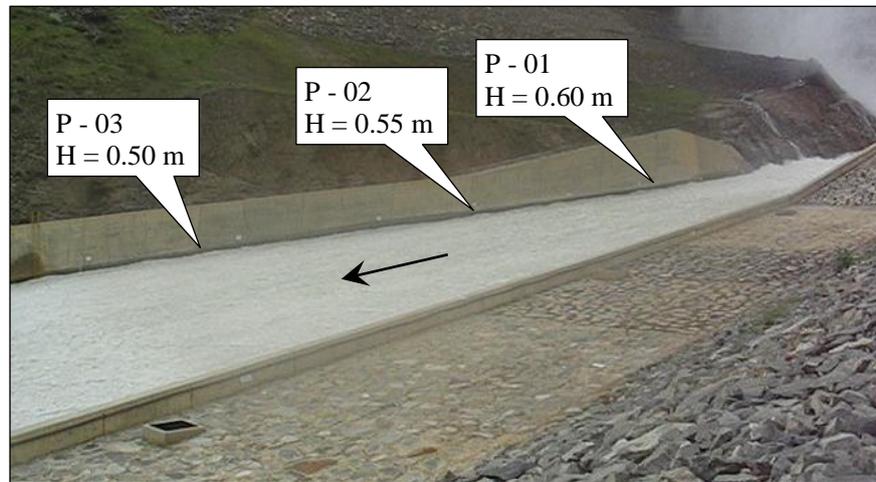


Figura 37: Altura promedio de agua en los puntos de medición 01, 02 y 03 ($Q = 125.0 \text{ m}^3/\text{s}$).

En las Figuras 39 y 40 se muestran los tirantes de agua y las magnitudes de velocidad, respectivamente, obtenidos con el modelo numérico FLOW-3D a lo largo del aliviadero de excedencias. Para calcular los niveles de agua en cada punto de observación (tanto en el modelo numérico como en campo) se tuvieron que efectuar múltiples mediciones, para diferentes valores de tiempo, tomándose finalmente el valor promedio entre ellas.

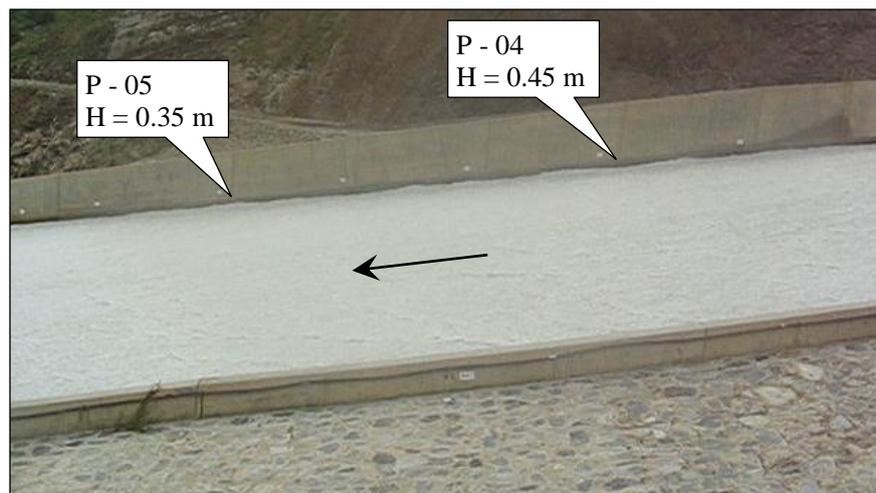


Figura 38: Altura promedio de agua en los puntos de medición 04 y 05 ($Q = 125.0 \text{ m}^3/\text{s}$).

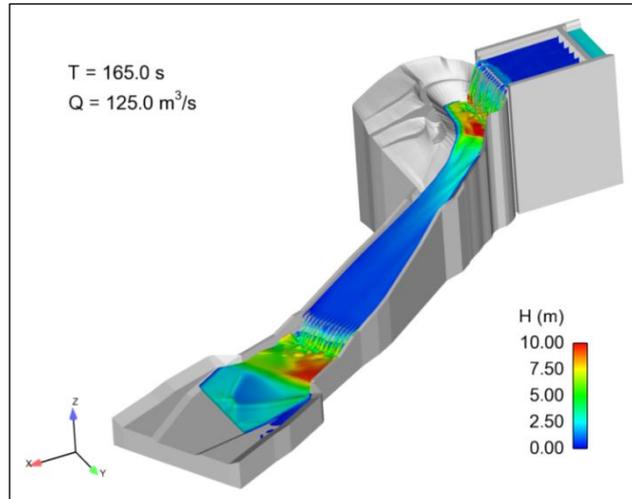


Figura 39: Altura de agua sobre el aliviadero de demasías ($Q = 125.0 \text{ m}^3/\text{s}$).

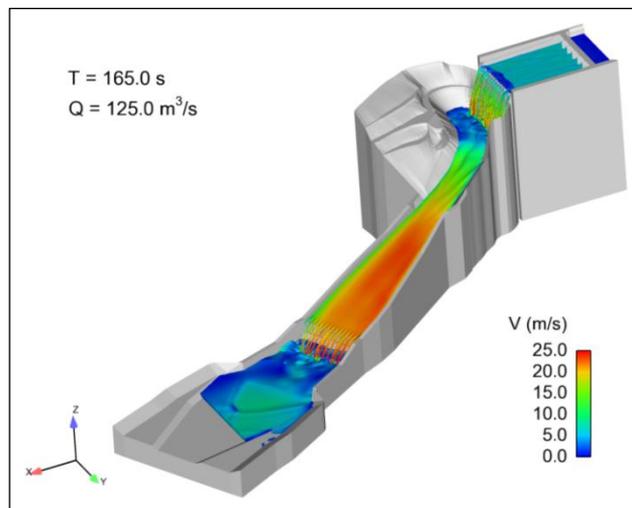


Figura 40: Magnitud de velocidad sobre el aliviadero de demasías ($Q = 125.0 \text{ m}^3/\text{s}$).

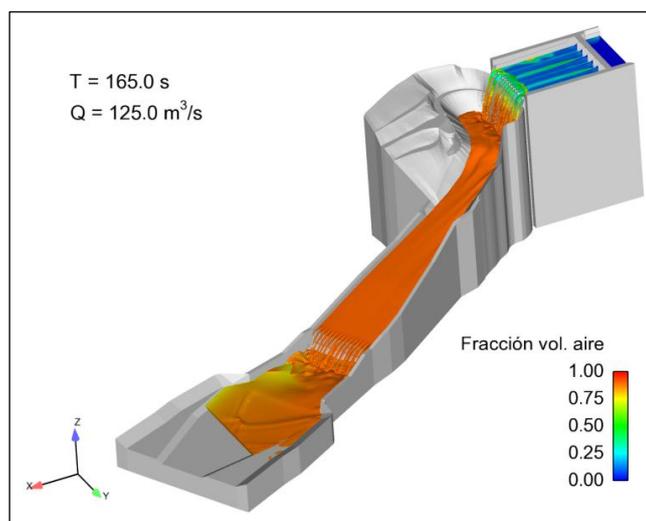


Figura 41: Fracción de volumen de aire sobre el aliviadero de demasías ($Q = 125.0 \text{ m}^3/\text{s}$).

Al realizar las mediciones se observó que los tirantes de agua eran considerablemente mayores a los estimados empíricamente, esto se debió a que el flujo se encontraba altamente aireado (flujo bifásico agua-aire), producto de la caída desde el vertedero de cresta ancha hasta la poza natural de disipación excavada en roca. Las Figuras 37 y 38 corroboran la alta aireación puesto que se puede observar un flujo de *color blanco*, que es muy característico en este tipo de flujos bifásicos.

Es conocido que el diseño de aliviaderos siempre ha estado asociado a modelos físicos reducidos. Sin embargo, los efectos de escala relacionados a estos modelos dejan muchas veces varios aspectos sin resolver (Chanson, 2009). Este es el caso de la aireación del flujo. Para los números de Weber y Reynolds asociados a los modelos reducidos, los efectos de escala no permiten una correcta reproducción de la aireación del prototipo (Pfister y Hager, 2010). La importancia de la aireación del flujo, tanto por la protección que ofrece al aliviadero (Falvey, 1990) como por la reducción en la fricción de fondo (Wood, 1991), convierte a la concentración de aire en una variable de suma importancia, al mismo nivel que la velocidad o la presión. De hecho, esta concentración de aire modifica las propiedades del flujo (densidad, viscosidad, etc.) y da lugar a distintas distribuciones de cantidad de movimiento.

Sobre la base de experimentos de laboratorio, Peterka (1953) encontró que una concentración media de aire entre 5 y 8 % reduce el riesgo de cavitación en el concreto casi por completo. En la Figura 41 se observan concentraciones mucho mayores a las recomendadas por Peterka (1953); por lo cual, no existirán riesgos de cavitación (producto de la alta velocidad y turbulencia del flujo) a lo largo del aliviadero de demasías de la Presa Gallito Ciego.

En el Cuadro 8 se realiza la comparación entre los valores de altura de agua hallados con el modelo, en los cinco puntos de medición, y los tirantes estimados en campo. Asimismo, se aprecia que con una mejora de la resolución de la malla (mallado tipo 3) en general se obtienen valores de error menores; por lo tanto, para todo el proceso de simulación siguiente se utilizó el mallado tipo 3.

Con el fin de reducir significativamente el tiempo de cálculo computacional requerido para este tamaño de celda (en el proceso final de simulación). Inicialmente, se efectuó una

primera simulación, con el mallado tipo 1, hasta que el modelo se estabilizara, esto ocurre cuando las energías cinética media y turbulenta media se mantienen aproximadamente constantes en el tiempo. Posteriormente, se utilizó la opción *Restart* disponible en el programa FLOW-3D la cual permite continuar la simulación inicial, pero esta vez con un tamaño de malla más fino.

Cuadro 8: Resultados obtenidos en la calibración.

Punto	Valor observado (m)	Mallado tipo 1		Mallado tipo 2		Mallado tipo 3	
		FLOW-3D (m)	Error (%)	FLOW-3D (m)	Error (%)	FLOW-3D (m)	Error (%)
P - 1	0.60	0.80	33.33	0.82	36.67	0.77	28.33
P - 2	0.55	0.67	21.82	0.62	12.73	0.59	7.27
P - 3	0.50	0.55	10.00	0.56	12.00	0.57	14.00
P - 4	0.45	0.53	17.78	0.50	11.11	0.50	11.11
P - 5	0.35	0.45	28.57	0.41	17.14	0.36	2.86
Error promedio (%)		$\bar{\Sigma}$	22.30	$\bar{\Sigma}$	17.93	$\bar{\Sigma}$	12.71
Número de celdas totales		28,420,256		39,260,952		53,627,904	
Número de celdas activas		14,165,734		19,165,195		25,769,050	
Tiempo de simulación (s)		165.0		165.0		165.0	
Tiempo de cálculo computacional		09d:06h:31min:27s		13d:00h:22min:53s		47d:00h:10min:41s	

4.3.2. Simulación del aliviadero para diferentes caudales de avenida

En esta etapa del estudio se realizaron las simulaciones del aliviadero de demasías para tres diferentes caudales de avenida, los mismos que se especifican en el Cuadro 9.

Cuadro 9: Caudales de avenida simulados en el aliviadero de demasías.

Caudal (m ³ /s)	Número de celdas activas	Tiempo de simulación	Tiempo de cálculo computacional	Nota
525.00	25,769,050	70 s	07d:04h:30min:55s	FEN 1997/98
1,630.00	25,769,050	45 s	07d:07h:04min:14s	Caudal de diseño
2,011.48	25,769,050	45 s	07d:19h:23min:55s	Caudal actualizado

En la Figura 42 se presentan los resultados obtenidos en la simulación numérica, magnitudes de velocidad (izquierda) y niveles de agua (derecha), en todo el dominio computacional del aliviadero para el caudal de $525.0 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondiente al fenómeno El Niño del año 1997/98 (de magnitud extraordinaria). En esta figura puede observarse claramente que el aliviadero posee la capacidad suficiente para descargar sin problemas un caudal de esta magnitud. También se evidencia que la poza disipadora de energía trabaja de manera eficiente en la disipación de la energía hidráulica, ya que se aprecian bajas velocidades sobre esta estructura.

Asimismo, se observa que la poza natural labrada en roca casi ha alcanzado su capacidad máxima, por lo que una descarga mayor a $525.0 \text{ m}^3/\text{s}$ podría comprometer las estructuras de gaviones que protegen la carretera.

Por otra parte, la Figura 43 muestra el comportamiento del aliviadero para el caudal de diseño primigenio de $1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (periodo de retorno de 2,000 años). En esta figura se logra distinguir la formación de ondas cruzadas sobre el vertedero de cresta ancha. Otro aspecto importante que se observa es la potencial socavación hídrica de la cimentación y cuerpo de los muros de gaviones (localizados sobre el talud ubicado frente a la caída vertical) como resultado del impacto de las fuerzas erosivas del flujo. Asimismo, se evidencia que la dimensión y capacidad de la poza natural labrada en roca es insuficiente para disipar la energía de caída del caudal, desde el vertedero de cresta ancha, generándose el desbordamiento del agua por la rápida natural labrada en roca y la rápida de concreto.

Además, se aprecia que el funcionamiento hidráulico de la poza disipadora inferior de concreto es ineficiente en la disipación de energía hidráulica, debido a que no logra transformar el flujo supercrítico en subcrítico y, como consecuencia, el flujo es supercrítico en la poza disipadora y en el canal de descarga.

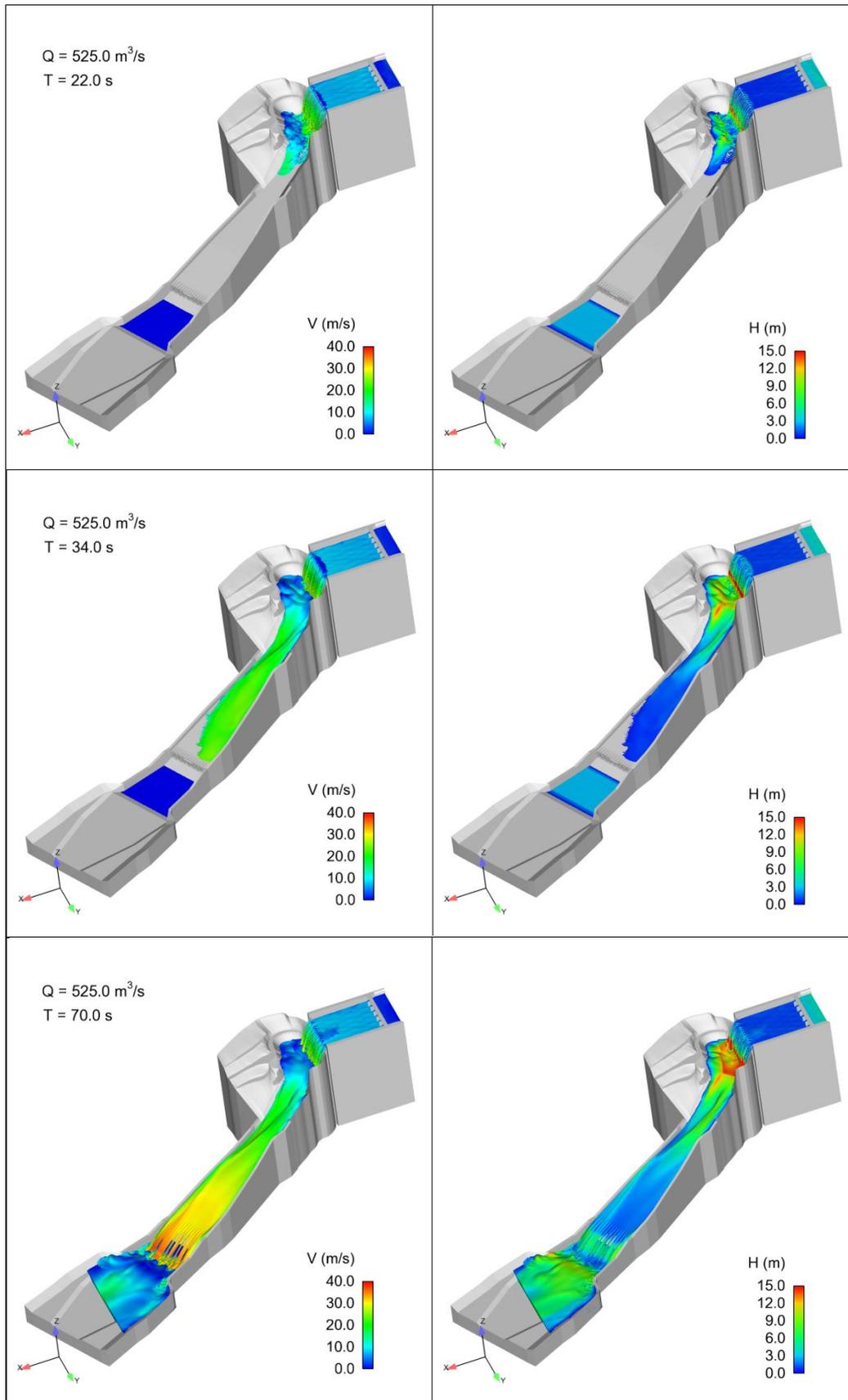


Figura 42: Magnitud de velocidad (izquierda) y altura de agua (derecha) sobre el aliviadero para una descarga de 525.0 m³/s (Fenómeno El Niño 1997/98).

