

EXPERIENCIAS DE MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DE ROTURA DE PRESAS, MEDIANTE EL USO DE PAQUETES MULTIDIMENSIONALES

Laurymar C. Rodríguez C.¹, Oswaldo R. Rodríguez G.², Constanzo A. Marullo D.³
y Wilmer J. Barreto C.⁴

Recibido: 10 de Mayo de 2015
Evaluado: 08 de Julio de 2015
Aceptado: 03 de Septiembre de 2015

Resumen

Las presas tienen un papel trascendental dentro de los sistemas de abastecimiento de agua para las poblaciones, desde hace muchos años. Estas estructuras involucran grandes volúmenes de agua y sedimento retenidos, por lo cual el colapso parcial o total de una presa puede dar lugar a importantes pérdidas materiales y/o humanas. Para la elaboración de planes de contingencia durante la etapa de diseño resulta provechoso utilizar aplicaciones informáticas de modelación numérica, las cuales representan una poderosa herramienta en la estimación de las consecuencias que pudiera producir un evento de falla de una presa. Se presentan los resultados de dos (2) casos de estudios situados en el estado Lara, Venezuela, que han sido simulados por separado con las aplicaciones de simulación hidrodinámica ISIS 2D y Delft3D, a partir de modelos bidimensionales adaptados a las condiciones reales de cada presa, en los que se han empleado técnicas y recursos distintos sobre la base de fundamentos teóricos y experiencias prácticas recopiladas, obteniendo en cada caso la magnitud de la inundación producto de los desembalses respectivos y analizando el comportamiento de la propagación hacia aguas abajo. Se permite dar una afirmación conclusiva sobre la factibilidad del empleo de los procedimientos y programas utilizados, a partir de la congruencia de los valores obtenidos y la estabilidad numérica observada, representando una puerta de acceso al campo de la modelación hidrodinámica de rotura de presas, área que ha sido escasamente explorada en Latinoamérica.

Palabras clave: modelación, brecha, presa, rotura de presa, simulación multidimensional.

¹Venezolana. Ingeniero Civil por la Universidad Centroccidental “Lisandro Alvarado” (UCLA), (Venezuela). Investigadora en el área de la Ingeniería hidráulica. Correo electrónico: lau1789ic@gmail.com

²Venezolano. Ingeniero Civil por la Universidad Centroccidental “Lisandro Alvarado” (UCLA), (Venezuela). Investigador en el área de la Ingeniería hidráulica. Correo electrónico: oswaldocivil@gmail.com

³Venezolano. Ingeniero Civil por la Universidad Centroccidental “Lisandro Alvarado” (UCLA), (Venezuela). Investigador en el área de la Ingeniería hidráulica. Becario Erasmus Mundus. Correo electrónico: constanzomarullo@gmail.com

⁴Venezolano. Ingeniero Civil por la Universidad Centroccidental “Lisandro Alvarado” (UCLA), (Venezuela). Master of Science en Hidroinformática por el International Institute for Hydraulic (IHE-The Netherlands). Doctor por Delft University of Technology (IHE-The Netherlands). Profesor Universitario en la UCLA (Venezuela). Becario del Banco Mundial (WB/JJP).

Correo electrónico: wbarreto@ucla.edu.ve

DAM BREAK HYDRODINAMIC MODELLING EXPERIENCES, USING MULTIDIMENSIONAL SOFTWARE

Laurymar C. Rodríguez C.¹ , Oswaldo R. Rodríguez G.² , Constanzo A. Marullo D.³
y Wilmer J. Barreto C.⁴

Abstract

Dams play a very important role in current water supply systems since many years ago. These structures involve huge retained volumes of water and sediments, whereby total or partial failure may lead to enormous material damage and/or human losses. Using numerical software during project stage for modeling failure scenarios such as dam breaching represents a powerful tool for risk assessment as they are capable to estimate the consequences of any eventual flooding due to dam failure. Hereby it is presented the results of two (2) two-dimensional overtopping dam breaching study cases located in Lara state, Venezuela which have been modeled with ISIS 2D and Delft3D respectively, by using different methods and resources on a theoretical and practical experiences basis, highlighting water behavior as flooding wave propagates downstream. As a conclusion of an exhaustive analysis, it is possible to asseverate about the feasibility of using the procedures and software previously described for dam breach modeling from the consistency of the obtained values and the model stability, standing out as a gateway to the key field of dam break hydrodynamic modeling which is an area that has been poorly explored in Latin-America.

Keywords: modelling, breach, dam, dam break, multidimensional simulation.

EXPERIÊNCIAS DE MODELAÇÃO HIDRODINÂMICA DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS, COM USO DE PROGRA- MAS MULTIDIMENSIONAIS

Laurymar C. Rodríguez C.¹, Oswaldo R. Rodríguez G.², Constanzo A. Marullo D.³
y Wilmer J. Barreto C.⁴

Resumo

Os diques tem um papel muito importante dentro dos sistemas de abastecimento de água, há muito tempo. Essas estruturas armazenam grandes volumes de água e sedimentos retidos, sendo assim, a ruptura parcial o total do dique pode causar importantes perdas materiais e humanas. Para a elaboração de estratégias de contingência na fase de desenho, é de grande valia utilizar softwares de modelação numérica que representam uma poderosa ferramenta na estimativa das consequências que poderia produzir uma eventual falha do dique. Deste modo, apresentam-se os resultados de dois (2) casos de estudo localizados no Estado Lara, Venezuela que foram simulados separadamente com as aplicações de simulação hidrodinâmica, ISIS 2D e Delft3D, partindo de modelos bidimensionais adaptados as condições reais de cada dique nas quais se aplicaram técnicas e recursos diferentes sobre a base de fundamentos teóricos e experiências práticas recolhidas, obtendo em cada caso a magnitude da inundação, produto da saída dos reservatórios correspondentes e analisando o comportamento da propagação até águas abaixo; permite-se ter uma afirmação conclusiva da factibilidade do uso dos procedimentos e programas utilizados, baseados na congruência dos valores obtidos e a estabilidade numérica observada, representando uma porta de acesso ao campo da modelação hidrodinâmica de ruptura de diques, área que tem sido pouco explorada em América Latina.

Palavras-chave: modelação, lacuna, barragem, rompimento de barragens, modelação multidimensionais.

Introducción

Una de las estructuras más representativas dentro de un sistema de almacenamiento artificial de agua son las presas. Dada la importancia que tienen, su diseño, su construcción y su mantenimiento son vitales para el correcto aprovechamiento del recurso hídrico.

Debido a los grandes volúmenes de materiales involucrados en el sistema de retención de agua, la falla de una presa puede originar problemas de gran magnitud que van desde la inundación de zonas productiva hasta daños a las poblaciones cercanas que puede incluir heridas o muerte de los habitantes y pérdidas materiales.

El porcentaje mundial de casos de falla de presas se encuentra alrededor del 1 % de las presas construidas; sin embargo, a nivel nacional y sin tomar en cuenta las fallas de pequeñas presas, en Venezuela hasta el año 2002 superaba el 2 % con 6 fallas de las 97 presas construidas, además de 28 incidentes registrados (*Suárez, Luis, 2.002*).

Entre los casos más emblemático se tiene la presa El Cristo, ubicada en el estado Falcón en Venezuela, la cual falló en abril de 1999 cuando se produjo un hidrograma de entrada al embalse; mayor al estimado a través de la metodología utilizada en el análisis hidrológico de la época. Se reportó una situación de emergencia debida a la subida excepcional de los niveles del espejo de agua y ocurrió el desbordamiento de la estructura, lo cual condujo a la erosión de la cara aguas abajo de la presa hasta formarse una brecha de falla y poco a poco la destruyó.

Por lo expuesto, no queda más que afirmar que la ingeniería civil además de encargarse de la concepción

de la presa debe brindar seguridad a las poblaciones adyacentes a la estructura. El avance de la informática en las últimas dos décadas ha provisto a la ciencia de herramientas de apoyo para la realización de análisis inherentes al campo de la hidráulica, los cuales son aplicables a múltiples tareas como el tránsito de crecidas, las cuales si se adoptan los criterios de simulación y/o evaluación pertinentes pueden ser usadas en el área de rotura de presas.

Es por ello que la presente investigación surgió con el fin de abordar fundamentos, criterios y resultados de experiencias de modelación de rotura de presas, las cuales resumen una extensa revisión bibliográfica sobre las posibilidades teóricas y prácticas de modelación y la selección de aplicaciones informáticas hidrodinámicas vanguardistas de entre un sinfín de las disponibles en el mercado, que fuesen capaces de desempeñarse adecuadamente, todo con el propósito de conducir al nuevo investigador de esta área hacia fundamentos y metodologías que fuesen previamente analizadas y comprobadas como factibles mediante un estudio de estabilidad de los modelos y la congruencia de los resultados numéricos obtenidos al cotejarse con los comportamientos esperables, de manera que sirva como punto de partida hacia aplicaciones reales.

