

Estudio numérico para la elaboración de mapas de inundación considerando la hipótesis de rotura en balsas para riego

Numerical study for the development of flood maps considering the break hypothesis in irrigation reservoirs

Sánchez-Romero, F.J.^{a1}, Pérez-Sánchez, M.^{b1,*}, Redón-Santafé, M.^{a2}, Torregrosa Soler J.B.^{a3}, Ferrer Gisbert, C.^{a4}, Ferrán Gozávez, J.J.^{a5}, Ferrer Gisbert, A.^{a6}, López-Jiménez, P.A.^{b2}

^aDepartamento de Ingeniería Rural y Agroalimentaria. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n 46022. España.

E-mail: ^{a1}fcosanro@agf.upv.es, ^{a2}miresan@agf.upv.es, ^{a3}jbtorreg@fis.upv.es, ^{a4}caferrer@agf.upv.es, ^{a5}jjferran@agf.upv.es, ^{a6}aferrerg@agf.upv.es

^bDepartamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n 46022. España.

E-mail: ^{b1}mopesan1@upv.es, ^{b2}palopez@upv.es

Recibido: 02/11/2017

Aceptado: 08/11/2018

Publicado: 31/01/2019

Citar como: Sánchez-Romero, F.J. Pérez-Sánchez, M., Redón-Santafé, M., Torregrosa Soler J.B., Ferrer Gisbert, C., Ferrán Gozávez, J.J., Ferrer Gisbert, A., López-Jiménez, P.A. 2019. Numerical study for the development of flood maps considering the break hypothesis in irrigation reservoirs. *Ingeniería del agua*, 23(1), 1-18. <https://doi.org/10.4995/la.2019.8892>

RESUMEN

La necesidad de regular los volúmenes de agua en función de las necesidades de riego y la disponibilidad de los recursos hídricos ha provocado la construcción de un gran número de balsas de riego. El presente trabajo describe el proceso para el desarrollo de mapas de inundación en caso de rotura, los cuales son obligatorios según la normativa española. Este proceso ha sido aplicado a 14 casos de estudio reales, empleándose los modelos de cálculo FLDWAV e IBER. Los resultados han mostrado que existen diferencias al considerar las distintas formas de rotura: tubificación o sobrevertido, obligando a que ambas sean consideradas. A partir de los valores de calado y velocidad se han definido diferentes criterios de daño, que permiten una interpretación más específica de las zonas inundadas. El estudio realizado contribuye a una mejor interpretación de este tipo de situaciones, así como ayudar en la planificación y gestión de posibles emergencias.

Palabras clave | daño; rotura balsa; tubificación; sobrevertido; IBER.

ABSTRACT

The need to regulate the water volume as a function of irrigation needs, as well as the availability of hydric resources, caused the building of a high number of irrigation reservoir. This research describes the process for the development of floods maps when the break hypothesis is considered in irrigation reservoirs. This process was applied on 14 study cases, using FLDWAV and IBER model. The results showed the difference between the failure forms (piping and overtopping). These differences force to consider the two failure hypotheses in the study. Different criteria of damage were defined through velocity and depth values, which enable to interpret more specific the risk areas. The study contributes to improve the interpretation of this type of situations, helping in the planning and management of these possible emergencies.

Key words | damage; failure earth reservoir; piping; overtopping; IBER.

INTRODUCCIÓN

A partir de los años 60 del siglo pasado y debido a la necesidad de aumentar la garantía de suministro en los cultivos, se comenzaron a construir balsas de tierra para riego en España. En los últimos años, debido a: la inexistencia de nuevas obras de regulación en los ríos, a la modernización de regadíos y a la utilización de aguas regeneradas así como desaladas, ha aumentado considerablemente el número de estas obras según Zapata-Raboso (2003). En la actualidad, el número de grandes presas registradas en España es de 1230, mientras que para balsas se estima un número entre 50000 y 80000 según González-Ortega (2010). Estas obras se distribuyen a lo largo del país, encontrándose principalmente en el sur y suroeste (principalmente en la Comunidad Valenciana, Región de Murcia y Andalucía), constituyendo uno de los pilares básicos del sector agrario de regadío en España según Zapata Raboso (2003).

La seguridad es una exigencia más en el desarrollo de las sociedades modernas actuales y el nivel de seguridad exigido para las balsas de tierra, y en general para cualquier infraestructura, es cada vez mayor. En este sentido, el Gobierno de España (1995) aprobó la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones en España (DBPPC). Esta directriz tenía como objeto el establecimiento de los requisitos mínimos que deben cumplir los correspondientes Planes Especiales de Protección Civil (PEPC). Estos planes hacen posible la coordinación y actuación de los distintos servicios y Administraciones implicadas. Las inundaciones consideradas por la DBPPC son todas aquellas que representen un riesgo para la población y los bienes, produciendo daños en infraestructuras básicas o la interrupción de servicios esenciales para la comunidad. Estas inundaciones pueden clasificarse en tres tipos: (i) inundaciones por precipitación *in situ*; (ii) inundaciones por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces; (iii) e inundaciones por rotura o la operación incorrecta de obras de infraestructura hidráulica. Para la planificación y gestión de estos fenómenos, la DBPPC requiere delimitar las zonas que pudieran verse afectadas, así como la estimación de los daños que pudieran ocasionar estos tipos de inundación.

A raíz del Real Decreto 09/2008 (RD_09/2008), el Gobierno de España (2008) modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico (RDPH), obligando a las balsas de tierra para riego a quedar incluidas dentro de las futuras normas técnicas de seguridad. Actualmente, diferentes Administraciones públicas están requiriendo a los titulares de estas infraestructuras (balsas) los necesarios estudios de zonificación territorial y estimación de los daños por rotura como herramienta para la gestión de futuras emergencias que pudiesen producirse por rotura de la misma.

Estos estudios se obtienen a partir del desarrollo de modelos hidráulicos, estimándose las diferentes variables hidráulicas (e.g., calado, velocidad), lo que permite evaluar tanto las áreas inundadas, así como las posibles afecciones a personas, edificaciones, carreteras y/o infraestructuras. Además, para mejorar la planificación y gestión de la emergencia también es necesario conocer: la estimación de los tiempos de llegada de la onda de rotura, el tiempo para el cuál se obtienen los valores máximos y los tiempos de permanencia de la onda de rotura.

Este tipo de estudios se han realizado tradicionalmente para las presas, existiendo gran experiencia al respecto (Bruau García y García Navarro, 2001; Kumar *et al.*, 2017). Las balsas de tierra para riego presentan ciertas analogías con las presas, pero también notables diferencias que suponen un tratamiento distinto en el análisis de los fenómenos de rotura y su posterior propagación. Sánchez-Romero (2014) indica que las principales diferencias son:

- Las presas cortan un cauce natural, por lo que cualquier tipo de rotura que se produzca en el dique principal, se encauza rápidamente en cauces definidos. Por lo tanto, la ubicación de la rotura suele ser única y el flujo producido puede analizarse tanto de manera unidimensional como bidimensional. Sin embargo, las balsas se construyen donde se necesitan, eligiéndose emplazamientos condicionados a la función a realizar. Su emplazamiento (e.g. en puntos altos), puede obligar al estudio de diferentes escenarios en función de la ubicación de la rotura del dique. La posterior propagación de la onda, en muchos casos se realiza por zonas secas sin cauces definidos, que nunca han sido inundadas, y en el que los modelos unidimensionales no son capaces de definir correctamente los flujos, siendo recomendable la utilización de modelos numéricos bidimensionales.
- Los cauces que cortan las presas pueden presentar caudales con una gran variabilidad. El cálculo de estos caudales presenta cierta complejidad al ser un fenómeno natural y depender de multitud de variables. La falta de información en las series históricas o los propios modelos de cálculo utilizados, pueden llegar a infravalorar estos caudales. Según

Zhang *et al.* (2009) la principal causa para el colapso de las presas es la rotura por sobrevertido, por encima de otras causas como la tubificación, deslizamiento, etc.. Las balsas reciben caudales significativamente menores, siendo conocidos y controlados. Ante cualquier eventualidad se puede actuar rápidamente sobre estos caudales entrantes simplemente accionando algún tipo de mecanismo, para posteriormente proceder al vaciado de la balsa si es necesario.

- Las balsas de tierra se suelen construir donde se necesitan por razones de ubicación, cota, capacidad, etc.. utilizándose el material existente como material de construcción para los diques, generalmente sin seleccionar. Esto implica que se debe impermeabilizar completamente el vaso mediante sistemas artificiales (principalmente geomembranas). Estos sistemas en caso de fallo pueden dar lugar a filtraciones, que podrían desencadenar una rotura por tubificación, si no se disponen sistemas de drenaje adecuados. Por lo tanto, la principal causa de colapso en balsas es la tubificación.

El presente artículo describe el proceso desarrollado para la zonificación territorial de las zonas afectadas en caso de rotura de 14 balsas de riego existentes. En este estudio se pone en evidencia la diferencia entre considerar las distintas formas de colapso (e.g., tubificación y sobrevertido). A partir de los resultados obtenidos en las simulaciones hidráulicas se propone una categorización de los posibles daños, permitiendo una mejor interpretación de las afecciones y ayudando en la posible gestión en caso de emergencia. El presente artículo debe contribuir a la elaboración de similares estudios de este tipo de obras, los cuáles deben ser acometidos desde la aprobación del RD_09/2008 y que actualmente la mayoría de balsas para riego carecen de los mismos.