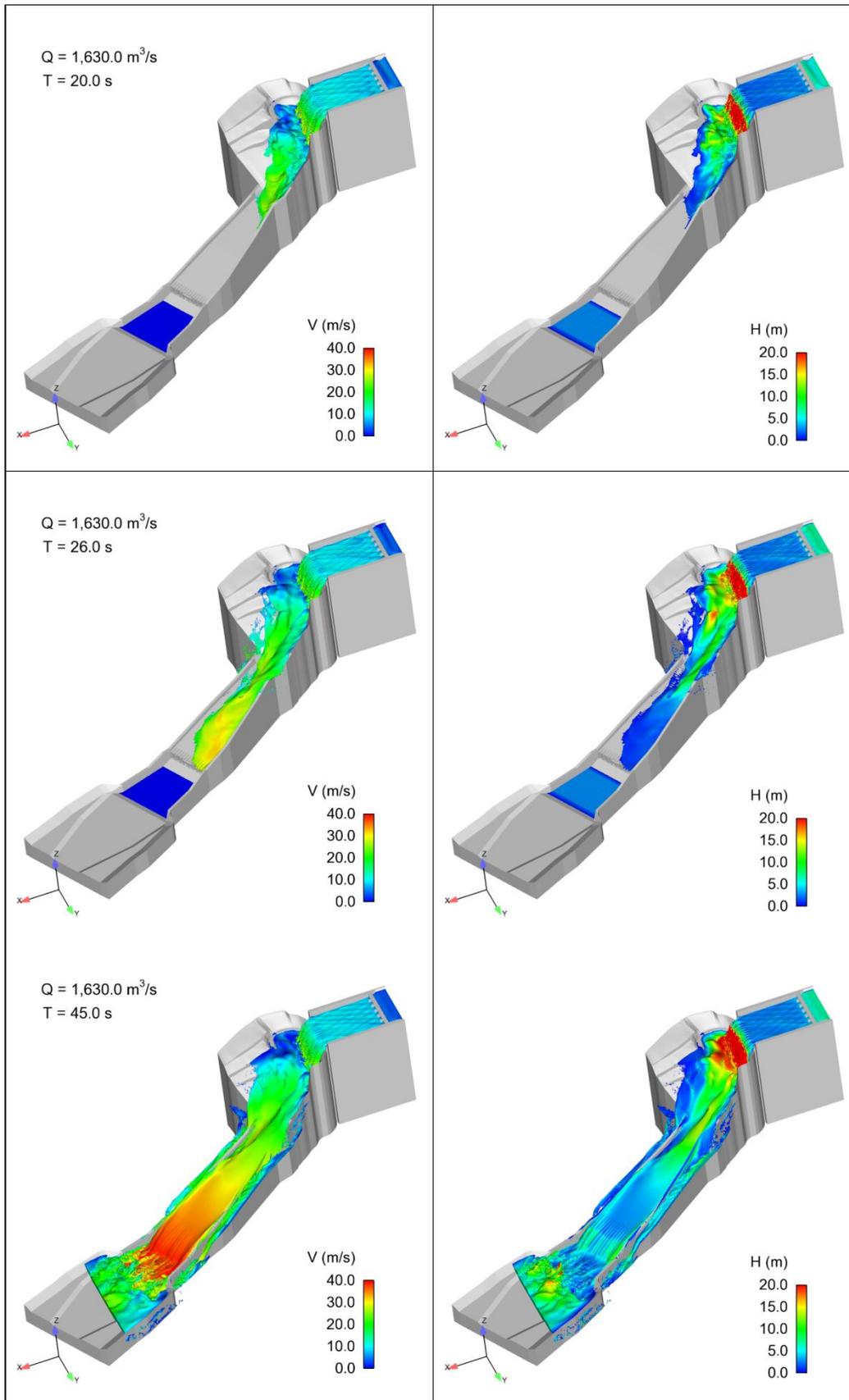


Figura 43: Magnitud de velocidad (izquierda) y altura de agua (derecha) sobre el aliviadero para una descarga de $1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$ ($T = 2,000$ años, caudal de diseño).

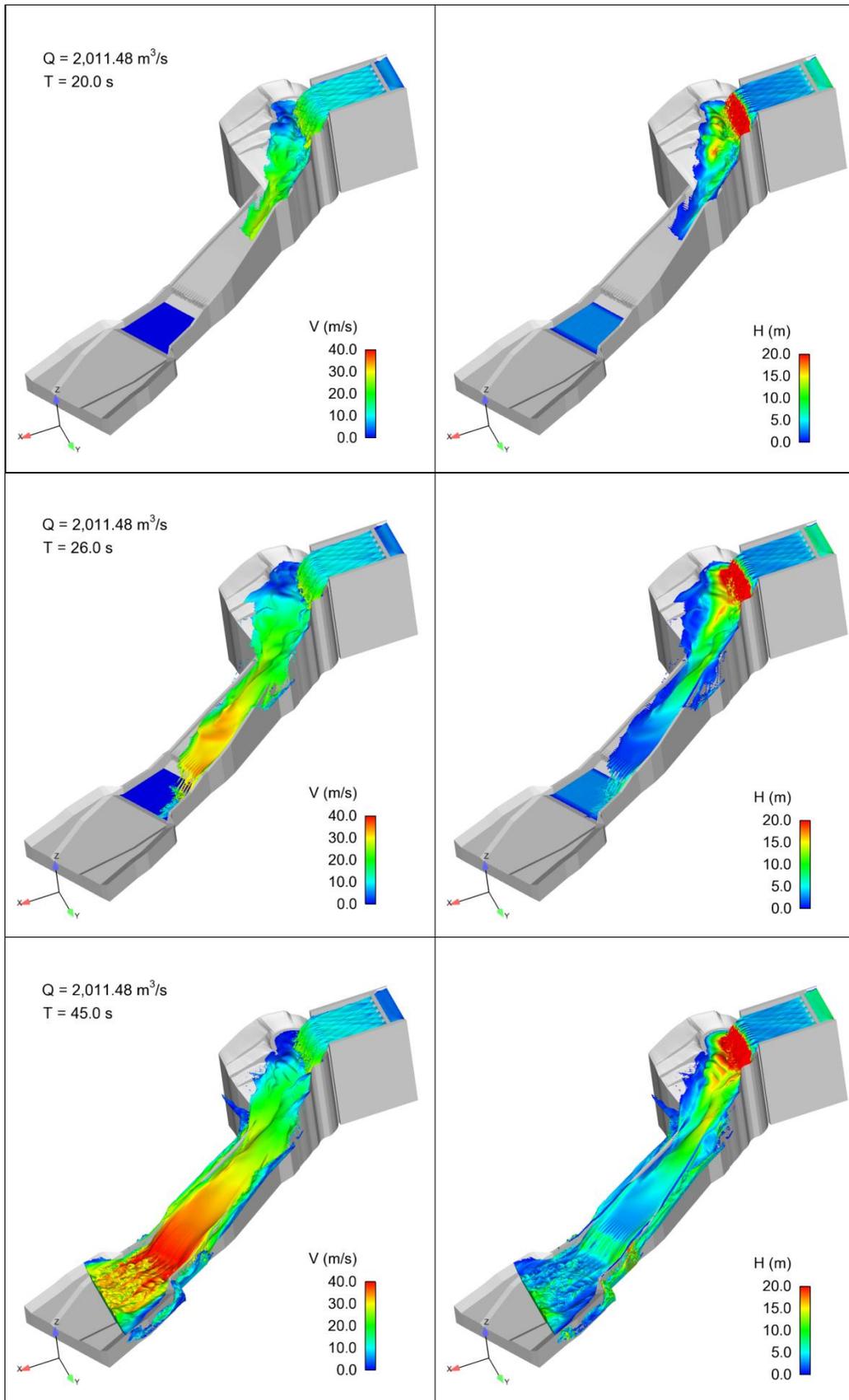


Figura 44: Magnitud de velocidad (izquierda) y altura de agua (derecha) sobre el aliviadero para una descarga de $2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$ ($T = 2,000$ años, caudal actualizado).

Según lo indicado en el Cuadro 7, el caudal de salida actualizado sobre el aliviadero para el periodo de retorno de 2,000 años fue de 2,011.48 m³/s (mayor en 23.40 % al caudal de diseño primigenio). De acuerdo a los resultados obtenidos con el modelo numérico FLOW-3D, se evidencia que la capacidad actual de conducción del aliviadero de demasías es incapaz de descargar, disipar la energía hidráulica y entregar al río (en condiciones hidráulicas apropiadas) el mencionado caudal sin causar problemas de erosión, desbordes e inundaciones sobre el cauce del río Jequetepeque (ver Figura 44). Por consiguiente, se requiere ampliar las dimensiones de la poza natural labrada en roca, de las rápidas y de la poza disipadora de energía, a fin de aumentar sus capacidades de descarga y garantizar de esta manera la seguridad hidrológica de la Presa Gallito Ciego.

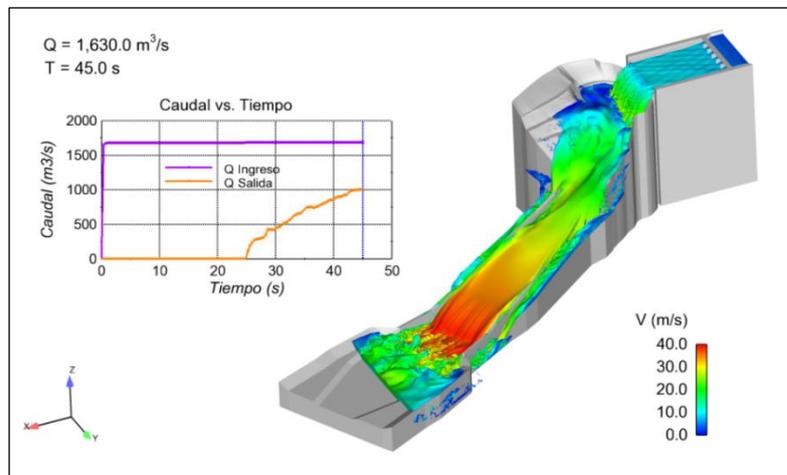


Figura 45: Caudal de salida de la rápida de concreto (a través del tiempo) para el caudal de ingreso de 1,630.0 m³/s.

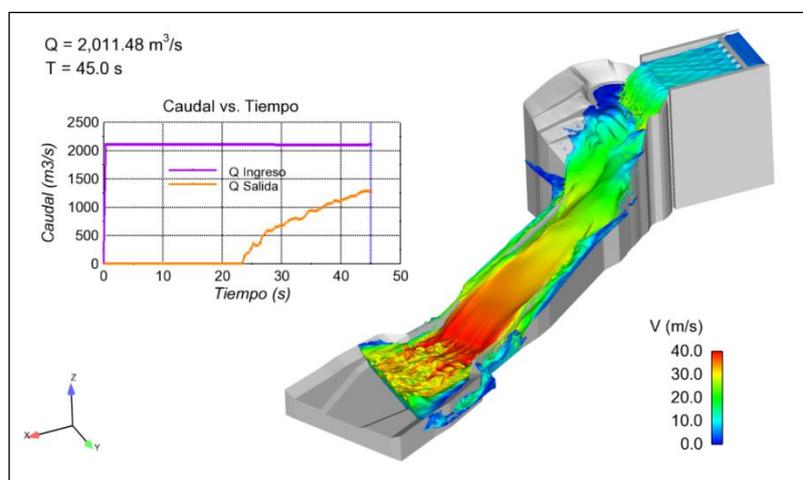


Figura 46: Caudal de salida de la rápida de concreto (a través del tiempo) para el caudal de ingreso de 2,011.48 m³/s.

En la Figura 45 se muestra el funcionamiento del aliviadero (a través del tiempo) para el caudal de diseño primigenio de $1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$. Como se aprecia en la figura, el caudal de salida por la rápida de concreto (aproximadamente $1,004.37 \text{ m}^3/\text{s}$) es menor que el caudal de ingreso de $1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$. Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en la simulación existirá una pérdida aproximada de caudal, a los lados de los muros, de $625.63 \text{ m}^3/\text{s}$ equivalente a una pérdida del 38.40 %. Por otra parte, en la Figura 46 se observa que para el caudal de diseño actualizado de $2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$ se tendrá un caudal de salida aproximado por la rápida de concreto de $1,274.86 \text{ m}^3/\text{s}$, lo cual indica una pérdida de $736.62 \text{ m}^3/\text{s}$; es decir, una pérdida de caudal del 36.40 %. Finalmente, en las Figuras 47 y 48 se observan las líneas de corriente a lo largo del aliviadero de demasías para el caudal de diseño primigenio y caudal de diseño actualizado, respectivamente. En estas figuras se pueden distinguir las zonas de recirculación y las diferentes trayectorias que seguirá el flujo a través del aliviadero.

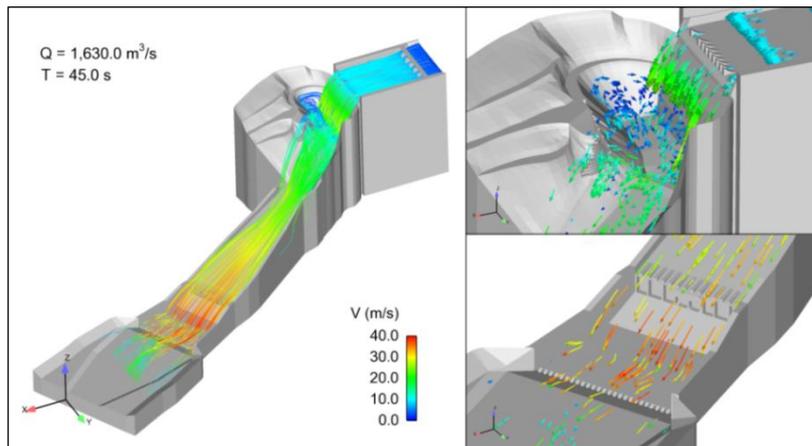


Figura 47: Líneas de corriente sobre el aliviadero para el caudal de $1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

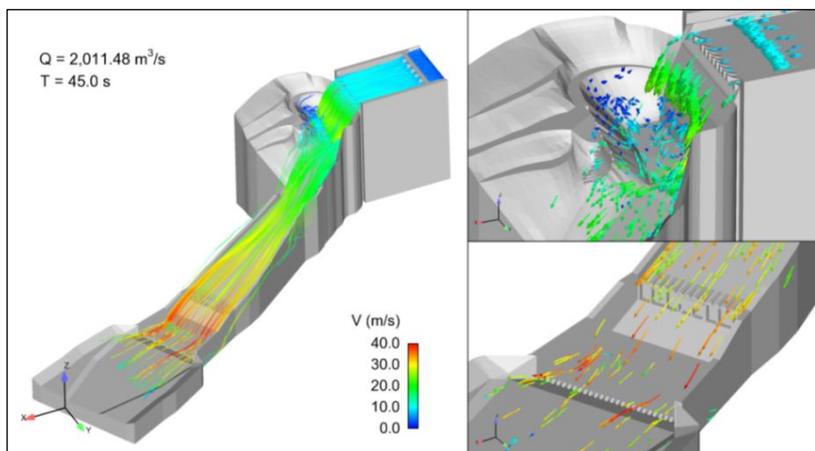


Figura 48: Líneas de corriente sobre el aliviadero para el caudal de $2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$.

