

Dam failure Vega de Tera, hydraulic simulation of the flood propagation (Zamora, Spain)

José Luis Prieto Calderón^a, Roberto Martínez-Alegría López^b, Javier Taboada Castro^a, Isabel Montequi Martín^b & Germán Sanz Lobón^c

^a *Escola de Enxeñaría de Minas e Enerxía, Universidad e Vigo, Campus Lagoas-Marcosende, Pontevedra, Spain. joseluisprieto@usal.es, jtaboada@uvigo.es*

^b *Universidad Europea Miguel de Cervantes, Valladolid, Spain. rmartinez@uemc.es, imontequi@uemc.es*

^c *Instituto de Química, Universidade Federal de Goiás – UFG, Campus Samambaia, Goiânia – GO, Brazil. gsl9384@yahoo.com*

Received: October 13th, de 2016. Received in revised form: July 5th, 2017. Accepted: September 25th, 2017

Abstract

The dam failure of Vega de Tera in 1959 was a milestone on the engineering and risk perception of dam in Spain. The back analysis of dam failure and hydraulic model let us improve the spatial planning and the risk assessment. So the main core of this paper is to reconstruct the dam break and compute the spread flow generated, for this task we have been simulated the hydrograph and the peak flow. In this way, has been developed a HEC-RAS hydraulic model. The model shows that the dam failure was an almost instant (26 min), with a maximum flow of 13000 m³ / s (maximum speed 30 m/s, and maximum draft 24 m). Finally, all the hydraulic results corroborate the great destruction generated and the catastrophic scenario observed in the historical images.

Keywords: risk: hydraulic model; flood: Vega de Tera dam; spatial planning.

Rotura de la presa de Vega de Tera, simulación hidráulica de la propagación de la avenida (Zamora, España)

Resumen

La rotura de la presa de Vega de Tera en 1959 supuso un hito en la ingeniería y en la percepción del riesgo de las presas a nivel nacional. Los estudios y modelos retrospectivos de la rotura son herramientas que permite mejorar la planificación territorial y la evaluación de los riesgos de este tipo de infraestructuras. El objetivo de este trabajo es reconstruir la rotura de la presa y simular la avenida generada. Para ello se ha reproducido el hidrograma, estimado el caudal punta y se ha construido un modelo hidráulico en HEC-RAS. El modelo permite afirmar que se trató de una rotura prácticamente instantánea (26 min), con un caudal punta de 13000 m³/s (velocidad y calado máximos de 30 m/s, y de 24 m). Finalmente todos los resultados hidráulicos corroboran la gran destrucción generada y el escenario catastrófico observado en las imágenes históricas.

Palabras clave: riesgo; modelo hidráulico; inundación; presa de Vega de Tera; planificación territorial.

1. Introducción

Las catástrofes, ya sean de origen natural o no, son objeto de interés social y económico debido a los grandes impactos que llevan asociados [1]. En este sentido la rotura de la presa de Vega de Tera en 1959 supuso un hito en la ingeniería y la vigilancia de las obras hidráulicas y en la percepción del riesgo de las presas a nivel nacional [2].

Dado el tiempo transcurrido desde la rotura de la presa, no se dispone de una cartografía precisa de la onda de avenida, ni consecuentemente de sus características hidráulicas. La falta de datos en el estudio de fenómenos pretéritos es una pauta recurrente, pero el uso de las fuentes documentales gráficas y el análisis pormenorizado del proyecto de la presa permiten la reconstrucción del paisaje y contexto geográfico urbano de la zona. El examen de los mapas, planos, climo-

How to cite: Prieto, J.L., Martínez-Alegría-López, R., Taboada J., Montequi, I. and Sanz, G., Rotura de la presa de Vega de Tera, simulación hidráulica de la propagación de la avenida (Zamora, España) DYNA, 84(203), pp. 45-54, December, 2017.

diagramas, hidrogramas, fotografías, etc. que acompañaban a los informes técnicos, constituyen una fuente objetiva de datos [3].

Los estudios retrospectivos de rotura contribuyen en la mejora de la evaluación de los riesgos de este tipo de infraestructuras. Aunque este tipo de trabajos no son muy frecuentes, debido a la complejidad en la obtención de datos fiables, se ha puesto de manifiesto su interés después de desastres como el de la mina de "La Luciana" en 1960 (Cantabria, España) [4], la mina de Aznalcóllar (Sevilla, España) en 1998 [5] o más recientemente la rotura de la presa de Fundão (Mariana, Minas Gerais, Brasil) en 2015 con más de 18 fallecidos [6].

Por tanto, y usando como punto de partida el proyecto constructivo de la presa de Vega de Tera, se ha efectuado una simulación hidráulica de la rotura y de la propagación de la avenida generada.

2. Antecedentes

2.1. Evolución histórica de los modelos hidráulicos

El análisis de las consecuencias de la rotura de una presa tiene como objetivos: la predicción del hidrograma de salida de la presa, la determinación de las propiedades hidráulicas y la propagación espacial de la avenida generada.

Existen diversos métodos para el estudio de la formación y propagación de las ondas de rotura de presas. Pero debido a las condicionantes orográficas y fisiográficas (altas pendientes, rugosidades y velocidades de propagación) se ha optado por utilizar el método Mixto Hidrológico-Hidráulicos en régimen permanente.

Respecto a los modelos de rotura, la referencia básica es el modelo numérico DAMBRK (*Dam-Break Flood Forecasting Model*) desarrollado por el US National Weather Service [7,8]. Proporciona directamente resultados en términos de cota máxima de lámina alcanzada y velocidad del agua, por lo que la determinación del área inundada y de las características de la inundación también es directa. A partir de él, el "United States Army Corps of Engineers (USACE)" y el "Hydrologic Engineering Center (CEIWR-HEC)", del ejército de los EE.UU. desarrolló los bien conocidos paquetes de software HEC. Los desarrollos realizados en programación de simulación de avenidas disponibles en el mercado, fueron analizados por la Comisión Internacional de Grandes Presas "International Commission On Large Dams" (ICOLD). La comisión analizó 27 modelos disponibles hasta esa fecha, y cómo se adecua cada uno de ellos a las características de la onda de inundación [9].

En los últimos 15 años algunos de estos modelos han ido evolucionando, sobre todo en aspectos relacionados con la ergonomía y facilidad de uso en entornos más amigables, así como en aspectos relativos a su conectividad con los sistemas de información geográfica (SIG), facilitando enormemente la gestión de la información espacial. En la actualidad, la calidad y fiabilidad de los paquetes HEC, ya avalada por el ICOLD en 1998, continua su adaptación tecnológica con los avances en *software* y *hardware*, y amplía su conectividad con herramientas SIG, mediante las extensiones HEC-GeoRAS o HEC-GeoHMS, así como la política de

distribución como herramientas gratuitas, aunque sujetas a unas condiciones de uso explicitadas en los "Terms and Conditions of Use for HEC Software", han dado lugar a que estos paquetes sean en este momento de los que tienen una mayor aceptación en el mundo de la hidráulica de avenidas.