La exposición discurre sobre dos prácticas de simulación bidimensional de brechas de falla hipotéticas de presas de tierra ubicadas en el estado Lara, Venezuela, específicamente los casos del embalse Félix de los Ríos “Dos Cerritos”, el cual se encuentra operativo, empleado el software Delft3D (Marullo, 2015), y la presa Ingeniero José M. Ochoa P., (Rodríguez, L. y Rodríguez, O., 2015), que espera servir al embalse Yacambú, cuyas obras complementarias aún se encuentran en construcción, para este caso se emplea

el ISIS 2D. No obstante, muchos de los principios enunciados trascienden las características de estas presas y previo a un análisis podrían ser extrapolados a otras áreas, tales como presas de concreto o rotura de diques de canalización.

Modelación de la brecha de falla

La geometría de la brecha de falla puede ser descrita en términos de altura, ancho promedio y ángulo de abertura de los taludes laterales, además la pendiente del fondo de la brecha en la dirección del flujo se considera totalmente horizontal.

Estos parámetros describen la geometría necesaria para realizar el cálculo o simulación de la formación de la brecha y el paso del flujo a través de ella, suponiendo características de descarga por un vertedero de pared gruesa. Investigaciones pasadas se han enfocado en el uso de un parámetro de tiempo sencillo denominado “tiempo de formación de la brecha” o “tiempo de falla”. Las definiciones de este parámetro han variado de acuerdo a cada investigación realizada y la información arrojada por estos estudios presenta una gran dispersión, tal vez debido a las diferentes interpretaciones que se le ha dado al tiempo de formación de la brecha entre todos los casos de estudio del fenómeno que se han observado.

Existe otra definición que describe una fase de iniciación del proceso de formación de la brecha, que precede a la fase de formación de la misma. Para los fines de estimar alguna advertencia o tiempo disponible para una posible evacuación, en caso de una eventual rotura de presa, el tiempo inicial de formación de la brecha en su primera fase debería definirse de la siguiente manera:

“El tiempo de inicio de formación de una brecha comienza con el paso del primer flujo sobre o a través de la presa que es de suficiente importancia como para generar una advertencia, evacuación o posibilidad de rotura de presa, y termina en el inicio de la fase de formación de la brecha”. (Tony L. Wahl, 1997).

Miller y Ralston (1987) mencionados por Wahl (1998) describen que para presas de suelos cohesivos, la brecha se produce por la erosión regresiva por caídos verticales originada inicialmente por esa descarga que se genera sobre el cuerpo de la presa. Éste, es el proceso de eliminación de material estructural por la acción de fuerzas erosivas debidas al flujo y la remoción de masa. El fenómeno se produce mediante un pequeña caída que se forma típicamente cerca del pie de la presa y luego avanza aguas arriba hasta que la brecha se manifiesta en la cresta.

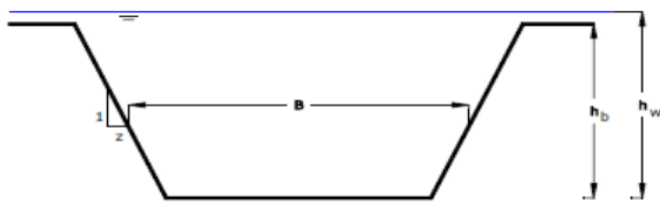
MacDonald y Langridge-Monopolis (1984) indican, luego de analizar múltiples casos de roturas, que la sección final de la brecha puede ser asumida como trapezoidal, representando la manera clásica que se ha adaptado desde entonces para modelarla. Recientemente, Froehlich (2008) reafirma esta conclusión y añade que la pendiente lateral varía dependiendo de las características del suelo que constituye la presa.

Con base en los criterios fijados y ampliamente difundidos por Bureau of Reclamation (USBR) (Wahl, 1998) es común definir los siguientes parámetros físicos para la sección de la brecha:

- Profundidad de la brecha: se refiere a la extensión vertical que tiene la brecha desde la cresta hasta el invertido de la misma, medido hacia abajo (h_b).

- Otras publicaciones la refieren desde la superficie libre del agua hacia el invertido de la brecha (h_w).
- Ancho de la brecha (B): las metodologías comúnmente requieren del ancho en el fondo (B_{bot}) o en el tope (B_t), o incluso el promedio de ambas (B_{ave}).
 - Pendientes laterales de la brecha (z): definen la forma de la abertura. Representa un factor de influencia secundaria en relación al ancho o la altura de la brecha en lo que respecta a la descarga resultante por rotura.

Figura 1 Geometría de una brecha idealizada.



Fuente: Wahl (1998)

Importancia de los parámetros de la brecha

La variación en los parámetros que definen la brecha puede afectar significativamente la estimación del caudal pico de salida por la brecha y los niveles de inundación producto de la rotura de la presa, así como también los tiempos de advertencia y evacuación de las zonas de riesgo.

Para embalses pequeños, los cambios en el tiempo de formación de la brecha pueden afectar dramáticamente el caudal máximo de salida. Las variaciones en el ancho de la brecha también pueden producir grandes cambios en el caudal pico de salida inclusive en los grandes embalses.

Petrascheck y Sydler (1984) demostraron que el caudal pico de salida, niveles de inundación, y el tiempo de

llegada del flujo de inundación son altamente sensibles a los cambios en el ancho de la brecha y el tiempo de formación de la misma para zonas cercanas a la presa, lo cual puede tener una influencia dramática, mientras que para las zonas aguas abajo y alejadas de la presa el tiempo de llegada del caudal pico de la onda de inundación puede variar significativamente producto de cambios en la predicción del tiempo de formación de la brecha a diferencia de los niveles de inundación, los cuales son totalmente insensibles a los cambios en los parámetros geométricos de la brecha de falla.

Al producirse un evento de rotura de una presa se puede predecir el tiempo de advertencia de inundación, el cual se define como la sumatoria del tiempo de inicio de la brecha el tiempo de formación de la brecha y el tiempo de viaje de la onda de inundación desde la presa hasta el núcleo de la población.

Existen dos enfoques típicos relativamente simples del modelado de brechas. El primero es la estimación directa del hidrograma de salida por la brecha mediante la utilización de ecuaciones simples (generalmente producto de una regresión), el cual está relacionado con el caudal pico de salida por la brecha y el tiempo de formación de la misma, así como también los parámetros del terraplén de la presa. Una vez que el caudal pico de salida es estimado, éste puede ser utilizado en la evaluación de los efectos aguas abajo de la rotura de una presa. Han sido múltiples los autores que históricamente han dedicado esfuerzos en la estimación de los caudales pico producto de la rotura de una presa, abarcando una amplia gama de casos de estudio de distintas naturalezas. Los trabajos recopilatorios de Barros (2004), Wahl (2004), Thorton y otros (2010) y Wahl (2010) permite sintetizar la siguiente tabla resumen.

Tabla 1 Ecuaciones predictivas para el Pico de Descarga

Referencia	Tipo	Ecuación
Kirkpatrick (1977)	Mejor ajuste	$Q_p = 1.268 * (h_w + 0.3)^{2.5}$
SCS (1981) para alturas > 31.4 m	Envolvente	$Q_p = 16.6 * (h_w)^{1.85}$
USBR (1982)	Envolvente	$Q_p = 19.1 * (h_w)^{1.85}$
Singh y Snorrason (1982)	Mejor ajuste	$Q_p = 13.4 * (h_d)^{1.89}$
Singh y Snorrason (1984)	Mejor ajuste	$Q_p = 1.776 * (S)^{0.47}$
Evans (1986)	Mejor ajuste	$Q_p = 0.72 * (V_w)^{0.53}$
Hagen (1982)	Envolvente	$Q_p = 1.205 * (V_w * h_w)^{0.48}$
MacDonald y Langridge-Monopolis (1984)	Mejor ajuste	$Q_p = 1.154 * (V_w * h_w)^{0.412}$
MacDonald y Langridge-Monopolis (1984)	Envolvente	$Q_p = 3.85 * (V_w * h_w)^{0.411}$
Costa (1985)	Mejor ajuste	$Q_p = 0.763 * (V_w * h_w)^{0.42}$
Costa (1985)	Envolvente	$Q_p = 2.634 * (S * hd)^{0.44}$
Costa (1985)	Envolvente	$Q_p = 1.122 * S^{0.37}$
Fröhlich (1995)	Mejor ajuste	$Q_p = 0.607 * V_w^{0.295} * h_w^{0.124}$
Barros (2004)	Mejor ajuste	$Q_p = 8.388064 * h_w^{1.555560}$

Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, 2015

El segundo enfoque es la utilización de ecuaciones de regresión para predecir los parámetros de apertura de la brecha como tamaño, forma y la tasa de desarrollo de la misma. Estos parámetros de la brecha son utilizados como datos de entrada en un modelo computacional, el cual determina el flujo de salida a través de una abertura parametrizada que simula la brecha de rotura de la presa. Ver tabla 2.