MATERIAL Y MÉTODOS

Proceso

El proceso desarrollado (Figura 1) describe las diferentes fases a realizar para el análisis del fenómeno de rotura sobre balsas de tierra. La primera fase (Fase 1) conlleva la adquisición de datos para poder desarrollar las posteriores fases. La segunda fase (Fase 2) caracteriza la forma de rotura, calculando el hidrograma de rotura, ya sea por tubificación o sobrevertido. Esta fase es necesaria si se utiliza un modelo bidimensional, ya que a día de hoy según Sánchez-Romero (2014), estos modelos no son capaces de simular rotura por tubificación y sólo algunos de ellos implementan la capacidad de cálculo de rotura por sobrevertido. La tercera fase (Fase 3) implica la utilización de un modelo de propagación acorde con las características que presenta la zona afectada. Para los casos de estudio se ha utilizado el modelo numérico bidimensional IBER descrito en Bladé *et al.* (2014b). La cuarta fase (Fase 4) propone el tratamiento de los resultados obtenidos, así como su análisis y síntesis para obtener como resultado final, los mapas de inundación generales y descriptivos para toda la zona, además de la información detallada de aquellos elementos que pudiesen verse afectados por la hipotética rotura.

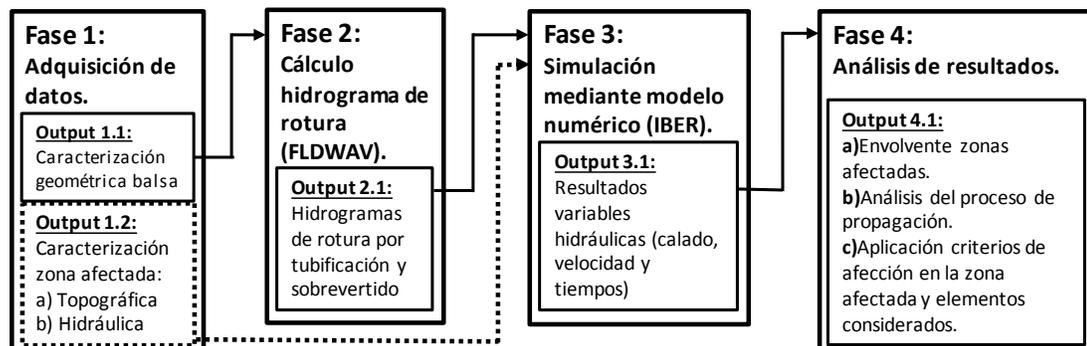


Figura 1 | Proceso desarrollado para cada caso de estudio analizado.

Adquisición de datos (Fase 1)

Dentro de la obtención de datos para la realización del estudio, es fundamental la caracterización geométrica de la balsa (Output 1.1), así como la determinación de las características de la posible zona afectada (Output 1.2). En la descripción geométrica

de la balsa, junto con las características más significativas (volumen movilizable, altura interior y exterior, taludes y ancho de coronación), es necesaria la obtención de la curva altura-área del vaso de la balsa. Respecto a la descripción de la zona afectada, el factor principal es la topografía de la zona, ya que puede determinar la elección del modelo numérico (1D y/o 2D) de propagación. El comportamiento hidrodinámico de carácter bidimensional en las zonas de estudio ha exigido el empleo de modelos numéricos bidimensionales.

En segundo lugar, la visita *in situ* tanto de la balsa, así como de la hipotética zona afectada, es fundamental para el correcto desarrollo del mapa de inundación. Esta visita permite establecer las ubicaciones de las posibles roturas en el dique de la balsa y por lo tanto determinar el número de escenarios de rotura a analizar. Se deberán analizar los suficientes escenarios para afectar a todos los posibles elementos aguas abajo. Respecto a la zona afectada, es imprescindible realizar un inventario de todos aquellos elementos que pudieran verse afectados (casas, aperos agrícolas, caminos rurales, carreteras, líneas eléctricas, etc.), siendo necesario la toma de fotografías y datos relativos a su ubicación. Además, en este tipo de estudios, es frecuente encontrar puntos singulares al flujo (e.g., pasos de carreteras, obstrucciones, motas) que deben ser caracterizados geoméricamente para su introducción en el modelo numérico de propagación.

Cálculo del hidrograma de rotura (Fase 2)

La posible rotura (tubificación o sobrevertido) en este tipo de infraestructuras se produce de manera progresiva. En la actualidad existen diferentes metodologías y modelos numéricos que permiten predecir la forma y progresión de la brecha, así como determinar el hidrograma de rotura según los parámetros contemplados (Wahl *et al.*, 2008; Morris, 2009; Wu *et al.*, 2011). Dentro de estos modelos destacan los paramétricos por su versatilidad y su fácil implementación en los modelos de propagación de la onda de rotura (Greimann, 2004; Wahl, 2010). Los modelos paramétricos permiten al usuario la introducción de la forma final de la brecha y del tiempo de formación, así como otro tipo de parámetros que definen de una manera simple la progresión temporal de la rotura del dique, ya sea por tubificación o sobrevertido, obteniéndose finalmente el hidrograma de rotura.

Para el presente estudio se ha utilizado el modelo paramétrico implementado en el modelo unidimensional de propagación FLDWAV desarrollado por Fread (1998). Este modelo sustituye al también modelo unidimensional DAMBRK también desarrollado por Fread (1993). Estos modelos han sido utilizados ampliamente a nivel mundial debido a su capacidad de análisis de rotura de diques, presentando mejores opciones y técnicas que los demás modelos frente a problemas de estabilidad y convergencia numérica, además de tener una difusión gratuita. Esto ha permitido que gran número de investigadores los hayan utilizado, testeado y modificado, siendo utilizados para la calibración de otros códigos numéricos (Bozkus y Kasap, 1998; Villanueva *et al.*, 1999; National Weather Service, 2007; Heimrich, 2009). En el presente trabajo el modelo paramétrico implementado en FLDWAV ha sido usado para el cálculo de los hidrogramas de rotura (Output 2.1).

La metodología desarrollada por Fread y Lewis (1988) e implementada en el modelo FLDWAV para el cálculo del hidrograma de rotura se fundamenta en la interrelación de tres procesos. El primer proceso es el balance de volúmenes dentro del embalse (en este caso balsa), el segundo proceso es el cálculo del caudal instantáneo de rotura y el último es el proceso de erosión y formación de la brecha. Respecto al balance de volúmenes el modelo tiene en cuenta el posible caudal entrante al sistema, la geometría del embalse (curva altura-área) y el caudal instantáneo de rotura. El modelo calcula la altura de agua en el interior del embalse para cada incremento de tiempo. En el régimen común de explotación en balsas, los caudales de entrada son varios órdenes de magnitud inferiores a los caudales máximos por rotura (tanto por sobrevertido como por tubificación), y aunque se tienen que tener en cuenta para iniciar el proceso de rotura por sobrevertido, estos caudales suelen ser despreciables en el cálculo de los caudales máximos. Sólo en el caso de rotura encadenada de balsas los caudales de entrada pueden tener suficiente entidad para ser considerados según Sánchez-Romero (2014).

Respecto al cálculo del caudal instantáneo por rotura, éste depende si la rotura es por sobrevertido o tubificación. Para la rotura por sobrevertido (Figura 2a), el cálculo del caudal instantáneo se realiza suponiendo que el flujo se comporta como un vertedero de cresta ancha, calculándose según la siguiente ecuación

$$Q_b = c_v \cdot k_s \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \left(\frac{2}{3} \cdot b_s \cdot (h_i - h_b)^{1.5} + \frac{8}{15} \cdot z \cdot (h_i - h_b)^{2.5} \right) \quad (1)$$

donde Q_b es el caudal instantáneo (m^3/s), c_v el coeficiente de aproximación para la velocidad, k_s factor de sumergencia debido a la altura de agua en la sección aguas abajo, C_d el coeficiente de descarga igual a 0.579, b_s anchura instantánea del fondo de la brecha (m), h_i altura de agua aguas arriba de la brecha (m), h_b altura del fondo de la brecha (m) y z talud de la brecha. El factor de sumergencia k_s viene dado por la siguiente expresión

$$k_s = 1 - 27.8 \cdot \max(0, (R - 0.67))^3 \quad (2)$$

$$R = \frac{h_{i+1} - h_b}{h_i - h_b} \quad (3)$$

siendo h_{i+1} la altura de agua en la sección aguas abajo de la brecha (m). El coeficiente de aproximación para la velocidad viene dado según

$$c_v = 1 + \left(\frac{V_i}{0.819 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_i - h_b)}} \right)^2 \quad (4)$$

siendo V_i la velocidad de aproximación (m/s). En el caso de rotura por sobrevertido en el comienzo de la formación de la brecha, el caudal entrante es vertido por coronación, hasta que la brecha es suficientemente importante para desaguar todo el caudal.