En España en los últimos años y desde ámbitos universitarios de investigación se han desarrollado algunos modelos hidráulicos interesantes como el IBER, que simula el flujo en lámina libre, y es el resultado de la integración de los modelos CARPA (de la Universidad Politécnica de Catalunya) y TURBILLON (de la Universidad de Coruña). Dicho modelo en dos dimensiones incluye dentro sus múltiples aplicaciones la simulación de roturas de presas [10].

2.2. Evaluación de daños, calado y velocidad

El USACE, ya en 1996, resaltó la importancia de factores como la velocidad y el calado, junto con la duración, la carga de sedimentos, la frecuencia, la alerta temprana o las características de las edificaciones, como variables prioritarias en la evaluación de daños [11]. Dado que el caso estudiado supone la reconstrucción de las variables de una avenida instantánea y de corta duración generada por la rotura de una presa en el tramo alto de un río, y a finales de la década de los 50 del siglo XX; las variables de frecuencia, duración, alerta temprana o carga de sedimentos se pueden obviar, centrándose la evaluación de daños en las variables de calado y velocidad de la corriente.

El calado es la altura alcanzada por el agua con respecto a la localización de cada elemento en riesgo. Se trata del parámetro clave para caracterizar una inundación. Suele ser tomado como referencia esencial para medir el alcance del evento a la hora de construir curvas o funciones de daños.

La velocidad del agua es el otro de los parámetros analizados. A una baja velocidad (menos de 1 m/s), las inundaciones son relativamente poco peligrosas. En cambio, si la inundación se mueve a gran velocidad, además de incrementarse la peligrosidad, aumentan de forma significativa los daños directos por arrastres.

Sin embargo, son las relaciones calado-velocidad las que permiten precisar la capacidad destructiva de una avenida. Así las principales magnitudes de daño de las relaciones calado-velocidad se pueden resumir en:

- Las que parten del análisis de daños producidos por la rotura de una presa. Establecen 3 umbrales (bajo, significativo y alto) en función de la magnitud de los daños causados [12].
- Las que parten de las curvas velocidad-calado y determinan la capacidad de daño y el riesgo en cuatro categorías (Nulo, daños a propiedades, daños a personas, daños severos) [13].
- Las que diseñan curvas de daños a partir de las relaciones de calado y velocidad diferenciando áreas urbanizadas de no urbanizadas [14].

Las metodologías basadas en curvas diferencian afecciones graves y leves, entendiendo como afecciones graves a aquellas en las que es previsible la destrucción de un número representativo de edificaciones con riesgo de pérdida de vidas de sus moradores. Se considera riesgo para la

integridad de las personas aquellas áreas sometidas a profundidades superiores a un metro combinadas con velocidades mayores a 0,7 m/s, ya que en estas condiciones resulta muy difícil mantener el equilibrio [1].

La legislación española, incorpora criterios similares de calado velocidad, para determinar las de Zona de Flujo Preferente (ZFP) [15]. Por lo que se considera que se pueden producir graves daños cuando las condiciones hidráulicas durante la avenida satisfagan uno o más de los siguientes criterios:

- Que el calado sea superior a 1 m.
- Que la velocidad sea superior a 1 m/s.
- Que el producto de ambas sea superior a 0,5 m²/s.

3. Metodología

Para la simulación hidráulica de la rotura es necesaria la caracterización geográfica, climática y geológica de la zona; la descripción de los elementos constructivos que conforman la presa; y las condiciones de contorno del modelo.

3.1. Localización

La zona de estudio se ubica en el noroeste de la provincia de Zamora, dentro de la comarca de Sanabria, muy próxima al límite con la provincia de León por el norte y Orense por el oeste, tal y como se observa en la Fig.1.

Fisiográficamente, Sanabria se conforma en un conjunto montañoso derivado de la cordillera Cantábrica, cuya principal formación es la sierra Segundera, donde nace el río Tera, una cota de 1.800 m. A unos 8 km aguas abajo se encuentra la presa de Vega de Tera (1.500 m s.n.m), y continuando el cauce del río, por el cañón del Tera, se llega hasta la orilla occidental del Lago de Sanabria situado a 1.000 m s.n.m. Morfológicamente el cañón desciende rápidamente por un valle angosto que se ensancha en la llanura aluvial a su paso por la población de Ribadelago.

La geomorfología del entorno es el resultado de la acción de modelado de un glaciar del último periodo del Würn (cuaternario). Este glaciar de casquete alimentaba desde las altiplanicies de la Sierra Segundera lenguas glaciares en los actuales valles fluviales. Desde el punto de vista geológico,

los materiales presentes en el sustrato de la región de Sanabria son rocas plutónicas y metamórficas paleozoicas, pertenecientes al macizo hercínico del noroeste de la península Ibérica. En el entorno del lago de Sanabria y recubriendo parcialmente estos materiales paleozoicos se disponen materiales sedimentarios cuaternarios, como morrenas residuales del modelado glaciar en la parte este del lago, o acumulaciones de sedimentos gruesos en la llanura de que se abre entre Ribadelago y el cañón del Tera. En el sector donde se ubica la presa y el cañón del Tera, afloran materiales genéticos precámbricos de la serie del antiformal del Olo de Sapo [16].

La roca que constituye la cerrada de la presa de Vega de Tera es un gneis de buena calidad, profundamente trabajado por la erosión glaciar, presentando el típico aborregamiento. En algunas superficies de fracturación y diaclasado se observan fenómenos de gelifracción que dan lugar a una profundización en los niveles de alteración superficial. En la cerrada se distinguen dos calidades geomecánicas de rocas diferentes que se alternan a lo largo del eje de la presa: por un lado, un gneis esquistoso de grano fino, menos resistente; y otro, un gneis glandular, muy silíceos y con gran cantidad de microcristales de cuarzo, que le confieren una mayor resistencia.

La orientación de los planos de esquistosidad dominante en la zona de la cerrada es de dirección aproximada 130° NE, sensiblemente paralelos al eje del río y ortogonales a la planta horizontal de la presa, con buzamientos de unos 70° hacia el SO. El diaclasado abierto general de la roca es de poca profundidad y las orientaciones de sus planos son, en casi todos los ejes, favorables para la estabilidad de la roca, aunque en algunas zonas y por efecto de la gelifracción puede progresar la alteración interna de algunas diaclasas. A pesar de ello, la roca de cimentación para una presa de la altura de Vega de Tera es de excelente calidad y solamente con un saneado superficial pudo encontrarse un asiento adecuado para ella, salvo en uno o dos contrafuertes próximos al estribo izquierdo en donde los niveles de alteración del gneis progresaron en profundidad, por lo que el saneamiento fue bastante mayor hasta alcanzar la roca sana [17].

3.2. La presa

En el proyecto constructivo, la presa de Vega de Tera, hidrológicamente contaba con una cuenca de captación de 41,12 km², con una precipitación media anual de 1.740 mm al año, por lo que recibiría unas aportaciones medias de 56 hm³/año.