V. CONCLUSIONES

1. Del análisis de retención y laminación de crecidas, concerniente al caudal actualizado de ingreso al embalse de $3,540.74 \text{ m}^3/\text{s}$ para el periodo de retorno de 2,000 años, se concluye que existirá un aumento del nivel máximo de agua en el embalse de 410.30 a 411.55 m.s.n.m., esto implica una disminución del borde libre de la Presa Gallito Ciego de 2.70 a 1.45 m (teniendo en consideración que el nivel de coronación de la presa se encuentra ubicada en la cota 413.0 m.s.n.m.).
2. Según la información hidrológica actualizada, el período de retorno de la avenida de diseño del aliviadero se ha reducido de 2,000 a 776 años, lo cual implica que el nivel de seguridad del aliviadero de excedencias se ha reducido sensiblemente con respecto a los cálculos de diseño.
3. De presentarse una avenida superior al caudal de $525.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (fenómeno El Niño de 1997/98), las estructuras de gaviones que protegen la carretera se verán afectadas.
4. Los resultados obtenidos del modelamiento numérico ponen de manifiesto que la capacidad de descarga real del aliviadero es insuficiente para evacuar el caudal de diseño de la fase de proyecto ($1,630 \text{ m}^3/\text{s}$). Y más aún, carece de capacidad para descargar el caudal de diseño actualizado ($2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$). Por consiguiente, es necesario redefinir el caudal de diseño del aliviadero y proponer medidas estructurales de mejoramiento de sus estructuras conformantes, a fin de salvaguardar la seguridad hidrológica de la Presa Gallito Ciego.
5. Los resultados de las simulaciones del aliviadero de demasías para el periodo de retorno de 2,000 años, tanto para el caudal de diseño ($1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$) como para el caudal actualizado ($2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$), demuestran que ocurrirán pérdidas de caudal a los lados de los muros de 38.40 % ($625.63 \text{ m}^3/\text{s}$) y 36.40 % ($736.62 \text{ m}^3/\text{s}$), respectivamente.

6. En la etapa de calibración se logró observar que el flujo a través del aliviadero se encontraba altamente aireado (flujo bifásico agua-aire [color blanco]), esto es debido a la gran turbulencia generada por el desnivel existente entre vertedero de cresta ancha y la poza natural excavada en roca. Asimismo, las concentraciones medias de aire calculadas con el modelo FLOW-3D fueron superiores a las concentraciones (entre 5 y 8 %) recomendadas por Peterka (1953); por lo tanto, no existirán riesgos de cavitación, producto de la alta velocidad y turbulencia, a lo largo del aliviadero de demasías de la Presa Gallito Ciego.

7. Los flujos supercríticos aireados son difíciles de reproducir en laboratorio y se encuentran normalmente sujetos a importantes efectos de escala, además las técnicas de medición son complejas y costosas. Por ello, la dinámica de fluidos computacional (CFD) se presenta como una herramienta muy útil con la posibilidad de reproducir a detalle las variables hidrodinámicas. Sin embargo, la falta de validación y comprobación con datos libres de efectos de escala es todavía un vacío por resolver.

VI. RECOMENDACIONES

1. Utilizar un mayor número de puntos de medición que abarquen a todos los componentes estructurales del aliviadero. Además, se recomienda adicionalmente efectuar mediciones de velocidad y concentración de aire, con el propósito de conseguir una mejor calibración del modelo numérico FLOW-3D.
2. Se recomienda evaluar las siguientes alternativas de mejoramiento: (1) ampliar la poza labrada en roca, las rápidas y la poza disipadora de energía para aumentar sus capacidades de descarga; (2) sustituir la estructura del vertedero de cresta ancha por un vertedero escalonado (*stepped spillway*), que es capaz de disipar la energía hidráulica en un 80% y requerir de una poza disipadora de energía de dimensiones reducidas.
3. El presente estudio deberá ser complementado en el futuro con datos adicionales de campo medidos en los diferentes componentes del aliviadero, y la realización de un modelo físico a escala reducida del aliviadero en su estado actual, y con las medidas estructurales de mejoramiento propuestas.
4. Debido al vertiginoso incremento de la potencia computacional en el tiempo, se recomienda en el futuro realizar nuevas simulaciones, pero esta vez con un reducido número de bloques de malla y celdas más finas para alcanzar una mayor precisión.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ATA-VERA & MORENO. 2004. Estudio de Prefactibilidad para la Protección del Embalse Gallito Ciego de la Colmatación por Acarreos, Volumen 3: Estudios Básicos, Tomo 3.2: Hidrología del Río Jequetepeque en Gallito Ciego.

Chanel, PG; Doering, JC. 2008. Assessment of spillway modelling using computational fluid dynamics. *Canadian Journal of Civil Engineering* 35(12):1481-1485.

Chanson, H. 2009. Turbulent air-water flows in hydraulic structures: dynamic similarity and scale effects. *Environmental Fluid Mechanics* 9(2):125-142.

Chow, VT; Maidment, DR; Mays, LW. 1994. *Hidrología Aplicada*. Bogotá, CO, McGraw-Hill Interamericana. 572 p.

Dautrebande, S; Pontégnie, D; Gailliez, S; Bazier, G; Dewil, P. 2006. Estimation des débits rares de crues pour les cours d'eau de la région de Wallonne (Belgique). *La Houille Blanche* 6:87-91.

Falvey, HT. 1990. *Cavitation in chutes and spillways: Engineering Monograph No. 42*. Colorado, US, Bureau of Reclamation. 145 p.

Flow Science. 2015. *User Manual Version 11.1*. Santa Fe, NM.

Foster, H. A. 1924, Theoretical frequency curves and their application to engineering problems. *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, vol. 87. pp. 142-173, 1924.

Harlow, FH; Nakayama, PI. 1967. Turbulence Transport Equations. *Physics of Fluids* 10(11):2323-2332.

Hirt, CW; Nichols, BD. 1981. Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries. *Journal of Computational Physics* 39(1):201-225.

Hirt, CW; Sicilian, J. 1985. A Porosity Technique for the Definition of Obstacles in Rectangular Cell Meshes. In *Fourth International Conf. Ship Hydro. Proceedings*. Washington, US, National Academy of Science. p. 1-19.

Hirt, CW. 2003. Modeling Turbulent Entrainment of Air at a Free Surface: Flow Science Technical Note 61 (FSI-03-TN61).

H&O Ingenieros. 2013. Levantamiento Topográfico - Batimétrico del Embalse Gallito Ciego.

Karamanev, DG; Nikolov, LN. 1992. Free rising spheres do not obey Newton's law for free settling. *AIChE Journal* 38 (11):1843-1846.

Kolmogorov, AN. 1942. Equations of turbulent motion of an incompressible fluid. *Izvestia Academy of Sciences (Physics)* 6:56-58.

Miloradovic, M. 2005. Estudio de Balance Hídrico y Mejoramiento de la Operación del Embalse Gallito Ciego, Volumen II: Estudios Asociados, Apéndice A: Hidrología del río Jequetepeque en Gallito Ciego.

Peterka, AJ. 1953. The Effect of Entrained Air on Cavitation Pitting. In *Joint Meeting of the International Association for Hydraulic Research and the American Society of Civil Engineers. Proceedings*. Minneapolis, US. p. 507-518.

Pfister, M; Hager, WH. 2010. Chute aerators. I: Air transport characteristics. *Journal of Hydraulic Engineering* 136(6):352-359.

Proyecto Especial Jequetepeque - Zaña (PEJEZA). 2013a. Manual de Mantenimiento de la Presa Gallito Ciego.

Proyecto Especial Jequetepeque - Zaña (PEJEZA). 2013b. Manual de Operación del Embalse Gallito Ciego.

Rocha, A. 2006. La Problemática de la Sedimentación de Embalses en el Aprovechamiento de los Ríos Peruanos, Aplicada al Embalse de Poechos. In Primer Congreso Internacional de Hidráulica, Hidrología, Saneamiento y Medio Ambiente. Memoria. Lima, PE, Hidro 2006.

Rodi, W. 1980. Turbulence models and their application in hydraulics: a state of the art review. Delft, NL, International Association for Hydraulic Research (IAHR). 115 p.

Salzgitter Consult GmbH. 1973. Estudio de Factibilidad Técnica y Económica del Proyecto Proyecto Jequetepeque - Zaña, Tomo V: Hidrología y Meteorología.

Silva, M; Couto, L; Pinheiro, A. 2014. Complementary Spillway of Salomonde Dam. Physical and 3d Numerical Modelling. In 3rd IAHR Europe Congress. Proceedings. Porto, PT, IHRH Instituto de Hidraulica e Recursos Hidricos. p. 172.

Smagorinsky, J. 1963. General Circulation Experiments with the Primitive Equations. Monthly Weather Review 91(3):99-165.

Valero, D; García, R; Andrés, I; Valles, F. 2016. Design of a Sewer Transition (en línea). Santa Fe, NM. Consultado 5 jul. 2018. Disponible en <https://www.flow3d.com/design-of-a-sewer-transition>.

Villón Béjar, M. 2005. Hidrología Estadística. 4 ed. Lima, PE, Lima MaxSoft. 436 p.

Wilcox, DC. 1998. Turbulence Modeling for CFD. California, US, DCW Industries. 460 p.

Willey, J; Ewing, T; Wark, B; Lesleighter, E. 2012. Complementary Use Physical and Numerical Modelling Techniques in Spillway Design Refinement. In Twenty Fourth Congress of Large Dam. Proceedings. Kyoto, JP, International Commission of Large Dams. p. 55-76.

Wood, IR. 1991. Air Entrainment in Free-Surface Flows: IAHR Hydraulic Structures Design Manual No. 4, Hydraulic Design Considerations. Rotterdam, NL, Balkema. 149 p.

Yakhot, V; Orszag, SA. 1986. Renormalization Group Analysis of Turbulence: I. Basic Theory. Journal of Scientific Computing 1(1):1-51.

Yusuf, F. 2016a. Strathcona Dam - Poor Approach Conditions and Uncertainty of Spillway Rating Curves (en línea). Santa Fe, NM. Consultado 5 jul. 2018. Disponible en <https://www.flow3d.com/spillway-hydraulics-assessments/>

Yusuf, F. 2016b. W.A.C. Bennett Dam - Shock Waves in Spillway Chute (en línea). Santa Fe, NM. Consultado 5 jul. 2018. Disponible en <https://www.flow3d.com/spillway-hydraulics-assessments/>

Zhivotovsky, BA. 1978. Cálculos Hidrológicos en Construcciones Hidrotécnicas. Moscu, URSS, Universidad de la Amistad de los Pueblos “Patricio Lumumba”. 67 p.

VIII. ANEXOS

Anexo 1: Hidrograma unitario adimensional de la avenida típica del río Jequetepeque.

Tiempo (hr)	Q/Q _P						
0	0.11	35	0.75	70	0.23	105	0.15
1	0.11	36	0.70	71	0.22	106	0.15
2	0.11	37	0.65	72	0.22	107	0.15
3	0.11	38	0.60	73	0.22	108	0.15
4	0.12	39	0.57	74	0.22	109	0.15
5	0.12	40	0.54	75	0.21	110	0.15
6	0.12	41	0.51	76	0.21	111	0.15
7	0.12	42	0.48	77	0.21	112	0.15
8	0.12	43	0.46	78	0.21	113	0.15
9	0.13	44	0.44	79	0.20	114	0.15
10	0.13	45	0.41	80	0.20	115	0.15
11	0.14	46	0.40	81	0.20	116	0.15
12	0.14	47	0.38	82	0.20	117	0.15
13	0.15	48	0.37	83	0.19	118	0.15
14	0.16	49	0.36	84	0.19	119	0.15
15	0.17	50	0.35	85	0.19	120	0.14
16	0.18	51	0.34	86	0.19	121	0.14
17	0.19	52	0.33	87	0.19	122	0.14
18	0.20	53	0.33	88	0.18	123	0.14
19	0.22	54	0.32	89	0.18	124	0.14
20	0.23	55	0.31	90	0.18	125	0.14
21	0.25	56	0.31	91	0.18	126	0.14
22	0.26	57	0.30	92	0.18	127	0.14
23	0.27	58	0.30	93	0.17	128	0.14
24	0.33	59	0.29	94	0.17	129	0.14
25	0.41	60	0.29	95	0.17	130	0.14
26	0.52	61	0.28	96	0.17	131	0.14
27	0.80	62	0.27	97	0.17	132	0.14
28	0.91	63	0.27	98	0.17	133	0.13
29	0.97	64	0.26	99	0.16	134	0.13
30	1.00	65	0.26	100	0.16	135	0.13
31	0.96	66	0.25	101	0.16	136	0.13
32	0.90	67	0.25	102	0.16	137	0.13
33	0.85	68	0.24	103	0.16		
34	0.80	69	0.23	104	0.16		

Fuente: Miloradovic (2005).

Anexo 2: Relación elevación - área - volumen de almacenamiento.

Elevación (m.s.n.m.)	Área (10⁶m²)	Volumen (10⁶m³)	Elevación (m.s.n.m.)	Área (10⁶m²)	Volumen (10⁶m³)
335.00	0.000	0.000	374.00	6.023	144.532
336.00	0.012	0.001	375.00	6.110	150.599
337.00	0.254	0.147	376.00	6.193	156.750
338.00	0.682	0.610	377.00	6.276	162.985
339.00	1.029	1.474	378.00	6.363	169.304
340.00	1.283	2.622	379.00	6.461	175.714
341.00	1.604	4.079	380.00	6.571	182.230
342.00	2.058	5.923	381.00	6.747	188.870
343.00	2.316	8.127	382.00	7.216	195.852
344.00	2.521	10.543	383.00	7.840	203.357
345.00	2.713	13.168	384.00	8.268	211.421
346.00	2.868	15.963	385.00	8.606	219.860
347.00	3.005	18.896	386.00	8.984	228.617
348.00	3.138	21.966	387.00	9.367	237.804
349.00	3.277	25.178	388.00	9.680	247.334
350.00	3.413	28.523	389.00	10.053	257.198
351.00	3.533	31.996	390.00	10.352	267.410
352.00	3.661	35.593	391.00	10.673	277.914
353.00	3.796	39.322	392.00	10.954	288.738
354.00	3.926	43.186	393.00	11.159	299.792
355.00	4.046	47.172	394.00	11.423	311.073
356.00	4.169	51.278	395.00	11.748	322.660
357.00	4.306	55.514	396.00	12.083	334.591
358.00	4.444	59.890	397.00	12.367	346.809
359.00	4.574	64.401	398.00	12.673	359.324
360.00	4.697	69.036	399.00	12.994	372.168
361.00	4.810	73.789	400.00	13.282	385.304
362.00	4.915	78.651	401.00	13.557	398.726
363.00	5.027	83.624	402.00	13.789	412.401
364.00	5.125	88.700	403.00	13.997	426.296
365.00	5.223	93.875	404.00	14.207	440.392
366.00	5.317	99.145	405.00	14.449	454.730
367.00	5.412	104.510	406.00	14.614	469.264
368.00	5.498	109.966	407.00	14.766	483.953
369.00	5.583	115.507	408.00	14.923	498.798
370.00	5.672	121.134	409.00	15.080	513.798
371.00	5.763	126.852	410.00	15.237	528.956
372.00	5.850	132.659	410.30	15.305	533.541
373.00	5.937	138.552			

Fuente: H&O Ingenieros (2013).

Anexo 3: Tabla de Foster - Rivkin.

