

Cálculo del hidrograma de rotura de una presa de mampostería aplicando batimetría variable en un modelo hidrodinámico 2D

Juan Carlos Ovalle Cortissoz

LKS Ingeniería, S.Coop

jcovalle@lksingenieria.es

1 Introducción

Para la elaboración de propuestas de clasificación de presas en función del riesgo potencial, tradicionalmente se ha calculado el hidrograma de rotura de la presa siguiendo las recomendaciones de la Guía Técnica para la Clasificación de Presas en Función del Riesgo Potencial (Ministerio del Medio Ambiente, noviembre de 1996). En un primer paso se determina el modo de rotura, la forma y evolución de la brecha dependiendo del tipo de presa. Seguidamente los datos de anchura de brecha, altura de presa, tiempo de formación y volumen almacenado son introducidos en un programa de simulación unidimensional de rotura (p.e. FLDWAV, HecRAS) que determina el hidrograma de rotura a partir de ecuaciones empíricas. Este tipo de cálculo desprecia la hidrodinámica del flujo dentro del embalse, condicionado por la batimetría de fondo del mismo.

Para el caso concreto de la Presa de Jaturabe (Oñati-Gipuzkoa), se ha realizado el cálculo de los hidrogramas de rotura, en situación seca y coincidiendo con la avenida de proyecto, mediante la utilización del modelo hidrodinámico bidimensional MIKE21 de la empresa DHI, aplicando el módulo "Landslide" (deslizamiento de tierra) que permite analizar los efectos hidrodinámicos en una masa de agua debido al movimiento del terreno (p.e. roturas de presa, tsunamis).

2 Datos de la presa y el embalse

2.1 Localización

La presa de Jaturabe se localiza en el río Araotz, afluente del río Arantzazu, en el municipio de Oñati, provincia de Gipuzkoa, País Vasco. (Coordenadas UTM 30N: X=545.853, Y=4.760.909)

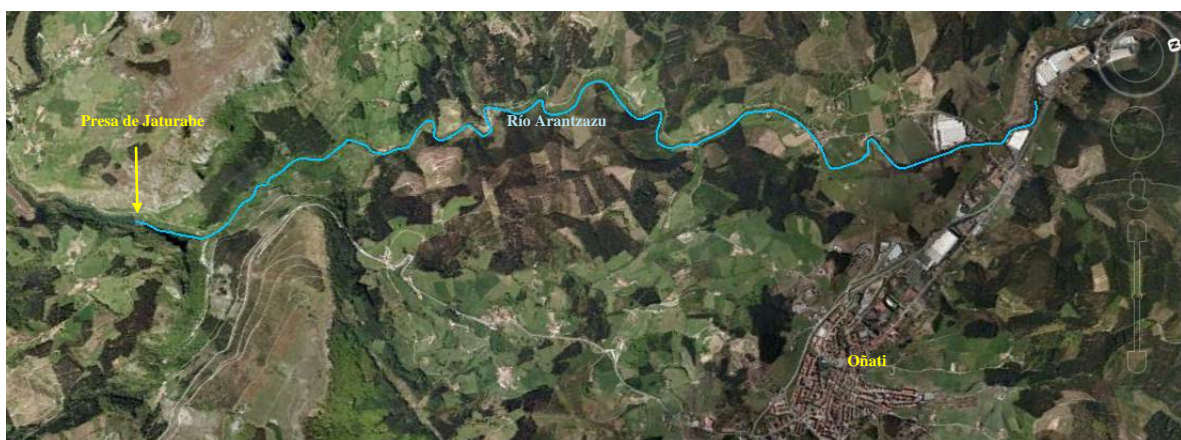


Figura 1 Planta de localización de la presa de Jaturabe

2.2 Características generales

Tabla 1 Características generales de la Presa de Jaturabe

Tipo	Mampostería	
Talud aguas arriba	Vertical	
Talud aguas abajo	2 H : 3 V	
Cota cauce	342,83 msnm	
Cota de coronación	372,45 msnm	
Longitud de coronación	48 m	
Cota de aliviadero	371,64 msnm	
Altura máxima de la presa s/ cimientos	30 m	
Cota máxima de almacenamiento normal	371,64 msnm	
Órganos de desagüe	Aliviadero lateral Toma canal central hidroeléctrica Desagüe de fondo (colmatado, en desuso)	Long 62 m, Qd=105m ³ /s Cota 359,5 msnm, Qd=1 m ³ /s Cota 349,2 msnm

Tabla 2 Características del embalse

Longitud del embalse	850 m
Volumen a cota de vertedero (371,64)	122.602 m ³ .
Volumen a cota de coronación (372,45)	154.336 m ³ .