Los caudales instantáneos máximos (Q_{máx}) y tiempos de concentración (T_c) estimados para una precipitación diaria (P) correspondiente a un periodo de retorno de 500 años en la zona de la presa son [18]:

- P500 185 mm/d
- Q_{máx} 198 m³/s
- T_c 4,05 h

Estos caudales instantáneos confirman el correcto dimensionamiento de los elementos de alivio de la presa, con una capacidad de vertido por coronación de 247 m³/s.

Desde una óptica de las aguas subterráneas, el sustrato rocoso se puede considerar impermeable, y únicamente en los



Figura 1. localización de Ribadelago (Galende, Zamora, España).

Fuente: los autores.

niveles más superficiales y alterados del diaclasado puede existir una cierta circulación de agua. Esta permeabilidad puede profundizar más en aquellas discontinuidades con mayor afección de los procesos de gelificación.

Las características geomecánicas de los materiales del cierre fueron estimadas por comparación entre los valores recogidos en el proyecto de la presa y los valores recogidos en la bibliografía para este tipo de rocas de acuerdo con los índices de calidad de los macizos rocosos)

El rango de las características geomecánicas de los gneises en rama se sitúa entre los siguientes valores [19]:

- Densidad (γ): 2,6 a 2,78 t/m³
- Módulo de Elasticidad ($E_{t,e}$): 2,5.10⁷ a 6.10⁷ kN/m²
- Coeficiente de Poisson (ν_t): 0,09 a 0,2
- Resistencia a la compresión ($f_{t,c}$): 8.10⁴ a 2,5.10⁵ KN/m²
- Resistencia a tracción: 4.10³ a 7.10³ KN/m²
- Ángulo de rozamiento interno (ϕ): 23 ° a 33°

Los parámetros resistentes y deformacionales de los macizos rocosos gneísicos que componen el cimiento, considerando las anisotropías propias de estos materiales, y obtenidos de los ensayos realizados en el terreno donde se cimentó la presa se obtuvieron los resultados que se resumen en la Tabla 1.

La red de diaclasado y las anisotropías propias de la pizarrosidad de los gneis, tampoco supone un problema de filtración en niveles profundos. Por otra parte, los niveles más superficiales se encontraban sellados por la pantalla de inyecciones de hormigón.

Se ha clasificado la calidad del macizo rocoso del cimiento mediante una aproximación al índice geomecánico de calidad (*Rock Mass Rating* - RMR). Adoptando los siguientes valores conservadores [20]:

- | | |
|---|----|
| • Resistencia a compresión simple ($f_{t,c}$) | 15 |
| • RQD | 13 |
| • Espaciado de discontinuidades | 10 |
| • Estado de las discontinuidades | 20 |
| • Flujo de agua | 10 |

En estas condiciones, que corresponderían a la envolvente de peor calidad del macizo rocoso de cimentación, el índice de calidad RMR, alcanza un valor de 68, lo que permitiría clasificarle al macizo como una roca de buena calidad. Los parámetros que determinan la resistencia al esfuerzo cortante asimilables a esta calidad del macizo rocoso de cohesión de 300 a 400 KN/m² y un ángulo de rozamiento de entre 35 a 45°.

Tabla 1.
Caracterización material del terreno de cimentación.

Terreno	Valor KN/m ²
Resistencia media a compresión (dirección de alineación mineral)	ft,c,0 7,83•10 ⁴
Resistencia media a compresión (dirección normal a la alineación mineral)	ft,c,90 4,98•10 ⁴
Módulo dinámico de elasticidad máximo (zona más alta de la cerrada)	Et,d,max 5,68•10 ⁷
Módulo dinámico de elasticidad mínimo (zona más baja de la cerrada)	Et,d,min 2,06•10 ⁷
Módulo estático de elasticidad medio	Et,e,m 3,92•10 ⁷
Coeficiente de Poisson	ν_t 0,25

Fuente: adaptado de [19].

Por otro lado la deformabilidad del macizo rocoso se puede estimar a partir de la correlación entre el índice de calidad RMR y el módulo de elasticidad estático del macizo rocoso [21]. En estas condiciones el módulo de elasticidad mínimo, esperado para el macizo rocoso de cimentación estaría en valores orientativos de 3,6. 10⁷ kN/m². La gran coincidencia de estos valores con los estimados a partir de los ensayos realizados antaño, corroboran su validez.

Estos parámetros permiten caracterizar este cimiento como de muy alta calidad geomecánica, alta resistencia a la rotura y muy baja deformabilidad, no representando la capacidad portante, en ningún momento, un problema para el emplazamiento de la presa.

En relación a las potenciales filtraciones que se pudieran producir a través de la red de fracturación, tendrían carácter local, estarían limitadas a los niveles superiores y serían fácilmente controlables con las inyecciones realizadas.

3.3. Construcción del modelo

Se ha construido un modelo combinado, hidrológico-hidráulico. Para ello se ha estimado el caudal por métodos empíricos contrastados y se ha incorporado los resultados obtenidos a un modelo hidráulico que recree gráficamente la propagación de la lámina de agua y evalúe sus parámetros hidráulicos.

Se ha partido de la información cartográfica digital de la Junta de Castilla y León (JCyL), el Instituto Geográfico Nacional (IGN), y la Agencia Europea de Medio Ambiente (European Environment Agency-EEA). De estos organismos se han obtenido las siguientes imágenes georeferenciadas y bases de datos geográficas:

- Mapa topográfico escala 1:10.000
- Fotografías aéreas del Vuelo Americano (1959)
- Mapa de elevaciones de 5m
- Usos del suelo el CORINE (2006)
- Ortofotografías PNOA 2009

Respecto del modelo, se ha optado por el modelo hidráulico unidimensional (HEC-RAS) en su versión 4.1.0. Con él se pretende: determinar el caudal punta e hidrograma de la avenida generada; delimitar cartográficamente la superficie inundada; y evaluar los parámetros hidráulicos de calado y velocidad de la corriente.

El modelo unidimensional opera en régimen constante y discontinuo, y permite la determinación de la superficie del agua en los perfiles de cálculo previamente definidos. El procedimiento de cálculo se fundamenta en la solución unidimensional de la ecuación de la energía (Eq.1), iterándose los cálculos entre los perfiles adyacentes

$$Y_2 + Z_2 + ((\alpha_2(V_2)^2/2g) = Y_1 + Z_1 + ((\alpha_1(V_1)^2/2g) + he \quad (1)$$

Siendo:

Y_1, Y_2 ; profundidad de la lámina de agua en los perfiles 1 y 2
 Z_1, Z_2 ; profundidad del canal en los perfiles 1 y 2

V_1, V_2 ; velocidades medias (caudal/superficie) en los perfiles
 α_1, α_2 ; coeficientes de ponderación de las velocidades en 1 y 2

g ; aceleración de la gravedad

he ; pérdida de energía potencial



Figura 2. Imagen de la presa rota (1959).
Fuente Archivo Histórico Provincial de Zamora

Para la estimación del caudal punta generado por la avenida, es necesario conocer los aspectos morfológicos de la rotura, así como la temporalidad de la misma.

