

Influencia del DEM de distribución gratuita SRTM-1s en el análisis de rotura de la presa de Chipembe, Mozambique: Aplicación del modelo Iber

Manuel Álvarez^{a1}, Enrique Peña^{a2} y María Bermúdez^{a3}

^a Grupo de Ingeniería de Agua e do Medio Ambiente (GEAMA), Universidade da Coruña, A Coruña 15071, España;

¹ ali.alvarez@udc.es, ² epena@udc.es y ³ mbermudez@udc.es.

Línea temática D | Estructuras hidráulicas

RESUMEN

La disponibilidad de buenos datos topográficos es fundamental para la aplicación de modelos numéricos de inundación. En el presente trabajo se plantea la modelización numérica de la hipotética rotura de la presa de Chipembe (Mozambique) utilizando un modelo digital de elevaciones (DEM) de distribución gratuita, el Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), y el modelo bidimensional de flujo en lámina libre Iber. Se analiza la influencia en los resultados de las limitaciones más relevantes presentes en el DEM SRTM-1s (sombra del radar, ruidos debidos a la cobertura vegetal, etc.). Dichas limitaciones, que afectan fundamentalmente a la zona del cauce, provocan una sobrestimación de la extensión de la inundación e infravaloran las velocidades de propagación de la avenida. En consecuencia, se debe considerar detenidamente el uso del DEM SRTM-1s dentro del contexto de delimitación de zonas inundables ante una hipotética rotura de presa, dada la posible infravaloración de los riesgos asociados.

Palabras clave | rotura de presa; modelización de inundaciones; riesgo de inundación; modelo Iber; Mozambique.

INTRODUCCIÓN

Las presas desempeñan un papel esencial para satisfacer las demandas de agua de las ciudades, la agricultura, la industria o la generación de energía, así como para la gestión de las inundaciones. Sin embargo, su construcción conlleva unos riesgos, ya que la rotura de una presa y la onda de la avenida resultante pueden causar cuantiosos daños materiales y económicos, así como pérdidas de vidas humanas. Entre las roturas de presas más relevantes a nivel mundial se pueden citar los casos de St. Francis en California, 1928 (Rogers, 2006); Vega de Tera en España, 1959 (Jansen, 1980); Vajont en Italia, 1963 (Jansen, 1980); Teton en Idaho, 1976 (Arthur, 1977); Tous en España, 1982 (Alcrudo and Mulet, 2007) y Camará en Brasil, 2004 (Menescal et al., 2005). En el continente africano destaca la presa de residuos mineros Virginia N° 15 en África del Sur, 1994 (Saxena and Sharma, 2005).

El análisis de la rotura de una presa y la delimitación de las zonas inundables es vital para elaborar los planes de emergencia que puedan servir a las autoridades y administraciones públicas para dar una respuesta rápida y efectiva. Los modelos numéricos de inundación se utilizan generalmente para evaluar las consecuencias de una potencial rotura y para producir mapas de la extensión e intensidad de la inundación. En aplicaciones prácticas se emplean modelos hidráulicos unidimensionales (1D) o modelos bidimensionales (2D), basados en las ecuaciones de Saint-Venant. Entre los modelos del primer grupo se podrían destacar los modelos del USACE HEC-RAS y HEC-HMS, así como algunos modelos del NWS FLDWAV y SMPDBK por sólo citar algunos (FEMA, 2013). Dentro del segundo grupo algunos modelos comerciales 2D utilizados en roturas de presas son los modelos del DHI MIKE FLOOD y MIKE 21, FLO-2D, así como el modelo DSS-WISE de la Universidad de Mississippi (FEMA, 2013). La elección del modelo apropiado para el análisis de rotura de presa, 1D o 2D, depende de varios aspectos, pero tiene especial relevancia en aquellas áreas definidas por grandes llanuras de inundación, confluencia de cauces, cambios bruscos de geometría, etc. En las zonas en las que predominan llanuras de inundación extensas

con relieve muy llano el flujo tiene un marcado carácter bidimensional, por lo que la elección de un modelo 1D para la modelización del comportamiento de las avenidas podría no resultar apropiado (Bladé et al., 2009).