C _s	Probabilidad de excedencia (%)																			
	0.01	0.1	1	2	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9
0.00	3.72	3.09	2.33	2.04	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09
0.05	3.83	3.16	2.36	2.07	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.29	-3.02
0.10	3.94	3.23	2.40	2.10	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95
0.15	4.05	3.31	2.44	2.11	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.88
0.20	4.16	3.38	2.47	2.15	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81
0.25	4.27	3.45	2.50	2.18	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.74
0.30	4.38	3.52	2.54	2.20	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.61
0.35	4.50	3.59	2.58	2.22	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-2.60
0.40	4.61	3.66	2.61	2.25	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54
0.45	4.72	3.74	2.64	2.26	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47
0.50	4.83	3.81	2.68	2.30	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.96	-2.40
0.55	4.94	3.88	2.72	2.32	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32
0.60	5.05	3.96	2.75	2.34	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27
0.65	5.16	4.03	2.78	2.35	1.81	1.33	0.80	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20
0.70	5.28	4.10	2.82	2.37	1.82	1.33	0.78	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14
0.75	5.39	4.17	2.86	2.41	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08
0.80	5.50	4.24	2.89	2.43	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.18	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02
0.85	5.62	4.31	2.92	2.45	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96
0.90	5.73	4.38	2.96	2.48	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-1.90
0.95	5.84	4.46	2.99	2.50	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84
1.00	5.96	4.55	3.02	2.53	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79
1.05	6.07	4.60	3.06	2.54	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74

«Continuación»

C _s	Probabilidad de excedencia (%)																			
	0.01	0.1	1	2	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9
1.10	6.18	4.67	3.09	2.56	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68
1.15	6.30	4.74	3.12	2.59	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63
1.20	6.41	4.81	3.15	2.61	1.91	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58
1.25	6.52	4.88	3.18	2.62	1.92	1.34	0.72	0.52	0.35	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53
1.30	6.64	4.95	3.21	2.64	1.92	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48
1.35	6.74	5.02	3.24	2.66	1.93	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.26	-1.35	-1.44
1.40	6.87	5.09	3.27	2.67	1.94	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39
1.45	6.98	5.16	3.30	2.69	1.94	1.34	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35
1.50	7.09	5.23	3.33	2.71	1.95	1.33	0.70	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31
1.55	7.20	5.30	3.36	2.72	1.96	1.33	0.69	0.46	0.29	-0.01	-0.24	-0.46	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28
1.60	7.31	5.37	3.39	2.73	1.96	1.33	0.68	0.46	0.28	-0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24
1.65	7.42	5.44	3.42	2.76	1.96	1.32	0.67	0.45	0.27	-0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20
1.70	7.54	5.50	3.44	2.78	1.97	1.32	0.66	0.44	0.26	-0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17
1.75	7.65	5.57	3.47	2.80	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	-0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14
1.80	7.76	5.64	3.50	2.82	1.98	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11
1.85	7.67	5.70	3.52	2.84	1.98	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08
1.90	7.98	5.77	3.55	2.85	1.99	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05
1.95	8.10	5.84	3.58	2.87	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02
2.00	8.21	5.91	3.60	2.89	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.95	-0.97	-0.99	-1.00
2.05		5.99	3.63	2.92	2.00	1.30	0.60	0.39	0.20	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.94	-0.95	-0.96	-0.98
2.10		6.06	3.65	2.93	2.00	1.29	0.60	0.38	0.19	-0.10	-0.32	-0.49	-0.64	-0.70	-0.76	-0.88	-0.93	-0.93	-0.94	-0.95
2.15		6.13	3.68	2.94	2.01	1.28	0.59	0.38	0.18	-0.10	-0.32	-0.49	-0.63	-0.70	-0.76	-0.86	-0.92	-0.92	-0.92	-0.93

«Continuación»

C _s	Probabilidad de excedencia (%)																			
	0.01	0.1	1	2	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9
2.20		6.20	3.70	2.96	2.01	1.28	0.58	0.37	0.17	-0.11	-0.33	-0.49	-0.63	-0.69	-0.75	-0.85	-0.90	-0.90	-0.90	-0.91
2.25		6.27	3.72	2.98	2.01	1.27	0.57	0.36	0.16	-0.12	-0.34	-0.49	-0.63	-0.68	-0.74	-0.83	-0.88	-0.88	-0.89	-0.89
2.30		6.34	3.75	2.99	2.01	1.27	0.56	0.35	0.15	-0.12	-0.34	-0.49	-0.62	-0.68	-0.73	-0.82	-0.86	-0.86	-0.87	-0.87
2.35		6.40	3.77	3.00	2.01	1.26	0.55	0.34	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.72	-0.81	-0.84	-0.84	-0.85	-0.85
2.40		6.47	3.79	3.02	2.01	1.25	0.54	0.33	0.13	-0.14	-0.35	-0.50	-0.62	-0.66	-0.71	-0.79	-0.82	-0.82	-0.83	-0.83
2.45		6.54	3.81	3.03	2.01	1.25	0.54	0.32	0.13	-0.14	-0.36	-0.50	-0.62	-0.66	-0.70	-0.78	-0.80	-0.80	-0.81	-0.82
2.50		6.60	3.83	3.04	2.01	1.24	0.53	0.32	0.12	-0.15	-0.36	-0.50	-0.61	-0.65	-0.70	-0.77	-0.79	-0.79	-0.80	-0.80
2.55		6.67	3.85	3.05	2.01	1.23	0.52	0.31	0.11	-0.16	-0.36	-0.50	-0.61	-0.65	-0.69	-0.75	-0.78	-0.78	-0.78	-0.78
2.60		6.73	3.87	3.07	2.01	1.23	0.51	0.30	0.10	-0.17	-0.37	-0.50	-0.60	-0.64	-0.68	-0.74	-0.76	-0.76	-0.77	-0.77
2.65		6.80	3.89	3.08	2.01	1.22	0.50	0.29	0.09	-0.18	-0.37	-0.50	-0.60	-0.64	-0.67	-0.74	-0.75	-0.75	-0.75	-0.75
2.70		6.86	3.91	3.10	2.01	1.21	0.49	0.28	0.08	-0.18	-0.38	-0.50	-0.60	-0.63	-0.67	-0.72	-0.73	-0.73	-0.74	-0.74
2.75		6.92	3.93	3.11	2.02	1.21	0.48	0.27	0.07	-0.19	-0.38	-0.50	-0.59	-0.63	-0.66	-0.71	-0.72	-0.72	-0.72	-0.73
2.80		6.99	3.95	3.12	2.02	1.20	0.47	0.27	0.06	-0.20	-0.38	-0.50	-0.59	-0.62	-0.65	-0.70	-0.71	-0.71	-0.71	-0.71
2.85		7.05	3.97	3.13	2.02	1.20	0.46	0.28	0.05	-0.21	-0.39	-0.50	-0.59	-0.62	-0.64	-0.69	-0.70	-0.70	-0.70	-0.70
2.90		7.12	3.99	3.14	2.02	1.19	0.45	0.26	0.04	-0.21	-0.39	-0.50	-0.58	-0.61	-0.64	-0.67	-0.68	-0.68	-0.69	-0.69
2.95		7.18	4.00	3.15	2.02	1.18	0.44	0.25	0.04	-0.22	-0.40	-0.50	-0.58	-0.61	-0.63	-0.66	-0.67	-0.67	-0.68	-0.68
3.00		7.22	4.02	3.16	2.02	1.18	0.42	0.25	0.03	-0.23	-0.40	-0.50	-0.57	-0.60	-0.62	-0.65	-0.66	-0.66	-0.67	-0.67
3.10		7.29	4.09	3.20	1.97	1.11	0.37	0.17	0.01	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.64	-0.64	-0.65	-0.65	-0.65
3.20		7.35	4.11	3.22	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.01	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.62	-0.62	-0.62	-0.62	-0.62
3.30		7.44	4.15	3.23	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.02	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.59	-0.60	-0.61	-0.61	-0.61	-0.61
3.40		7.54	4.18	3.24	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.04	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.59	-0.59	-0.59	-0.59	-0.59
3.50		7.64	4.21	3.25	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.05	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57

«Continuación»

C_s	Probabilidad de excedencia (%)																			
	0.01	0.1	1	2	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9
3.60		7.72	4.24	3.26	1.93	1.03	0.28	0.06	-0.07	-0.28	-0.42	-0.49	-0.54	-0.54	-0.55	-0.56	-0.56	-0.56	-0.56	-0.56
3.70		7.86	4.26	3.27	1.91	1.01	0.26	0.06	-0.08	-0.29	-0.42	-0.48	-0.52	-0.53	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54
3.80		7.97	4.29	3.28	1.90	1.00	0.24	0.03	-0.10	-0.30	-0.42	-0.48	-0.51	-0.52	-0.52	-0.53	-0.53	-0.53	-0.53	-0.53
3.90		8.08	4.32	3.29	1.90	0.98	0.23	0.02	-0.11	-0.30	-0.41	-0.47	-0.50	-0.51	-0.51	-0.51	-0.51	-0.51	-0.51	-0.51
4.00		8.17	4.34	3.30	1.90	0.96	0.21	0.01	-0.12	-0.31	-0.41	-0.46	-0.49	-0.49	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
4.10		8.29	4.36	3.31	1.89	0.95	0.20	0.00	-0.13	-0.31	-0.41	-0.46	-0.48	-0.48	-0.49	-0.49	-0.49	-0.49	-0.49	-0.49
4.20		8.38	4.39	3.32	1.88	0.93	0.19	-0.01	-0.13	-0.31	-0.41	-0.47	-0.47	-0.47	-0.48	-0.48	-0.48	-0.48	-0.48	-0.48
4.30		8.49	4.40	3.34	1.87	0.92	0.17	-0.02	-0.14	-0.32	-0.40	-0.44	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46
4.40		8.60	4.42	3.34	1.86	0.91	0.15	-0.03	-0.15	-0.32	-0.40	-0.44	-0.45	-0.45	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46
4.50		8.69	4.44	3.35	1.85	0.89	0.14	-0.04	-0.16	-0.32	-0.40	-0.43	-0.44	-0.44	-0.44	-0.44	-0.44	-0.44	-0.44	-0.44
4.60		8.79	4.46	3.35	1.84	0.87	0.13	-0.05	-0.18	-0.32	-0.40	-0.42	-0.43	-0.43	-0.44	-0.44	-0.44	-0.44	-0.44	-0.44
4.70		8.89	4.49	3.36	1.83	1.85	0.11	-0.06	-0.18	-0.32	-0.40	-0.42	-0.42	-0.42	-0.43	-0.43	-0.43	-0.43	-0.43	-0.43
4.80		8.96	4.50	3.37	1.81	0.82	0.10	-0.08	-0.19	-0.32	-0.39	-0.41	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42
4.90		9.04	4.51	3.37	1.80	0.80	0.08	-0.09	-0.19	-0.33	-0.39	-0.40	-0.41	-0.41	-0.41	-0.41	-0.41	-0.41	-0.41	-0.41
5.00		9.12	4.54	3.37	1.78	0.78	0.07	-0.10	-0.20	-0.33	-0.38	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40
5.10		9.20	4.57	3.37	1.76	0.76	0.05	-0.11	-0.21	-0.33	-0.38	-0.39	-0.39	-0.39	-0.39	-0.39	-0.39	-0.39	-0.39	-0.39
5.20		9.27	4.59	3.38	1.74	0.73	0.04	-0.12	-0.21	-0.33	-0.37	-0.38	-0.38	-0.38	-0.38	-0.38	-0.38	-0.38	-0.38	-0.38

Fuente: Zhivotovsky (1978).

Anexo 4: Resultados gráficos obtenidos con el *software* Hyfran-Plus v.1.2.

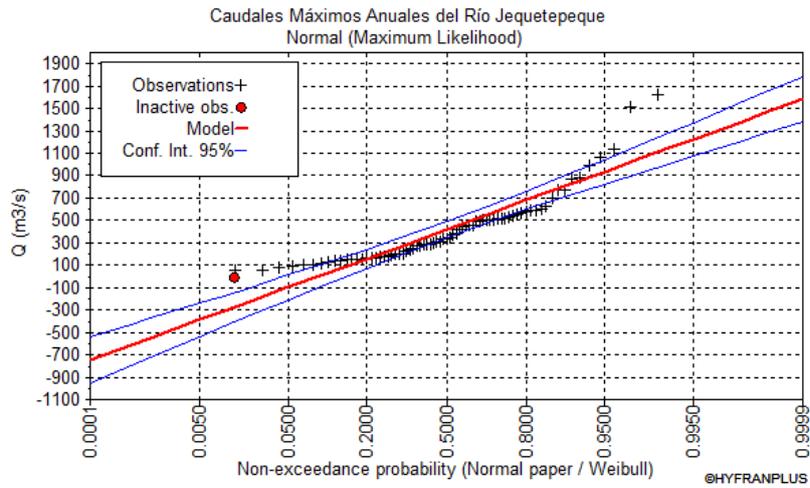


Figura 4.1: Ajuste de la serie de datos mediante la distribución Normal.

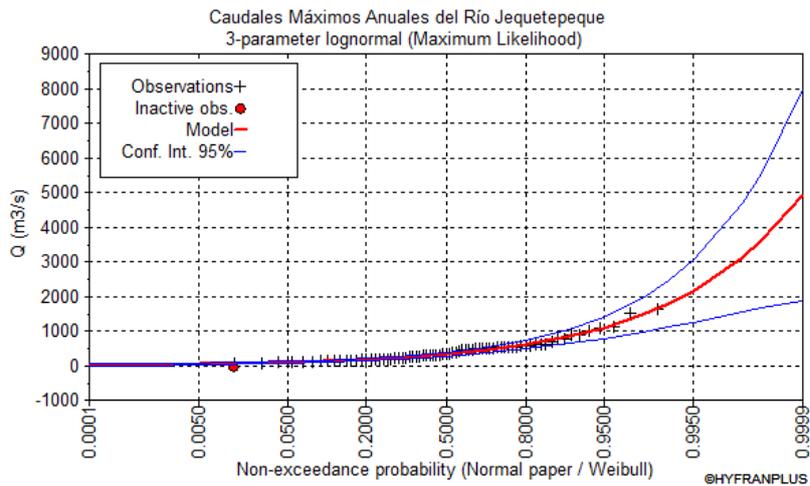


Figura 4.2: Ajuste de la serie de datos mediante la distribución Log-Normal 3 parámetros.

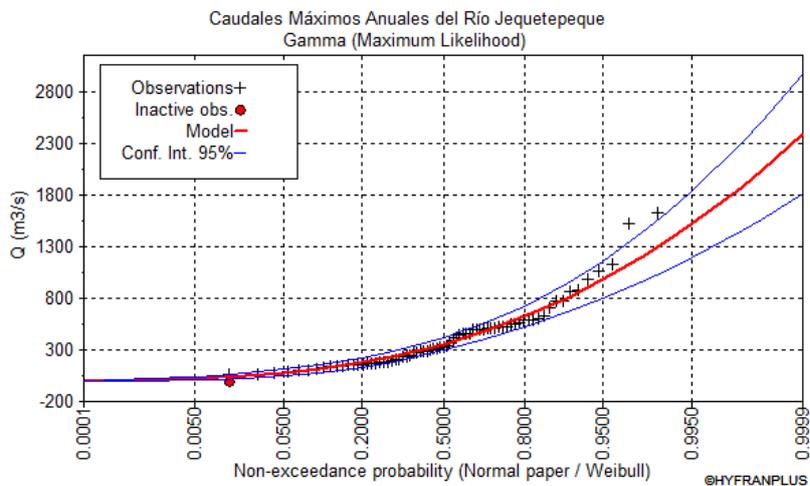


Figura 4.3: Ajuste de la serie de datos mediante la distribución Gamma 2 parámetros.

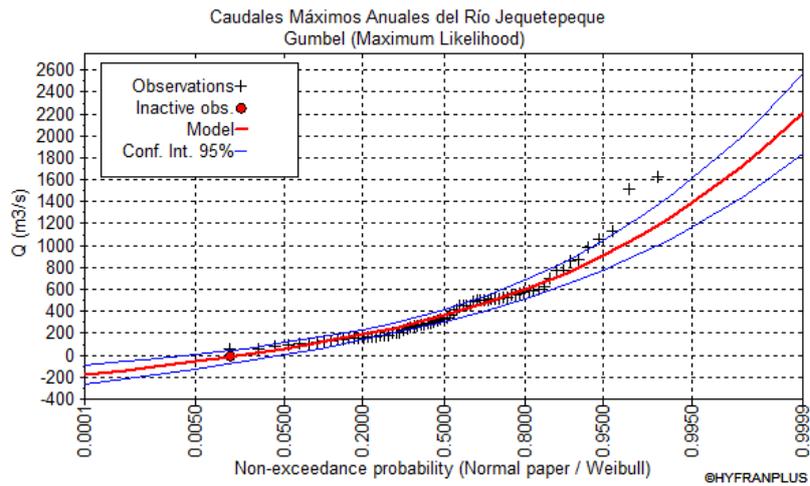


Figura 4.4: Ajuste de la serie de datos mediante la distribución Gumbel.