La rotura de la presa de Vega de Tera (Fig. 2) generó una brecha de forma de trapecio rectángulo invertido, con el lado vertical en el contacto del cuerpo de presa con el aliviadero. Con unas dimensiones estimadas sobre foto de, B 169 m, b 97 m y h 33m. El tiempo de generación de la rotura se puede considerar instantáneo, cuasi explosivo. A efectos de cálculo para la estimación de caudales, este intervalo instantáneo se consideraría entre 1 y 5 minutos para el desencadenamiento del proceso de rotura completa.

Tanto la forma de rotura como el tiempo de generación de la misma son coherentes con los planteamientos morfológicos y evolución de la brecha expuestos por la Guía Técnica del Ministerio de Medio Ambiente [14]. En cuanto a las formas de rotura son esperables formas trapezoidales o rectangulares para presas de hormigón (gravedad, contrafuertes, bóvedas). La misma guía considera probable que la altura de las brechas en las presas de gravedad y contrafuertes corresponda a la altura máxima desde el cimientto hasta la coronación.

Para la estimación de los caudales punta generados en la brecha de Vega de Tera se han analizado comparativamente las ecuaciones de Hagen (Eq.2), en las versiones de Pierce M.W. y del Ministerio de Medio Ambiente, la de Costa (Eq.3,4) y la del U.S. Boureau of Land Reclamation (Eq.5).

- **Hagen:** $Q_p = K(V.H)^{0.5}$ (2)

donde:

$K = 780$ en presas bóveda.

$K = 550$ en presas de gravedad y materiales sueltos.

- **Costa**

Envolvente superior $Q_p = 1150.(V.H)^{0.44}$ (3)

Ajuste por regresión $Q_p = 325.(V.H)^{0.42}$

(4)

- U.S. Bureau of Reclamation: proporciona una relación Q - H obtenida por ajuste por regresión de los casos analizados.

$$Q_p = 1,26.(H + 0,3)^{2,5} \quad (5)$$

Siendo:

H = altura de presa sobre cauce (m).

V = volumen de embalse (Hm³).

Q_p = caudal punta de la onda de rotura (m³/s).

4. Resultados

4.1. Cálculo de Caudales e Hidrograma de la Avenida

Los resultados obtenidos para el cálculo de los caudales han sido los reflejados en la Tabla 2.

La evolución de caudales considerando una altura de presa de 33m, desde cimientto, se exponen en el gráfico adjunto (Fig.3). Donde se aprecia una muy buena correlación entre los resultados de Costa y la expresión de Hagen en la versión de Pierce M.W.

Dada la bondad del ajuste entre las curvas de Hagen y Costa para los valores máximos, se ha elegido como caudal inicial de cálculo en el modelo un valor de 13109 m³/s con la presa llena, aplicando la formulación de tendencia de la curva de Costa (Eq.6).

$$y = 7,364x^2 + 151,5x + 22,15 \quad (6)$$

$$R^2 = 0,999$$

El cálculo del hidrograma de avenida tiene como condición de partida la consideración de una rotura instantánea prácticamente explosiva, estimada en un intervalo de tiempo de 1 minuto desde el inicio. Para la determinación del hidrograma de la avenida se ha ajustado la curva de gasto del embalse expuesta en la Fig.4 y definida por la ecuación 7:

Tabla 2
Caudales pico estimados.

Autor	Caudal Pico (Q _p) [m ³ /s]
Hagen(MMA)	8789
Hagen (Pierce M.W)	13075
Costa (MMA)	13109
U.S. Boureau of Land Reclamation	8062

Fuente: los autores.

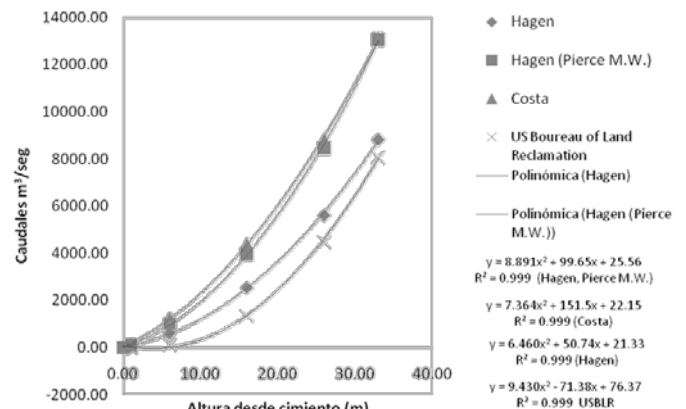


Figura 3. Estimación de caudales en la brecha.

Fuente: los autores.

$$H = -0,6709V^2 + 9,1241V + 2,1689 \quad (7)$$

Siendo:

H- la altura de la lámina de agua

V- el volumen de embalse.

El coeficiente de correlación (R^2) obtenido, superior a 0,97, valida el ajuste.

Aplicando la expresión de Costa de caudal instantáneo y secuenciando cada minuto se extraen las aportaciones para ese intervalo. Extrayendo dichas aportaciones de la curva de gasto se obtienen valores secuenciados de H y V y consecuentemente de caudal instantáneo cada minuto; el resultado es el hidrograma expuesto en la Fig.5.

De acuerdo a este hidrograma la punta se origina en el primer minuto, coherente con la hipótesis de rotura instantánea y el agotamiento del embalse se produjo en 26 minutos desde el inicio. Analizando la forma del hidrograma de avenida generada, corresponde al esperable en la rotura de una presa de hormigón (similar a los existentes en la literatura), y supondría la generación de una onda de choque inicial de gran magnitud (13109 m³/s) y poder de arrastre con un rápido descenso hasta su agotamiento en 25 minutos [22].

4.2. Propagación de la avenida

Con el hidrograma generado por la rotura como dato de entrada en el modelo, la simulación de la propagación de la avenida se ha calculado con HEC-RAS (4.1.0) sobre un modelo territorial que intentaba reproducir las condiciones

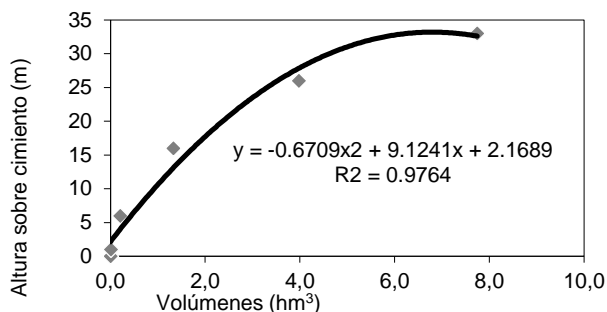


Figura 4. Curva de gasto del embalse de Vega de Tera. Fuente: los autores.