Para la delimitación de las zonas inundables se deberían emplear datos topográficos de alta precisión. Sin embargo, esto no siempre es posible debido fundamentalmente a limitaciones presupuestarias, especialmente en países en vías de desarrollo. En estos casos resulta de gran utilidad práctica el uso de modelos digitales de elevaciones (DEM) de distribución gratuita online, como el Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) DEM o el Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer (ASTER) DEM. En estudios comparativos, el SRTM DEM ha resultado ser la opción preferida como fuente global de datos del terreno para la modelización de inundaciones, debido a su menor número de artefactos y menor ruido, particularmente en áreas planas como las llanuras de inundación (Sampson et al., 2016). Este DEM tiene una resolución horizontal de alrededor de 30 m (SRTM-1s) y una precisión vertical de ~10m.

En Mozambique el borrador del nuevo reglamento de seguridad de presas recoge dentro de sus prioridades la elaboración de planes de contingencia de las grandes presas tomando en consideración la rotura de las mismas, y las consecuencias en las zonas ubicadas aguas abajo. De acuerdo con la clasificación de presas del Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) en Mozambique existen un total de 12 presas catalogadas como grandes presas. Una de ellas es la presa de Chipembe, localizada en la región Norte del país en la provincia de Cabo Delgado. Es una presa de materiales sueltos y tiene una capacidad de almacenamiento próxima a los 25 hm³. Fue construida a principios de los años 70 y a día de hoy se encuentra prácticamente en estado de abandono y requiere de una rehabilitación urgente. Además, no dispone de un plan de emergencia que incluya el estudio de los efectos de una hipotética rotura de la presa y la delimitación de las zonas inundables aguas abajo.

En este artículo se presenta la simulación de una hipotética rotura de la presa de Chipembe. El estudio es parte del trabajo del grupo GEAMA de la Universidad de A Coruña en proyectos de cooperación al desarrollo relacionados con los recursos hídricos y el fortalecimiento institucional de la Administración Regional de Aguas del Norte de Mozambique (ARA-Norte). El planteamiento del estudio surge a raíz de la participación del GEAMA en dos proyectos de EuropeAid de la Unión Europea y el Departamento de Cooperación Internacional de la Xunta de Galicia.

En la simulación de la rotura de la presa de Chipembe se utiliza el modelo bidimensional Iber (Bladé et al., 2014). Se generan mapas de las zonas inundables y peligrosidad, y se evalúan los tiempos de propagación de la onda de la avenida a lo largo de un tramo de 36 kilómetros aguas abajo de la presa. Como cartografía de base se utiliza el DEM SRTM-1s y como único parámetro del modelo se fija el coeficiente de rugosidad de Manning. Se aplica un proceso de reacondicionamiento hidrológico del DEM, que impone el trazado del cauce del río y elimina el ruido introducido por la vegetación ribereña, para analizar cómo la calidad de los datos topográficos puede afectar a los resultados de la simulación. Se realiza asimismo un análisis de sensibilidad sobre el coeficiente de rugosidad de Manning. Los resultados obtenidos en el presente estudio pueden ser útiles para las autoridades del ARA-Norte de Mozambique en la elaboración de los necesarios planes de emergencia y evacuación. El estudio también puede proporcionar orientación sobre las limitaciones y aplicabilidad de herramientas y datos de distribución libre para simular roturas de presas en otras regiones con escasez de datos.

CASO DE ESTUDIO

La presa de Chipembe se encuentra en la región Norte de Mozambique en la provincia de Cabo Delgado y está ubicada en la cuenca alta del río Montepuéz, distrito de Balama, a unos 50 km al oeste de la Ciudad de Montepuéz. El área de la cuenca vertiente a la presa es de 946 km², lo que supone cerca del 9.5 % de la cuenca total del río Montepuéz. La altura media de la cuenca se sitúa en los 561 m sobre el nivel medio del mar y presenta una pendiente media del 1.8 %. La escorrentía media anual de la cuenca es del orden de los 167 hm³ (Universidade da Coruña, 2014). El clima de la región está influenciado por el régimen de los monzones del Índico y por la corriente cálida del Canal de Mozambique. Esta región tiene un clima Ecuatorial de Sabana con invierno seco y la precipitación anual en la cuenca alcanza los 1048 mm.