En el caso de rotura por tubificación (Figura 2b), el caudal instantáneo Q_b se calcula inicialmente suponiendo un desagüe por orificio según la siguiente ecuación:

$$Q_b = C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot S \cdot \sqrt{h_i - \max(h_p, h_{i+1})} \quad (5)$$

siendo C_d el coeficiente de desagüe de orificio igual a 0.598, h_p altura media de la tubificación (m), S área del orificio igual a

$$S = 2 \cdot b_s \cdot (h_p - h_b) \quad (6)$$

siendo b_s anchura instantánea del orificio (m). El cálculo de desagüe por orificio se utiliza siempre que se cumpla la siguiente condición

$$\frac{h_i - h_p}{h_p - h_b} > 2 \quad (7)$$

Cuando deja de cumplirse la Ecuación (7), el flujo pasa a calcularse según la Ecuación (1). El modelo supone que se produce el paso de vertido por orificio a vertedero de cresta ancha, en el instante en el que la altura hidrostática en el orificio es menor que el diámetro de éste. En esta transición se asume que el material entre el techo del orificio y la coronación de la balsa colapsa y es arrastrado, convirtiéndose el flujo en un vertedero de lámina libre:

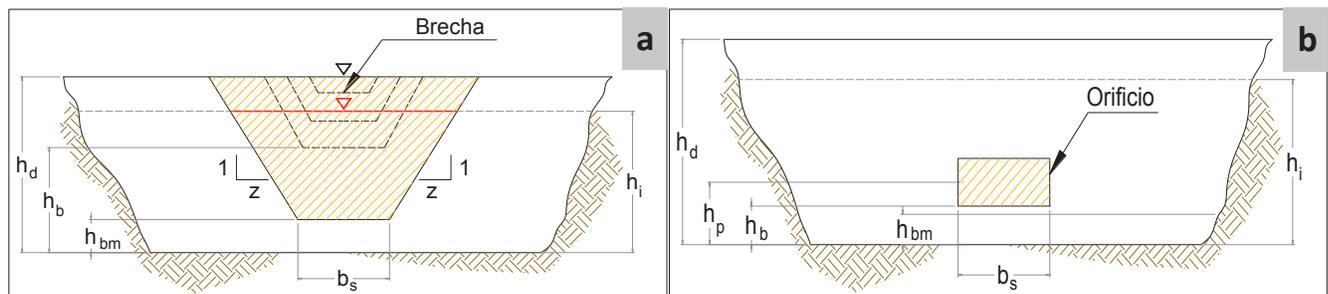


Figura 2 | Esquemas de rotura: (a) por sobrevertido (b) y rotura por tubificación.

Para cada instante de tiempo, se desarrolla la rotura desde cero hasta su totalidad en un tiempo denominado tiempo de formación t_f . La anchura instantánea y la altura del fondo en la rotura vendrán dadas por

$$b_s = (\bar{b} - z \cdot h_d) \cdot \left(\frac{t_b}{t_f} \right)^{\rho_0} \quad (8)$$

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm}) \cdot \left(\frac{t_b}{t_f} \right)^{\rho_0} \quad (9)$$

donde b_s es la anchura instantánea de la brecha u orificio (m), \bar{b} es la anchura media (m), h_d es la altura total de la balsa (m), h_{bm} es la altura final de brecha u orificio (m), h_b es la altura instantánea del fondo de la brecha u orificio (m), t_b es el tiempo instantáneo de cálculo (segundos), t_f es el tiempo de formación de la brecha (segundos) y ρ_0 es el exponente de formación, que es interpretado como el grado de no linealidad de crecimiento. Considerando $\rho_0=1$ para roturas por sobrevertido y $\rho_0=4$ para roturas por tubificación (Fread, 1998; Sánchez-Romero, 2014).

Esta metodología es similar a la utilizada por los modelos HEC-RAS, MIKE11 y SMPDBK para el cálculo de los hidrogramas de rotura (Greimann, 2004; Sánchez-Romero, 2014).

Los valores para la anchura media, tiempo de formación y talud de brecha, son parámetros a definir por el usuario. Aunque existen muchas formulaciones basadas principalmente en roturas históricas para el cálculo de estos parámetros (Wahl, 1998, 2004; Froehlich, 2008), en España se utilizan las expresiones y recomendaciones propuestas por la “*Guía Técnica para la Clasificación de presas en función del riesgo potencial*” y “*Guía técnica para la elaboración de los Planes de Emergencia de presas*” (Ministerio de Medio Ambiente de España, 1996, 2001), que proponen las siguientes expresiones para la modelización de la formación de brecha

$$\bar{b} = 20 \cdot (V \cdot h_w)^{0.25} \quad (10)$$

$$t_f = 4.8 \cdot \frac{V^{0.5}}{h_w} \quad (11)$$

donde V es el volumen movilizable de la balsa en la rotura (Hm^3) y h_w es la altura de agua en la balsa en la rotura (m). Para la formación del talud se recomienda utilizar un valor de 1. Aunque estas expresiones no tienen en cuenta las diferencias para estos parámetros en rotura por sobrevertido o tubificación (MacDonald y Langridge-Monopolis, 1984; Froehlich, 1995; Wahl, 1998), y entre presas (gran volumen) y balsas (pequeños volúmenes) (Walder y O’Connor, 1997; Xu and Zhang, 2009), son utilizadas comúnmente para este tipo de estudios para cualquier forma de rotura.

Simulación mediante modelo numérico (Fase 3)

Hasta hace relativamente pocos años, la modelización unidimensional (1D) era prácticamente la única alternativa, sin embargo, en el presente se han generalizado los modelos bidimensionales (2D) y se empiezan a utilizar los tridimensionales (3D). En los modelos 1D el problema principal es la definición de las secciones transversales cuando existen llanuras de inundación importantes y el cauce principal tiene cierta curvatura. Además la velocidad del agua no es constante dentro de la sección, debiéndose utilizar diferentes métodos para estimar la variación de esta variable (Bladé *et al.*, 2014a; Sánchez-Romero *et al.*, 2018). Los modelos 1D pueden presentar ciertas ventajas frente a los modelos 2D-3D, como un requerimiento menor en recursos de cálculo, y por lo tanto menores tiempos de ejecución. Los programas de referencia 1-D a nivel mundial han sido el FLDWAV y HEC-RAS, los dos de difusión libre, existiendo también otros modelos de tipo comercial como el MIKE11, SOBEK e ISIS-FLOW.

En los modelos 2D es necesario la generación de una malla formada por una serie de celdas poligonales que representen la topografía y que se adapten al caso de estudio. Este proceso suele requerir de una mayor carga de trabajo según Bladé *et al.* (2014a). Actualmente existen diferentes modelos 2D (e.g., QUAD2D, RIVERFLOW2D, MIKE21, SOBEK, RMA2, HVEL2D, INFOWORKS 2D y FLO 2D), en continuo desarrollo y mejora, que utilizan diferentes esquemas numéricos para resolver los

sistemas de ecuaciones involucrados en el proceso según Echeverribar *et al.* (2017). Actualmente a causa del avance tanto en poder computacional como en la capacidad de memoria disponible de los computadores, los modelos numéricos 3D basados en las ecuaciones de Navier-Stokes se han convertido en una alternativa de análisis según Sánchez-Cordero *et al.* (2018).

El modelo IBER es un modelo numérico bidimensional de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no-permanente y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial, siendo utilizado tanto para el análisis de cuestiones medioambientales, de inundaciones de tipo fluvial, así como inundaciones por rotura de infraestructuras (Bladé *et al.*, 2014c; Anta *et al.*, 2015; González-Aguirre *et al.*, 2016; Areu-Rangel *et al.*, 2017).

El modelo IBER dispone de un módulo para el cálculo directo del hidrograma de rotura por sobrevertido, no estando implementado la rotura por tubificación. Para balsas, donde la principal forma de fallo es tubificación, es necesario la introducción directa al modelo del hidrograma. En el presente trabajo, para cada uno de los escenarios contemplados se han calculado los hidrogramas de rotura mediante el modelo FLDWAV y éstos han sido introducidos como condiciones de entrada en el modelo IBER. Para la rotura por tubificación (H1) se considera un fallo por filtraciones desde el fondo de la balsa hasta el exterior, suponiendo la balsa a su nivel máximo normal (labio de aliviadero). Para la rotura por sobrevertido (H2), se supone la balsa a su nivel de coronación y un caudal de entrada máximo, considerando un fallo por sobrevertido por ineficacia del aliviadero o grandes asientos en la coronación.

Las simulaciones realizadas para los diferentes escenarios e hipótesis de rotura consideradas han permitido la obtención de las diferentes variables hidráulicas (e.g., calado, velocidad, tiempos) en cada caso de estudio (Output 3.1).

Análisis de resultados (Fase 4)

Para la planificación y gestión en caso de rotura, es necesaria una descripción gráfica del fenómeno que permita a los diferentes agentes que intervienen en una posible emergencia, interpretar los posibles daños generados y poder determinar cuáles son las mejores estrategias para mitigarlos. Desde un punto de vista general, es imprescindible la cuantificación de la envolvente de la extensión de zona afectada, así como la representación de la progresión de la onda de rotura (Output 4.1a). Un inventariado de los posibles elementos afectados permite que, para cada uno de ellos, se obtengan la variación del calado y velocidad a lo largo del tiempo, lo que proporciona información sobre las posibles afecciones (Output 4.1b). Los Sistemas de Información Geográfica (SIG) permiten que los resultados de la modelización numérica se pueden combinar con datos georreferenciados, siendo posible una calificación y cuantificación de los posibles daños y afecciones (Output 4.1c).

Sánchez-Romero (2014) expone que en un proceso de rotura de una balsa, el vaciado se suele producir en minutos, y en algunos casos en horas. Además no existe un caudal de aporte importante que siga alimentando a la onda de rotura. Por lo tanto, los tiempos en el que las inundaciones pueden generar daños sobre los elementos afectados, por calados y velocidades excesivas, son del orden de unos pocos minutos, e incluso inexistentes. La DBPPC establece que la seguridad de la población afectada se basa en su aviso mediante diferentes sistemas de alerta para su autoprotección. En este sentido, es interesante conocer en qué medida la población afectada puede protegerse de la inundación, ya sea desplazándose a zonas seguras y/o refugiándose en aquellas edificaciones que sean capaces de resistir la inundación. Por lo tanto, es interesante evaluar el grado de afecciones, fundamentalmente para las personas, vehículos y edificios, con el objetivo de poder priorizar las actuaciones en materia de autoprotección.