En la siguiente figura se presentan las curvas características del embalse

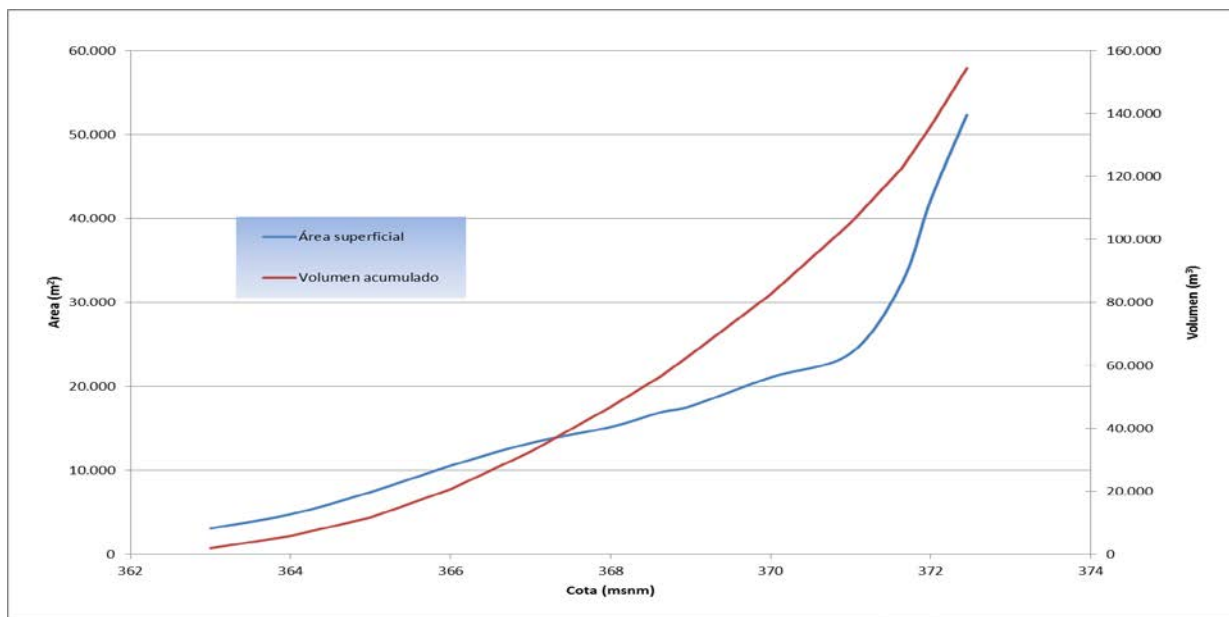


Figura 2 Relación nivel de agua vs área y volumen acumulado en el embalse de Jaturabe

En la siguiente figura se presenta una vista en 3D de la presa y del fondo del embalse