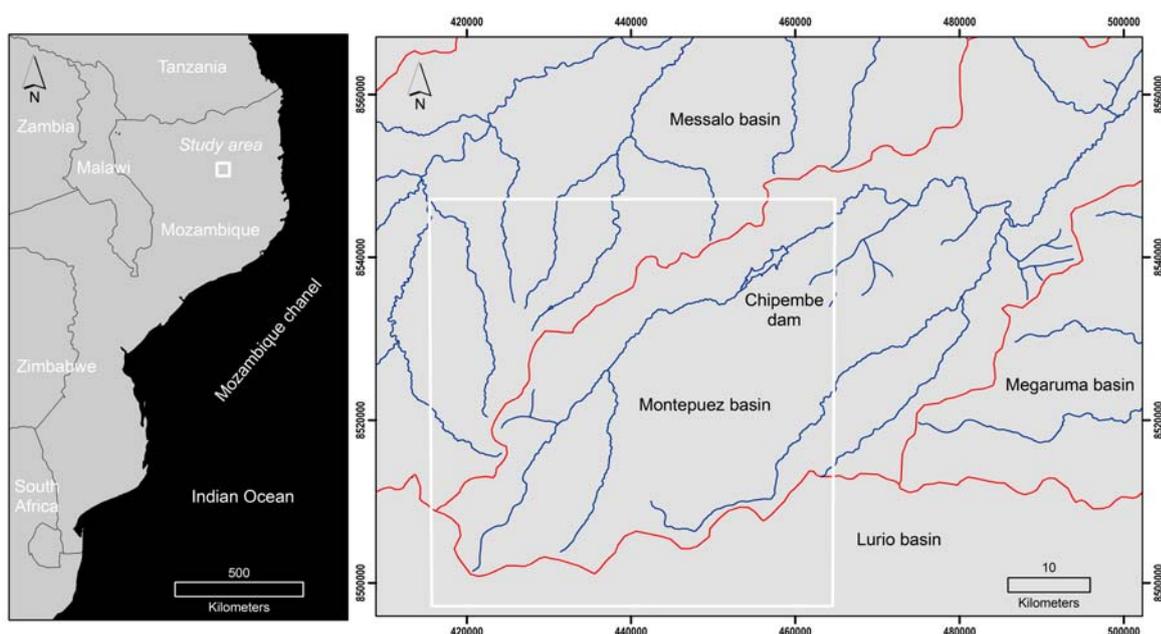


Figura 1 | Región de estudio y localización de la presa de Chipembe

La presa es de materiales sueltos y tiene un aliviadero lateral de avenidas en la margen derecha sin revestimiento y una toma de agua para el sistema de riego. La longitud de la presa es de unos 1220 metros con una altura máxima cercana a los 12 metros. El nivel de almacenamiento completo de la presa se sitúa en los 503.6 m y según la curva de capacidad del embalse le corresponde un volumen de almacenamiento de $\sim 24.8 \text{ hm}^3$ y una superficie embalsada de 7.1 km^2 .

METODOLOGÍA

Datos topográficos

La información cartográfica de base para este estudio fue el DEM SRTM-1s (Farr et al., 2007) descargado desde el sitio web <http://earthexplorer.usgs.gov/> del USGS. Las elevaciones del SRTM incluyen otras características del terreno como la vegetación, existencia de edificaciones, etc., por lo que el DEM SRTM no es un modelo digital del terreno de “suelo desnudo” (DTM), sino que un modelo digital de superficie (DSM). En este estudio se entiende por DEM el modelo digital de elevaciones del terreno, y se emplea como término genérico tanto para el DSM como para el DTM. El SRTM-1s tiene una resolución espacial de 1 segundo de arco, lo que representa un tamaño de celda de aproximadamente 30 metros de lado en el ecuador. La precisión vertical del DEM SRTM-1s es de $\sim 10 \text{ m}$ (RMSE). Se realizó un proceso de reconstrucción del DEM en la zona del embalse con el objetivo de incorporar la topografía original del fondo previa al llenado inicial del mismo. Con este objetivo, se consideraron las fuentes históricas existentes de información cartográfica. Se verificó que la capacidad de almacenamiento del embalse se reprodujese con la mayor precisión posible dentro del DEM. En la Figura 2 se muestra la topografía de la zona objeto de estudio. El dominio de todo el modelo incluye el área del embalse (aguas arriba) y un tramo de unos 36 km aguas abajo de la presa.