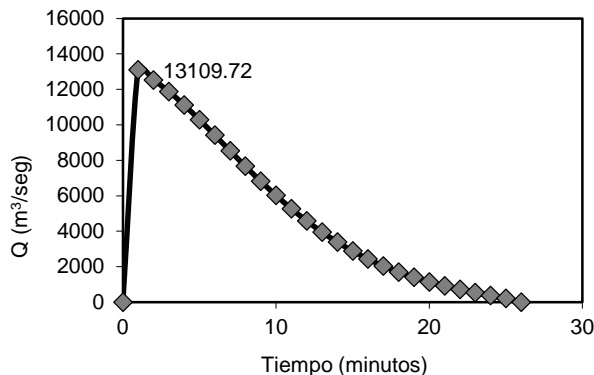


Figura 5. hidrograma estimado de la avenida generada por la rotura. Fuente: los autores.

espaciales y geoambientales. Se parte de la ventaja que supone la prácticamente nula intervención que ha tenido este espacio natural a lo largo de los últimos 55 años. El resultado esperable será la cronología de la onda de choque inicial hasta alcanzar la población de Ribadelago. La onda estará determinada a partir de: la media de las velocidades de paso por cada uno de los perfiles, la distribución espacial de la zona inundada y el poder destructivo estimado en función de la relación velocidad calado.

a) Condiciones de contorno y Parámetros hidráulicos

El modelo será dinámico y completo, es decir, teniendo en cuenta como variable el tiempo, y dado que por restricciones de estabilidad de la simulación, el análisis se hace en régimen permanente. Además la variable tiempo será incorporada en iteraciones del modelo para diferentes intervalos, de acuerdo con los datos de caudales del hidrograma (Fig.5).

Para la delimitación de las zonas inundables se ha elaborado un modelo hidráulico unidimensional partiendo de la base topográfica compuesta a partir de los mapas de la serie 1:10000 de la junta de Castilla y León, comprendiendo desde el cuerpo de la presa hasta el entorno del casco urbano de Ribadelago.

En el tramo estudiado del río Tera se atraviesa una obra de fábrica que comunicaba los dos barrios del casco urbano, pero que se ha excluido de la modelización al haber sido destruida por la avenida.

Las condiciones de contorno específicas aplicadas al modelo han sido las siguientes:

- Se ha modelizado una longitud de cauce de 9741 m, con una diferencia de cotas en canal de 497 m, medida sobre el modelo de elevaciones lo que supone una pendiente media del 5%, si bien en los 7200 primeros m el descenso es de 489 m lo que supone una pendiente en el cañón del Tera del 7%
- Geometría del cauce y zonas anexas: El Tera se ha considerado como un único tramo, en el que se han definido 81 perfiles de cálculo. La topografía del cauce y zonas anexas, está definida en el Modelo Digital de Elevaciones del Terreno y elaborado a partir del mapa taquimétrico
- Régimen de flujo, se ha considerado permanente, unidimensional y en régimen mixto entre supercrítico y subcrítico. En estas condiciones de régimen mixto, el modelo define en algunos perfiles el régimen hidráulico concreto de funcionamiento.
- Caudales de cálculo, son los obtenidos de la recreación de cuatro puntos del hidrograma de caudales obtenido en el estudio hidrológico y que corresponderían a los expuestos en la Tabla 3.

Tabla 3. Caudales estimados en cuatro puntos del hidrograma.

Minuto	Caudal m ³ /s
1	13109
9	6823
17	2044
25	223

Fuente: los autores.

- Rugosidad, estimada a partir de los valores del número de Manning “n” que se extraen de las tablas al uso, y que valoran en función de las características morfológicas y de uso del suelo y del tipo de fondo en las obras de drenaje. Los valores empleados se ven en la Tabla 4:
- La cota de rotura en la presa es la 1526 y la altura de agua máxima se ha estimado en la iglesia (Fig.6), a 3 m sobre la cota.
- *Modelo hidráulico*
Para la delimitación de la zona inundable se ha compuesto, en primer lugar el escenario espacial a partir del Modelo Digital de Elevaciones del Terreno (MDTE) tridimensional de tipo TIN (*Triangulated Irregular Network*). Construido por interpolación de los puntos de cota de la base cartográfica 1:10000 de la Junta de Castilla y León (Fig. 7).

Tabla 4.
Valores asignados del n° de Manning

Tipo de Usos	"n" Manning
Pastos y roquedos	0,04
Masas de agua	0,01
Casco urbano	0,04
Roquedo	0,06
Agrícola minifundio	0,03
Pasto y matorral	0,03

Fuente: adaptado de [23]

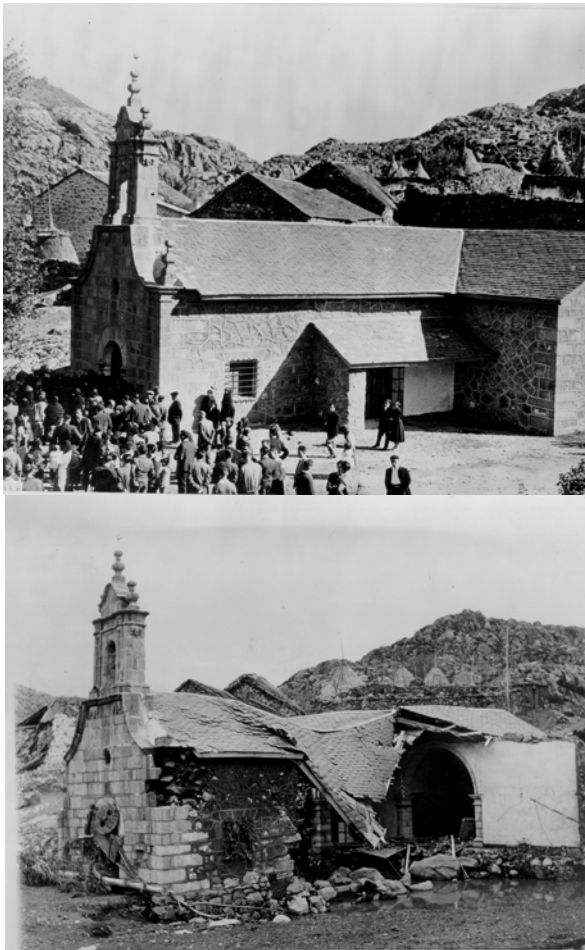


Figura 6. Aspecto comparativo de la iglesia, antes y después de la avenida.
Fuente: Archivo Histórico Provincial de Zamora