Tabla 2 Ecuaciones predictivas para los parámetros de brecha

Ancho de la brecha	
Bureau of Reclamation (1988)	$B_{ave} = 3 * h_w$
MacDonald y Langridge-Monopolis (1984)	$V_{er} = 0.0261 * (V_w * h_w)^{0.76}$ Presas de tierra $V_{er} = 0.00348 * (V_w * h_w)^{0.85}$
Von Thun y Gillette (1990)	$B_{ave} = 2.5 * h_w + Cb$
Fröhlich (1995)	$B_{ave} = 0.1803 * K_o * V_w^{0.32} * h_b^{0.19}$
Fröhlich (2008)	$B_{ave} = 0.27 * K_o * V_w^{0.32} * h_b^{0.04}$
Xu y Zhang (2009)	$\frac{B_{ave}}{h_b} = 0.787 * \left(\frac{h_d}{h_w}\right)^{0.132} * \left(\frac{V_w^{1/2}}{h_w}\right)^{0.652} * e^{B_2}$
Tiempo de falla	
MacDonald y Langridge-Monopolis (1984)	$t_f = 0.0179 * V_{er}^{0.364}$ $t_f = 0.015 * h_w$ altamente erosionable $t_f = 0.020 * h_w + 0.25$ resistente a la erosión
Von Thun and Gillette (1990)	$t_f = \frac{B_{ave}}{4 * h_w}$ resistente a la erosión $t_f = \frac{B_{ave}}{4 * h_w + 61}$ altamente erosionable
Fröhlich (1995)	$t_f = 0.00254 * V_w^{0.52} * h_b^{-0.9}$
Bureau of Reclamation (1988)	$t_f = 0.011 * B_{ave}$
Fröhlich (2008)	$t_f = 63.2 * \sqrt{\frac{V_w}{g * h_b^2}}$

Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, (2015) y las indicadas en el contenido de la Tabla

Estos dos enfoques de la rotura de una presa, vienen acompañados de una gran incertidumbre. Para mejorar las estimaciones de todos estos parámetros involucrados en la simulación de la formación de la brecha, se han desarrollado modelos computacionales con base en la física de la formación de la erosión del terraplén de la presa, asociado a un sistema hidráulico de descarga detallado.

Uso de modelos multidimensionales

El auge de los modelos numéricos incentiva la actualización de las herramientas informáticas, que con el paso de los años se hacen cada vez más versátiles y están siendo aplicadas en el campo de la ingeniería hidráulica para un mejor desarrollo de técnicas de análisis vanguardistas. Existen diversos métodos de estudio de la rotura de presas, pero haciendo uso de las nuevas tecnologías es factible realizar un análisis que se ajusten lo más posible a la realidad y con altos niveles de confiabilidad.

El software Delft3D es un conjunto integrado de aplicaciones numéricas de modelado que simula el flujo en dos y tres dimensiones, el transporte de sedimentos y morfología, olas, calidad del agua y ecología, siendo capaz de manejar las interacciones entre estos procesos en tiempo y espacio. Es de acceso gratuito en código abierto, ejecutable bajo sistema operativo Windows y Linux, posterior a un proceso de compilado y a su integración a una interfaz gráfica de usuario (GUI) que se obtiene mediante solicitud directa a los desarrolladores. Se compone de diferentes módulos de los que el *Delft3D-FLOW* (o *D-Flow*) es el programa estándar del compendio de aplicaciones y su función principal es la de resolver ecuaciones diferenciales en derivadas parciales mediante una malla de diferencias finitas utilizando las ecuaciones de Navier Stokes con

el promedio de Reynolds.

La discretización de los términos de advección horizontal en las ecuaciones de momento, transporte y turbulencia tiene una gran influencia sobre la precisión, monotonía y eficiencia del método de cálculo debido a la posible generación de oscilaciones. El Delft3D-FLOW dispone de tres esquemas elegibles en la sección de *parámetros numéricos* que trabajan la discretización temporal, de ellos el Esquema de Inundaciones (*Flooding Scheme*) se basa en Stelling and Duinmeijer (2003) y es una combinación de un método de conservación de momento y de energía para flujos rápidamente variados producto de obstáculos o inundación de terreno seco. La integración del término advectivo es explícita y el paso de cálculo es restringido por la condición de *Courant-Friedrichs-Lewy* < 1 . Gerritsen y otros (2010) mediante la validación con modelos físicos, comprobaron que este esquema resulta mejor adaptado en el cálculo del flujo no hidrostático producido tras la rotura de presa.

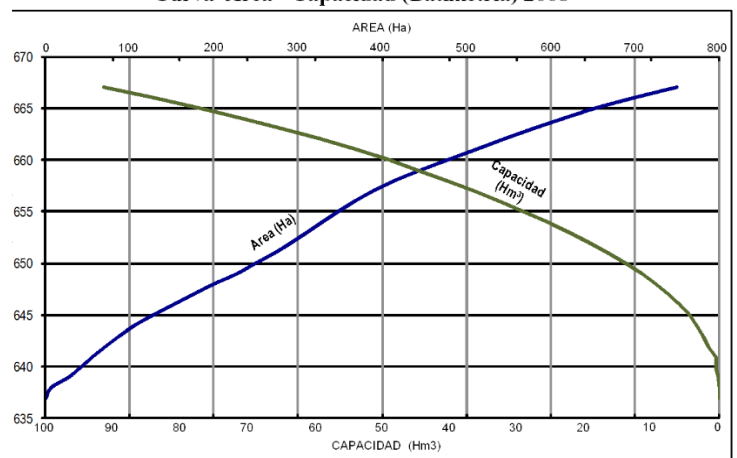
Por otro lado, el ISIS 2D es un programa creado por CH2M HILL que ha sido diseñado para modelar flujos en costas, ríos y zonas planas fácilmente inundables por un cuerpo de agua adyacente. El modelo ISIS 2D cuenta con tres esquemas numéricos diseñados para enfrentar diferentes tipos de condiciones hidráulicas: ADI (*Alternating Direction Implicit*), TVD (*Total Variation Diminishing*) y FAST; de los cuales se considera que el solucionador TVD presenta mayores ventajas sobre los demás debido a que proporciona una representación de cambios bruscos en el comportamiento de los perfiles de flujo en dos dimensiones, y permite realizar cálculos hidráulicos complejos con una excelente precisión, en casos como rotura de presas, apertura de brecha en muros de protección, o flujo de alta rapidez alrededor de edificaciones; además proporciona muy buena estabilidad debido a que son menos propensos a las oscilaciones numéricas que ocurren en otros modelos.

Metodología de análisis

La información topográfica aguas abajo de los embalses seleccionados fue extraída de un Modelo Digital de Elevación (MDE) proporcionado por la misión *ASTER GDEM v2* y facilitado vía online por la Agencia Espacial Estadounidense (NASA) en conjunto con el Ministerio de Economía de Japón. Éste tiene una resolución de un (1) arco de segundo y una precisión vertical de ± 20 m y 95% de confiabilidad. Ambas regiones de estudio se encuentran ubicadas dentro de la cuadrícula acotada por las siguientes coordenadas geográficas: $9^{\circ}00'00''$ y $10^{\circ}00'00''$ de longitud y $68^{\circ}00'00''$ y $69^{\circ}00'00''$ de latitud.

Respecto al embalse Félix de los Ríos “Dos Cerritos” se utilizó información proveniente de los organismos oficiales, se recopilaron datos generales así como la curva Área-Capacidad obtenida a partir del levantamiento batimétrico disponible más reciente para la fecha de la modelación (Ver Figura 2).

Figura 2 Información del Embalse Félix de los Ríos. Curva Área-Capacidad
Curva Área - Capacidad (Batimetría) 2008



Fuente: Ministerio del Poder Popular para Ecosocialismo, Hábitat y Vivienda (2008).

Este embalse tiene una presa constituida por dos

secciones diferentes, cuyas características se enuncian en la Tabla 3. Existe un aliviadero de cresta recta sin controlar ubicado entre las dos secciones de presa, el cual cuenta con una longitud de 30m. Para las condiciones de descarga máxima se estima una salida de $425\text{m}^3/\text{s}$ con una carga de 5.86m sobre el vertedero. Los niveles característicos del embalse se encuentran a las siguientes cotas: Nivel de Aguas Máximas 672,70m.s.n.m, Nivel de Aguas Normales 667,05m.s.n.m, Nivel de Aguas Mínimas 660,00m.s.n.m y Nivel de Aguas Muertas 651,40m.s.n.m.

Tabla 3 Características de las presas que conforman el embalse Dos Cerritos

Presa	# 1 RIO TOCUYO	# 2 LA GOAJIRA
Tipo:	ZONIFICADA	ZONIFICADA
Altura máxima:	45,30 m	25,30 m
Longitud de cresta:	812 m	1740 m
Ancho de cresta:	15 m	15 m
Pendiente de talud:	a. arriba: 3:1 a. abajo: 2,5:1	3:1 2,5:1
Cota de cresta:	673,30	673,30
Cota de fundación:	628,00	648,00

Fuente: Ministerio del Poder Popular para Ecosocialismo, Hábitat y Vivienda (2008).