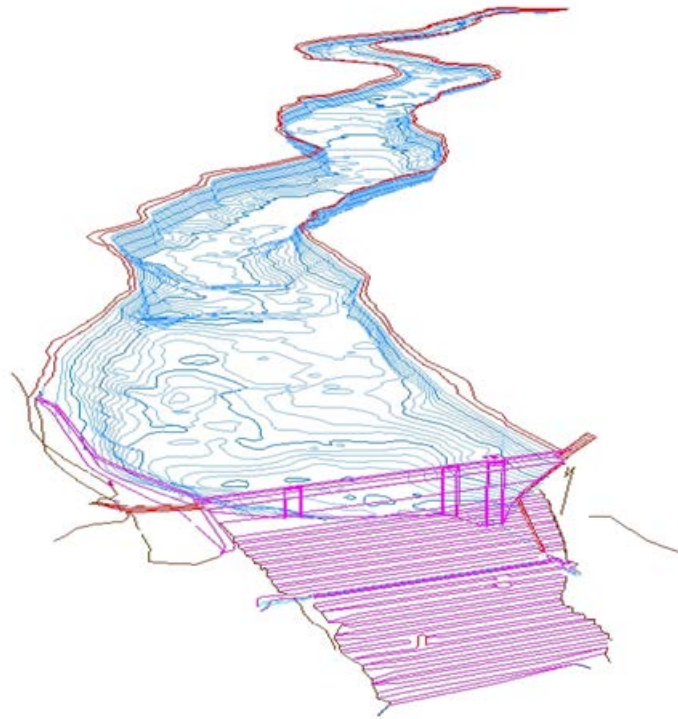


Figura 3 Topografía de la presa y batimetría del fondo del embalse

2.3 Datos hidrológicos

La cuenca de aportación del embalse de Jaturabe tiene una superficie total de $16,81 \text{ km}^2$, la longitud del cauce principal es de $4,5 \text{ km}$ y la pendiente media del cauce es del 16% . En la figura siguiente se presenta la delimitación de la cuenca y el hidrograma de avenida de proyecto para un período de retorno de 500 años.

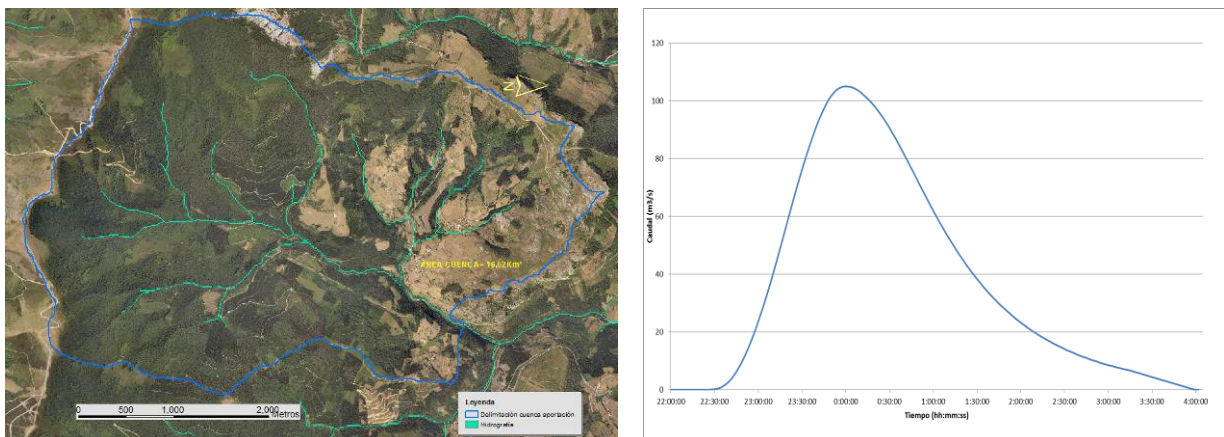


Figura 4 Cuenca de aportación del embalse de Jaturabe e hidrograma de avenida de proyecto para $T=500$ años

3 Consideraciones de forma y evolución de la brecha de rotura

En la mencionada Guía Técnica se establece que en las presas de gravedad la rotura es prácticamente instantánea, parcial por bloques en presas de mampostería y con forma rectangular. Para el caso de la presa de Jaturabe se adoptaron los siguientes valores de formación de brecha:

- Tiempo: 15 min
- Anchura máxima: 16 m (1/3 de la longitud de coronación)

4 Creación del modelo bidimensional con batimetría variable

Para la creación de la batimetría variable, los datos de partida consistieron en el levantamiento batimétrico del fondo del embalse y el levantamiento taquimétrico de la presa y órganos de desagüe realizados específicamente para este estudio, así como la cartografía LIDAR publicada por la Diputación Foral de Gipuzkoa. A partir de estos datos se creó un modelo digital del terreno (MDT) con una precisión de 2x2 m. Posteriormente mediante la utilización de un editor de cartografía ráster se definió la evolución de la brecha en el cuerpo de la presa con las características descritas en el apartado anterior y para un paso de tiempo de 15 s. En la figura siguiente se presentan unas vistas en 3D del fondo del embalse y de la formación de la brecha.