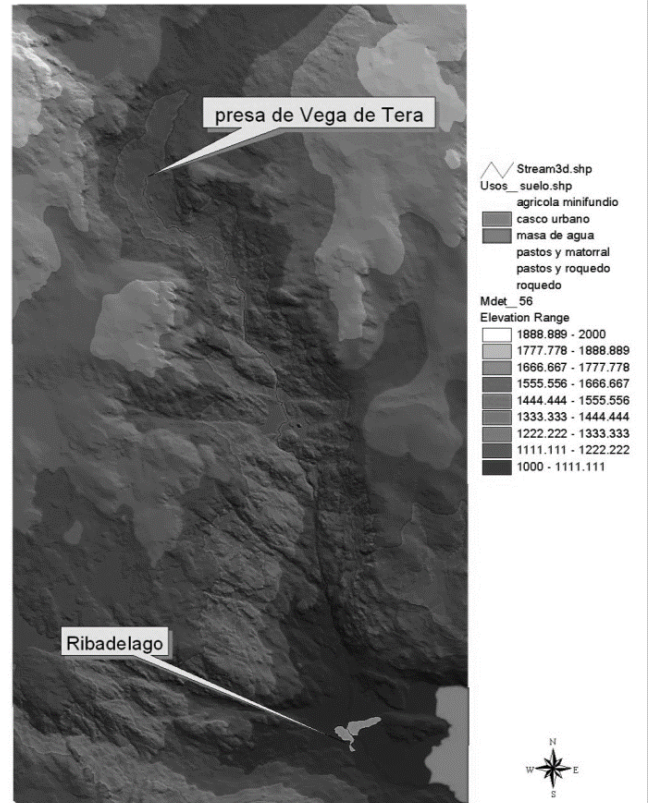


Figura 7. Modelo Digital de Elevaciones del Terreno en el Cañón del Tera, con la ubicación relativa de la presa de Vega de Tera y el casco urbano de Ribadelago. Fuente: los autores.

Sobre este MDTE y empleando la extensión del SIG ARC-View HEC Geo RAS que permite crear los ficheros espaciales del modelo, se han definido los perfiles de cálculo, la corriente principal, los límites geomorfológicos del cauce y se han incorporado los valores del rozamiento, en forma de n° de Manning, de acuerdo a los usos del suelo de cada perfil.

Posteriormente se le han incorporado los aspectos relativos a las condiciones del flujo, caudales y tipo de régimen. Una vez depurado el análisis en todos aquellos aspectos que no coincidían con la realidad observada, o donde se superaban las condiciones de contorno espaciales y/o de régimen de flujo, el resultado final proporcionado por el modelo de cálculo ha permitido caracterizar la inundación, numérica y cartográficamente.

b) Zonas inundables

En general, para un determinado tramo del arroyo en el que no se produzcan variaciones geométricas del cauce (ausencia significativa de erosión y sedimentación), la altura que alcanza la lámina de agua dependerá fundamentalmente del caudal de avenida, siendo tanto mayor cuanto más elevado sea éste. En la zona de estudio el fondo del valle se encuentra encañonado y sobre un fondo rocoso, hasta alcanzar la llanura de Ribadelago, donde el cauce reduce drásticamente su pendiente.

Consecuentemente en la zona encañonadas y de mayor pendiente las velocidades y los calados serán más altos, pero con menor superficie inundada. A partir de la entrada en la llanura, y por efecto del cambio de pendiente se produce una



Figura 8. Vista general de la zona afectada por la avenida en la llanura de Ribadelago. Fuente Archivo Histórico Provincial de Zamora

importante reducción de la velocidad, y del calado así como de la capacidad de arrastre, extendiéndose la inundación a lo ancho de la llanura. Se ha reconstruido la línea de la zona inundada en la llanura de Ribadelago, a partir de tonalidades más claras y la ausencia (por arrasamiento) de texturas características de zonas agrícolas de minifundio (Fig. 8), se observa el ensanchamiento de la avenida a lo largo de la llanura, con afecciones más fuertes en la parte del pueblo situada en la margen derecha, y en la que se atisba la posibilidad de que una parte de la avenida drenase en parte por el pequeño cañón situado en la margen izquierda del río e inmediatamente aguas arriba de Ribadelago, comunicando directamente por el lago.

4.3. Distribución de velocidades

En el gráfico adjunto (Fig. 9) se puede observar la distribución de las velocidades totales a lo largo del cauce para los tres escenarios considerados.

4.4. Distribución de calados

En las Figs. 10 y 11 se exponen un perfil de los calados a lo largo de todo el recorrido.

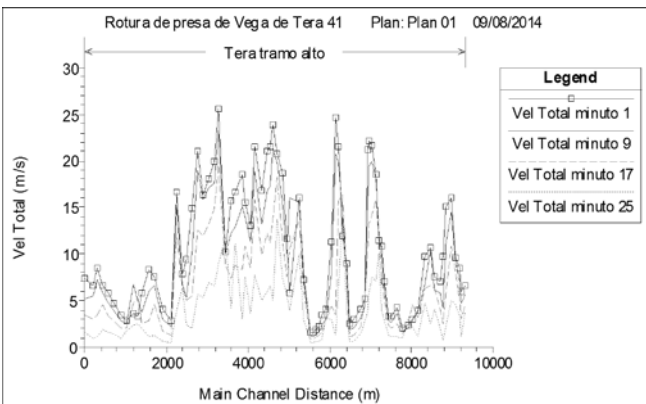


Figura 9. Distribución de velocidades en el canal y zona inundada. Fuente: los autores

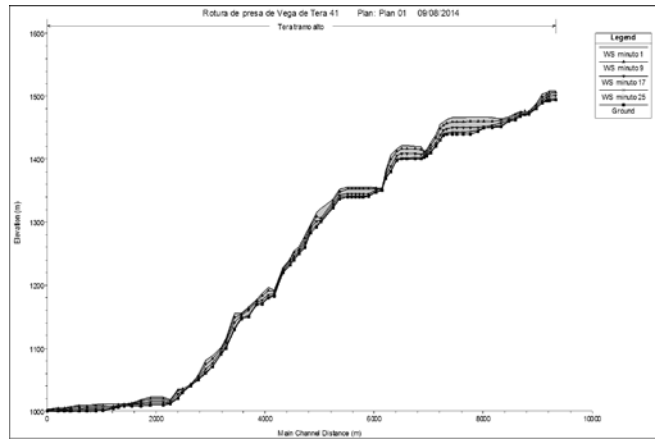


Figura 10. Perfil de calados Distribución de velocidades en el canal y zona inundada. Fuente: los autores

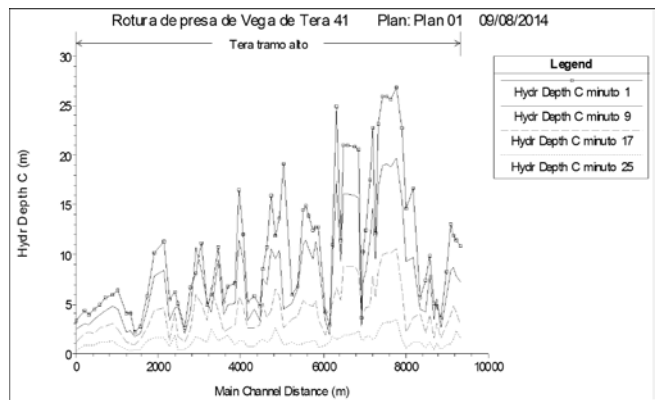


Figura 11. Distribución de calados Fuente: los autores

Tabla 5:

Valores de calados velocidades y tiempos de llegada estimados.