La estabilidad de las personas a través de una corriente de agua, ha sido estudiada por diferentes autores (Abt *et al.*, 1989; Nanía, 1999; Karvonen *et al.*, 2000). En general hay un amplio consenso en que el nivel de peligrosidad para las personas está principalmente asociado con la velocidad, el calado y el producto de ambos (Témez, 1992; Martínez-Gomariz *et al.*, 2016). El RD_09/2008 propone como *Zona peligrosa* aquella que cumpla con alguno de estos criterios $v \geq 1$ m/s o $y \geq 1$ m o $v \cdot y \geq 0.5$ m²/s, siendo v velocidad, e y calado, siendo el resto *Zona no peligrosa*.

Según Nanía (1999) los límites anteriormente propuestos son adecuados para evaluar la pérdida de vidas humanas, pero resultan excesivos para zona pobladas, ya que calados ligeramente inferiores quizás no ocasionarían ninguna pérdida humana, pero si cuantiosas pérdidas materiales y otros accidentes. Además, es importante evaluar también la afección a vehículos, para determinar su flotabilidad y su posible uso en caso de emergencia. La Agencia Catalana del Agua (2003) utiliza el mismo criterio

que el RD_09/2008, pero aplica un criterio en la *Zona no peligrosa*, proponiendo una zona denominada *Zona moderada* a aquella que cumpla con alguno de estos criterios $v \geq 0.4$ m/s, $y \geq 0.4$ m y $v \cdot y \geq 0.08$ m²/s.

Clausen y Clark (1990) analizaron los daños en edificaciones producidos por la rotura de la presa Dale Dyke, proponiendo un criterio de daño en edificaciones basado en los siguientes criterios: *Zona de daños totales* para $v \geq 2$ m/s y $v \cdot y \geq 7$ m²/s y *Zona de daños parciales* para $v \geq 2$ m/s y $v \cdot y \geq 3$ m²/s. Este mismo criterio es utilizado en la norma finlandesa según Karvonen *et al.* (2000).

Combinando cada uno de estos criterios, Sánchez-Romero (2014) define en la Figura 3 los siguientes criterios de afección, que permiten a partir de los valores de velocidad y calado, determinar la posible afección tanto a personas, vehículos y edificios.

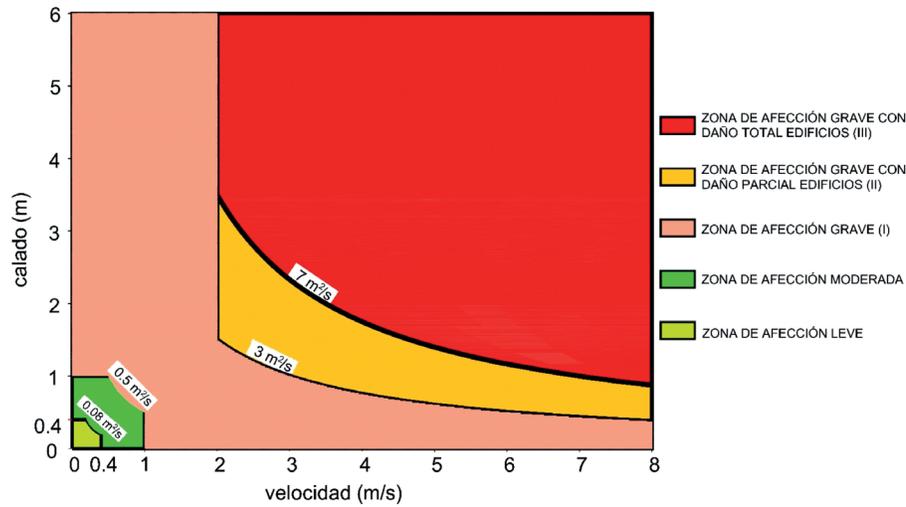


Figura 3 | Zonas de afección según valores de velocidad y calado según Sánchez-Romero (2014).

Sánchez-Romero (2014) denomina y describe cada una de estas zonas como:

- Zona de afección leve ($v \leq 0.4$ m/s y $y \leq 0.4$ m y $v \cdot y \leq 0.08$ m²/s), para esta zona el peligro para vidas humanas se debe a posibles tropiezos, caídas u otras causas de poca importancia. El daño producido sobre infraestructuras de comunicación y transporte son subsanables inmediatamente.
- Zona de afección moderada ($v \geq 0.4$ m/s o $y \geq 0.4$ m o $v \cdot y \geq 0.08$ m²/s). Para esta zona el peligro sobre vidas humanas es superior, pudiendo ocurrir daños por arrastre de objetos. En esta zona se pueden provocar cortes en los sistemas de transporte, así como daños a estructuras de energía y comunicación. La inundación puede ser capaz de introducirse en las edificaciones, sin producir afección a la estructura (en función de su tipología estructural). La flotabilidad de muchos vehículos no está asegurada, debiéndose tener en cuenta esta circunstancia para la planificación de posibles vías de escapatoria, avisos y corte de caminos y carreteras.
- Zona de afección grave (I) ($v \geq 1$ m/s o $y \geq 1$ m o $v \cdot y \geq 0.5$ m²/s). Para esta zona existe afección grave a vidas humanas. En los sistemas de transporte, energía y comunicación se pueden producir importantes daños, no pudiéndose reparar inmediatamente. El tránsito para todo tipo de vehículo es imposible. Para esta zona la inundación es capaz de introducirse en las edificaciones pudiendo provocar daños en función de la tipología estructural.
- Zona de afección grave con daño parcial en edificaciones (II) ($v \geq 2$ m/s y $v \cdot y \geq 3$ m²/s). Mismas afecciones que para la zona de afección grave (I), siendo capaz de producir daños estructurales parciales en las edificaciones. No recomendable la utilización de plantas superiores como zona de autoprotección.
- Zona de afección grave con daño total en edificaciones (III) ($v \geq 2$ m/s y $v \cdot y \geq 7$ m²/s). Mismas afecciones que para la zona de afección grave (I) y (II), siendo capaz de producir daños estructurales totales en las edificaciones. No recomendable su utilización como zona de autoprotección.

En los modelos analizados, se han encontrado zonas donde la onda de rotura se propaga mediante un flujo principal definido (e.g., vaguadas, zonas de gran pendiente, cauces definidos). El modelo IBER permite realizar cortes a la malla de cálculo. Mediante la integración en los cortes de los caudales específicos (m^2/s) en cada uno de los elementos de cálculo que componen ese corte y para cada tiempo de cálculo, se puede obtener el hidrograma de caudal (m^3/s) para el corte definido. Esta información permite evaluar la atenuación del caudal máximo de rotura, así como estimar los tiempos de llegada de la onda para diferentes cortes definidos. Estos cortes se suelen hacer coincidir con puntos críticos (edificaciones, infraestructuras, etc.). En estos casos para evaluar la atenuación del caudal máximo de rotura se define la ratio de atenuación (A) como:

$$A = \frac{Q_x}{Q_{max}} \quad (12)$$

siendo Q_x el caudal máximo en el corte definido a una distancia x de la balsa (m^3/s), Q_{max} el caudal máximo para la hipótesis de rotura considerada (m^3/s). Como ya se ha comentado anteriormente se analizan de manera separada las hipótesis de rotura por tubificación y sobrevertido, definiéndose la relación entre caudales (R_Q) como:

$$R_Q = \frac{Q_x^{tubificación}}{Q_x^{sobrevertido}} \quad (13)$$

siendo $Q_x^{tubificación}$ y $Q_x^{sobrevertido}$ los caudales máximos en el corte definido a una distancia x de la balsa en m^3/s , para la hipótesis de rotura por tubificación y sobrevertido respectivamente.

Se define también la relación entre tiempos de llegada (R_t) como:

$$R_t = \frac{t_x^{tubificación}}{t_x^{sobrevertido}} \quad (14)$$

siendo $t_x^{tubificación}$ y $t_x^{sobrevertido}$ los tiempos de llegada en el corte definido a una distancia x de la balsa en segundos, para la hipótesis de rotura por tubificación y sobrevertido respectivamente.

Caso de estudio. Introducción

El proceso descrito previamente se ha aplicado a 14 balsas de tierra para riego ubicadas en la provincia de Alicante, concretamente en la cuenca del río Vinalopó. En la Figura 4a se observa la situación de las balsas analizadas. En la Figura 4b se muestra un esquema genérico de la sección del dique donde se indican las características geométricas más significativas de las balsas analizadas. En la Figura 4c, se muestra a modo de ejemplo los escenarios estudiados para la balsa nº11.

Las balsas analizadas están todas impermeabilizadas interiormente mediante lámina de PoliEtileno de Alta Densidad (PEAD). De manera general se sitúan a media ladera o en puntos dominantes. Como se aprecia en la Figura 4b, la sección tipo del dique de las balsas analizadas consta de un ancho de coronación que oscila entre 4 y 5 metros, con taludes interiores entre 2H y 2.5H/1V, taludes de terraplén entre 1.5H y 2H/1V y taludes de desmonte entre 1H y 1.5H/1V. En la zona de terraplén está ubicada la caseta de control de válvulas, situándose también en este punto la salida por el fondo de las balsas. Todas ellas cuentan con aliviaderos en coronación dimensionados para los caudales de entrada máximos (caudales de servicio junto con caudal de lluvia sobre superficie del vaso).

Para las 14 balsas, se ha estudiado como mínimo un escenario de rotura coincidente con la salida de las conducciones que atraviesan el dique (escenario nº1). Esto es consecuencia de que en las balsas de tierra impermeabilizadas con geomembranas los accidentes graves son debidos de forma prácticamente exclusiva a patologías asociadas a filtraciones a través del dique, y concretamente las relacionadas con las vías preferentes inherentes a las estructuras que atraviesan el dique (Zapata Raboso, 2003; Adalid *et al.*, 2009). En función de la orografía de la zona, se han determinado otros posibles escenarios que implican afección a diferentes zonas. El número máximo de escenarios estudiado ha sido de 4 (Balsas nº13 y nº14).