Para modelar el desarrollo de la rotura, se modificó la topografía de la sección del terraplén representando cada etapa progresiva por separado, partiendo desde la sección inalterada hasta la apertura total de la brecha de falla. Su posición se asumió en el centro del cuerpo de la presa, por no contar con información geotécnica sugestiva de otras zonas de colapso prematuro posibles. Para las características de la brecha, se dispone de ecuaciones predictivas escogidas atendiendo a la naturaleza del embalse objeto de estudio y de acuerdo con los criterios de aplicabilidad fundamentados por los desarrolladores de cada expresión. Para el presente caso (presa zonificada con núcleo impermeable), podrían emplearse: Froehlich (1995), Froehlich (2008), MacDonald y Langridge-Monopolis (1984), Von Thun

y Gillette (1990) y Xu y Zhang (2009).

Sin embargo, tras un estudio de los datos disponibles y con base en las conclusiones de Wahl (2014), quien indicó que la de mejor comportamiento estadístico para la predicción de los parámetros de brecha en presas de tierra zonificadas es la de Froehlich (2008), se decidió su aplicación en esta simulación.

Froehlich (2008) definió V_w como el Volumen del reservorio al momento de la falla y cuya estimación se realizó con una extrapolación de la curva Área-Capacidad para una cota de rebose asumida (Cota de cresta + profundidad de Overtopping asumida (0.60m)) resultando en 673.90m.s.n.m., obteniéndose un volumen aproximado de 138Hm^3 . Por su parte, se asumió que la altura máxima de la brecha h_b ocupará todo el cuerpo de la presa, es decir, 45,30m (desde la cresta al terreno natural). Con esta información, al aplicar las ecuaciones de Froehlich (2008), se determinaron los parámetros de la brecha de falla del caso de estudio (Tabla 4)

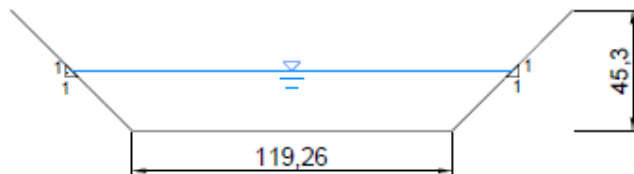
Tabla 4 Estimación mediante Froehlich (2008) de los parámetros de la brecha del caso “Dos Cerritos”

Parámetro	Estimación de Froehlich (2008)
Ancho Promedio de la sección trapezoidal, B_{ave}	164.56m
Taludes de la sección, z	1H:1V
Tiempo de formación, t_f	5232.68 s

Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, 2015

De la tabla resumen anterior se representa gráficamente la sección final de la brecha, la cual tiene las características geométricas de la siguiente figura y cuya formación ocurre en aproximadamente 1 hora y 27 minutos.

Figura 3. Dimensiones de la brecha (en m)



Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, 2015

De manera paralela se realizó el estudio de la formación de la brecha producto de la rotura de la presa Ing. José M. Ochoa P., ubicada en el Parque Nacional Yacambú, Estado Lara, la cual regulará los niveles en el río Yacambú, mediante una presa de grava de 162 metros de alto. El cuerpo de la estructura está conformado por un relleno de grava zonificada con una pantalla impermeable de concreto en su cara aguas arriba por lo que se clasifica de tipo mixto. El ancho máximo en la base de la presa es de 520m y en la cresta de la misma es de 8m a lo largo de 150m de su trayectoria. La inclinación de los taludes aguas arriba y aguas abajo de la presa es 1,5:1.

En cuanto al embalse, su capacidad a nivel máximo se calcula en 461 millones de m^3 y el espejo de agua ocupará una superficie de 881Ha, a nivel medio la capacidad será de 435 millones de m^3 y a nivel normal cubre un área de 852Ha. Por su parte, la capacidad activa del embalse es 287 millones de m^3 .

La estructura cuenta con sistemas de regulación como: el aliviadero y la descarga de fondo; cuya descarga máxima corresponde a $700m^3/s$ y $257m^3/s$ respectivamente, los cuales permitirán controlar los efectos de un aumento del nivel de las aguas en el embalse.

La longitud del cauce del río Yacambú establecida para el análisis es igual a 10Km, un ancho variable que permita mostrar la topografía hasta un nivel de

740m.s.n.m. con un ancho promedio de 1.500m a lo largo del cauce.

Las curvas de nivel se generaron cada 5,00m para hacer posible la visualización de la información sin sobrecargar la imagen de datos, y se dibujó la línea que sigue la tendencia del cauce del río aguas abajo.

En el caso del Embalse Dos Cerritos, se trabajó independientemente de la probabilidad de ocurrencia del evento que desencadene el inicio de la brecha, por lo que se asumió como condición de contorno aguas arriba un aporte al embalse de caudal constante equivalente a la descarga por el aliviadero al momento inminente de la falla, para un rebose de 0.60m sobre la cresta, estimado en $573,12m^3/s$ a partir de considerar invariables las características originales del vertedero. Por su parte, para el extremo de aguas abajo se tomó como condición una curva de gastos correspondiente a flujo uniforme unidimensional, construida a partir de la aplicación reiterada de la ecuación de Manning.

Se realizó una modelación del proceso de formación de la brecha, así como también del desarrollo hidrodinámico de la crecida hacia aguas abajo de la presa, a partir de los resultados de un modelo con condiciones estables previamente inundado que ha alcanzado el régimen permanente en todo el dominio, para una situación de descarga sobre la cresta producto del rebose en el que la brecha aún no habría iniciado su formación, esto con el fin de mejorar los tiempos de la corrida y evitar posibles errores en los primeros instantes de tiempo de simulación.

En cuanto a la selección de los parámetros físicos, destaca el tratamiento especial que se hizo a la rugosidad en este caso, eligiéndose trabajar con el coeficiente *n* de Manning. Siguiendo los procedimientos descritos en USGS (1989) y USACE (2010), se empleó el método

de Cowan para el cauce y la planicie, y se consideró un valor constante para el embalse para cuerpos de agua. Asimismo se adoptó un criterio enunciado por USACE (2014) para roturas, que propone duplicar la rugosidad inmediatamente aguas abajo de la presa y realizar una disminución lineal hasta una extensión donde se considere que podría haberse normalizado la turbulencia, esto con el fin de tomar en cuenta importantes pérdidas locales.

Modelación de los escenarios

Para la modelación con Delft3D, se empleó la herramienta de pre-procesamiento *RGFGRID* para generar un dominio de cálculo (malla) curvilínea de 79.471 celdas alcanzando un tamaño promedio de 15m en el embalse, celdas de 5m x 10m aprox. en la zona de la presa y dimensiones que van desde los 6m x 12m hasta 20m x 60m en la parte más aguas abajo del dominio, para posteriormente asignar los valores de topografía del área a modelar a cada celda mediante otra herramienta llamada *QUICKIN* (incluidas ambas en la interfaz gráfica de usuario).

Para el desarrollo en el tiempo de la rotura de presa se plantearon tres escenarios a comparar:

- Rotura súbita: se pasó de una topografía del terraplén completa a una alterada con la forma final de la brecha en un solo instante de tiempo.
- Rotura progresiva: se siguió un criterio de progresión vertical y luego expansión lateral lineales, con base en los fundamentos expuestos por Miller y Ralston (1987), USACE (2014) y las conclusiones de Berezowsky y Rios (2012).

Para las roturas progresivas, se plantearon los siguientes casos:

- Rotura progresiva en 4 etapas sucesivas: se pasó de la topografía inicial de la

sección de la presa a etapas posteriores con una progresión lineal en vertical de la brecha en 2 etapas, a partir de archivos de topografías intermedias, alcanzando la cota de fundación, y luego se simularon 2 etapas adicionales de progresión lateral. Ya que la geometría final de la brecha (etapa 4) se alcanza en un tiempo de formación t_p , las primeras 3 simulaciones de transición transcurrieron cada una durante un periodo de $t_p/3$ mientras que la última lo hizo por un tiempo tal que el periodo total del evento fuese de 4 horas.

- Rotura progresiva en 8 etapas sucesivas: se pasó de la topografía inicial a una progresión lineal en vertical de 4 etapas, y 4 etapas adicionales de progresión lateral. Las primeras 7 simulaciones de transición hasta la geometría final (etapa 8) transcurrieron cada una durante un periodo de $t_p/7$ mientras que la última completó lo faltante para un periodo total de 4 horas.