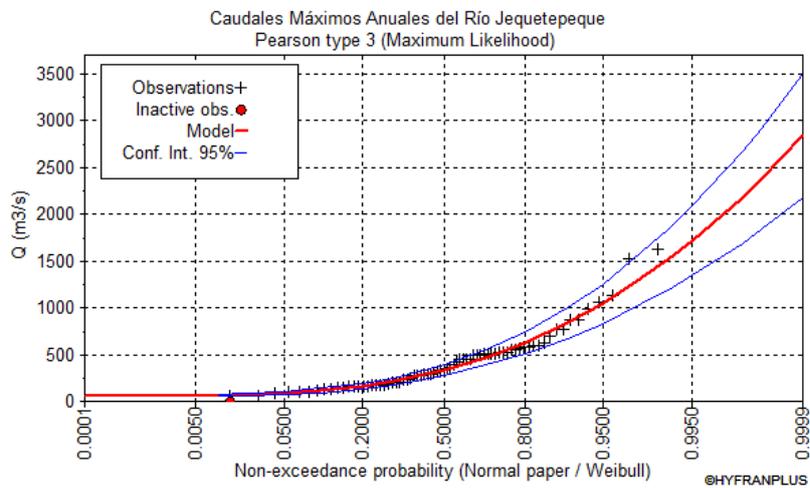


Figura 4.5: Ajuste de la serie de datos mediante la distribución Pearson tipo III.

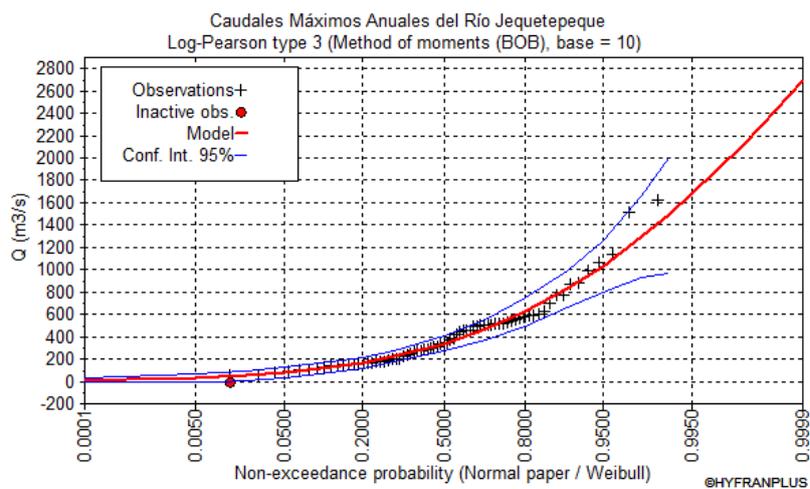


Figura 4.6: Ajuste de la serie de datos mediante la distribución Log-Pearson tipo III.

Anexo 5: Arreglo tabular de los caudales máximos sugerida por Zhivotovsky (1978).

Para el cálculo de los caudales de avenida del río Jequetepeque con el método estadístico (g), fue necesaria la elaboración del cuadro siguiente en donde sus columnas se obtuvieron de la siguiente forma:

Columna (1): Año.

Columna (2): Caudales máximos ordenados en forma descendente.

Columna (3): Número de orden.

Columna (4): Probabilidad de excedencia (Ecuación 47).

Columna (5): Periodo de retorno (1/columna (4)*100).

Columna (6): Coeficiente de módulo (Ecuación 49).

Columna (7): (columna (6) - 1)².

Columna (8): (columna (6) - 1)³.

Año (1)	Q (m³/s) (2)	m (3)	P (%) (4)	T (Años) (5)	K_i (6)	(K_i - 1)² (7)	(K_i - 1)³ (8)
1953	1,623.90	1	1.35	74.00	3.89	8.33	24.04
1967	1,516.30	2	2.70	37.00	3.63	6.91	18.16
1998	1,131.20	3	4.05	24.67	2.71	2.91	4.97
1949	1,062.60	4	5.41	18.50	2.54	2.38	3.67
1984	988.00	5	6.76	14.80	2.36	1.86	2.54
1943	876.80	6	8.11	12.33	2.10	1.21	1.32
1957	865.60	7	9.46	10.57	2.07	1.15	1.23
1983	772.00	8	10.81	9.25	1.85	0.72	0.61
1944	768.30	9	12.16	8.22	1.84	0.70	0.59
1993	700.00	10	13.51	7.40	1.68	0.46	0.31
2015	625.41	11	14.86	6.73	1.50	0.25	0.12
1994	599.20	12	16.22	6.17	1.43	0.19	0.08
1996	594.10	13	17.57	5.69	1.42	0.18	0.07
2006	584.15	14	18.92	5.29	1.40	0.16	0.06
1971	582.00	15	20.27	4.93	1.39	0.15	0.06
1963	562.50	16	21.62	4.63	1.35	0.12	0.04
2013	548.13	17	22.97	4.35	1.31	0.10	0.03
1956	546.90	18	24.32	4.11	1.31	0.10	0.03
2012	528.77	19	25.68	3.89	1.27	0.07	0.02
2002	522.40	20	27.03	3.70	1.25	0.06	0.02
1972	516.00	21	28.38	3.52	1.23	0.06	0.01
2000	511.60	22	29.73	3.36	1.22	0.05	0.01
1959	509.30	23	31.08	3.22	1.22	0.05	0.01
2001	506.20	24	32.43	3.08	1.21	0.04	0.01

«Continuación»

Año	Q	m	P	T	Ki	(Ki - 1)²	(Ki - 1)³
(1)	(m3/s)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
(8)							
1962	501.60	25	33.78	2.96	1.20	0.04	0.01
2008	499.12	26	35.14	2.85	1.19	0.04	0.01
1999	495.80	27	36.49	2.74	1.19	0.03	0.01
1973	490.00	28	37.84	2.64	1.17	0.03	0.01
1981	455.00	29	39.19	2.55	1.09	0.01	0.00
1975	454.50	30	40.54	2.47	1.09	0.01	0.00
2009	451.27	31	41.89	2.39	1.08	0.01	0.00
1987	448.00	32	43.24	2.31	1.07	0.01	0.00
1952	416.10	33	44.59	2.24	1.00	0.00	0.00
1965	386.90	34	45.95	2.18	0.93	0.01	0.00
2005	369.45	35	47.30	2.11	0.88	0.01	0.00
1979	344.50	36	48.65	2.06	0.82	0.03	-0.01
2007	331.74	37	50.00	2.00	0.79	0.04	-0.01
2010	331.57	38	51.35	1.95	0.79	0.04	-0.01
2011	313.09	39	52.70	1.90	0.75	0.06	-0.02
1974	308.80	40	54.05	1.85	0.74	0.07	-0.02
1960	295.80	41	55.41	1.80	0.71	0.09	-0.02
1945	287.70	42	56.76	1.76	0.69	0.10	-0.03
1955	283.00	43	58.11	1.72	0.68	0.10	-0.03
1977	280.00	44	59.46	1.68	0.67	0.11	-0.04
1964	271.50	45	60.81	1.64	0.65	0.12	-0.04
1989	271.50	46	62.16	1.61	0.65	0.12	-0.04
1950	250.50	47	63.51	1.57	0.60	0.16	-0.06
1986	237.00	48	64.86	1.54	0.57	0.19	-0.08
1958	228.30	49	66.22	1.51	0.55	0.21	-0.09
1954	206.50	50	67.57	1.48	0.49	0.26	-0.13
1982	206.00	51	68.92	1.45	0.49	0.26	-0.13
1961	199.30	52	70.27	1.42	0.48	0.27	-0.14
1948	184.20	53	71.62	1.40	0.44	0.31	-0.17
1969	181.30	54	72.97	1.37	0.43	0.32	-0.18
1976	175.00	55	74.32	1.35	0.42	0.34	-0.20
1966	173.00	56	75.68	1.32	0.41	0.34	-0.20
2003	170.10	57	77.03	1.30	0.41	0.35	-0.21
2014	163.22	58	78.38	1.28	0.39	0.37	-0.23
1991	160.00	59	79.73	1.25	0.38	0.38	-0.24
1970	157.00	60	81.08	1.23	0.38	0.39	-0.24
1995	155.40	61	82.43	1.21	0.37	0.39	-0.25
1946	152.60	62	83.78	1.19	0.37	0.40	-0.26
1947	147.10	63	85.14	1.17	0.35	0.42	-0.27
1992	139.00	64	86.49	1.16	0.33	0.45	-0.30
1951	136.20	65	87.84	1.14	0.33	0.45	-0.31
1988	130.40	66	89.19	1.12	0.31	0.47	-0.33

«Continuación»

Año	Q (m³/s)	m	P (%)	T (Años)	K_i	(K_i - 1)²	(K_i - 1)³
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
2004	121.40	67	90.54	1.10	0.29	0.50	-0.36
1985	107.10	68	91.89	1.09	0.26	0.55	-0.41
1978	102.00	69	93.24	1.07	0.24	0.57	-0.43
1997	94.80	70	94.59	1.06	0.23	0.60	-0.46
1990	80.50	71	95.95	1.04	0.19	0.65	-0.53
1968	60.30	72	97.30	1.03	0.14	0.73	-0.63
1980	58.50	73	98.65	1.01	0.14	0.74	-0.64
Σ	30,505.02					40.36	50.33

Anexo 6: Tránsito de la avenida correspondiente al periodo de retorno de diseño de 2,000 años aplicando el método de piscina nivelada.

i	T (hr)	I (m ³ /s)	I _i + I _{i+1} (m ³ /s)	2S _i /Δt - O _i (m ³ /s)	2S _{i+1} /Δt + O _{i+1} (m ³ /s)	O (m ³ /s)
0	0.0	389.48		20,059.09		389.48
1	1.0	389.48	778.96	20,059.09	20,838.06	389.48
2	2.0	389.48	778.96	20,059.09	20,838.06	389.48
3	3.0	389.48	778.96	20,059.09	20,838.06	389.48
4	4.0	412.17	801.65	20,080.55	20,860.74	390.10
5	5.0	412.17	824.34	20,122.30	20,904.89	391.29
6	6.0	424.34	836.51	20,173.30	20,958.81	392.76
7	7.0	436.77	861.11	20,244.80	21,034.41	394.80
8	8.0	436.77	873.55	20,324.19	21,118.35	397.08
9	9.0	449.48	886.25	20,411.29	21,210.44	399.58
10	10.0	462.45	911.93	20,517.95	21,323.22	402.63
11	11.0	478.00	940.45	20,645.80	21,458.41	406.30
12	12.0	503.05	981.05	20,804.96	21,626.85	410.95
13	13.0	531.11	1,034.17	21,005.54	21,839.13	416.80
14	14.0	566.52	1,097.63	21,255.02	22,103.17	424.07
15	15.0	592.48	1,159.00	21,548.65	22,414.02	432.69
16	16.0	630.02	1,222.50	21,885.77	22,771.15	442.69
17	17.0	677.76	1,307.78	22,284.51	23,193.56	454.52
18	18.0	725.50	1,403.25	22,750.61	23,687.76	468.57
19	19.0	773.23	1,498.73	23,280.08	24,249.34	484.63
20	20.0	820.97	1,594.20	23,868.97	24,874.28	502.66
21	21.0	868.70	1,689.67	24,513.31	25,558.64	522.67
22	22.0	916.44	1,785.14	25,209.41	26,298.45	544.52
23	23.0	964.18	1,880.61	25,953.70	27,090.03	568.16
24	24.0	1,168.45	2,132.62	26,889.70	28,086.32	598.31
25	25.0	1,451.70	2,620.15	28,225.62	29,509.85	642.11
26	26.0	1,836.08	3,287.78	30,103.05	31,513.40	705.18
27	27.0	2,830.21	4,666.29	33,147.52	34,769.34	810.91
28	28.0	3,231.18	6,061.40	37,286.69	39,208.91	961.11
29	29.0	3,445.80	6,676.98	41,705.79	43,963.67	1,128.94
30	30.0	3,540.74	6,986.54	46,087.85	48,692.33	1,302.24
31	31.0	3,414.55	6,955.29	50,109.56	53,043.14	1,466.79
32	32.0	3,186.67	6,601.22	53,492.82	56,710.78	1,608.98
33	33.0	3,009.63	6,196.30	56,235.83	59,689.12	1,726.64
34	34.0	2,832.59	5,842.23	58,433.37	62,078.06	1,822.34
35	35.0	2,655.56	5,488.15	60,127.58	63,921.52	1,896.97
36	36.0	2,478.52	5,134.08	61,358.44	65,261.66	1,951.61

«Continuación»

i	T (hr)	I (m ³ /s)	I _i + I _{i+1} (m ³ /s)	2S _i /Δt - O _i (m ³ /s)	2S _{i+1} /Δt + O _{i+1} (m ³ /s)	O (m ³ /s)
37	37.0	2,301.48	4,780.00	62,163.34	66,138.44	1,987.55
38	38.0	2,124.45	4,425.93	62,577.06	66,589.27	2,006.10
39	39.0	2,018.22	4,142.67	62,696.78	66,719.73	2,011.48
40	40.0	1,912.00	3,930.22	62,611.68	66,627.00	2,007.66
41	41.0	1,805.78	3,717.78	62,338.65	66,329.46	1,995.41
42	42.0	1,699.56	3,505.34	61,893.02	65,843.98	1,975.48
43	43.0	1,625.02	3,324.58	61,317.99	65,217.60	1,949.80
44	44.0	1,558.34	3,183.37	60,660.21	64,501.36	1,920.57
45	45.0	1,462.26	3,020.61	59,906.44	63,680.82	1,887.19
46	46.0	1,400.76	2,863.02	59,068.94	62,769.46	1,850.26
47	47.0	1,363.01	2,763.77	58,207.78	61,832.71	1,812.47
48	48.0	1,325.25	2,688.25	57,346.32	60,896.03	1,774.85
49	49.0	1,287.49	2,612.74	56,484.25	59,959.06	1,737.40
50	50.0	1,249.73	2,537.22	55,621.25	59,021.48	1,700.11
51	51.0	1,211.98	2,461.71	54,757.03	58,082.96	1,662.97
52	52.0	1,174.22	2,386.19	53,891.30	57,143.22	1,625.96
53	53.0	1,153.77	2,327.99	53,039.76	56,219.29	1,589.76
54	54.0	1,133.32	2,287.09	52,216.89	55,326.85	1,554.98
55	55.0	1,112.87	2,246.19	51,420.11	54,463.08	1,521.48
56	56.0	1,092.42	2,205.29	50,647.10	53,625.41	1,489.16
57	57.0	1,071.97	2,164.40	49,895.70	52,811.49	1,457.90
58	58.0	1,051.53	2,123.50	49,163.92	52,019.20	1,427.64
59	59.0	1,031.08	2,082.60	48,449.97	51,246.52	1,398.28
60	60.0	1,010.63	2,041.71	47,752.22	50,491.67	1,369.73
61	61.0	990.18	2,000.81	47,069.18	49,753.02	1,341.92
62	62.0	969.73	1,959.91	46,399.51	49,029.09	1,314.79
63	63.0	949.28	1,919.01	45,741.91	48,318.52	1,288.31
64	64.0	928.83	1,878.12	45,095.20	47,620.02	1,262.41
65	65.0	908.38	1,837.22	44,458.35	46,932.41	1,237.03
66	66.0	887.94	1,796.32	43,830.41	46,254.67	1,212.13
67	67.0	867.49	1,755.42	43,210.45	45,585.84	1,187.69
68	68.0	847.04	1,714.53	42,597.63	44,924.98	1,163.68
69	69.0	826.59	1,673.63	41,991.22	44,271.26	1,140.02
70	70.0	806.14	1,632.73	41,390.55	43,623.95	1,116.70
71	71.0	785.69	1,591.83	40,794.88	42,982.38	1,093.75
72	72.0	777.70	1,563.39	40,215.23	42,358.27	1,071.52
73	73.0	769.71	1,547.41	39,661.88	41,762.64	1,050.38
74	74.0	761.72	1,531.43	39,132.65	41,193.31	1,030.33
75	75.0	753.72	1,515.44	38,625.71	40,648.09	1,011.19