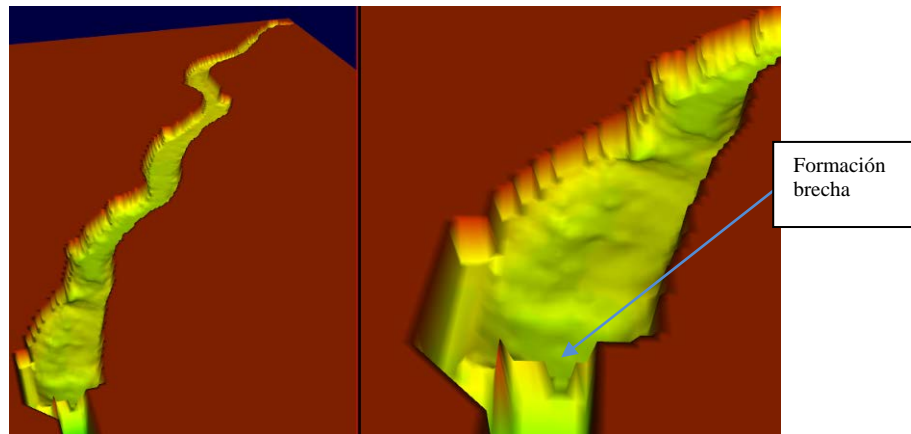


Figura 5 Vista en 3D de la batimetría del embalse de Jaturabe y formación de la brecha.

5 Cálculo hidrodinámico

El cálculo hidrodinámico bidimensional se realizó mediante el programa de simulación MIKE21V2009 desarrollado por la empresa DHI (Danish Hydraulic Institute). Este programa es un sistema numérico general para la simulación de niveles y velocidades de flujos en ríos, estuarios, y áreas costeras. Simula flujos bidimensionales no permanentes en una capa (verticalmente homogéneos).

Para comparar los resultados de la simulación bidimensional, se desarrolló un modelo clásico de rotura de presa mediante la aplicación FLDWAV desarrollada por el National Weather Service de los Estados Unidos de América.

5.1 Formulación numérica del modelo MIKE21

Las siguientes ecuaciones de conservación de masa y momentum integrado en la vertical, describen el flujo y las variaciones de nivel de agua.

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = \frac{\partial d}{\partial t} \quad \text{Ec. 5-1}$$

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h \cdot \tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h \cdot \tau_{xy}) \right] - \Omega_q - fVV_x + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial P_a}{\partial x} = 0 \quad \text{Ec. 5-2}$$

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gq\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h \cdot \tau_{xy}) + \frac{\partial}{\partial y} (h \cdot \tau_{yy}) \right] - \Omega_p - fVV_y + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial P_a}{\partial y} = 0 \quad \text{Ec. 5-3}$$

Donde:

$h(x, y, t)$:	calado (m)
$d(x, y, t)$:	variación del calado con el tiempo (m)
$\zeta(x, y, t)$:	nivel de la superficie (m)
$p, q(x, y, t)$:	densidades de flujo en las direcciones x e y ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) = $(u \cdot h, v \cdot h)$; (u, v) = velocidades en las direcciones x e y.
g :	aceleración de la gravedad (m/s^2)
$f(V)$:	factor de fricción del viento
$V, V_x, V_y(x, y, t)$:	velocidad del viento y componentes en las direcciones x e y (m/s)
$\Omega(x, y)$:	parámetro de Coriolis (s^{-1})
$p_a(x, y, t)$:	presión atmosférica ($\text{kg}/\text{m}^2/\text{s}^2$)
ρ_w :	densidad del agua (m^3/s)
x, y :	coordenadas espaciales (m)
t :	tiempo (s)
$\tau_{xx}, \tau_{yy}, \tau_{xy}$:	componentes del esfuerzo cortante efectivo

MIKE21 utiliza una metodología de cálculo denominada técnica de alternancia de dirección implícita que integra las ecuaciones de conservación de la masa y de momentum en el dominio espacio-tiempo. Las ecuaciones matriciales resultantes para cada dirección y cada punto individual de la red se resuelven con un algoritmo "Double Sweep, (DS)" (doble barrido).

En la figura siguiente se presenta un esquema de la red de diferencias para cada paso de tiempo.