Para cada simulación debió definirse un tiempo de paso de cálculo (*time step*), el cual tiene una importante repercusión sobre la estabilidad del modelo y está condicionado al cumplimiento del número de Courant-Friedrichs-Lewy (CFL) en el esquema explícito elegido (*Flooding scheme*). La relación, que involucra cantidades hidrodinámicas y de la modelación, debe ser inferior a 1 para garantizar estabilidad más la estimación de los términos no es directa. La herramienta de posprocesamiento *QUICKPLOT*, que forma parte de la *GUI*, contiene un predictor/chequeador de paso de cálculo en el que se toman en cuenta algunos de los fundamentos teóricos de la expresión (Deltares, 2014).

No obstante, lo más determinante sobre el conocimiento

de la estabilidad de la configuración del modelo es la inspección de los resultados, ya que existen factores que no pueden ser considerados en todo intervalo de tiempo por el Predictor de Time Step.

La manera práctica empleada para la adecuada estimación del time step de cada modelo consistió en partir de un paso de cálculo “*grueso*”, obtenido mediante la inspección en *QUICKPLOT* de las condiciones de cada simulación para ciertos intervalos de tiempo, e ir refinándolo si fuese necesario con base en las advertencias eventualmente arrojadas en los archivos diagnóstico resultantes tras cada corrida.

Por otra parte, existe otra forma un poco más compleja de simular el evento de falla de una presa, pero que pudiera generar resultados más ajustados a la realidad. Para esto se hizo uso de un programa informático que se encargó de modelar el tránsito del evento de crecida a través del embalse Yacambú y de computar el desarrollo de la brecha de falla según la teoría de arrastre de sedimentos y erosión de taludes de tierra propuesta por el *National Weather Service* (NWS).

Se simuló la descarga por el aliviadero, debido a que si bien es cierto que éste no descarga directamente en el cauce aguas abajo de la presa, sí afecta directamente los niveles de agua en el embalse, en consecuencia, el modelo representa de mejor manera la realidad cuando se incluyen los efectos de descarga por el vertedero.

Se utilizó la información generada por el Estudio hidrológico del río Yacambú en sitio de presa, realizado por C.G.R. Ingeniería, se eligieron 8 valores del hidrograma de entrada al embalse, los cuales describen el comportamiento del hidrograma, como se muestra en la tabla 5.

Tabla 5. Hidrograma de Entrada al Embalse Yacambú.

t (h)	t (min)	Q (m ³ /s)	Q (ft ³ /s)
0	0	0	0
2	120	80,2	2.832,24
4	240	425,9	15.040,52
6	360	2660,5	93.954,67
7	420	3724,1	131.515,35
8	480	2660,3	93.947,61
10	600	1234,6	43.599,49
12	720	594,9	21.008,70

Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, 2015

Para realizar una simulación en ISIS 2D, es necesario contar con el Modelo Digital de Elevación (MDE) en formato ASCII, el cual contiene la información plano-altimétrica necesaria para la modelación hidrodinámica, el área activa, en la cual el modelo generará la cuadrícula de cálculo durante la simulación y la línea de condición de borde, que servirá para simular la entrada del hidrograma de crecida generado por el proceso de apertura de la brecha de falla.

Para el cálculo de cada uno de los elementos de salida de la simulación, ISIS opera únicamente mallas de tipo estructuradas, compuestas de celdas perfectamente cuadradas y que se ajustan el MDE anteriormente cargado al sistema. Existen diferentes mecanismos a través de los cuales se puede determinar la geometría de la malla de cálculo a utilizar en la simulación, por lo cual deben considerarse cada uno de los elementos que componen la información de entrada al programa y establecer criterios de evaluación en cuanto a confiabilidad de datos obtenidos, resolución, calidad de la información, entre otros. En este caso resulta importante establecer una relación entre la calidad de la información de entrada al programa y la calidad deseada de los datos de salida, producto de la simulación.

Uno de los elementos más importantes para realizar una correcta simulación es el tiempo de la corrida, el cual debe ser debidamente estimado para poder lograr resultados confiables. Para determinar el tiempo en el cual se desarrollará la corrida del programa, debe

tomarse en consideración dos factores importantes: la duración del hidrograma de salida por la brecha y el tiempo de tránsito del evento de crecida a través del tramo de cauce que se desea evaluar; esto con la finalidad de estimar de primera mano la posible duración del evento de simulación.

Dentro de la sección de configuración de los parámetros estándar de la simulación se encuentra el *intervalo de tiempo*. Este valor corresponde al paso de tiempo comprendido para cada cálculo realizado por el programa. El estudio y determinación de este parámetro resulta altamente importante para lograr resultados deseados. Hablando en términos de eficiencia, un intervalo de tiempo reducido genera tiempos de corridas elevados y por el contrario, intervalos de tiempo amplios hará que las corridas sean más cortas. Sabiendo esto, es importante establecer una relación duración-beneficio que pueda proporcionar resultados aceptables para la evaluación que se desarrolla y en el menor tiempo de corrida posible.

El proceso de simulación genera archivos de salida contentivos de los resultados que se producen durante la corrida. Estos archivos pueden ser almacenados a través de una malla de formato *Shapefile* o mediante archivos en formato CSV.

En cuanto al control de los errores en la corrida, ISIS 2D proporciona la posibilidad de generar un archivo CSV correspondiente al Balance de Masas, el cual contiene el porcentaje del volumen de agua que el modelo pudo haber generado o eliminado durante la simulación, respecto al volumen de agua verdadero que fue ingresado al programa a través de la línea de condición de borde. Mediante el análisis de este archivo, puede conocerse en qué instante de tiempo de la simulación pueda presentarse alguna alteración de la ley de conservación de la masa, durante los cálculos

realizados en ese intervalo de tiempo y de esta manera detectar posibles anomalías en el modelo.

Es recomendable que la malla de cálculo de la simulación se ajuste a la configuración de resolución del MDE utilizado, debido a que resulta innecesario un refinamiento más exhaustivo de ésta al no poseer información topográfica de mejor calidad. Una malla de cálculo más ajustada se traduciría en elevados tiempos de corrida del programa, sin ganar mayor detalle en los archivos de salida de la simulación.

Se hizo uso de un valor único de rugosidad para el cauce de 0,045 estimado bajo las leyes de Manning, el cual corresponde a un coeficiente de rugosidad para suelo en corrientes naturales, limpias, con meandros, con presencia de embalses y remolinos de poca importancia.

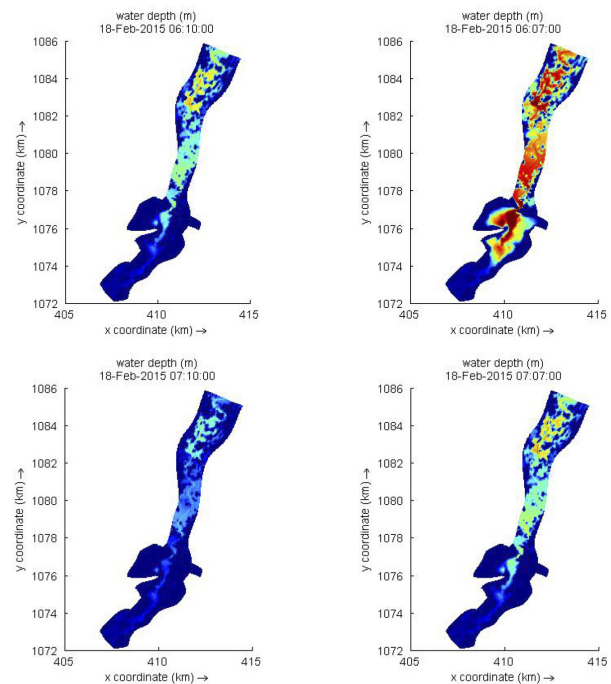
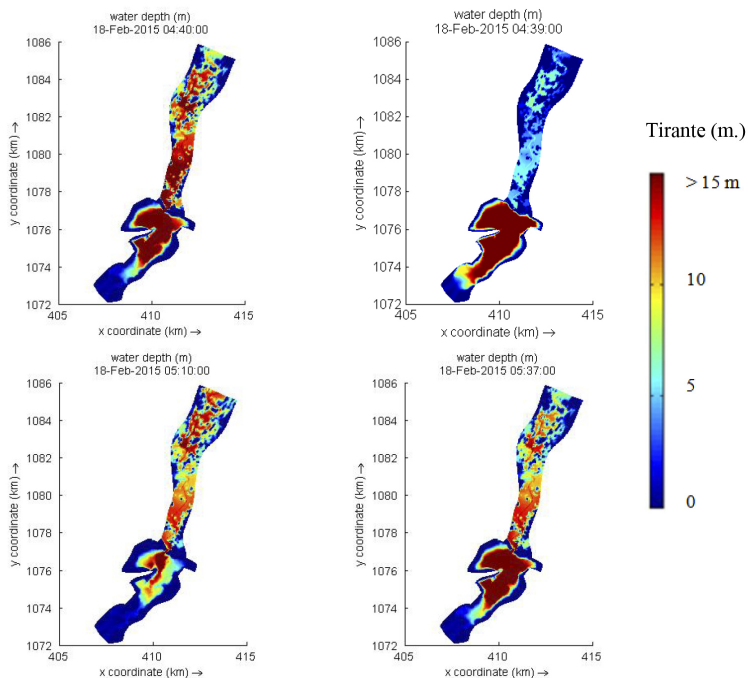
El procedimiento desarrollado por el Servicio Nacional de Clima de Estados Unidos de América (NWS), sirve de base para la predicción de los parámetros de formación de brechas en una presa de tierra o grava, así como también el hidrograma de salida por la misma. Este procedimiento es conocido como el modelo de erosión de brechas "BREACH", que es un programa determinístico capaz de simular los parámetros de apertura de la brecha en una línea de tiempo, lo cual puede ser utilizado en diferentes programas de análisis de crecidas y gestión de riesgo. Para la corrida del mismo, se requiere hallar datos referidos a propiedades físicas y geométricas de la presa, hidrograma de crecida de entrada al embalse, curva Altura-Área-Capacidad del embalse, características del material de construcción de la presa, especificaciones del aliviadero y por último los parámetros de control para la corrida del programa referidos a tolerancias permitidas para la aceptación de los resultados.