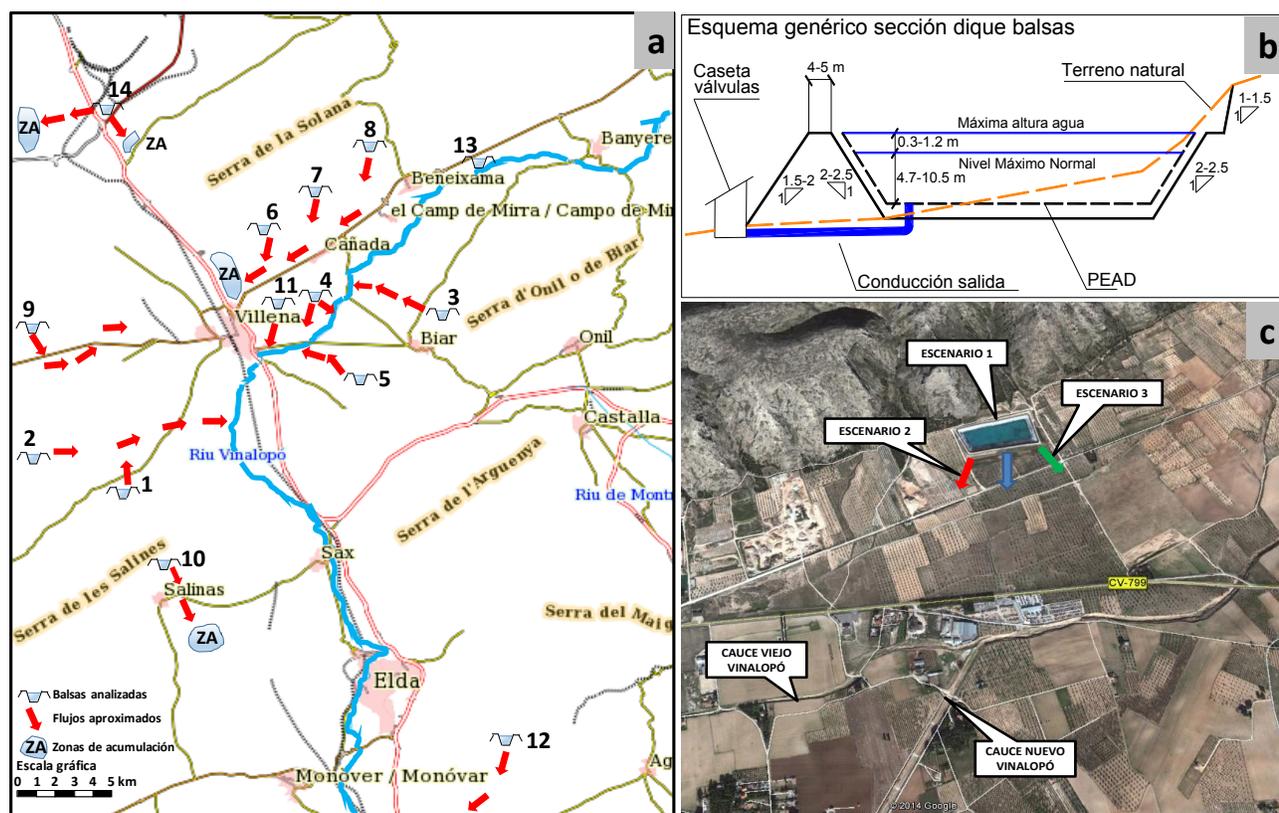


Figura 4 | (a) Situación de las balsas analizadas. (b) Esquema genérico sección dique balsas. (c) Indicación de escenarios simulados para la balsa nº11. El escenario nº1 coincide con la ubicación de la caseta de válvulas.

Caso de estudio. Modelos de cálculo.

En general, los primeros tramos afectados son zonas de ladera con fuertes pendientes. Estas zonas confluyen a zonas cultivadas y/o pequeñas vaguadas que terminan desembocando en el río Vinalopó, el cual constituye el cauce principal de la cuenca y que presenta un cauce seco en la mayor parte de su recorrido. Para algunas balsas el volumen de rotura termina almacenándose y drenándose lentamente o queda acumulado en una cuenca endorreica (balsa nº10). Para las balsas que desembocan en el río Vinalopó se ha comparado el valor de los caudales aportados al río por la onda de rotura con los proporcionados para ese punto por la herramienta CAUMAX desarrollada por el CEDEX (2011). Se comprobó que en todos los casos los caudales aportados fueron menores que los calculados para la máxima crecida ordinaria, así como para los correspondientes a un período de retorno de 10 años. Se puede concluir que el cauce del río Vinalopó tiene capacidad para encauzar y desaguar la onda de rotura, estableciéndose las zonas de desembocadura al río Vinalopó como zonas de salida de los modelos, imponiéndoles una condición de salida de flujo supercrítico. Para el resto de balsas se ha finalizado en las zonas de acumulación. Como condición inicial a toda la malla y para todos los casos se ha impuesto una situación de lecho seco.

Para la representación de la topografía se ha dispuesto de un modelo digital del terreno de ráster 2 m de píxel generado a partir de vuelo LiDAR de 0.5 puntos por metro cuadrado del ©Institut Cartogràfic Valencià (ICV). Se ha empleado una malla estructurada sobre superficie mediante elementos triangulares, obtenida a partir red irregular de triángulos rectángulos (RTIN). Estos elementos de cálculo se han disminuido hasta un tamaño mínimo de malla de 1 metro en las zonas con topografía más compleja y con mayor densidad de puntos afectados. Los modelos realizados presentan una media de número de elementos de cálculo de 1819047, un máximo de 3363446 (balsa nº12) y un mínimo de 716942 (balsa nº4). En la Figura 5a y 5b, se muestra ejemplo de la malla de cálculo conseguida para zonas donde era necesario un gran detalle para definir correctamente el comportamiento hidrodinámico

de la onda de rotura. Para los puntos singulares (e.g., puentes, alcantarillas, pasos de carreteras, etc.), se obtuvo su caracterización geométrica mediante visita *in situ*, siendo introducidos en los modelos correspondientes. En algunos casos se modificó el modelo digital de elevaciones, ya que no correspondía con la realidad física existente. Para zonas puntuales donde roturas de motas, terraplenes y/o márgenes pudieran aumentar el número de elementos afectados, se realizaron diferentes simulaciones modificando la geometría de la malla y analizando los posibles efectos que estas modificaciones pudieran tener sobre los elementos en riesgo.

Para la caracterización del coeficiente de rugosidad (coeficiente de Manning), se ha empleado la información disponible en el Proyecto Sistema de Información sobre la Ocupación del Suelo de España (SIOSE), recomendada por Ministerio de Medio Ambiente de España (2011) en la “*Guía Metodológica para el desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables (SNCZI)*”. Esta guía propone valores del coeficiente de rugosidad según una equivalencia con la clasificación de usos del suelo. En la Figura 5c se muestra un ejemplo de asignación para toda la malla de cálculo. En los casos analizados el rango de variación para el coeficiente de Manning ha sido entre valores de 0.015 y 0.12, estando los valores predominantemente en un rango entre 0.04-0.06. Este rango corresponde básicamente a zonas de cultivos herbáceos o leñosos.

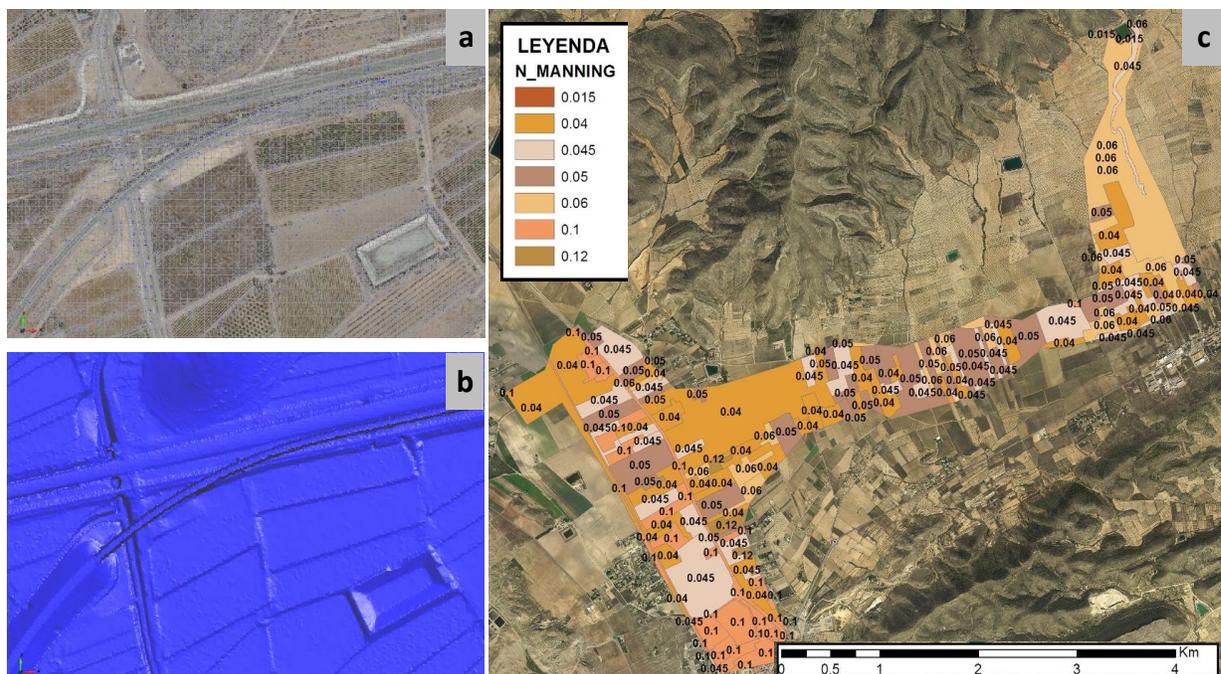


Figura 5 | (a) y (b) Ejemplo de malla de cálculo (Balsa nº12) (c) Ejemplo de asignación del número de Manning (Balsa nº7).