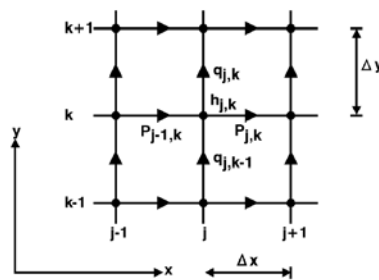


Figura 6 Red de diferencias en el espacio x,y

El tiempo de centrado de las ecuaciones 5.1, 5.2 y 5.3 se obtiene de acuerdo al esquema siguiente

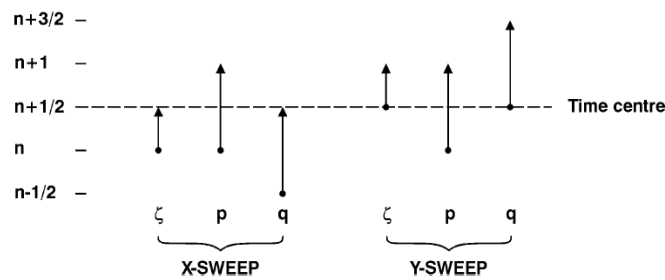


Figura 7 Tiempo de centrado

Las ecuaciones se resuelven en barridos unidimensionales, alternando las direcciones x e y . En el barrido en dirección x las ecuaciones de continuidad y momentum- x se resuelven tomando ζ desde n hasta $n+1/2$ y p desde n hasta $n+1$. Para los términos que incluyen q , se utilizan los valores de nivel conocidos, $n-1/2$ y $n+1/2$. En el barrido en dirección y las ecuaciones de continuidad y momentum- y se resuelven tomando ζ desde $n+1/2$ hasta $n+1$ y q desde $n+1/2$ hasta $n+3/2$. Para los términos que incluyen p , se utilizan los valores calculados en el barrido en x a n y $n+1$.

Adicionando los dos barridos se obtiene el tiempo de centrado a $n+1/2$, es decir, el tiempo de centrado se obtiene mediante una secuencia de operaciones balanceadas.

Antes de cada barrido, cuando la opción de deslizamientos o “landslide” se encuentra activada, se lee desde el archivo de datos la batimetría variable y se interpola al intervalo de tiempo correspondiente, es decir, $n + 1/2$ para un barrido en x , $n + 1$ para un barrido en y . Después de la terminación de cada barrido, la profundidad del agua se actualiza al valor real sobre la base de elevación de la superficie y la batimetría, obteniendo $h^{n+1/2} = \zeta^{n+1/2} - d^{n+1/2}$ después del barrido en x , $h^{n+1} = \zeta^{n+1} - d^{n+1}$ después del barrido en y .

5.2 Resultados

Se realizaron dos escenarios de simulación de rotura, el escenario 1 consiste en una situación de rotura sin avenida y con el embalse en su máximo nivel de explotación; en el escenario 2 la rotura de la presa coincide con la avenida de proyecto y con el nivel del embalse en su máximo nivel de explotación.

En la siguiente figura se presentan diversas vistas en 3D para varios pasos de tiempo en la simulación de la rotura de la presa.

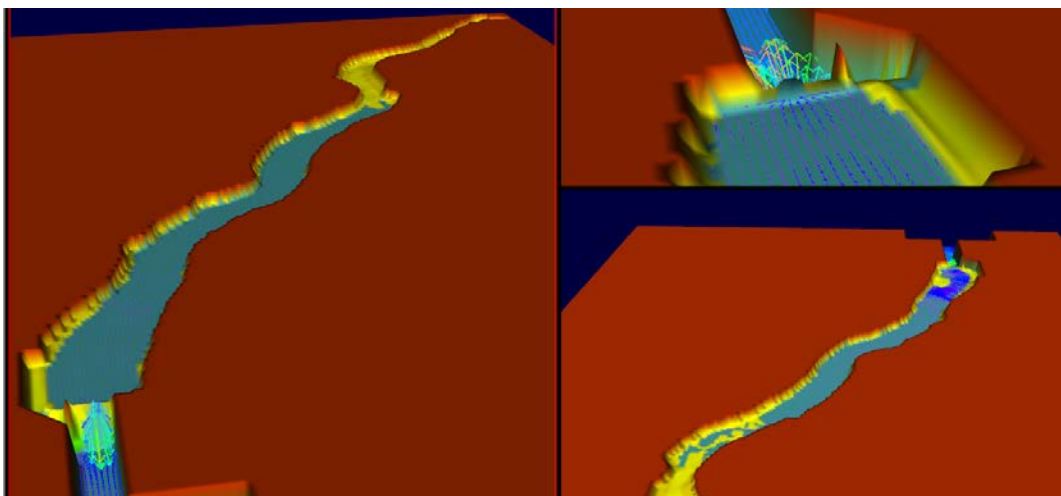


Figura 8 Vistas en 3D de la simulación de rotura de la presa.