	Velocidad media[m/s]	Tiempo de llegada[min]	Calado P1626,32[m]
M1 (13109 m³/s)	10,5	25	6,3
M9 (6823 m³/s)	9,2	31	3
M17 (2044 m³/s)	6,8	42	1,3
M25 (<223 m³/s)	3,8	87t	0,6

Fuente: los autores

En la Tabla 5 se exponen los resultados de velocidad media y tiempos de llegada a Ribadelago desde el inicio de la rotura en los cuatro escenarios de caudales del hidrograma contemplados, así como de los calados estimados el perfil de entrada a Ribadelago.

Considerando los calados y velocidades, estos se encuentran fuera de rango de las estimaciones encontradas en la literatura [13-15,24], por lo que son esperables graves daños estructurales incluso en el escenario de agotamiento del hidrograma (M25). Lo cual ha sido corroborado por la realidad.

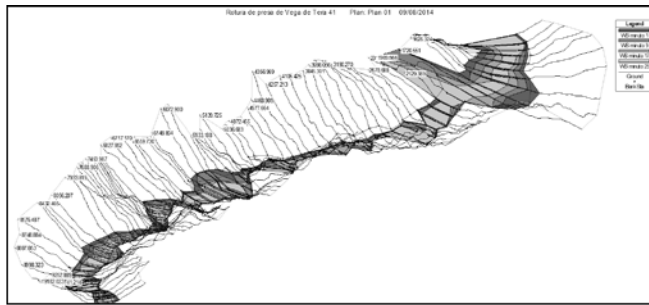


Figura 12. Distribución espacial de la avenida, vista desde la presa.
Fuente: los autores

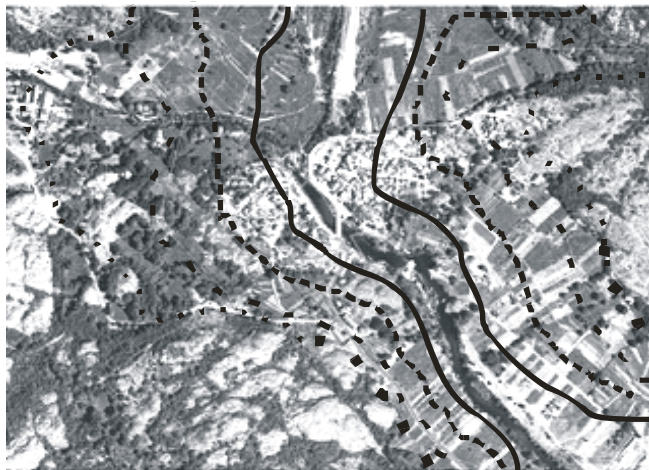


Figura 13. Escenarios de avenida. Escenario M1 (- - -) $Q=13109\text{m}^3/\text{seg}$;
Escenario M9 (- - -) $Q=6823\text{m}^3/\text{seg}$; Escenario M17 (- - -) $Q=2044\text{m}^3/\text{seg}$;
Escenario M1 (—) $Q=223\text{m}^3/\text{seg}$;
Fuente: los autores

Así mismo una duración de prácticamente una hora en estas condiciones de avenida, hacen entendible el escenario dantesco de destrucción generada.

La distribución de la avenida expuesta en las Figs. 12 y 13 permite corroborar la hipótesis de expansión de la avenida en la llanura de Ribadelago, así como el drenaje parcial de la misma hacia el lago, por la margen izquierda aguas arriba del casco urbano.

En los mapas adjuntos de las Figs. 12 y 13 se representan sobre una ortofotografía de la zona la extensión, el calado y la velocidad para los cuatro escenarios de caudales considerados.

Por último en la Fig.13 se exponen los detalles de los escenarios de cálculo en el entorno del casco urbano de Ribadelago.

5. Conclusiones

Las conclusiones más relevantes que se pueden obtener de la reconstrucción hidráulica de la avenida generada por la rotura de la presa de Vega de Tera, son:

1. La rotura prácticamente instantánea de la presa ha generado una avenida con un caudal punta de más de

$13000\text{m}^3/\text{s}$, con un hidrograma de descarga asimétrico según el cual el desagüe de la presa se produjo en unos 26 minutos.

2. La onda de avenida presentó velocidades punta de 30m/s , y calados de 24m en el cañón del Tera, por lo tenía un gran poder de arrastre capaz de afectar al modelado de este tramo.
3. El desagüe de la avenida se produjo en la llanura de Ribadelago. La reducción de la pendiente supuso una considerable pérdida de energía y de poder de arrastre, generándose una acumulación importante de sedimentos en esta zona.
4. Inmediatamente aguas arriba de Ribadelago, la avenida tuvo un drenaje parcial en la margen izquierda y hacia el lago, aprovechando un pequeño cañón.
5. El tiempo estimado de llegada a Ribadelago de la onda de crecida máxima fue de unos 25 minutos desde el inicio de la misma. En estas condiciones cualquier sistema de alerta temprana, como los existentes hoy en día, tampoco hubiese sido eficaz.
6. La duración de la descarga completa en el casco urbano de Ribadelago fue de algo más de una hora.
7. La relación de calados y velocidades durante la hora de descarga eran suficientes para generar una gran destrucción estructural de todas las edificaciones e infraestructuras.
8. Todos los resultados hidráulicos corroboran la gran destrucción generada y el escenario catastrófico observado en las imágenes históricas.

Bibliografía

- [1] Ayala-Carcedo, F.J., Olcina-Cantos, J., Laín-Huerta, L. y González-Jiménez, A., Riesgos naturales y desarrollo sostenible: Impacto, predicción y mitigación. Edit. Instituto Geológico y Minero de España, 2007.
- [2] Rubín de Célix-Caballero, M., Seguridad de presas: Pasado, presente y futuro. Revista del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. [en línea]. 62, pp. 12-21, 2003. Disponible en: http://maxconn.sepreem.es/st_ns_f/SEGURIDAD_DE_PRESAS.pdf
- [3] González-Martín, J.A., Pintado-Céspedes, C. y Fidalgo-Hijano, C. Fuentes documentales gráficas para el estudio de los pretéritos paisajes fluviales: Los proyectos españoles de presas y embalses. Agua y Territorio, 5, pp. 68-84, 2015. DOI: 10.17561/at.v0i5.2535
- [4] Davies, M.P., McRoberts, E. and Martin, T., Static liquefaction of tailings: Fundamentals and case histories. Proceedings Tailings Dams ASDSO/USCOLD, [online]. pp. 233-255, 2002. Available at: <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/summary?doi=10.1.1.561.3723>
- [5] Ayala-Carcedo, F.J., La rotura de la balsa de residuos mineros de Aznalcóllar (España) de 1998 y el desastre ecológico consecuente del río Guadiamar: Causas, efectos y lecciones. Boletín Geológico y Minero, [en línea].115 (4), pp. 711-738, 2004. Disponible en: http://aiplanetatierra.igme.es/Boletin/2004/115_4_2004/ART%208.pdf
- [6] PoEMAS., Antes fosse mais leve a carga: Avaliação dos aspectos econômicos, políticos e sociais do desastre da Samarco/Vale/BHP em Mariana (MG). Mimeo. 2015.
- [7] Fread, D.L., The development and testing of a dam-break flood forecasting model. Proc. of Dam-Break Flood Modeling Workshop, U.S. Water Resources Council, Washington, D.C., [online]. pp. 164-197, 1977. Available at: http://www.nws.noaa.gov/oh/hrl/hsmbr/docs/hydraulics/papers_befor_e_2009/hl_108.pdf
- [8] Fread, D.L., DAMBRK: The NWS dam-break flood forecasting model. Vol. 4. Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, NOAA, [online]. 1984. Available at:

- http://origin.www.nws.noaa.gov/oh/hrl/hsmb/docs/hydraulics/papers_before_2009/hl_149.pdf
- [9] International Commission of Large Dams: Dam-break flood analysis, volume Bulletin 111. 1998.
- [10] Cuervo, A.E., Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER) en el análisis del rompimiento de presas de materiales sueltos. Tesis de Maestría. Universitat Politècnica de Catalunya. Departament d'Enginyeria Hidràulica, Marítima i Ambiental, Barcelona, España. 2012.
- [11] National Research Council. Risk analysis and uncertainty in flood damage reduction studies. National Academies Press, 2000.
- [12] Clausen, L.K., Potential dam failure: estimation of consequences, and implications for planning. Thesis PhD at the School of Geography and Planning at Middlesex Polytechnic collaborating with Binnie and Partners, Redhill. 1989.
- [13] Stephenson, D., Integrated flood plain management strategy for the Vaal. Urban Water. 4, pp. 425-430, 2002. DOI: 10.1016/S1462-0758(02)00032-8
- [14] MMA - Ministerio de Medio Ambiente. Guía técnica clasificación de presas en función del riesgo potencial. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas. 1996.
- [15] BOE. REAL DECRETO 9/2008, de 11 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril.
- [16] Martín-García, E. y Plogmann, H., Puebla de Sanabria (mapa geológico). Madrid: IGME. Instituto Geológico y Minero. (Mapa Geológico de España, MAGNA, hoja 267). Escala 1:50.000. Proyección y Cuadrícula UTM. Elipsoide InEscala 1:50.000 Internacional. Huso 29. 1979.
- [17] Rodríguez-Fernández, L.R., Encinado (mapa geológico). Madrid: IGME. Instituto Geológico y Minero. (Mapa Geológico de España, MAGNA, hoja 229). Escala 1:50.000. Proyección y Cuadrícula UTM. Elipsoide Escala 1:50.000 Internacional. Huso 29. 1972.
- [18] MARM - Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (2011). CAUMAX. Mapa de caudales máximos: Versión 2.0 Junio. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas; Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Dirección General del Agua. NIPO 770112737. [en línea]. Disponible en: http://www.magrama.gob.es/es/agua/temas/gestion-de-los-riesgos-de-inundacion/memoria_tecnica_v2_junio2011_tcm7-162773.pdf
- [19] Ramírez-Oyanguren, P. and Leandro, R., Mecánica de rocas: Fundamentos e ingeniería de taludes. No. 727. Red DESIR, 2004.
- [20] Bieniawski, Z.T., Engineering rock mass classifications. New York: Wiley. 1989.
- [21] Bieniawski, Z.T., Determining rock mass deformability—experiences from case histories. Int. J. R. Mech. Min. Sci. and Geom. Abstr., 15, pp. 237-247, 1978.
- [22] Nimmert, J., Fritsch, E. and Ploner, S., Dam break flood analysis for small dams, example of use – problems and approaches. 8th ICOLD European Club Symposium; dam safety: Sustainability in a changing environment; by ATCOLD; pp 595-598, 2010.
- [23] Chow, V.T., Open-channel hydraulics. New York, McGraw- Hill Book Co. 1959
- [24] Ayala-Carcedo, F.J., Estrategias y medidas de mitigación del riesgo de inundaciones. Gestión de zonas inundables. En: Riesgos naturales (Olcina Cantos, J y F.J. Ayala-Carcedo, eds.), Ariel, Barcelona pp. 977-995, 2002b.

J.L. Prieto Calderón, PhD en Ingeniería de Minas por la Universidad de Vigo, España en 2014. Es profesor asociado en el Área de Física Aplicada de la Escuela Politécnica Superior de Zamora (España) y Empleado de la Subdelegación del Gobierno en Zamora.
ORCID: 0000-0002-3969-2468.

R. Marín-Alegria López, PhD en Ingeniería de Minas por la Universidad de Vigo, España en 2005. Es profesor Adjunto en la Universidad Europea Miguel de Cervantes, Valladolid (España) y Técnico Superior en riesgos naturales y antrópicos de Protección Civil de la Delegación del Gobierno en Castilla y León (España), donde desarrolla trabajos de investigación asociado con la gestión y prevención de riesgos.
ORCID: 0000-0002-0530-1174.

J. Taboada Castro, PhD en Ingeniería de Minas en 1993 por la Universidad de Oviedo, España y catedrático de la Universidad de Vigo, España. Su trayectoria profesional se ha centrado en la investigación sobre la explotación minera y las tecnologías respetables con el medio ambiente y especializado en la evaluación y modelación de riesgos e impactos ambientales. El Dr. Taboada es coordinador de del programa de doctorado de la Ingeniería de Minas de la Universidad de Vigo, España. Uno de sus proyectos más recientes es el software SISMIGAL, cuyo objetivo era desarrollar una herramienta para la gestión del riesgo sísmico en Galicia.
ORCID: 0000-0002-9181-766X.

I. Montequi Martín, Dra. en Ciencias, sección de Químicas, por la Universidad de Valladolid, España en 1986. Profesora en la Universidad Europea Miguel de Cervantes, España, con la categoría de profesor director, directora de la Escuela Politécnica Superior del 2002 al 2004 y defensor de la Comunidad Universitaria desde mayo del 2007. La Dra. Montequi fue investigadora principal del proyecto AGUEDA, y cuenta con una amplia experiencia en la gestión de proyectos científicos y de investigación sobre química analítica y cinética de las reacciones.
ORCID: 0000-0002-2878-4180.

G. Sanz Lobón, PhD en Tecnología Ambiental por la Escuela de Ingeniería de Minas de la Universidad de Vigo (España) en 2014. Es investigador de la Universidad Federal de Goiás (Brasil). Vinculado al Instituto Nacional de Ciência e Tecnologia em Ciências Forenses, analizando los riesgos e impactos el impacto de las drogas de abuso sobre los recursos hídricos usando herramientas SIG y de simulación numérica.
ORCID: 0000-0002-2600-470X.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

SEDE MEDELLÍN
FACULTAD DE MINAS

Área Curricular de Ingeniería
Geológica e Ingeniería de Minas y Metalurgia

Oferta de Posgrados

Especialización en Materiales y Procesos
Maestría en Ingeniería - Materiales y Procesos
Maestría en Ingeniería - Recursos Minerales
Doctorado en Ingeniería - Ciencia y Tecnología de
Materiales

Mayor información:

E-mail: acgeomin_med@unal.edu.co
Teléfono: (57-4) 425 53 68