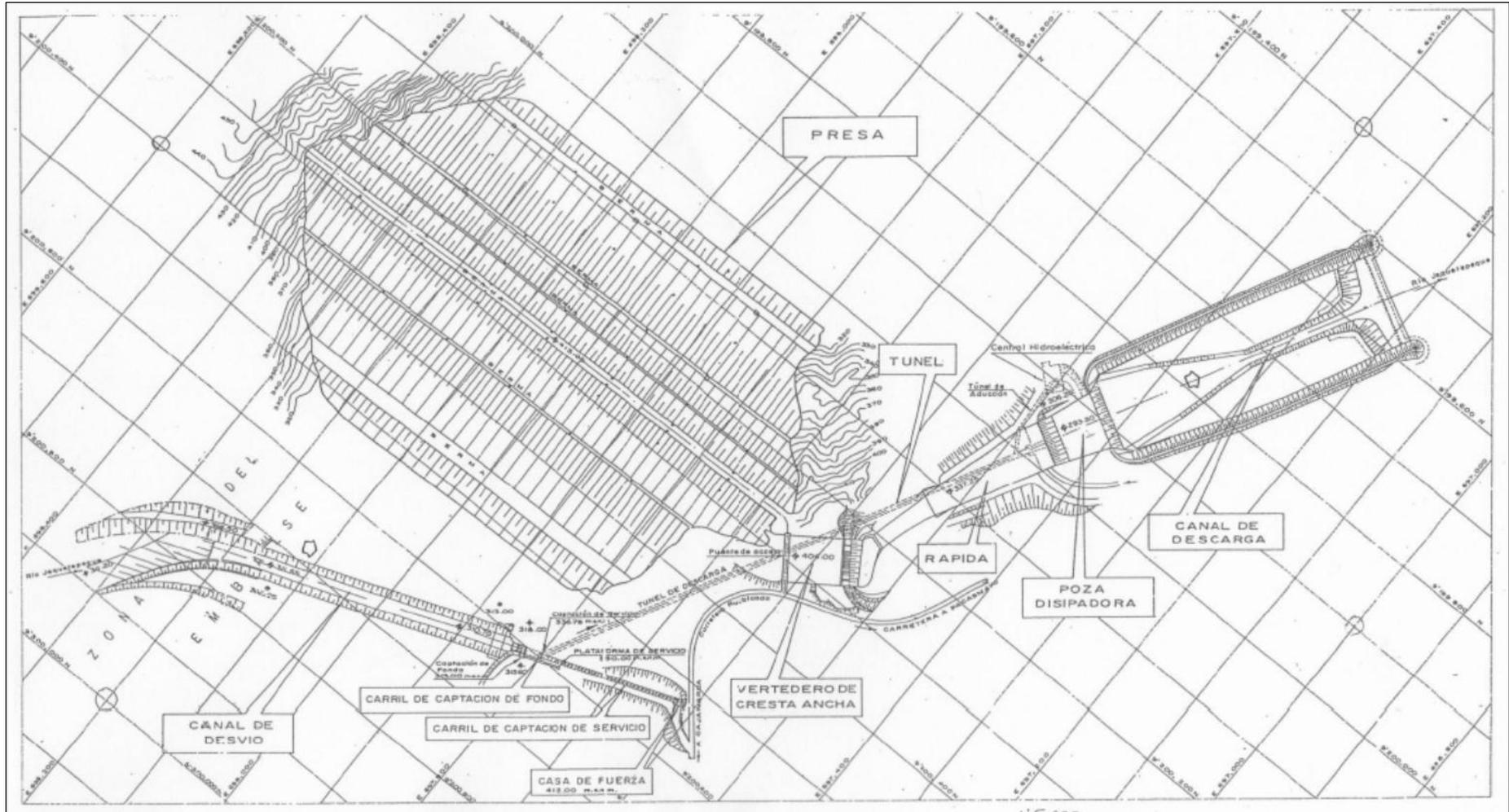
«Continuación»

i	T (hr)	I (m³/s)	I_i + I_{i+1} (m³/s)	2S_i/Δt - O_i (m³/s)	2S_{i+1}/Δt + O_{i+1} (m³/s)	O (m³/s)
76	76.0	745.73	1,499.46	38,139.34	40,125.17	992.92
77	77.0	737.74	1,483.47	37,671.90	39,622.81	975.46
78	78.0	729.75	1,467.49	37,221.98	39,139.39	958.70
79	79.0	721.76	1,451.50	36,788.16	38,673.49	942.66
80	80.0	713.76	1,435.52	36,369.27	38,223.68	927.20
81	81.0	705.77	1,419.54	35,964.08	37,788.81	912.36
82	82.0	697.78	1,403.55	35,571.61	37,367.64	898.01
83	83.0	689.79	1,387.57	35,190.82	36,959.18	884.18
84	84.0	681.80	1,371.58	34,820.85	36,562.41	870.78
85	85.0	673.80	1,355.60	34,460.86	36,176.45	857.80
86	86.0	665.81	1,339.62	34,110.05	35,800.48	845.21
87	87.0	657.82	1,323.63	33,767.80	35,433.68	832.94
88	88.0	637.33	1,295.15	33,421.66	35,062.95	820.65
89	89.0	637.33	1,274.67	33,079.34	34,696.32	808.49
90	90.0	637.33	1,274.67	32,759.59	34,354.00	797.21
91	91.0	637.33	1,274.67	32,460.84	34,034.26	786.71
92	92.0	637.33	1,274.67	32,181.71	33,735.51	776.90
93	93.0	601.93	1,239.26	31,887.68	33,420.97	766.65
94	94.0	601.93	1,203.85	31,579.65	33,091.53	755.94
95	95.0	601.93	1,203.85	31,291.66	32,783.51	745.92
96	96.0	601.93	1,203.85	31,022.21	32,495.51	736.65
97	97.0	601.93	1,203.85	30,770.10	32,226.06	727.98
98	98.0	601.93	1,203.85	30,534.21	31,973.95	719.87
99	99.0	566.52	1,168.45	30,280.25	31,702.66	711.20
100	100.0	566.52	1,133.04	30,009.31	31,413.29	701.99
101	101.0	566.52	1,133.04	29,755.63	31,142.35	693.36
102	102.0	566.52	1,133.04	29,518.02	30,888.67	685.33
103	103.0	566.52	1,133.04	29,295.37	30,651.06	677.84
104	104.0	566.52	1,133.04	29,086.76	30,428.41	670.83
105	105.0	531.11	1,097.63	28,858.10	30,184.39	663.14
106	106.0	531.11	1,062.22	28,610.53	29,920.33	654.90
107	107.0	531.11	1,062.22	28,378.38	29,672.75	647.19
108	108.0	531.11	1,062.22	28,160.68	29,440.60	639.96
109	109.0	531.11	1,062.22	27,956.53	29,222.91	633.19
110	110.0	531.11	1,062.22	27,764.94	29,018.75	626.90
111	111.0	531.11	1,062.22	27,585.15	28,827.16	621.01
112	112.0	531.11	1,062.22	27,416.43	28,647.37	615.47
113	113.0	531.11	1,062.22	27,258.09	28,478.65	610.28
114	114.0	531.11	1,062.22	27,109.47	28,320.32	605.43

«Continuación»

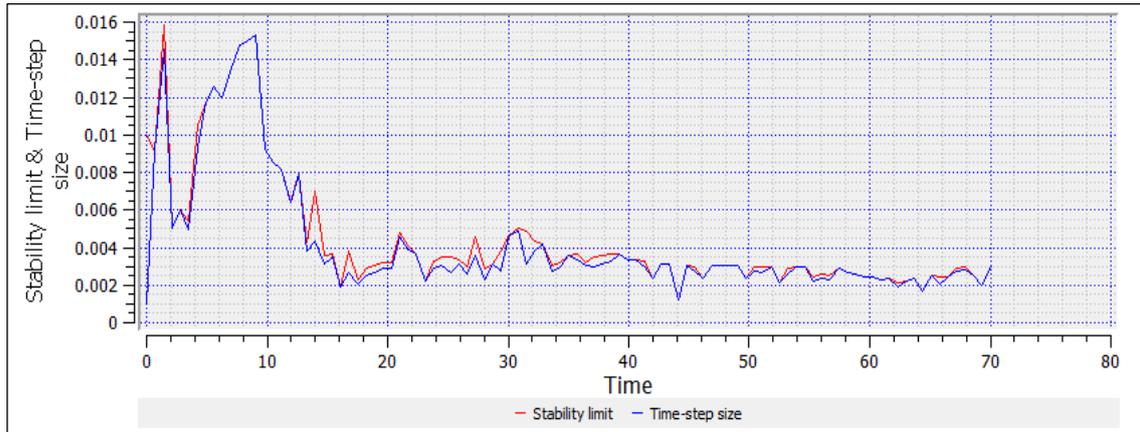
i	T (hr)	I (m³/s)	I_i + I_{i+1} (m³/s)	2S_i/Δt - O_i (m³/s)	2S_{i+1}/Δt + O_{i+1} (m³/s)	O (m³/s)
115	115.0	531.11	1,062.22	26,969.88	28,171.69	600.91
116	116.0	531.11	1,062.22	26,838.78	28,032.10	596.66
117	117.0	531.11	1,062.22	26,715.66	27,901.00	592.67
118	118.0	531.11	1,062.22	26,600.03	27,777.88	588.93
119	119.0	531.11	1,062.22	26,491.43	27,662.25	585.41
120	120.0	495.70	1,026.82	26,356.18	27,518.24	581.03
121	121.0	495.70	991.41	26,195.79	27,347.59	575.90
122	122.0	495.70	991.41	26,045.03	27,187.19	571.08
123	123.0	495.70	991.41	25,903.33	27,036.44	566.55
124	124.0	495.70	991.41	25,770.14	26,894.73	562.30
125	125.0	495.70	991.41	25,644.95	26,761.54	558.30
126	126.0	495.70	991.41	25,527.28	26,636.36	554.54
127	127.0	495.70	991.41	25,416.59	26,518.69	551.05
128	128.0	495.70	991.41	25,312.47	26,408.00	547.77
129	129.0	495.70	991.41	25,214.52	26,303.88	544.68
130	130.0	495.70	991.41	25,122.37	26,205.93	541.78
131	131.0	495.70	991.41	25,035.70	26,113.78	539.04
132	132.0	495.70	991.41	24,954.16	26,027.10	536.47
133	133.0	460.30	956.00	24,844.15	25,910.16	533.01
134	134.0	460.30	920.59	24,707.35	25,764.74	528.69
135	135.0	460.30	920.59	24,578.56	25,627.94	524.69
136	136.0	460.30	920.59	24,457.30	25,499.15	520.93
137	137.0	460.30	920.59	24,343.14	25,377.89	517.38

Anexo 7: Plano en planta de la Presa Gallito Ciego.

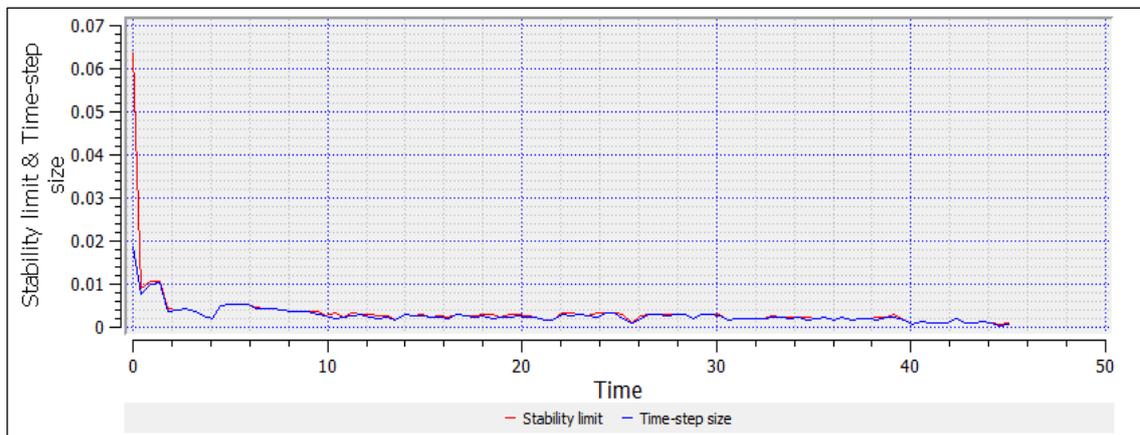


Fuente: PEJEZA (2013b).

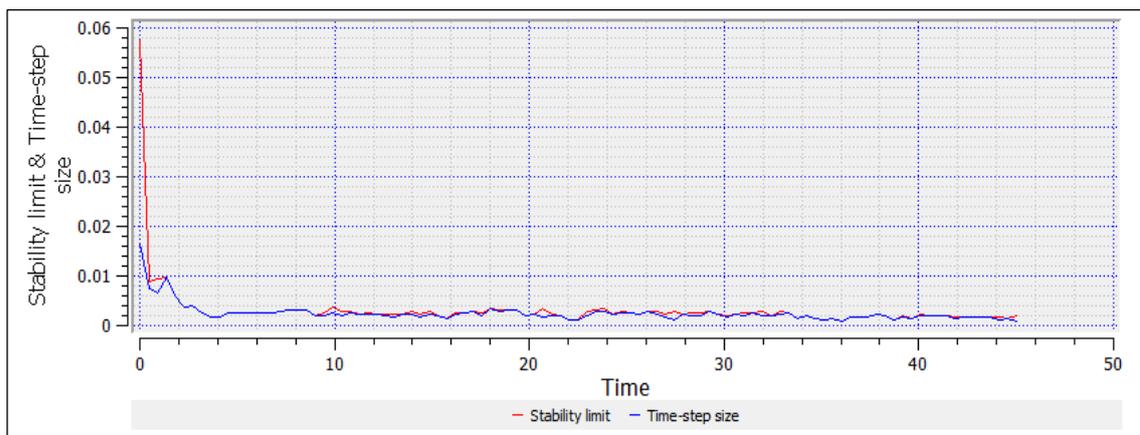
Anexo 8: Progreso de las simulaciones numéricas.



Límite de estabilidad y tamaño del paso de tiempo para $Q = 525.0 \text{ m}^3/\text{s}$.



Límite de estabilidad y tamaño del paso de tiempo para $Q = 1,630.0 \text{ m}^3/\text{s}$.



Límite de estabilidad y tamaño del paso de tiempo para $Q = 2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$.

Anexo 9: Galería fotográfica de la Presa Gallito Ciego.



Foto 1: Punto de control para la medición del nivel de agua en el embalse.



Foto 2: Vertedero de cresta ancha.



Foto 3: Poza natural labrada en roca.



Foto 4: Rápida natural en roca, rápida de concreto y canal de descarga.



Foto 5: Válvulas *Howellunger*.



Foto 6: Poza disipadora de energía.

Anexo 10: Artículo presentado en el XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica 2016.

IAHR

AIH

**XXVII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
LIMA, PERÚ, 26 AL 30 DE SETIEMBRE DE 2016**

**EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL
ALIVIADERO DE LA PRESA GALLITO CIEGO MEDIANTE
MODELACIÓN NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL**

Jorge Víctor Jiménez Motta¹ y Samuel Ismael Quisca Astocahuana²

¹Estudiante de Maestría de Recursos Hídricos UNALM, Perú, jvjmotta@gmail.com

²Profesor Visitante del Posgrado UNALM, SQ&ICC, Perú, squisca@gmail.com

RESUMEN:

La Presa Gallito Ciego fue construida entre los años 1983 y 1987, y su operación se inició en abril de 1988. En años posteriores, se realizaron estudios hidrológicos que reportaban valores mayores para el caudal de diseño inicial. En la actualidad, por efecto del cambio climático global, la ocurrencia del fenómeno El Niño en el Perú es más recurrente, y se confirma que el caudal de diseño del aliviadero de excedencias está subvaluado. En el presente estudio se realizó la actualización de caudales de diseño de ingreso y salida del embalse, obteniendo un valor superior de 23.4% con respecto al caudal de diseño inicial del proyecto. Los resultados del modelamiento numérico del flujo de agua sobre los componentes estructurales del aliviadero de la Presa Gallito Ciego, demuestran que la capacidad de descarga real del aliviadero es insuficiente para evacuar el caudal de diseño inicial del proyecto (1,630 m³/s para el periodo de retorno de 2,000 años). Además, no posee la capacidad para descargar el caudal de diseño actualizado (2,011.48 m³/s para el periodo de retorno de 2,000 años). Por consiguiente, la presa Gallito Ciego carece de seguridad hidrológica, siendo necesario redefinir el caudal de diseño del aliviadero. Se proponen medidas estructurales de mejoramiento del aliviadero, a fin de salvaguardar la seguridad hidrológica de la presa.

ABSTRACT:

Gallito Ciego Dam was built between 1983 and 1987, and its operation began in April 1988. Years later, hydrological studies reported higher values for the initial design flow were performed. At present, the effect of global climate change, El Niño Southern Oscillation (commonly called ENSO) is more frequent, and it confirmed that the design flow spillway is undervalued. In the present study, updating reservoir design inflow and outflow is performed, obtaining a higher value of 23.4% compared to design flow of the Project. The results of numerical modeling of water flow on the structural components of the spillway, show that the actual discharge capacity is insufficient to evacuate the initial design flow project (1,630 m³/s for the return period of 2,000 years). Also, it cannot

discharge the current design flow (2,011.48 m³/s for the return period of 2,000 years). Therefore, Gallito Ciego Dam lacks hydrology security, being necessary to redefine the design flow spillway. Structural measures to improved spillway are proposed to safeguard the hydrologic dam safety.