En las figuras 9 y 10 se presentan los hidrogramas de rotura y las curvas de volumen acumulado vertido para los dos escenarios analizados y comparados con los resultados del modelo clásico FLDWAV.

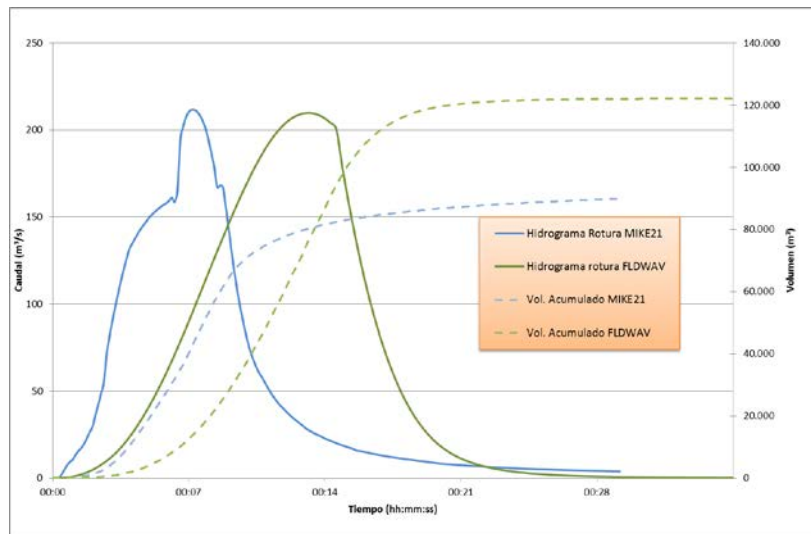


Figura 9 Comparación hidrogramas de rotura y volumen acumulado para el escenario 1. Modelos MIKE21-FLDWAV.

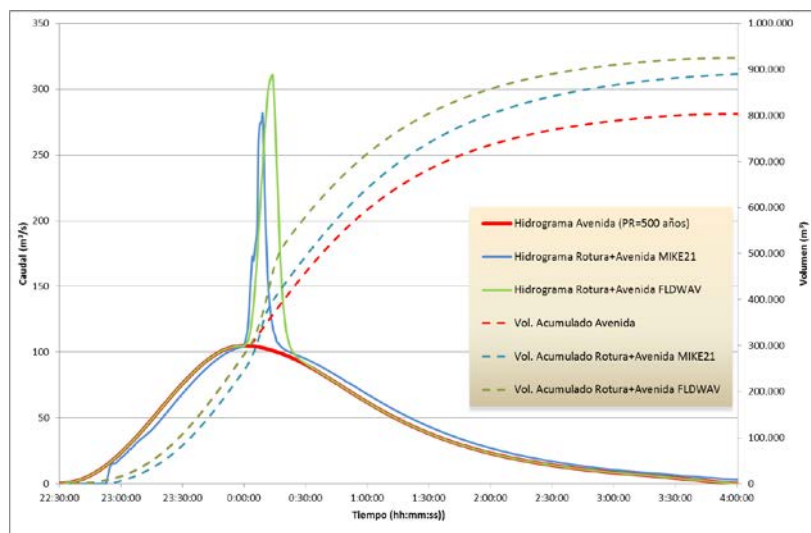


Figura 10 Comparación hidrogramas de rotura y volumen acumulado para el escenario 2. Modelos MIKE21-FLDWAV.

En la siguiente tabla se muestran los datos numéricos característicos de las simulaciones realizadas.