La validación de la precisión del SRTM a escalas continentales (Farr et al., 2007) apunta a un error absoluto de 5.6 m para África. No obstante, la precisión vertical del SRTM depende en buena medida del relieve local de la región, por lo que cabe esperar que, en zonas relativamente llanas y de poco relieve, los errores verticales resulten menores. En este caso de estudio, la planicie de inundación localizada aguas abajo de la presa presenta una altura media de 491 m.s.n.m. y una pendiente media del terreno del 3.2 %, lo que hace que esta resulte llana o poco ondulada y sugiere que los errores altitudinales locales pueden ser inferiores al error continental.

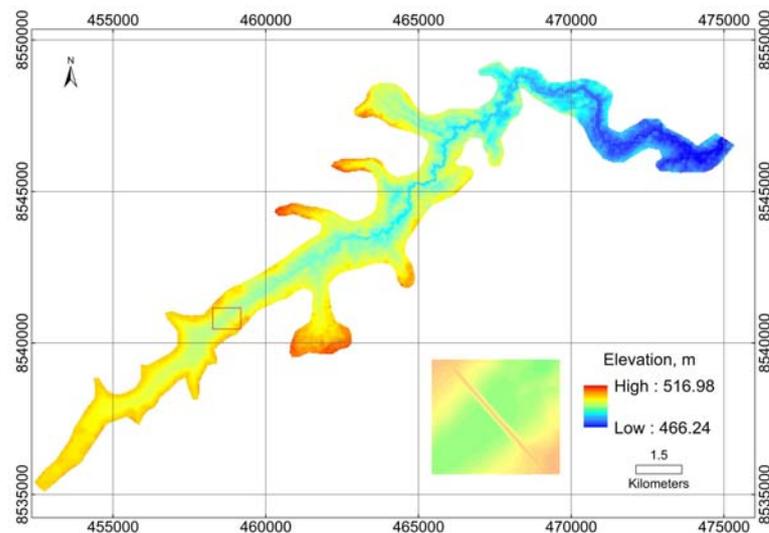


Figura 2 | Datos del DEM SRTM-1s usados en el proceso de simulación de rotura de la presa

En este estudio se utilizaron un total de 20 puntos de control localizados a lo largo de ambas márgenes del embalse para evaluar la precisión local del SRTM dentro de la zona. La comparación del SRTM con los puntos de control mostró un error absoluto de 4.53 ± 1.25 m (media \pm desviación estándar), lo que resulta ligeramente inferior al error estimado para todo el continente Africano. No obstante, estos valores se deben manejar con cautela dado el número limitado de puntos de control, así como su distribución irregular dentro del área de estudio. El SRTM se obtuvo a partir de la señal del radar de apertura sintética montado a bordo de la misión topográfica Shuttle. Esta señal no penetra en su totalidad en el interior de las zonas boscosas, lo que se traduce en una disminución de la precisión vertical del SRTM. Esto es especialmente cierto en zonas con vegetación densa, por lo que resulta un problema el considerar estos datos como base para la modelización hidráulica, en los que se requiere de información topográfica de mayor precisión (Kreiselmeier, 2015). La cobertura vegetal de la planicie de inundación aguas abajo de la presa de Chipembe es mínima. Esto se puede constatar en la propia imagen aérea de la zona, así como en el mapa de distribución global con la altura de la cobertura vegetal de Sinard et al. (2011). Este mapa, con resolución espacial de ~ 1 km, muestra que en prácticamente la totalidad de la zona de estudio la altura de la cobertura vegetal es igual a cero, lo que sugiere que el sesgo de la vegetación sobre el DEM SRTM dentro de la zona no desempeña un papel importante. Sin embargo, la imagen aérea de la zona de estudio (Figura 3) muestra la clara existencia de vegetación de ribera a lo largo del canal principal del río, la cual no aparece reflejada en el mapa de Sinard et al. (2011). La presencia de vegetación en estas zonas cercanas al cauce representa un significativo sesgo positivo sobre las elevaciones del terreno del SRTM alrededor del canal principal del río. Además, si se tiene en cuenta que el ancho promedio del río es de cerca de 10 m, la configuración topográfica del cauce tampoco aparece representada con la suficiente precisión en el DEM. En consecuencia, tanto la localización como el trazado espacial del thalweg del río derivado a partir de la imagen aérea difiere significativamente del que se obtiene con los datos del DEM SRTM original (Figura 3), lo que puede tener un fuerte impacto en los resultados del modelo hidráulico.