Para la modelación de la estructura en el programa BREACH se adoptó la condición de una presa de grava homogénea en toda su sección; esto motivado a que según el análisis realizado a los diferentes tipos de materiales que componen la estructura, se determinó que el 85% de la presa está construida por un mismo material, con características granulométricas idénticas, simplificándose de esta manera el esquema de modelación.

Análisis de resultados de las simulaciones

A través de la modelación hidrodinámica, mediante el uso del programa Delft3D del caso “Dos Cerritos”, pudo obtenerse la variación en el tiempo de los niveles de agua para todo el dominio en los tres escenarios simulados (rotura súbita y progresiva en cuatro y ocho etapas), las cuales complementan la visualización de secciones y perfiles y su consecuente análisis. En la siguiente figura y en lo sucesivo, se muestran los gráficos referidos a los casos súbitos y progresivos en ocho etapas por ser los más representativos.

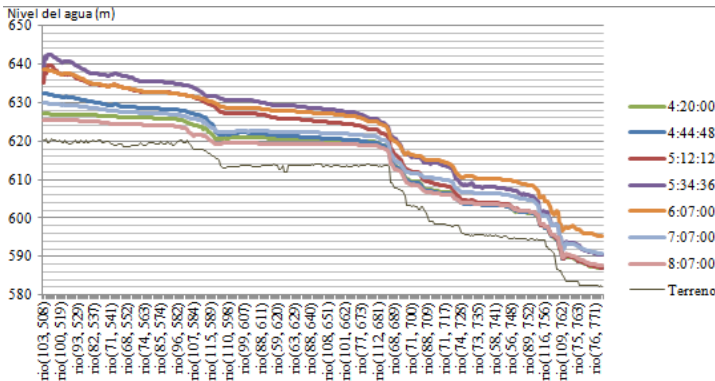
Figura 4 Nivel de agua para diferentes instantes de tiempo en todo el dominio



Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, 2015

Para el caso de rotura súbita, se observa que tras 1hr de simulación ya resulta apreciable la disminución del espejo del agua en extensión y cota, mientras que luego de 2hr:30min es posible comenzar a apreciar el rango de niveles más bajo que puede esperarse dentro del reservorio (en torno a 640msnm). En los casos progresivos, el desembalse comienza a ser importante en torno a una hora de simulación, es decir, cuando se inician las etapas en las que ocurre expansión lateral de la brecha. Descienden aproximadamente 27m en 2 horas a su vez que los niveles mínimos se aprecian en la última media hora. La liberación es ligeramente más rápida en el caso de 8 etapas al habersele comparado con el de 4 etapas.

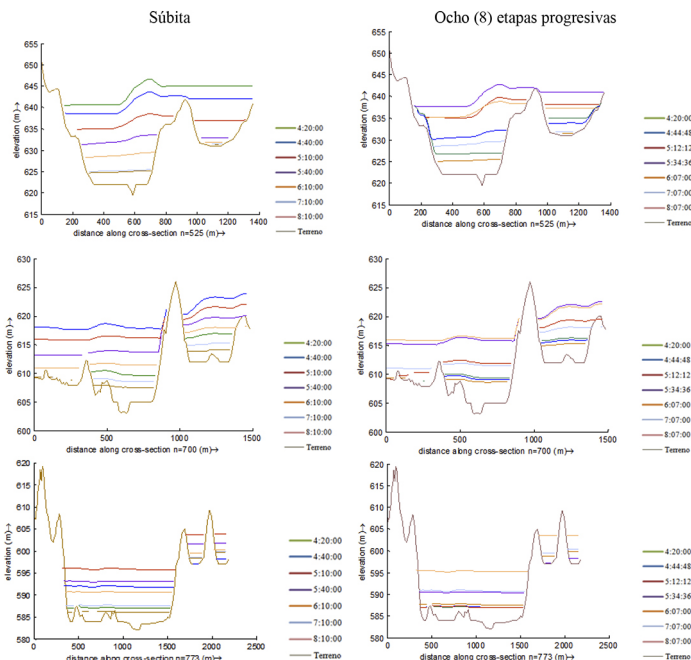
Figura 5 Niveles a lo largo del eje del río para distintos instantes de tiempo. Caso progresivo en ocho (8) etapas



Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, 2015

La propagación del agua a lo largo del dominio se puede apreciar en los análisis de los perfiles longitudinales a lo largo del eje del río (Ver Figura 5 para el caso progresivo en ocho (8) etapas) y secciones transversales levantadas en la planicie (Ver Figura 6): 525: inmediatamente aguas abajo de la presa, 700: aproximadamente a 4.6km aguas abajo de la presa, 772: extremo aguas abajo del dominio.

Figura 6 Niveles en las secciones transversales para distintos instantes de tiempo



Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, 2015

En el caso súbito, se registró que el máximo nivel se ubica cercano a la presa y es de aproximadamente 27m, alcanzado durante los primeros instantes de la simulación; representa una onda que viaja hacia aguas abajo del dominio con el transcurrir del tiempo, alcanzando sus máximos a lo largo del modelo entre los 30min y 1hr de simulación. Luego, los niveles descienden gradualmente en todo el dominio.

En el caso de 8 etapas, mayores profundidades ocurren con anticipación en el tiempo si se les comparase con el caso en 4 etapas (no mostrado en la figura). Se registró para el intervalo elegido un máximo de aproximadamente 22m luego de 01hr24min36s de corrida, instante para el que presentaron los mayores niveles en aproximadamente la mitad aguas arriba del dominio (de acuerdo con el estudio del cauce). Por otro lado, los máximos en la otra mitad se mostraron posteriores en el tiempo.

Un análisis de las velocidades se llevó a cabo mediante la observación de secciones transversales. En todos los estados evaluados, se obtuvieron velocidades mayores para el caso de rotura súbita: inmediatamente aguas debajo de la presa, la distribución del flujo aparece principalmente concentrada en el centro de la sección, siendo congruente con el momento de la descarga (máxima al principio de la simulación), la posición de la brecha y la configuración topográfica inmediatamente aguas abajo de la presa. En el caso progresivo de 8 etapas, previo a la apertura de la brecha (01hr:27min) la descarga genera una distribución de velocidades apreciablemente máxima en torno al eje del río y congruente con la forma de la sección, donde ha sido posible que se desarrolle un flujo más acelerado en espacios de la sección más pequeños y elevados. En general, se obtuvo una congruente distribución de velocidades a lo largo del dominio.

Al analizar el siguiente caso de estudio, se presentaron diversos problemas para encontrar resultados

satisfactorios a través de la corrida del programa ISIS 2D, siendo necesario modificar la configuración de entrada del flujo al dominio 2D, definiéndola como *vertical flow*, que indica que el flujo ingresará al dominio 2D de manera vertical, con vectores de velocidad únicamente en esa dirección, para luego fluir naturalmente a través del cauce, lo que reduce las velocidades horizontales de entrada del flujo al dominio y por lo tanto se genera una condición de estabilidad más idónea para el correcto desarrollo de la simulación.

Posterior a la evaluación de los casos de estudio, en los cuales la simulación culminó exitosamente y cuyo número de Courant aparentemente indica mejores resultados, se pudo afirmar que a medida que se refina el tamaño de la celda, el número de Courant máximo aumenta y a su vez el error de volumen en los resultados generados disminuye, según lo observado en la tabla resumen número 6,. Sin embargo cuando se reduce el time step ocurre lo contrario, y de acuerdo a los resultados hallados la corrida que proporciona los mejores resultados es la que tiene un tamaño de celda de 30m y un time step igual a 0,1s, y por lo tanto esta última simulación corresponde al caso de estudio que se analizó a detalle.

Tabla 6. Corridas realizadas en ISIS 2D.