Tabla 3 Valores de caudal punta, tiempo de ocurrencia del caudal punta y volumen acumulado

Escenario	Modelo	Q punta (m ³ /s)	Tiempo punta (hh:mm:ss)	Volumen acumulado (m ³)
1	MIKE 21	211,7	0:07:21	89.893
	FLDWAV	209,8	0:13:30	122.148
2	Avenida	105,0	0:00:00	803.436
	MIKE 21	281,4	0:09:00	892.632
	FLDWAV	310,0	0:14:00	924.986

5.3 Análisis de resultados

A partir de los resultados obtenidos mediante la aplicación de los 2 modelos se puede deducir,

1. Para un escenario de rotura sin coincidencia de avenida:
 - Los modelos de simulación MIKE21 y FLDWAV arrojan resultados similares en cuanto a la magnitud del caudal punta.
 - El modelo bidimensional indica que el caudal punta se produce a los 7 minutos, la mitad del tiempo estimado de formación completa de la brecha, mientras que en el modelo clásico la punta coincide prácticamente con el tiempo de formación completa de la brecha.
 - En el modelo MIKE21 el volumen de agua calculado que se propagará aguas abajo de la presa es inferior al del modelo FLDWAV (entorno a los 32.000 m³ menos). Esto es debido a las características del fondo del embalse, donde una parte considerable del volumen permanece almacenado aún después de la rotura completa de la presa.
2. Para un escenario de rotura coincidente con la punta del hidrograma de avenida de proyecto:
 - El modelo de simulación MIKE21 arroja un resultado de caudal punta (281 m³/s) inferior al del modelo FLDWAV (310 m³/s). El modelo MIKE21 permite inferir que dentro del embalse se produce un efecto laminador. En el modelo FLDWAV el caudal punta resultante es aproximadamente la suma del caudal punta obtenido en el escenario 1 más el caudal punta de la avenida de proyecto.
 - De la misma forma que para el escenario 1, en el modelo MIKE21 el caudal punta se produce aproximadamente en la mitad del tiempo de formación completa de la brecha, mientras que en el modelo FLDWAV el tiempo de la punta es cercano al tiempo de formación completa de la brecha.
 - En el modelo MIKE21 el volumen de agua calculado que se propagará aguas abajo de la presa es inferior al del modelo FLDWAV. Como cabría esperar, esta diferencia es del orden de 32.000 m³, similar al calculado en el escenario 1.

6 Resumen y conclusiones

Tradicionalmente el cálculo de los hidrogramas de rotura de presas se ha llevado a cabo mediante la utilización de programas que emplean formulaciones unidimensionales cuyos parámetros son el tiempo de formación y anchura de brecha, altura de presa y el volumen almacenado en el embalse, despreciando la hidrodinámica del flujo dentro del embalse. La capacidad de cálculo de los ordenadores personales permite que en la actualidad se puedan desarrollar de forma sencilla y rápida modelos hidrodinámicos bidimensionales que permitan analizar el movimiento de masas de agua debido a deslizamientos de tierra (pe. tsunamis, roturas de presas) y obtener de forma más precisa las características hidrodinámicas de los flujos resultantes.

Mediante la utilización del programa MIKE21 se ha desarrollado un modelo hidrodinámico con batimetría variable para el cálculo de los hidrogramas de rotura de la presa de mampostería de Jaturabe para dos escenarios analizados: 1-rotura sin coincidencia de avenida y 2- rotura coincidente con la punta del hidrograma de avenida del proyecto.

Los resultados de cálculo obtenidos con el programa MIKE21 se han comparado con los resultados del programa unidimensional de simulación de roturas de presas, FLDWAV. En términos generales se puede apreciar que para el caso concreto de la presa de Jaturabe, los hidrogramas obtenidos mediante MIKE21 indican que el desarrollo de éstos es más rápido comparado con los del modelo FLDWAV; las magnitudes del caudal punta son similares en un escenario seco mientras que en un escenario coincidente con la avenida de proyecto, debido al efecto laminador del embalse, el caudal punta es inferior en el modelo MIKE21; y finalmente se constata que el volumen de agua calculado que se propagará aguas abajo de la presa es inferior en el caso del modelo MIKE21, esto es debido a las características del fondo del embalse, donde una parte considerable del volumen permanece almacenado aún después de la rotura completa de la presa.

7 Referencias bibliográficas

Ministerio de Medio Ambiente, Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas (1996). *Guía Técnica. Clasificación de presas en función del riesgo potencial.* Centro de Publicaciones. Secretaría General Técnica del Ministerio del Medio Ambiente.

Danish Hydraulic Institute (2009). *MIKE 21 Flow Model. Hydrodynamic module. Scientific Documentation.*DHI.

D.L. Fread, J.M. Lewis (1998). *NWS FLDWAV MODEL.* Hydrologic Research Laboratory. Office of Hydrology. National Weather Service (NWS).