Para solventar esta situación se aplicó un procedimiento de acondicionamiento hidrológico del terreno al DEM SRTM con el objetivo de forzar el trazado del eje principal del río siguiendo el thalweg derivado a partir de la imagen aérea, así como la profundización del fondo del canal. El modelo digital de elevaciones resultante se denomina en lo sucesivo como DEM SRTM^{TR}. El proceso de acondicionamiento del terreno se basó en el método de corrección o profundización del cauce (Stream Burning, en la literatura anglosajona), que se utiliza para rectificar las redes de drenaje superficiales derivadas a partir del DEM (Callow et al., 2007; Lindsay, 2016). Se ha asumido que el trazado vectorial del thalweg del río realizado a partir de la imagen aérea es el correcto, por lo que se ha transformado el mismo a un raster del río con la misma resolución espacial que el DEM SRTM (~ 30 m).

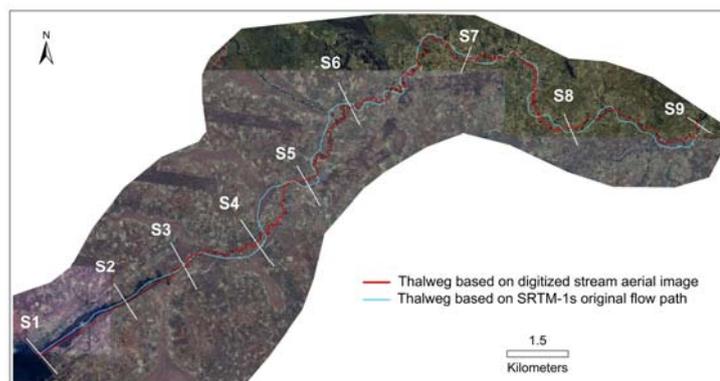


Figura 3 | Localización del thalweg basado en la interpretación de la imagen aérea y los datos originales del DEM SRTM, y ubicación de las secciones de control.

Este raster del thalweg del río se somete a un proceso de profundización dentro del DEM SRTM original, con lo que los valores de la cota del terreno se reducen artificialmente en todas aquellas celdas que forman parte del thalweg. La magnitud de profundización del cauce es variable a lo largo de todo el perfil longitudinal del río, para lo que se considera una curva envolvente de elevaciones mínimas obtenida del DEM SRTM original, tal y como se puede ver en la Figura 4a. La línea roja en la Figura 4a representa el nuevo perfil del fondo del río a largo del thalweg. La profundización media del cauce en todo el tramo fue de 4.8 m (con una desviación estándar de 2.4 m) y la máxima de 11 m. Se ha verificado que la pendiente media del perfil longitudinal del río antes y después del proceso de acondicionamiento hidrológico del terreno son muy similares (0.00065 y 0.00063, respectivamente). La pendiente media del perfil longitudinal del río se representa en la Figura 4a como una línea recta de puntos. En las Figuras 4b y 4c se pueden observar los cambios que se obtienen después del proceso de acondicionamiento del terreno en dos secciones representativas del río (S4 y S7) localizadas dentro del tramo de estudio.