PALABRAS CLAVES: Aliviadero de demasías; Caudal de diseño; Dinámica de fluidos computacional.

INTRODUCCIÓN

La Presa Gallito Ciego es la obra principal del Proyecto Especial Jequetepeque - Zaña (PEJEZA), se encuentra ubicada en el departamento de Cajamarca, en la costa norte del Perú. Es una presa de tierra zonificada de 105.00 m de altura máxima, con un ancho y longitud de cresta de 15.00 m y 797.00 m, respectivamente. La presa ha sido construida sobre el cauce del río Jequetepeque, conformando un embalse con volumen máximo de agua de 555.93 Hm³, de los cuales 379.90 Hm³ corresponde al volumen útil, y cuyas aguas son utilizadas para fines de irrigación y generación hidroeléctrica. Durante la fase de proyecto de la Presa Gallito Ciego, Salzgitter Consult GmbH (1973) realizó los estudios hidrológicos determinando el caudal de diseño del aliviadero de excedencias de 1,630 m³/s, que es el caudal pico del hidrograma de la avenida atenuada y resultante del tránsito por el embalse para una avenida de ingreso de 3,230 m³/s, correspondiente a un período de retorno de 2,000 años. Estos estudios hidrológicos fueron realizados antes de la ocurrencia de los eventos extraordinarios del fenómeno El Niño de los años 1982/83 y 1997/98, que sin duda han incidido sobre el régimen hidrológico del río Jequetepeque, invalidando el caudal de diseño del referido aliviadero de excedencias.

La Presa Gallito Ciego fue construida entre los años 1983 y 1987, y su operación se inició en abril de 1988. En el año 2000, el Proyecto Especial Jequetepeque - Zaña analizó y evaluó los registros de caudales de ingreso al embalse Gallito Ciego para un periodo de 57 años, obteniendo un caudal máximo de ingreso al embalse de 3,680 m³/s para el período de retorno de 2,000 años. Este valor fue considerado en el manual de operación del embalse. Posteriormente, ATA-VERA & MORENO (2004) determinó que el caudal máximo de ingreso al embalse era de 4,192 m³/s, mucho mayor que el último valor. Por otro lado, Rocha (2006) asevera la probabilidad alta de ocurrencia de un Meganiño antes del año 2021.

En la actualidad, por efecto del cambio climático global, la ocurrencia del fenómeno El Niño en el Perú es más recurrente, y se confirma que el caudal de diseño del aliviadero de excedencias está subvaluado, lo que implica que la seguridad hidrológica de la Presa Gallito Ciego no está asegurada. De hecho, la actualización del estudio hidrológico realizado durante la presente investigación, produce un caudal de diseño superior en 23.4% con respecto al caudal de diseño del proyecto (1,630 m³/s para periodo de retorno de 2,000 años). Por consiguiente, es necesario redefinir el caudal de diseño del aliviadero y proponer las medidas estructurales de mejoramiento del aliviadero, a fin de salvaguardar la seguridad hidrológica de la presa.

Antiguamente, el proceso de diseño hidráulico de los aliviaderos culminaba con una investigación en modelo físico a escala reducida, donde se utilizaban las leyes de escala para convertir la información del flujo modelado en valores para el prototipo a escala real. A menudo, la información buscada del flujo consistía en curvas de gasto, presiones,

campos de velocidad y perfiles de la superficie del agua. En la última década, numerosos estudios sobre aliviaderos con modelos físicos han sido validados mediante modelos numéricos de dinámica de fluidos computacional (CFD). Los modelos CFD poseen ventajas sobre el modelamiento físico, principalmente por no presentar problemas asociados con los efectos de escala. Chanel y Doering (2008), consideran que los modelos CFD poseen un excelente potencial para el modelamiento de las geometrías complejas de los aliviaderos, pero no reemplazan totalmente al modelo físico, sino que es una herramienta complementaria en el proceso de diseño de los aliviaderos. La experiencia en modelamiento de aliviaderos con CFD, confirma la existencia de condiciones de flujo donde se producen resultados imprecisos, como en los casos de flujos con números altos de Reynolds en aliviaderos y rampas, presiones transitorias, turbulencia, cavitación, efectos de aeración, flujos bifásicos, estructura de vibraciones y pulsaciones de presión en resaltos hidráulicos, y en contornos de estructuras. Estas condiciones de flujo son también un reto para los modelos físicos. Según Gessler (2005), en los resultados del modelamiento de un aliviadero, aplicando los modelos CFD y físico, se encontró una diferencia del 5%. Willey et al. (2012) concluyeron que el uso complementario de los modelos CFD y físico permite el chequeo cruzado de sus resultados, dando lugar a la innovación y refinamiento de los diseños, produciendo así un diseño final del aliviadero más robusto y confiable.

OBJETIVOS

Evaluar el funcionamiento hidráulico del aliviadero de excedencias de la Presa Gallito Ciego, mediante el modelamiento numérico tridimensional del flujo de las avenidas para diferentes periodos de retorno, orientado a determinar la capacidad de descarga real de la estructura global del aliviadero, y de cada uno de sus componentes estructurales, con la finalidad de identificar y evaluar los componentes críticos del aliviadero y formular las medidas estructurales de mejoramiento.

DESCRIPCIÓN DEL ALIVIADERO DE EXCEDENCIAS

La estructura del aliviadero de excedencias está conformada por un vertedero de cresta ancha de sección rectangular de 79.5 m de longitud y 62.0 m de ancho, con pendiente longitudinal de 1.6 %, excavado en roca y revestido de concreto. Al final del aliviadero se colocaron 10 dados de concreto disipadores de energía, el flujo de agua del vertedero cae de forma natural desde una altura aproximada de 41.0 m sobre una poza labrada en roca, desde donde se inicia una rápida compuesta de un tramo de rápida labrada en roca de aproximadamente 76.0 m de largo, y continúa con un tramo de rápida de secciones trapezoidal y rectangular de concreto armado, de 179.0 m de longitud aproximada, la cual posee una pendiente variable de 18.0% a 22.3%. Al final de este último tramo de rápida se colocaron 14 dados disipadores de energía; el flujo de la rápida es descargado a una poza disipadora de energía de sección rectangular de 77.65 m de longitud y ancho variable (de 60.0 m a 77.3 m). Al final de la poza se colocaron 25 dados disipadores de energía. Finalmente el flujo de agua se entrega a un canal de descarga de 405.0 m de longitud aproximada y 0.05% de pendiente, que es la estructura final del sistema de entrega al río Jequetepeque. Ver Figuras 1 y 2.

DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO FLOW-3D

El FLOW-3D es un programa CFD de uso general desarrollado por Flow Science. Emplea diferentes técnicas numéricas (volúmenes finitos/diferencias finitas) para resolver las ecuaciones tridimensionales que gobiernan el movimiento de los fluidos. Este programa se destaca principalmente por simular fluidos en lámina libre. Para los problemas de flujos considerados incompresibles, la ecuación de continuidad es:

$$\frac{\partial}{\partial x}(uA_x) + R \frac{\partial}{\partial y}(vA_y) + \frac{\partial}{\partial z}(wA_z) + \xi \frac{uA_x}{x} = \frac{R_{SOR}}{\rho} \quad [1]$$

Cuando se está trabajando con el sistema de coordenadas cartesianas R es igual a la unidad y ξ es igual a cero. R_{SOR} contempla las fuentes de masa; u , v , w son los componentes de la velocidad, ρ es la densidad del fluido y A son las fracciones de áreas abiertas al flujo en las direcciones x , y , z . La ecuación de momentum se encuentra representada por:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ uA_x \frac{\partial u}{\partial x} + vA_y R \frac{\partial u}{\partial y} + wA_z \frac{\partial u}{\partial z} \right\} - \xi \frac{A_y v^2}{xV_F} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + G_x + f_x - b_x - \frac{R_{SOR}}{\rho V_F} (u - u_w - \delta u_s) \\ \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ uA_x \frac{\partial v}{\partial x} + vA_y R \frac{\partial v}{\partial y} + wA_z \frac{\partial v}{\partial z} \right\} - \xi \frac{A_y uv}{xV_F} &= -\frac{1}{\rho} \left(R \frac{\partial p}{\partial y} \right) + G_y + f_y - b_y - \frac{R_{SOR}}{\rho V_F} (v - v_w - \delta v_s) \\ \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ uA_x \frac{\partial w}{\partial x} + vA_y R \frac{\partial w}{\partial y} + wA_z \frac{\partial w}{\partial z} \right\} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + G_z + f_z - b_z - \frac{R_{SOR}}{\rho V_F} (w - w_w - \delta w_s) \end{aligned} \quad [2]$$

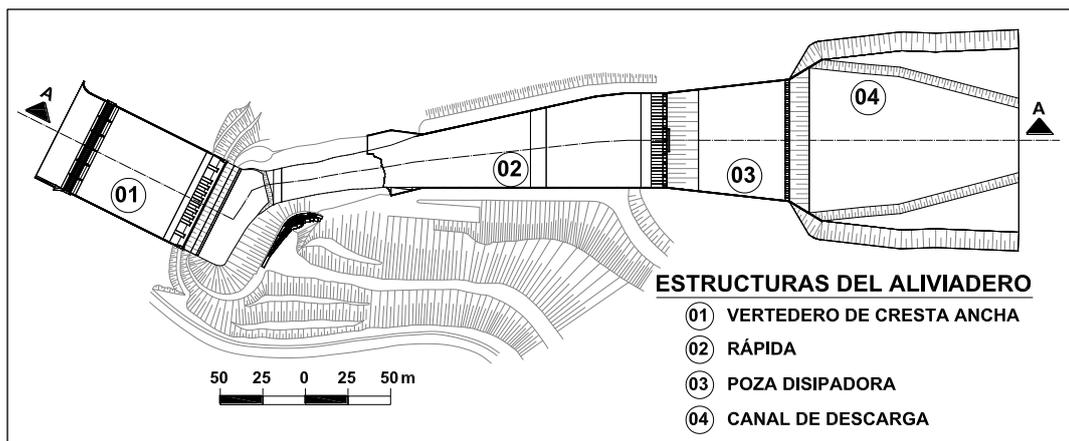


Figura 1.- Plano en planta del aliviadero de la Presa Gallito Ciego.

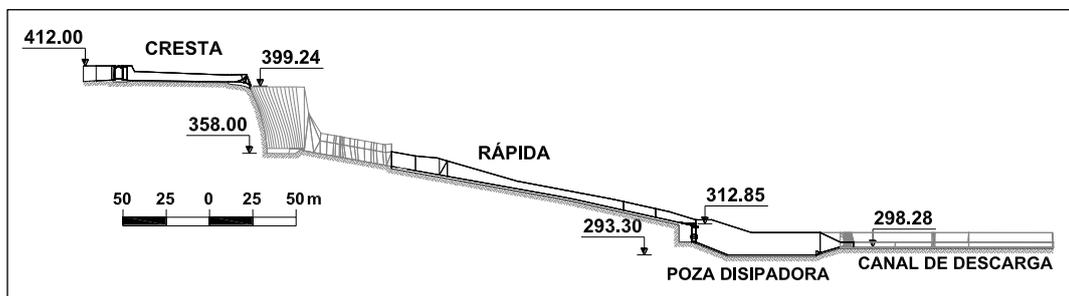


Figura 2.- Perfil longitudinal del aliviadero de la Presa Gallito Ciego.

En estas ecuaciones, G es la aceleración de la masa en la dirección que indica el subíndice, f la aceleración viscosa, b es la pérdida en medios porosos, y los últimos términos corresponden a fuentes de masa representadas por componentes geométricos. Las regiones geométricas complejas son modeladas utilizando el método FAVOR, Fractional

Area/Volume Obstacle Representation (Hirt y Sicilian, 1985). FAVOR es una técnica de porosidad que cataloga las celdas entre 0 y 1, lo cual expresa la fracción ocupada por un obstáculo (resultando 0 cuando la celda se encuentra totalmente ocupada por el obstáculo). Esto hace que la generación de la malla y la definición de la geometría sean completamente independientes.

El seguimiento de la superficie libre se lleva a cabo mediante el método de Volumen of Fluid (VOF), desarrollado por Hirt y Nichols (1981). El método VOF consta de tres componentes principales: un esquema para localizar la superficie empleando la función de fracción de volumen del fluido, un algoritmo para el seguimiento de la superficie como una fuerte interfaz que se mueve a través de la malla computacional, y un medio de aplicación de las condiciones de contorno en la superficie. La fracción de volumen del fluido es similar al valor de porosidad de la malla utilizada en el método FAVOR para la definición de las celdas.

METODOLOGÍA DEL MODELAMIENTO Y SIMULACIONES NUMERICAS

Actualización del caudal de diseño del aliviadero

Para la actualización del caudal de diseño correspondiente al periodo de retorno de 2,000 años, se utilizó un registro de 73 años (1942/43 - 2014/15) de caudales máximos anuales (aforados aguas arriba del embalse), los cuales fueron proporcionado por el Proyecto Especial Jequetepeque-Zaña (PEJEZA). Para el cálculo del caudal de diseño se aplicó la metodología propuesta por Zhivotovsky (1978), que cumple con los criterios y recomendaciones vigentes del ICOLD. Este método asume que los caudales máximos anuales son variables aleatorias que siguen la función de distribución Pearson tipo III de tres parámetros: media aritmética (X_{CP}), coeficiente de variación (C_v), y coeficiente de asimetría (C_s). El caudal de diseño (caudal de ingreso al embalse), correspondiente a un periodo de retorno dado, se obtiene a partir de la probabilidad de excedencia p , y las fórmulas de los indicados tres parámetros. Para el cálculo del caudal de diseño $Q'_{P\%}$ se utiliza la fórmula siguiente:

$$Q'_{P\%} = K_{P\%} \cdot Q_{CP} \quad [3]$$

Donde, Q_{CP} es la media aritmética de la serie de caudales máximos anuales, y $K_{P\%}$ se define como:

$$K_{P\%} = 1 + \varphi_{P\%} C_v \quad [4]$$

Siendo, $\varphi_{P\%}$ el valor obtenido de la tabla de Foster-Rivkin (Zhivotovsky, 1978) para una probabilidad (o periodo de retorno) $P\%$ dada, y un valor definido de C_s . La principal ventaja de este método radica en que se puede variar el valor del coeficiente de asimetría C_s con el fin de obtener el mejor ajuste entre la curva teórica de probabilidad (Pearson tipo III) y la curva experimental, correspondiente a la serie de datos observados. Para el caudal de diseño del aliviadero, al valor máximo de caudal $Q'_{P\%}$ de ingreso al embalse se debe agregar una corrección de seguridad ΔQ , la cual se define como:

$$\Delta Q = \frac{\alpha E_P}{\sqrt{n}} Q'_{P\%} \quad [5]$$

Donde, α es el coeficiente que caracteriza el grado de conocimiento del río (0.75 para cuencas suficientemente estudiadas y 1.50 para cuencas ligeramente estudiadas), se adoptó el valor de 1.20, n es el número de datos de la serie, y E_P es el error cuadrático para

un valor de C_v y una probabilidad dada $P\%$ (Zhivotovsky, 1978). Finalmente, el caudal de diseño que ingresa al embalse Gallito Ciego $Q_{P\%}$, se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$Q_{P\%} = Q'_{P\%} + \Delta Q \quad [6]$$

Para obtener el caudal de diseño que descargará el aliviadero, se transitó el hidrograma del caudal de diseño que ingresa al embalse, calculando la atenuación o amortiguamiento del hidrograma por el embalse, para obtener el caudal de diseño que descargaría por el aliviadero. Se aplicó el método de pulso modificado o piscina nivelada, utilizando los datos geométricos e hidráulicos del embalse, hidrograma sintético de entrada al embalse, y las curvas de altitud-volumen-área del embalse, curva de altura-caudal de salida. Esta información fue proporcionada por PEJEZA. En el siguiente Cuadro 1, se presentan los valores actualizados de los caudales picos de los hidrogramas de ingreso y salida del embalse Gallito Ciego.