Δx (m)	Δt (s)	Cr. Máx.	Cr. Prom.	% Error Prom.	% de Error Máx.	% datos > 5% de Error
90	0,1	1,6	0,06	2,55	6,90	16,52
90	0,01	0,03	0,002	- 2,96	- 17,00	19,54
60	0,1	1,9	0,09	1,29	3,90	0
60	0,01	0,01	0,01	- 1,23	- 7,70	7,78
30	0,1	2,80	0,18	0,91	2,70	0
30	0,01	0,64	0,01	1,13	-10,40	8,99

Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, 2015

Para las condiciones definidas, se puede afirmar que el comportamiento del programa permite la realización corridas en un tiempo considerablemente corto, lo

cual es favorable para la modelación hidrodinámica de roturas de presa.

El programa ISIS 2D fue suficiente estable para generar confianza en sus resultados, se verificó el correcto funcionamiento de sus herramientas a través de la observación de sus resultados, de manera gráfica de acuerdo al comportamiento de los parámetros del flujo a lo largo del cauce, donde se puede notar la ausencia de saltos bruscos sin razones en los valores reflejados, se pudo notar la correspondencia entre las variaciones de varios parámetros hidráulicos como lo son caudal, velocidad, número de Froude, presencia de obstáculos en el cauce, entre otros.

Al evaluar el comportamiento de una misma celda en diversos momentos de la simulación, no se mostraron saltos que indiquen fallas en el proceso de llenado de la misma, los niveles de agua en cada celda aumentan cuando se aproxima la creciente y disminuyen a medida que la misma transita por el cauce. Es importante destacar que esto no ocurre de la misma manera en los bordes del cauce, donde sí se pudo observar fallas en los cálculos de llenado y vaciado de cada celda, lo cual evidencia inestabilidad en las mismas (solo en los bordes del cauce).

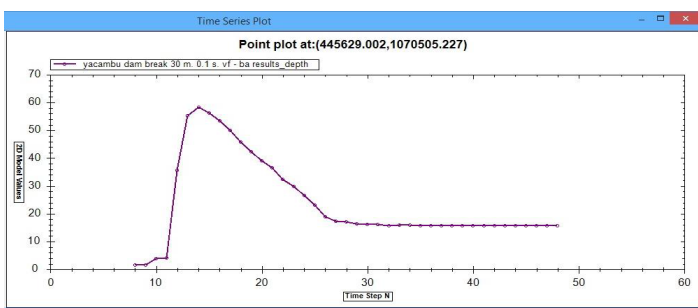
En vista de la discrepancia entre los valores máximos generados por el software Breach y los calculados a través de las ecuaciones empíricas conocidas hasta el momento, se determinó una variación de 26,78%. Se generó una disminución proporcional en los valores de caudales mostrados en el hidrograma de salida por la brecha, con el objetivo de generar un nuevo hidrograma, cuyo caudal pico sea igual al obtenido a través de las ecuaciones empíricas, para estudiar las variaciones entre los resultados de velocidad y profundidad en el cauce del río Yacambú, generados por la simulación

en ISIS 2D, utilizando el hidrograma original y el modificado (aplanado).

Al analizar los resultados de los parámetros del flujo, se observó que la variación entre lo generado con el hidrograma original y el modificado solo implica diferencias de los tirantes de agua cercanas a 2m y en las velocidades de flujo aproximadamente de 2m/s en promedio para todas las secciones analizadas en el presente trabajo de investigación, con lo que se puede afirmar que los resultados obtenidos con los software resultan cercanos a los que se pudiesen obtener a través del uso de las ecuaciones empíricas existentes.

Por otra parte, se hizo también una evaluación de la estabilidad del software a través de las variaciones de profundidades de agua en el cauce del río Yacambú, al utilizar el hidrograma de entrada al dominio 2D generado por el software Breach, con una celda de 30m y time step de 0,1 y 0,01; sobre la sección longitudinal del cauce en la progresiva 1+722, donde se pudo observar que en ninguno de los casos se muestran oscilaciones que indiquen inestabilidad en el modelo.

Figura 9. Variación del tirante de agua para una misma celda de cálculo.



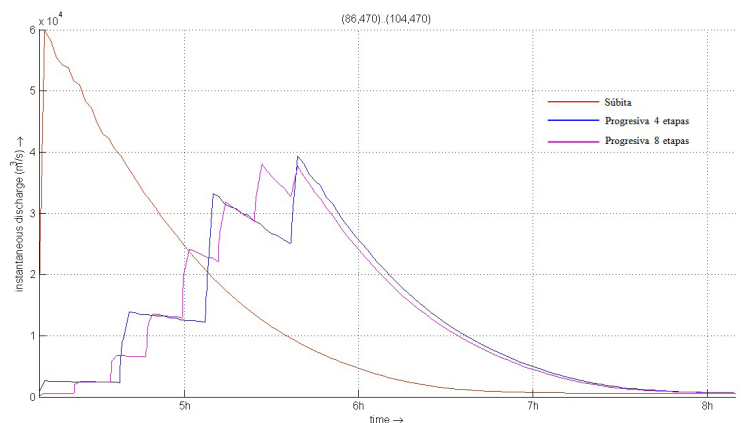
Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, 2015

Descarga a través de la brecha

En la simulación con D-FLOW, se realizó un análisis

conjunto de los hidrogramas de salida, producto del desembalse a través de la brecha para los tres casos de rotura modelados (Ver Figura 10), con el fin de realizar una comparación de la máxima descarga simulada contra los valores arrojados por expresiones empíricas. El gráfico fue construido para la sección 470 que se encuentra aproximadamente sobre la posición asumida de apertura de la brecha.

Figura 10 Descarga a través de la sección en la brecha (470)



Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, 2015

Para el caso de rotura súbita se encontró un caudal pico de aproximadamente $59.859\text{m}^3/\text{s}$, inmediatamente iniciada la simulación por ser la máxima la carga hidráulica disponible para producir la descarga. En las roturas progresivas, el programa computa incrementos bruscos en la descarga en cada instante en el que se produce el cambio drástico de la topografía, siendo los mayores valores de todo el hidrograma $39.358\text{m}^3/\text{s}$ y $38.001\text{m}^3/\text{s}$ aproximadamente, correspondientes a cuatro y ocho etapas respectivamente, obtenidos 1hr:27min y 1hr:16min:36s posteriores al comienzo de la simulación.

Tras observar el caso progresivo en ocho etapas y si se idealizaran las cuatro simulaciones que representan

el otro escenario progresivo en un solo hidrograma de tendencia, se evidencia que la máxima descarga ocurre antes de que la brecha alcance su máxima dimensión. Este comportamiento resulta congruente con lo descrito por Natale (2009), quien enuncia que para reservorios de mediana envergadura tiene predominio la carga remanente en el embalse en contraposición a la apertura máxima de la sección de la brecha.

Por su parte, la tabla 7 sintetiza la aplicación a este caso de estudio de las ecuaciones predictivas del Caudal Pico (Q_p), expuestas en los fundamentos teóricos. Los valores requeridos para la resolución de las expresiones han sido tomados de la información oficial recopilada para el embalse.

Tabla 7 Caudal Pico mediante ecuaciones predictivas para el embalse Dos Cerritos

Referencia	Q_p (m^3/s)
Kirkpatrick (1977)	18396,03
SCS (1981)*	19699,79
USBR (1982)*	22666,62
Singh y Snorrason (1982)	18077,17
Singh y Snorrason (1984)	9815,50
Eyans (1986)	14841,18
Hagen (1982)*	61065,95
MacDonald y Langridge-Monopolis (1984)	12603,84
MacDonald y Langridge-Monopolis (1984)*	41110,81
Costa (1985)	9982,40
Costa (1985)	10753,86
Costa (1985)*	44966,32
Costa (1985)*	38791,12
Fröhlich (1995)	17583,31
Barros (2004)	15138,52

*Ecuaciones envolventes.

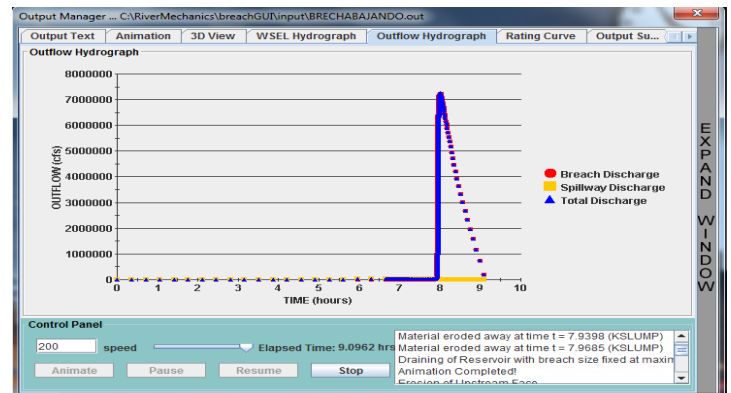
Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, 2015

De lo anterior es notorio que los resultados pueden diferenciarse en dos grupos, aquellos obtenidos con ecuaciones de mejor ajuste estadístico, cuyo promedio es $14.132,42m^3/s$ y los generados con ecuaciones envolventes, con promedio de $38.050,10m^3/s$. Si se analizan únicamente los resultados progresivos con los de mejor tendencia, se tiene una discrepancia de 64% y 62.3% respecto a 4 y 8 etapas respectivamente. Sin

embargo, hay una buena correspondencia para los datos de ecuaciones envolventes.