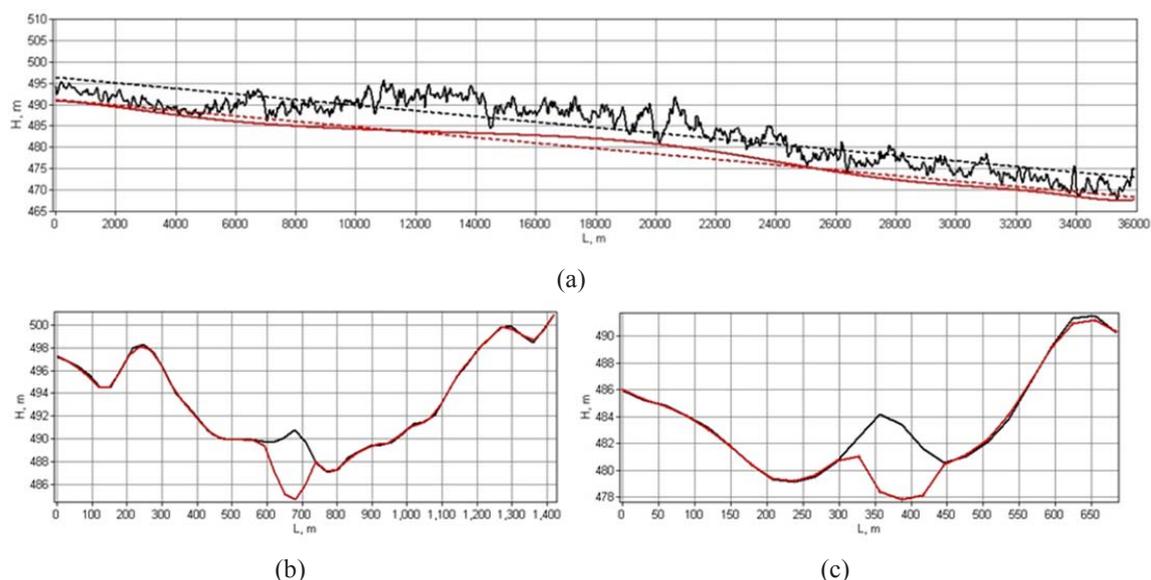


Figura 4 | (a) Perfil longitudinal del thalweg rectificado sobre el DEM SRTM original (negro) y el DEM SRTM^{TR} (rojo), y pendientes medias estimadas a partir del ajuste de tendencia lineal de los respectivos DEMs (Original y TR). Perfiles transversales en las secciones S4 (b) y S7 (c) para el DEM SRTM original (negro) y el DEM SRTM^{TR} (rojo).

En este estudio, el DEM SRTM original y el DEM SRTM^{TR} se utilizaron como datos de entrada en el modelo hidráulico. En los casos en donde los canales de drenaje no están representados adecuadamente, como en el DEM SRTM original, los modelos tienden a una sobreestimación de la extensión de la zona inundable y a infravalorar las velocidades de propagación de

la onda de la avenida (Sanders, 2007). No obstante, el valor del coeficiente de rugosidad se podría ajustar con el objetivo de alcanzar estimaciones más precisas en los campos de distribución de calados y velocidades. Por otra parte, la idoneidad de un DEM para la modelización de las zonas inundables depende también de la frecuencia asociada al evento de la avenida. Para las avenidas causadas por la roturas de presas, en donde los cauces principales quedan completamente sumergidos, es probable no se requiera de un DEM de gran precisión, si se compara con estudios en los que se simulan caudales más bajos (Sanders, 2007). El tránsito de la onda de la avenida no viene marcado estrictamente por el canal principal del río, sino más bien por la topografía del valle de inundación en general (Morris, 2000). Tomando como referencia lo anterior, en este estudio se analizan las diferencias que sobre las estimaciones del modelo hidráulico tiene la selección del DEM (DEM SRTM o DEM SRTM^{TR}), combinado con un análisis de sensibilidad del coeficiente de rugosidad.

Modelo hidráulico

En la simulación de la rotura de la presa de Chipembe se ha utilizado el modelo bidimensional Iber (Bladé et al., 2014; Cea et al., 2016), cuyo módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad bidimensionales. Iber es un modelo de distribución gratuita que puede ser descargado desde el sitio web: www.iberaula.es. Ha sido utilizado con éxito en diversas aplicaciones, incluyendo el estudio de inundaciones fluviales (Bermúdez et al., 2017), roturas de presas sobre lechos móviles (Soares-Frazão et al., 2012) o lavados hidráulicos de embalses (Castillo et al., 2015). En Bladé et al. (2014) se puede encontrar una descripción detallada de las ecuaciones del modelo y los métodos numéricos.