Del análisis de las zonas afectadas por la inundación, se ha comprobado que la mayoría corresponden a suelos cultivados, preparados para la infiltración. En los modelos de cálculo no se ha tenido en cuenta las pérdidas por infiltración, ya que este proceso hidrológico disminuiría los volúmenes de propagación, y por lo tanto reduciría la extensión tanto de las zonas afectadas como de las afecciones producidas. No tener en cuenta esta pérdida de volumen se justifica como un criterio conservador, ya que no hay que olvidar que el objetivo de este tipo de análisis es la obtención de información para la gestión y planificación en caso de emergencia, lo que implica que los resultados finales obtenidos deben referirse a situaciones pésimas desde el punto de vista de las afecciones.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la Tabla 1 se muestran los resultados obtenidos para cada una de las hipótesis de rotura consideradas en los casos de estudio. Se observa que los volúmenes movilizables y las alturas máximas de agua son similares para las hipótesis de rotura consideradas (tubificación y sobrevertido), y por tanto los parámetros calculados para el tiempo de formación y anchura media de

brecha son muy parecidos. Los caudales obtenidos para tubificación son superiores debido a la diferente naturaleza del proceso de rotura en sus instantes iniciales. En la Figura 6a se muestran a modo de ejemplo, los hidrogramas de caudal y variación de la altura en el interior del vaso para la balsa nº1, siendo para el resto de balsas análogos a los mostrados. En la Figura 6b y Figura 6c se presenta la ratio de atenuación (A) y el tiempo de llegada de la onda de rotura, respectivamente, solo para los casos y escenarios donde ha sido posible realizar cortes en la malla sobre flujos principales perfectamente definidos. El número de cortes establecido en cada modelo depende de las particularidades de los modelos. Los cortes se han definido a lo largo de toda la zona afectada. En la Figura 6d, se muestran para estos casos la relación de caudal (R_Q) y la relación de tiempos de llegada (R_t).

En la Figura 6a se observa como la altura de agua en el interior del vaso para un proceso de rotura por tubificación siempre es mayor que la altura para un proceso de rotura por sobrevertido, excepto en las fases iniciales, donde la altura del agua en sobrevertido es mayor por producirse la rotura al nivel máximo de agua en el interior del vaso. Esto provoca que el caudal máximo obtenido en los procesos de rotura por tubificación siempre sea mayor si los parámetros de definición de la brecha son similares.

Otro aspecto importante es la diferencia entre volúmenes desagüados hasta el Q_{max} . En tubificación el porcentaje de estos volúmenes respecto al volumen inicial oscila entre un 19 y un 29%, siendo el promedio del 24%. Para sobrevertido oscila entre un 50 y un 62%, siendo el promedio de un 56%. En un proceso de rotura por sobrevertido, aunque los caudales máximos son menores en comparación con los de tubificación, el volumen vertido hasta el caudal máximo es mayor. Este mayor volumen desagüado afecta a la posterior propagación de la onda de rotura, generando diferencias significativas tanto en las afecciones como en los tiempos de llegada.

Respecto al tiempo en el que se alcanza el caudal máximo de rotura, se observa que en la mayoría de los casos el caudal máximo se produce para instantes previos a la formación completa de la brecha.

Tabla 1 | Resultados para las hipótesis de rotura consideradas.

Id	Hipótesis de rotura (*)	Volumen movilizable V (m ³)	Altura de agua h_w (m)	Tiempo formación t_f (min)	Anchura media \bar{b} (m)	Caudal máximo Q_{max} (m ³ /s)	Tiempo para Q_{max} $t_{Q_{max}}$ (min)	Volumen para Q_{max} $V_{Q_{max}}$ (m ³)	$\frac{t_{Q_{max}}}{t_f}$	$\frac{V_{Q_{max}}}{V}$
1	T	298472	10.5	15.0	26.6	745.5	13.2	59248	0.88	0.20
	S	314085	10.9	14.8	27.2	448.4	13.6	190271	0.92	0.61
2	T	141936	9.0	12.1	21.2	463.1	10.8	32060	0.90	0.23
	S	147303	9.3	11.9	21.6	250.7	11.8	86689	0.98	0.59
3	T	155562	9.7	11.8	22.1	509.4	10.8	44571	0.92	0.29
	S	163343	10.0	11.6	22.6	296.1	10.8	92381	0.93	0.57
4	T	53907	7.2	9.4	15.7	228.3	8.1	15386	0.87	0.29
	S	62705	8.0	9.1	16.8	143.2	8.5	36127	0.94	0.58
5	T	181863	9.2	13.3	22.7	511.0	11.9	47712	0.89	0.26
	S	192900	9.6	13.2	23.3	307.2	13.2	118784	1.00	0.62
6	T	190143	10.3	12.3	23.6	590.5	10.8	49041	0.88	0.26
	S	200179	10.7	12.1	24.1	337.1	11.4	107150	0.94	0.54
7	T	77920	4.7	17.1	15.5	114.7	15.7	14464	0.92	0.19
	S	94056	5.5	16.1	16.9	112.6	14.7	49120	0.91	0.52
8	T	121327	8.6	11.7	20.2	385.7	10.3	32055	0.88	0.26
	S	129101	9.0	11.5	20.7	231.2	10.8	71529	0.94	0.55
9	T	402235	8.1	22.6	26.9	511.0	20.5	75072	0.91	0.19
	S	426382	8.5	22.1	27.6	378.7	22.1	226285	1.00	0.53
10	T	135318	9.6	11.0	21.3	483.5	9.7	35571	0.88	0.26
	S	143933	10.0	10.9	21.9	274.4	10.3	79364	0.94	0.55
11	T	230230	9.6	14.4	24.4	584.3	13.0	59824	0.90	0.26
	S	243203	10.0	14.2	25.0	350.2	14.2	149290	1.00	0.61
12	T	323593	9.0	18.2	26.1	577.4	16.2	68662	0.89	0.21
	S	360733	9.8	17.7	27.4	396.2	17.7	200180	1.00	0.55
13	T	268406	8.0	18.7	24.2	451.1	16.7	62788	0.90	0.23
	S	285647	8.4	18.3	24.9	309.1	18.3	161446	1.00	0.57
14	T	38275	7.8	7.2	14.8	196.2	6.5	10412	0.89	0.27
	S	47686	9.0	7.0	16.2	130.9	6.6	23739	0.94	0.50

(*) T: Tubificación; S: Sobrevertido.

La diferente atenuación de los caudales totales propagados para cada caso presentado en la Figura 6b depende de las características de la rotura, de la topografía (pendiente, obstrucciones) y de la rugosidad considerada (coeficiente de Manning). En todos los casos analizados, a una distancia de 2 km, el caudal total propagado es inferior al 70% del caudal inicial, reduciéndose para una distancia de 5 km al 10% del caudal inicial. La Figura 6d muestra que, en las zonas más cercanas a la balsa, los caudales totales propagados por tubificación son superiores a los caudales por sobrevertido, sin embargo, a partir aproximadamente de 2 km los caudales por sobrevertido comienzan a ser superiores. Para las zonas más cercanas a la balsa, la zona afectada es superior en la hipótesis por tubificación y para las zonas más alejadas la hipótesis de rotura por sobrevertido presenta mayores afecciones. Por lo tanto, las zonas afectadas por cada una de las hipótesis son diferentes.

Analizando la Figura 6c se observa que el tiempo de llegada varía en función del caso analizado. Para un tiempo de llegada de 30 minutos, la distancia mínima recorrida por la onda de rotura ha sido de 1.25 km y la máxima de aproximadamente de 2.6 km, dependiendo esta distancia de las condiciones específicas de propagación (pendiente, obstrucciones, rugosidad). En la Figura 6d se muestra que para todas las zonas afectadas los tiempos de llegada para la hipótesis de rotura por sobrevertido son siempre menores, siendo por tanto para esta variable la rotura por sobrevertido la más desfavorable. Es de destacar, que en las zonas más cercanas a la balsa, esta diferencia puede ser considerable disminuyendo a medida que la onda de rotura se aleja de la balsa.