Cuadro 1.- Caudales picos de los hidrogramas de entrada y salida del embalse

Periodo de retorno (Años)	Caudal de entrada (m ³ /s)	Caudal de salida (m ³ /s)
20	1,180.60	585.70
100	1,935.24	1,024.77
200	2,308.64	1,249.48
1,000	3,168.20	1,777.96
2,000	3,540.74	2,011.48
10,000	4,412.10	2,563.10

Construcción del dominio computacional del modelo numérico

Teniendo en cuenta los planos detallados de las diferentes estructuras, se procedió a elaborar la geometría en 3D mediante el uso de la herramienta CAD. Esta geometría fue exportada a formato estereolitografía cuya extensión es “.stl”. Ver Figura 3. Para la generación de la malla del dominio computacional, inicialmente se realizó una primera aproximación del tamaño de la celda, utilizando la herramienta FAVOR (Fractional Area/Volume Obstacle Representation), la cual genera imágenes tridimensionales de la estructura, cuya resolución depende del tamaño de la celda. Dado que se requiere cumplir la condición entre el tamaño de la malla y el intervalo de tiempo de cálculo (similar a la condición de estabilidad de Courant), para alcanzar resultados hidráulicos representativos, se realizó un análisis de resolución del tamaño de la malla. Todas las simulaciones se realizaron con 6 bloques de malla adyacentes con un tamaño de celda de 0.5 m.

Condiciones iniciales y de contorno, y modelo de turbulencia

Definido el dominio físico del flujo de agua en lámina libre, se establecen las condiciones de contorno y condiciones iniciales para la integración numérica de las referidas ecuaciones gobernantes. Se determinó como única condición inicial una altura de agua sobre la poza disipadora de energía esto con la finalidad de disminuir el tiempo de simulación. Por otro lado, las condiciones de frontera se establecieron de la siguiente manera: aguas arriba del vertedero (X min) se definió una condición de frontera de tipo caudal, aguas abajo del aliviadero (X max) se estableció una condición de frontera de tipo salida, para ambos lados del aliviadero (Y min e Y max), y en la base una condición de

frontera del tipo pared; entre bloques adyacentes se estableció una condición de simetría; y finalmente en la parte superior (Z max), una condición de frontera del tipo presión. En presente modelamiento se utilizó el modelo k- ϵ /RNG basado en los métodos Renormalization-Group, dicho modelo de turbulencia es recomendado por el manual del programa por ser el más preciso y robusto (Flow Science, 2015).

Calibración del modelo

Estrictamente, todo modelo numérico debe ser calibrado y validado para asegurar que el modelo reproduzca adecuadamente el proceso físico modelado. En nuestro caso, se ajustaron los parámetros de entrada al modelo, para que los resultados numéricos se ajusten a los datos caudal y tirantes, medidos aproximadamente durante el caudal descargado por el aliviadero de 525 m³/s. Dado que el tamaño de celda es el factor más importante en el proceso de modelamiento y simulación, el modelo numérico se calibró con el valor de caudal y los correspondientes valores de tirantes medidos en campo (se determinó el tamaño adecuado de la celda de 0.50 m). En la Figura 4, se presenta los resultados de las simulaciones numéricas correspondientes al caudal descargado por el aliviadero durante la ocurrencia del fenómeno El Niño del año 1997/1998.

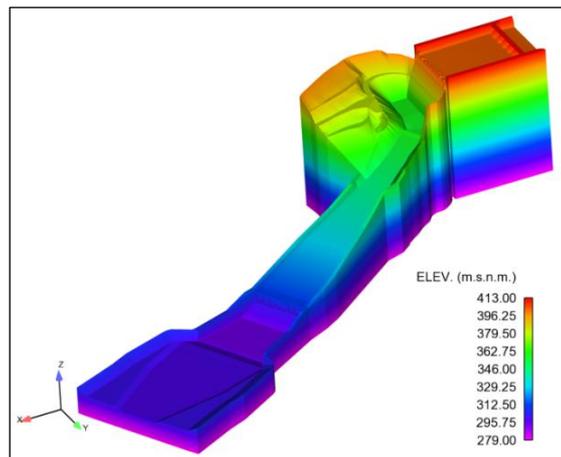


Figura 3.- Geometría en 3D del aliviadero de la Presa Gallito Ciego.

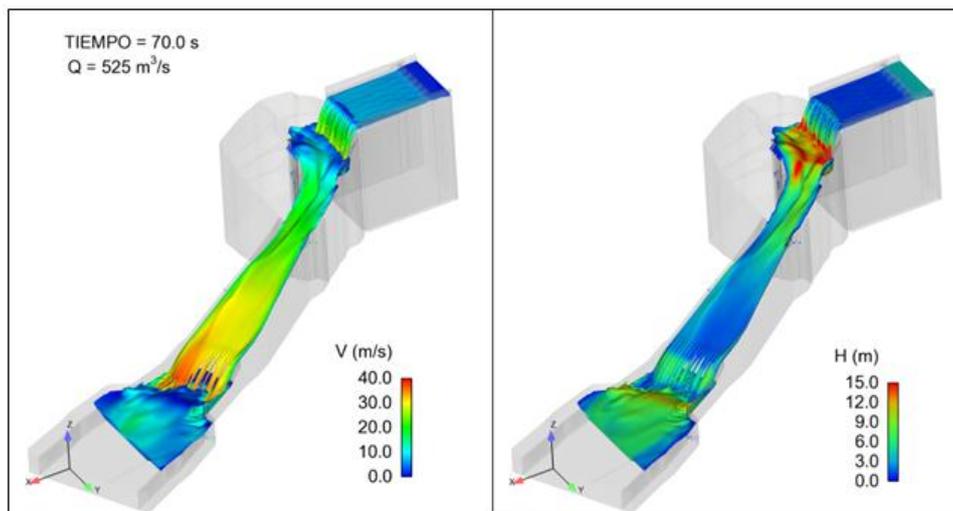


Figura 4.- Magnitudes de velocidad y valores de tirante sobre el aliviadero (fenómeno El Niño 1997/1998).

Para obtener los datos necesarios para la calibración y validación del modelo, se ubicaron 5 puntos con reglas pintadas y georeferenciada ubicadas a lo largo del aliviadero, para obtener los tirantes del flujo en los referidos 5 puntos. Sin embargo, este año (periodo de lluvias, diciembre – marzo 2016) no se presentaron descargas en el aliviadero, a pesar de la presencia del fenómeno El Niño. Si bien no se realizó la validación de los resultados de las simulación para los distintos escenarios de análisis, los resultados son cualitativamente consistentes para los fines de la presente investigación, que fue demostrar que el dimensionamiento actual del aliviadero Gallito Ciego no tiene capacidad para descargar la descarga de diseño del aliviadero, y menos aún el valor actualizado del caudal de diseño del referido aliviadero.

RESULTADOS

En la Figura 5, se presentan los resultados de la simulación numérica, en todo el dominio computacional del aliviadero Gallito Ciego, para el caudal de diseño inicial del proyecto ($1,630 \text{ m}^3/\text{s}$). En la salida gráfica de resultados de tirantes (figura de la derecha), se observa que el flujo en el vertedero del aliviadero reproduce adecuadamente las ondas cruzadas, antes de la caída del flujo en la poza disipadora labrada en roca. Se evidencia que la dimensión y capacidad de la poza disipadora labrada en rocas es insuficiente para disipar la energía de caída del caudal de descarga desde el vertedero, generando el desbordamiento de agua por la rápida labrada en roca y la rápida de concreto; el funcionamiento hidráulico del salto del flujo y la poza disipadora inferior del aliviadero es ineficiente en la disipación de la energía hidráulica, pues se genera un resalto hidráulico ahogado y se produce desbordamientos en el canal de evacuación y entrega al río Jequetepeque. Los resultados del campo de velocidades (figura izquierda), muestra la presencia de altas velocidades erosivas en los distintos en las rápidas en roca y concreto, así como en la poza disipadora y canal de evacuación. Otro aspecto importante que se observa, es la potencial socavación hídrica de la cimentación y cuerpo de los muros de gaviones, que fueron construidos para protegen el talud opuesto al vertedero. Como se observa en el Cuadro 1, el caudal de salida actualizado sobre el aliviadero es de $2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$ (mayor en 23.4% al caudal de diseño inicial), para un periodo de retorno de 2,000 años. Obviamente, el dimensionamiento y capacidad de conducción del aliviadero actual es insuficientes para conducir, disipar la energía hidráulica, evacuar y entregar al río el flujo de la descarga del aliviadero en condiciones hidráulicas apropiadas, sin causar erosión, desbordes e inundaciones en el cauce del río Jequetepeque.

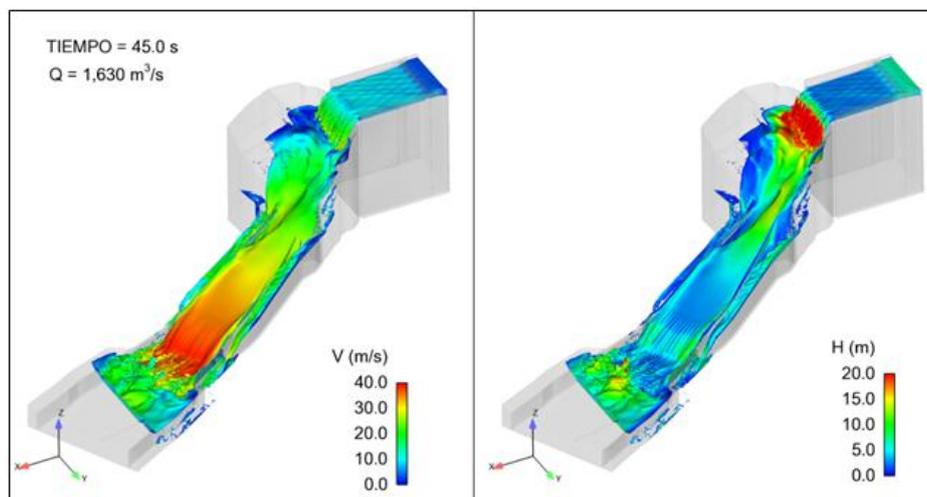


Figura 5.- Campo de velocidades y valores de tirante sobre el aliviadero ($Q = 1,630 \text{ m}^3/\text{s}$).

En la Figura 5, se presenta el campo de velocidades del flujo (figura de la izquierda) y los tirantes del flujo (figura de la derecha) en la estructura del aliviadero actual, correspondiente al caudal de diseño actualizado del aliviadero de $2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$. Estos resultados muestran que el talud frente a la caída vertical del flujo del vertedero, será impactado por las fuerzas erosivas del flujo; además, la poza inicial labrada en roca no cumplirá con su función de disipar la energía hidráulica, ocasionando que el flujo en las rápidas en roca y concreto tengan altas velocidades erosivas (mayor a 20 m/s) con desbordamientos; la poza disipadora inferior no cumplirá su función de disipar la energía y entregar el flujo en condiciones de flujo subcrítico, sino al contrario, entregará el flujo de agua con velocidades muy altas (mayor a 30 m/s) hacia el canal de evacuación. Se evidencia la ocurrencia de procesos erosivos, desbordes y daños severos en los componentes estructurales del aliviadero de excedencia Gallito Ciego. Asimismo, se producirán la erosión, desbordes e inundaciones del cauce y las áreas agrícolas del río Jequetepeque.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados del modelamiento numérico del flujo de agua sobre los componentes estructurales del aliviadero de la Presa Gallito Ciego, demuestran que la capacidad de descarga real del aliviadero es insuficiente para evacuar el caudal de diseño inicial del proyecto ($1,630 \text{ m}^3/\text{s}$ para el periodo de retorno de 2,000 años). Además, no posee la capacidad para descargar el caudal de diseño actualizado ($2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$ para el periodo de retorno de 2,000 años). Por consiguiente, la presa Gallito Ciego carece de seguridad hidrológica, siendo necesario redefinir el caudal de diseño del aliviadero y proponer las medidas estructurales de mejoramiento del aliviadero, a fin de salvaguardar la seguridad hidrológica de la presa.

Se recomienda evaluar las siguientes alternativas de mejoramiento: 1) Ampliar la poza labrada en roca, las rápidas y la poza disipadora de energía, para aumentar sus capacidades de descarga; 2) Sustituir la estructura del vertedero por un aliviadero escalonado (stepped spillway) que disipa la energía hidráulica de un 80% a 90%, y requiere una reducida poza disipadora. El presente estudio, deberá ser complementado en el futuro con la obtención de datos medidos en las estructuras del aliviadero y la realización de un modelo físico a escala reducida del aliviadero de demasías en su estado actual, y con las medidas estructurales de mejoramiento del aliviadero.

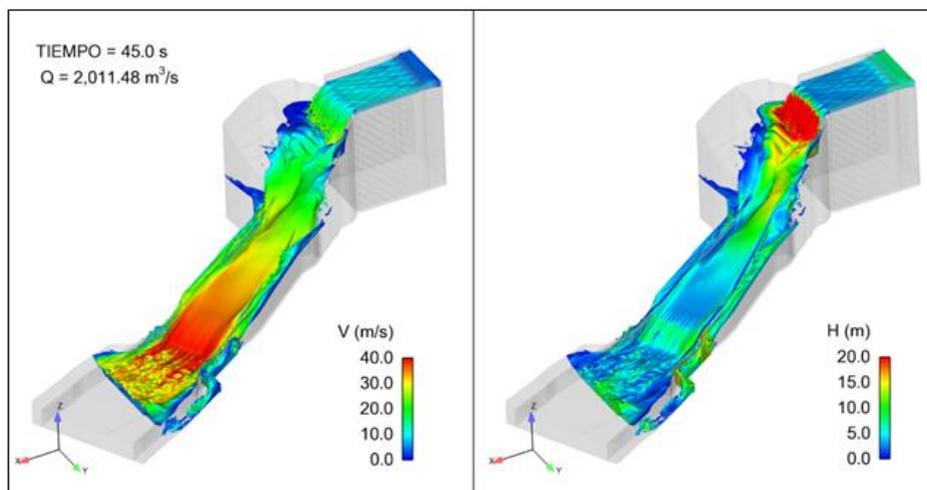


Figura 6.- Campo de velocidades y valores de tirante sobre el aliviadero ($Q = 2,011.48 \text{ m}^3/\text{s}$).

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento especial a la Empresa Flow Science por el apoyo a la presente investigación, mediante una licencia gratuita de investigación del software FLOW-3D. Al Proyecto Especial Jequetepeque- Zaña (PEJEZA) por el apoyo brindado y la información proporcionada para la presente investigación. A la Empresa SQ & Ingenieros Consultores Constructores S.R.L. por el apoyo con el uso irrestricto de una Workstation de alta velocidad para las simulaciones numéricas finales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ATA-VERA & MORENO (2004). *Estudio de Prefactibilidad para la Protección del Embalse Gallito Ciego de la Colmatación por Acarreos, Volumen 3: Estudios Básicos, Tomo 3.2: Hidrología del Río Jequetepeque en Gallito Ciego*. Perú.

Chanel, P.G. and J.C. Doering (2008). "Assessment of spillway modelling using computational fluid dynamics". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 35, No. 12, pp. 1481-1485.

Flow Science Inc. (2015). *User Manual Version 11.1*. Santa Fe, NM.

Hirt, C.W. and B.D. Nichols (1981). "Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries". *Journal of Computational Physics*, Vol. 39, No. 1, pp. 201-225.

Hirt, C.W. and J. Sicilian (1985). "A Porosity Technique for the Definition of Obstacles in Rectangular Cell Meshes." *Proc. Fourth Int. Conf. Ship Hydro.*, National Academy of Science, Washington, DC, USA.

Rocha, F.A. (2006). "La Problemática de la Sedimentación de Embalses en el Aprovechamiento de los Ríos Peruanos, Aplicada al Embalse de Poechos". *Primer Congreso Internacional de Hidráulica, Hidrología, Saneamiento y Medio Ambiente*. Hidro 2006, Lima, 2006.

Salzgitter Consult GmbH (1973). *Estudio de Factibilidad Técnica y Económica del Proyecto de Irrigación del Valle Jequetepeque, Tomo V: Hidrología y Meteorología*. Perú.

Wiley, J., Ewing, T., Wark, B. and Lesleighter, E. (2012). "Complementary Use Physical and Numerical Modelling Techniques in Spillway Design Refinement". *Proc. Twenty Fourth Congress of Large Dam*, International Commission of Large Dams, Kyoto, Japan, Q94-R.5, June 2012, pp. 55-76.

Zhivotovsky, B. A. (1978). *Cálculos Hidrológicos en Construcciones Hidrotécnicas*. Universidad de la Amistad de los Pueblos, Moscú, URSS, pp. 67. (en ruso)