Para el caso de la presa “Ing. José María Ochoa Pile”, como resultado de la simulación mediante el uso del programa BREACH, se obtiene el hidrograma de salida a través de la brecha de falla producto de la rotura por sobrevertido, donde se encuentran los caudales de entrada al cauce del río Yacambú, de acuerdo a la forma que adopta la brecha para cada tiempo de estudio como se muestra en la figura 11.

Figura 11. Hidrogramas de salida. BREACH.



Fuente: Rodríguez, Rodríguez, Marullo y Barreto, 2015

Conclusiones

A partir del análisis de la congruencia de los resultados y el estudio de la manera en cómo aplicar los programas elegidos a la modelación de rotura de presas, se llegó a la posibilidad de afirmar que las metodologías de cálculo y simulación utilizados producen resultados lógicos, realizando una modelación hidrodinámica que obedece a las leyes de la física de flujos a superficie libre y a las observaciones realizadas históricamente a los casos de roturas ocurridos, por lo cual representan maneras eficaces de evaluar posibles escenarios de roturas de presas.

Asimismo, resulta importante sintetizar y puntualizar las siguientes observaciones resaltantes producto de la investigación

- Los parámetros de formación de la brecha son sensibles a los parámetros físicos del material de construcción de la presa, por lo que resulta importante una adecuada estimación de éstos, con el fin de obtener resultados asertivos que puedan servir en la definición de planes de prevención de desastres.
- El tamaño de la celda de cálculo es inversamente proporcional a la duración de la corrida, la variación de la duración de la corrida por cada metro de celda utilizada es no lineal. El tamaño de la celda de cálculo está íntimamente relacionada con la calidad de la topografía disponible, en consecuencia las corridas son más estables cuando el tamaño de la celda de cálculo se ajusta a la resolución del MDE utilizado.
- La rapidez de corrida de los programas BREACH e ISIS 2D facilita la realización de múltiples simulaciones con la finalidad de analizar y calibrar los resultados obtenidos hasta lograr la estabilidad deseada. Delft3D por su parte requirió pasos de cálculo más restrictivos dados las condiciones de la malla curvilínea utilizada, pero en general las advertencias de irregularidades se produjeron al comienzo de la simulación, por lo que es posible determinar con relativa rapidez los cambios requeridos para la estabilidad.
- La precisión de los resultados de las simulaciones son sensibles a los cambios en

el intervalo de tiempo. En ISIS 2D se debe realizar corridas sucesivas donde se reflejen las variaciones del número de Courant respecto al paso de tiempo y establecer la condición más estable de la simulación. En Delft3D es posible predefinir un paso de cálculo ajustado a una condición de Courant < 1 , a partir de la herramienta QUICKPLOT e ir inspeccionando los resultados obtenidos para investigar fluctuaciones.

- Respecto a los resultados, al evaluar la descarga a través de la brecha, se realizó una comparación con valores calculados a partir de ecuaciones empíricas arrojando una diferencia apreciable con los valores obtenidos respecto a las expresiones de mejor ajuste y una buena correlación con las envolventes; las comparaciones realizadas no son conclusivas respecto a la exactitud de los resultados de la modelación. Se requieren datos para calibración de sucesos reales o modelos físicos a escala.
- Entre las posibles fuentes de discrepancias se consideran: enfoque demasiado simplificado de las ecuaciones empíricas, mayor documentación de fallas de presas pequeñas que pueden sesgar los resultados, tiempos de formación cortos y por ende desencadenamiento de picos más elevados, parámetros geométricos pueden no ser representativos de la realidad.

Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento a la empresa CH2M por el apoyo brindado a través del programa “*Academic Licensing*”. A *River Mechanics*,

especialmente a Janice Sylvestre por haber prestado asistencia técnica durante el desarrollo de esta investigación. A la Universidad Centroccidental “Lisandro Alvarado” (UCLA–Venezuela), la cual fue la *Alma Mater Studiorum* de los autores de este trabajo. A la Ingeniero María Alice Olavarrieta Parisot por su participación en la redacción.

Referencias bibliográficas

- Barros, J., y Gómez, P. (2000). *Rompimiento de presas de tierra por erosión: análisis y aplicación*. Escuela de Ingeniería de Antioquia. Medellín, Colombia. Mayo, 2000.
- Barros, J., y Toro, M. (2004). *Ecuaciones de caudal pico resultante de un rompimiento de presa*. XVI Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología. Sociedad Colombiana de Ingenieros. Octubre, 2004.
- Berezowsky, M. y Rios, F. (2012). *Formación de Brecha de Ruptura de Presas: Estado del Arte*. XXII Congreso Nacional de Hidráulica. Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería.
- CH2M (2014). *ISIS 2D. User Manual. Versión 3.7*.
- Davies, A. (1988). *On formulating two-dimensional vertically integrated hydrodynamic numerical models with an enhanced representation of bed stress*. Journal of Geophysical Research, 93 (C2): 1241-1263.
- DELTARES (2014). *Delft3D-FLOW. User Manual. Versión 3.15.33641*.
- Froehlich, D. (1995). *Peak outflow from breached embankment dam*. Journal of Water Resources Planning and Management. Pp. 90–97.
- Froehlich, D. (2008). *Embankment dam breach parameters and their uncertainties*. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 134, No 12, Pp. 1708–1721.
- Gerritsen, H. y otros. (2010). *Validation Document Delft3D-FLOW; a software system for 3D flow simulations*. WL | Delft Hydraulics. Validation Studies (Capítulo 3). Pág. 57-60.
- Ludewig, A. y Prada, M. (2011). *Evaluación de la Aplicabilidad de las Técnicas de Simulación Hidrológica Distribuida por medio del uso de la Plataforma SIG en la cuenca aportante al Embalse “Dos Cerritos”*. Tesis inédita de grado. Decanato de Ingeniería Civil. Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Barquisimeto.
- Macdonald, Th. y Langridge-Monopolis, J. (1984). *Breaching Characteristics of Dam Failures*. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, vol. 110, no. 5, p. 567-586.
- Marullo, C. (2015). *Modelación de rotura de presas de tierra mediante un software de simulación hidráulica multidimensional*. Tesis inédita de grado. Decanato de Ingeniería Civil. Universidad Centroccidental “Lisandro Alvarado”. Barquisimeto.
- Ministerio del Poder Popular para Ecosocialismo, Hábitat y Vivienda (2008). *Sistema Dos Cerritos. Zona de embalse. Curva de áreas y capacidades*. Unidad de Batimetría, Dirección de Operación y Mantenimiento de Obras y Saneamiento Ambiental (DOMOSA). Abril, 2008. Autor.
- Natale, E. (2009). *Dam Break Risk Assessment in Baker Valley (Chilean Patagonia)*. Università di Pavia. Pag. 26.
- Petrasccheck, A. y Sydler, P. (1984). *Routing of dam break floods*. International Water Power and Dam Construction. 36, 29-32.
- Rodríguez, L. y Rodríguez, O. (2015). *Modelación Hidrodinámica de la Rotura de la Presa Ing. José María Ochoa Pile, Mediante el Uso de*

Modelos Computacionales. Tesis inédita de grado. Decanato de Ingeniería Civil. Universidad Centroccidental “Lisandro Alvarado”. Barquisimeto.

Suárez, L. (2002). *Incidentes en las presas de Venezuela*. Caracas: Arte.

Thorton, Ch. y otros. (2010). *Predicting peak outflow from breached embankment dams*. Colorado State University.

U.S. Army corps of engineers (USACE) (2010). *Hydraulic Reference Manual*. HEC-RAS River Analysis System.

U.S. Army corps of engineers (USACE) (2014). *Using HEC-RAS for Dam Break Studies*. CEIWR-HEC.

U.S. GEOLOGICAL SURVEY (USGS). (1984). *Guide for Selecting Manning’s Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains*.

Von Thun, L. y Gillette, D. (1990). *Guidance on Breach Parameters*. Internal Memorandum, U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation (USBR), Denver, Colorado.

Wahl, T. (1998). *Prediction of Embankment Dam Breach Parameters. A Literature Review and Needs Assessment*. Dam Safety Research Report. U.S. Department of the Interior. Bureau of Reclamation (USBR).

Wahl, T. (2004). *Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters*. Journal of Hydraulic Engineering ASCE.

Wahl, T. (2010). *Dam breach modeling – an overview of analysis methods*. Conferencia Federal Interagencial Conjunta sobre sedimentación y modelación hidrológica. (2010).

Wahl, T. (2014). *Evaluation of Erodibility-based embankment dam breach equations*. U.S. Bureau of Reclamation.