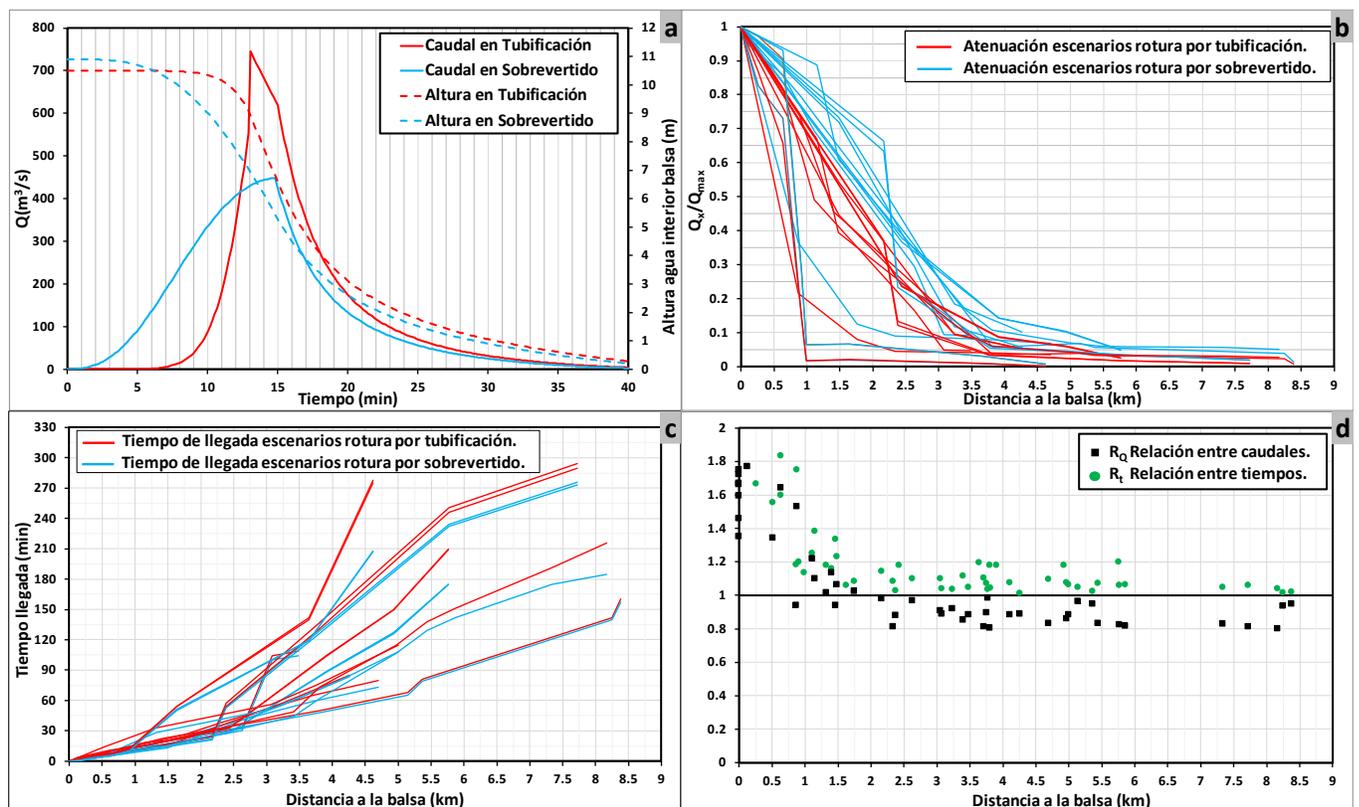


Figura 6 | (a) Ejemplo de hidrogramas de rotura y variación de la altura de agua en el interior de la balsa (Balsa n°1). (b) Ratio de atenuación (A). (c) Tiempos de llegada. (d) Relación de caudales (R_Q) y relación entre tiempos de llegada (R_t).

En la Figura 7 se muestra un ejemplo de los resultados del análisis efectuado para la balsa n°6. En la Figura 7a se observan las zonas afectadas para cada uno de los escenarios de rotura considerados (hipótesis de rotura por tubificación). La Figura 7b muestra los resultados obtenidos al aplicar el criterio de afecciones según la Figura 3 para el escenario 2. En la Figura 7c, se muestra la progresión en función del tiempo de las afecciones que se producen en el elemento 10487. Finalmente, la Figura 7d se determinan los tiempos en minutos para cada tipo de afección producida para el mismo elemento.

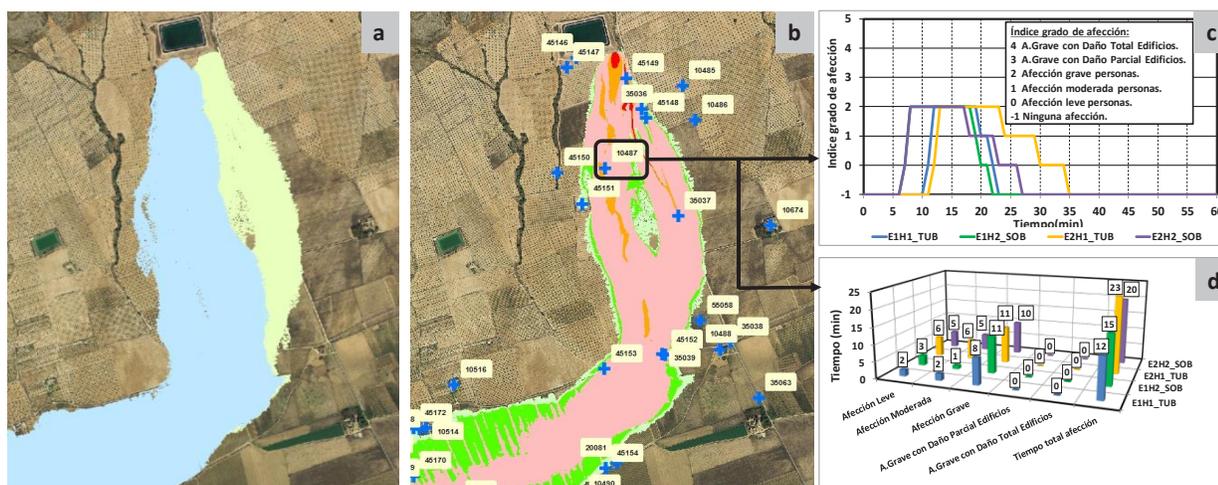


Figura 7 | Ejemplo para la balsa nº6. (a) Zonas afectadas para cada uno de los escenarios analizados (b) Aplicación del criterio de afecciones y ubicación de elementos afectados. (c) Progresión temporal de las afecciones (d) Tiempos en minutos para cada tipo de afección.

A partir de la Figura 7a es posible delinear la envolvente de inundación. Esta información permite definir sobre el terreno las zonas inundadas con cualquier grado de afección, y determinar las estrategias más convenientes para el aviso a la población. En la Figura 7b, al igual que en el resto de casos analizados, se observa cómo las zonas de mayores afecciones (daño total y parcial a las edificaciones) son muy reducidas y se emplazan junto a las balsas y en pequeñas vaguadas donde se concentra el flujo. A medida que nos alejamos de la balsa el grado de afección va disminuyendo, apareciendo zonas con grados de afección leve y moderado. A partir de la ubicación de los posibles elementos afectados, es posible obtener la variación del calado y velocidad en cualquier punto mediante las herramientas que disponen los modelos, y por tanto también la variación del grado de afección y su duración (Figura 7c y Figura 7d). En el ejemplo mostrado, se observa que para el escenario 2 e hipótesis de rotura por sobrevertido (H2), la onda de rotura llega al elemento 10487 en aproximadamente 6 minutos, permaneciendo un total de 20 minutos, distribuyéndose de la siguiente manera: 5 minutos de afección leve, 5 minutos de afección moderada y 10 minutos de afección grave.

CONCLUSIONES

Los trabajos desarrollados han permitido establecer una serie de aspectos a tener en cuenta en este tipo de análisis para balsas de tierra, que hasta la fecha no habían sido desarrollados, y cómo tal pueden constituir una metodología de trabajo para futuros desarrollos.

En este tipo de infraestructuras, la altura del agua en el interior del vaso disminuye significativamente a lo largo de todo el proceso de formación de brecha. Esto provoca que el caudal máximo de rotura se produzca en instantes previos a la formación completa de la brecha. Además, debido a la diferente naturaleza del comienzo del proceso de rotura en sobrevertido y tubificación, las alturas de agua son mayores por tubificación, obteniéndose caudales máximos mayores en comparación con los obtenidos por sobrevertido. Por el contrario, en presas donde los volúmenes movilizables son muy superiores, en un proceso de rotura la altura en el interior del vaso disminuye muy lentamente, lo que provoca que el caudal máximo de rotura se produzca en el momento que se ha formado totalmente la brecha, y que por lo tanto no existan diferencias significativas en este aspecto entre sobrevertido y tubificación.

Por otra parte, la rotura por sobrevertido desagua mayores volúmenes en los momentos iniciales, lo que implica menores tiempos de llegada y una menor atenuación a lo largo de la propagación de la onda de rotura. La rotura por tubificación implica mayor afección en zonas cercanas a la balsa, mientras que la rotura por sobrevertido comporta mayores afecciones en zonas alejadas a la balsa y menores tiempos de llegada a lo largo de toda la zona afectada.

Aunque la posibilidad de producirse la rotura por la zona donde se ubican las estructuras que atraviesan el dique es mayor que en otras ubicaciones del dique de la balsa, es necesario el análisis de todos aquellos escenarios que puedan aumentar tanto la extensión afectada como las afecciones a los diferentes elementos.

Los estudios en balsas de tierra deberían establecer todos los escenarios posibles, y en cada uno de estos escenarios analizar dos hipótesis de rotura (tubificación y sobrevertido), determinando las circunstancias más desfavorables para la zona afectada y por tanto las afecciones pésimas en los elementos existentes. La categorización de los diferentes grados de afección, permite la planificación y gestión ante una posible emergencia, pudiendo priorizar las actuaciones a llevar a cabo y ayudando a la toma de decisiones.

La elaboración de mapas de inundación, donde se analicen adecuadamente las consecuencias en caso de rotura y con el suficiente detalle para que puedan adoptarse medidas que aminoren y/o anulen los daños, en especial de vidas humanas, deben ser una herramienta eficaz en los planes de protección frente a inundaciones que, si bien este tipo de obras tiene un riesgo bajo de rotura si se ejecutan correctamente, es necesario su conocimiento para la protección de la sociedad.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se encuentra en el marco del convenio de investigación entre la Universidad Politécnica de Valencia y la Comunidad General de Usuarios del Alto Vinalopó denominado “Realización de documentos PE para balsas de riego”.