En las presas de materiales sueltos como la de Chipembe, la rotura suele producirse por erosión progresiva y los parámetros de la brecha se obtienen generalmente a partir de ecuaciones empíricas basadas en las propiedades de la presa y el embalse (Wahl et al., 2008). Para aplicar estas formulaciones se requieren muy pocos datos, por lo que resultan especialmente útiles cuando se dispone de datos limitados, como en este caso. Para la simulación de la formación y progresión de la brecha, se ha utilizado el modelo de progresión lineal reflejado en la Guía Técnica Española sobre la clasificación de presas en función del riesgo potencial (Ministerio del Medio Ambiente, 1996), que está disponible en el software Iber. Para presas de tierra o materiales sueltos, como es el caso de la presa de Chipembe, el ancho promedio de la brecha (b) y el tiempo (T) que tarda en desarrollarse son calculados de acuerdo con las siguientes formulaciones:

$$b = 20 \cdot (V \cdot h)^{0.25} \quad (1)$$

$$T = 4.8 \cdot V^{0.5} / h \quad (2)$$

donde b es el ancho promedio de la brecha (m), T es el tiempo de formación de la brecha (horas), V es el volumen de almacenamiento (hm^3) y h es la altura del agua en el embalse al inicio de la brecha (m). Los taludes de la brecha formada siguen una relación 1:1 (H:V).

Para generar el mapa de peligrosidad, se han considerado tres niveles (alto, medio y bajo) establecidos en función de criterios hidrodinámicos. En las zonas de peligrosidad alta, se cumple una o varias de las siguientes condiciones: el calado es mayor de 1 m, la velocidad es superior a 1 m/s o el producto del calado y la velocidad supera $0.5 \text{ m}^2/\text{s}$; mientras que la peligrosidad se considera baja si el calado es menor de 0.5 m, la velocidad es menor de 0.5 m/s y el producto del calado y la velocidad es menor de $0.25 \text{ m}^2/\text{s}$. Entre estos dos niveles se encuentran las condiciones de peligrosidad media. Estos umbrales se basan en las combinaciones de profundidad de agua y velocidad que pueden representar un peligro para la vida humana y son coherentes con la literatura sobre estabilidad humana en agua en movimiento (Jonkman et al., 2008).

El dominio espacial del modelo abarca un tramo de 36 km aguas abajo de la presa. Este dominio se discretiza mediante una malla de cálculo no estructurada formada por aproximadamente 22,000 elementos triangulares de tamaño variable (desde 5 a 30 m). Los menores tamaños de malla se utilizan en la zona de la presa, para asegurar una correcta definición su geometría. Como condición de contorno aguas arriba se fija un caudal de entrada nulo, mientras que en el extremo de aguas abajo se asume una condición de flujo crítico. Como condición inicial se considera que en el momento de la rotura de la presa el embalse se encuentra a la cota 503.6 m, que es la cota correspondiente al nivel de almacenamiento completo del embalse ($\sim 24.8 \text{ hm}^3$),

mientras que para todo el tramo de aguas abajo de la presa se asume un calado igual a cero o terreno seco. Para la ubicación de la brecha se selecciona la parte central del cuerpo de la presa. Esta configuración del modelo se corresponde con un escenario de día soleado o buen tiempo (sunny-day) que establece que la rotura de la presa se debe exclusivamente a causas estructurales y a unas determinadas condiciones de cota y almacenamiento (FEMA, 2013). Se considera que este escenario es el de mayor potencial para causar pérdidas de vidas humanas en caso que la rotura de la presa ocurra, debido fundamentalmente al factor sorpresa (ICOLD, 2011).