Los autores agradecen D. José Luis Adalid Elorza (†) su aportación al diseño de elementos de seguridad en balsas de tierra para riego que están contribuyendo eficazmente a la seguridad real de las mismas.

REFERENCIAS

- Abt, S.R., Wittier, R.J., Taylor, A., Love, D.J. 1989. Human Stability in a High Flood Hazard Zone. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association*, 25, 881-890. <https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.1989.tb05404.x>
- ACA, 2003. *Recomanacions tècniques per als estudis d'inundabilitat d'àmbit local*. Agencia catalana del Agua. Guia Técnica. 106.
- Adalid, J., Ferrer, C., Torregrosa, J. 2009. *Guías para el proyecto, construcción, explotación, mantenimiento, vigilancia y planes de emergencia de las balsas de riego con vistas a la seguridad*. Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge https://www.cma.gva.es/comunes_asp/documentos/agenda/Cas/62949-balsas_indices.pdf, Valencia.
- Anta, J., Bermúdez, M., Cea, L., Suárez, J., Ures, P., Puertas, J. 2015. Modelización de los impactos por DSU en el río Miño (Lugo). *Ingeniería del agua*, 19(2), 105-116. <https://doi.org/10.4995/ia.2015.3648>
- Areu-Rangel, O.S., González-Cao, J., Crespo, A.J.C., Bonasia, R. 2017. Numerical modelling of hydrological safety assignment in dams with IBER. *Sustainable Water Resources Management*, 1-12. <https://doi.org/10.1007/s40899-017-0135-2>
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G. 2014a. Modelización numérica de inundaciones fluviales. *Ingeniería del agua*, 18, 71-82. <https://doi.org/10.4995/ia.2014.3144>
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J., Coll, A. 2014b. Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 30, 1-10. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.07.004>
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J., Coll, A. 2014c. Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería* 30, 1-10. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.07.004>

- Bozkus, Z., Kasap, A. 1998. Comparison of physical and numerical dam-break simulations. *Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences*, 22, 429-444.
- Bruau García, P., García Navarro, P. 2001. Modelo de simulación bidimensional de transitorios en aguas superficiales: aplicación a roturas de presa. *Ingeniería Civil*, 33-42.
- CEDEX. 2011. *Mapa de caudales máximos. Memoria técnica*. Madrid: Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX.
- Clausen, L., Clark, P.B. 1990. The development of criteria for predicting dambreak flood damages using modelling of historical dam failures, in: *International Conference on River Flood Hydraulics*. John Wiley & Sons Ltd. Hydraulics Research Limited, Wallingford, England, pp. 369-380.
- Echeverribar, I., Morales-Hernández, M., Lacasta, A., Brufrau, P., García-Navarro, P. 2017. Simulación numérica con RiverFlow2D de posibles soluciones de mitigación de avenidas en el tramo medio del río Ebro. *Ingeniería del agua*, 21(1), 53-70. <https://doi.org/10.4995/Ia.2017.6550>
- Fread, D.L. 1993. NWS FLDWAV Model: The replacement of DAMBRK for dam-break flood prediction. *10th Annual Conference of the ASDSO* 177-184.
- Fread, D.L. 1998. *NWS FLDWAV Model: Theoretical description*. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA 335.
- Fread, D.L., Lewis, J.M. 1988. FLDWAV: A generalized flood routing model, in: *Proceedings of National Conference on Hydraulic Engineering*, ASCE. Colorado Springs, Colorado, pp. 668-673.
- Froehlich, D.C. 1995. Peak Outflow from Breached Embankment Dam. *Journal of Water Resources Planning and Management* 121, 90-97. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(1995\)121:1\(90\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(1995)121:1(90))
- Froehlich, D.C. 2008. Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134, 1708-1721. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:12\(1708\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:12(1708))
- Gobierno de España. 1995. *Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones*.
- Gobierno de España. 2008. *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*.
- González-Aguirre, J.C., Vázquez-Cendón, M.E., Alavez-Ramírez, J. 2016. Simulación numérica de inundaciones en Villahermosa México usando el código IBER. *Ingeniería del agua*, 20(4), 201-216. <https://doi.org/10.4995/Ia.2016.5231>
- González Ortega, J.M. 2010. Reflexiones acerca de la situación actual y la seguridad de las balsas en España., in: *X Jornadas de Presas*. Valladolid. pp. 1-10.
- Greimann, B.P. 2004. *Comparison between the methods used in MIKE11 2003, FLDWAV 1.0, and HEC-RAS 3.1.1 to compute flows through a dam breach*, in: Reclamation., B. of (Ed.). U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, [Denver, Colo.].
- Heimrich, A. 2009. *Analyse comparative de cas de rupture de barrage avec les logiciels NWS FLDWAV et HEC RAS*. Université de Sherbrooke.
- Karvonen, R.A., Hepojoki, H.K., Huhta, H.K., Louhio, A. 2000. *The Use Of Physical Models In Dam-Break Flood Analysis, Development of rescue actions based on dam-break flood analysis (RESCDAM)*. Final report of Helsinki University of Technology 57.
- Kumar, S., Jaswal, A., Pandey, A., Sharma, N. 2017. Literature Review of Dam Break Studies and Inundation Mapping Using Hydraulic Models and GIS. *International Research Journal of Engineering and Technology*, 2395-56.
- MacDonald, T.C., Langridge-Monopolis, J. 1984. Breaching Characteristics of Dam Failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110, 567-586. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1984\)110:5\(567\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:5(567))

- Martínez-Gomariz, E., Gómez, M., Russo, B. 2016. Estabilidad de personas en flujos de agua. *Ingeniería del agua*, 20(1), 43-58. <https://doi.org/10.4995/ia.2016.4231>
- Ministerio de Medio Ambiente de España. 1996. *Clasificación de presas en Función del Riesgo Potencial - Guía Técnica*. MARM, Madrid.
- Ministerio de Medio Ambiente de España. 2001. *Guía técnica para la elaboración de los planes de emergencia de presas* 164. MARM, Madrid.
- Ministerio de Medio Ambiente de España, 2011. *Guía metodológica para el desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables*. MARM, Madrid.
- Morris, M. 2009. *Breaching processes: A state of the art review*, T06-06-03. HR Wallingford.
- Nanía, L.S. 1999. *Metodología numérico experimental para el análisis del riesgo asociado a la escorrentía pluvial en una red de calles*. Universitat Politècnica de Catalunya. <http://hdl.handle.net/2117/93707>
- National Weather Service. 2007. *Evaluation of Different Hydraulic Models in Support of National Weather Service Operations*. Silver Spring, Maryland.
- Sánchez-Cordero, E., Boix, J., Gómez, M., Bladé, E. 2018. Análisis numérico 3D de una rotura de presa utilizando el método VOF y el modelo de turbulencia LES. *Ingeniería del agua*, 22(3), 167-176. <https://doi.org/10.4995/ia.2018.9374>
- Sánchez-Romero, F.J. 2014. *Criterios de seguridad en balsas de tierra para riego*. Universitat Politècnica de València. <https://doi.org/10.4995/Thesis/10251/38448>
- Sánchez-Romero, F.J., Pérez-Sánchez, M., López-Jiménez, P.A. 2018. Modelo analítico para el cálculo de distribuciones de velocidad laterales en secciones tipo potencial-ley. *Ribagua*, 5, 29-47. <https://doi.org/10.1080/23863781.2018.1442189>
- Témez, J.R. 1992. *Control del desarrollo urbano en las zonas inundables*. Monografías del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos 10, 105-115.
- Villanueva, I., García-Navarro, P., Zorraquino, V. 1999. Validación experimental de un modelo computacional unidimensional para el cálculo de ondas de avenida. *Ingeniería del agua*, 6(1), 55-62. <https://doi.org/10.4995/ia.1999.2777>
- Wahl, T. 1998. *Prediction of Embankment Dam Breach Parameters—A literature review and needs assessment*. U.S. Bureau of Reclamation Dam Safety.
- Wahl, T. 2004. Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130, 389-397. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2004\)130:5\(389\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2004)130:5(389))
- Wahl, T.L., Courivaud, J.R., Kahawita, R., Hanson, G.J., Morris, M.W., McClenathan, J.T. 2008. Development of next-generation embankment dam breach models, in: *28th Annual USSD Conference “The Sustainability of Experience - Investing in the Human Factor.”* pp. 767-779.
- Wahl, T.L. 2010. Dam breach modeling-an overview of analysis methods, in: *Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling*.
- Walder, J.S., O’Connor, J.E. 1997. Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams. *Water Resources Research*, 33, 2337-2348. <https://doi.org/10.1029/97WR01616>
- Wu, W., Altinakar, M.S., Song, C.R., Al-Riffai, M., Bergman, N., Bradford, S.F., Cao, Z., Chen, Q.J., Constantinescu, S.G., Duan, J.G. 2011. Earthen Embankment Breaching. *Journal of Hydraulic Engineering*, 137, 1549-1564. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000498](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000498)
- Xu, Y., Zhang, L.M. 2009. Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135, 1957-1970. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000162](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000162)

Zapata Raboso, F.A., 2003. *Análisis del comportamiento histórico de balsas de tierra en la Provincia de Alicante. Criterios de Diseño*. Universidad Politécnica de Valencia.

Zhang, L.M., Xu, Y., Jia, J.S., 2009. Analysis of earth dam failures: A database approach. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 3, 184-189. <https://doi.org/10.1080/17499510902831759>