Como valor de referencia para el coeficiente de rugosidad de Manning (n) se adoptó un valor constante para todo el tramo (cauce + valles inundación) de $n = 0.04 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$. La adopción de este valor se justifica en la visita de campo realizada a la zona de estudio así como en el análisis de la foto aérea de la zona. El cauce del río Montepuéz aguas abajo de la presa es de tierra y fuera del período húmedo suele estar seco. Las planicies de inundación están formadas por pastos cortos y pequeñas áreas de cultivos dispersas destinadas al autoconsumo de la población local, siendo la presencia de arbustos mínima y con predominancia de grandes espacios abiertos. No obstante, se evalúa la influencia o sensibilidad del coeficiente de rugosidad en relación al caudal punta y la velocidad de propagación de la onda de la avenida. Para ello se consideran valores del coeficiente de rugosidad comprendidos entre 0.02 y $0.06 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$. Las simulaciones tienen una duración de 25 horas desde el inicio de la brecha. Los resultados se almacenan cada 800 s. Para el análisis de resultados se definen un total de 9 secciones de control a lo largo del tramo de estudio, como se muestra en la Figura 3.

RESULTADOS

Caudales punta y tiempos de llegada

Una parte esencial en cualquier análisis de rotura de presa tiene que ver con la estimación del hidrograma de la onda de la avenida que se genera en el instante inicial de la formación de la brecha y su propagación hacia aguas abajo, especialmente, en términos de caudal punta y tiempos de llegada y ocurrencia del pico. En las Tablas 1 y 2 se resumen los caudales punta de la onda de la avenida (Q_p), el tiempo del pico (T_p) y el tiempo de llegada de la onda de la avenida (T_a) a las diferentes secciones de control localizadas aguas abajo, empleando el DEM SRTM (Escenario A) y el DEM SRTM^{TR} (Escenario B), y considerando diferentes coeficientes de rugosidad en ambos escenarios. Desde el punto de vista de los planes de emergencia y las estrategias de evacuación, el tiempo de llegada de la onda de la avenida (T_a) puede resultar de mayor utilidad que el tiempo de ocurrencia del pico (T_p). T_a es el intervalo de tiempo transcurrido entre la rotura de la presa y el mojado inicial en una sección de control cualquiera, lo que ofrece cierto margen de tiempo para la evacuación de la población expuesta al riesgo.

Tomando como referencia la atenuación de Q_p y la velocidad de propagación de la onda de la avenida, las secciones localizadas dentro de todo el tramo de estudio se pueden agrupar en un tramo superior (S1 a S4) y uno inferior (S5 a S9). En el Escenario A, los caudales punta en el tramo superior se encuentran dentro del rango de 2748–1450 m^3/s , dependiendo del coeficiente de rugosidad y una sección de control específica. Aguas abajo (en el tramo inferior) los caudales punta resultan significativamente inferiores, y se mueven en el rango que va de 546 m^3/s a 66 m^3/s . Para el Escenario B, los caudales punta en el tramo superior están dentro del rango de 2747–1606 m^3/s , valores muy similares a los obtenidos en el Escenario A. Las diferencias entre ambos escenarios resultan mayores en el tramo inferior, en donde los caudales están dentro del rango de 1376–740 m^3/s en el Escenario B. Los caudales punta son hasta ~ 10 veces superiores en el Escenario B. En la Figura 5 se muestra la propagación de la onda de la avenida a lo largo de todo el tramo considerando los dos escenarios, y un coeficiente de rugosidad de $n = 0.03 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$. La atenuación en la magnitud de Q_p se puede observar claramente en la medida que la onda de la avenida se mueve hacia aguas abajo. Los porcentajes de atenuación de Q_p en el tramo superior resultan muy similares en ambos escenarios, y se mueven desde el 4 % (sección S2) hasta el 36 % en la sección S4. Dentro del tramo inferior, los porcentajes de atenuación se encuentran entre el 83 % (sección S5) y el 97 % (sección S9) en el Escenario A, y entre el 56 % (sección S5) y el 65 % (sección S9) en el Escenario B. Como promedio, la atenuación disminuye en el Escenario B en 30 puntos porcentuales. Se observan unos comportamientos similares con los otros valores de n considerados.

Tabla 1 | Caudal punta (Qp), tiempo de llegada (Ta) y tiempo de ocurrencia del pico (Tp) para la onda de la avenida en las secciones localizadas aguas abajo en el Escenario A (DEM SRTM) considerando diferentes coeficientes de rugosidad (n).

Sección	L (km)	$n = 0.02 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$			$n = 0.03 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$			$n = 0.04 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$			
		Qp (m ³ /s)	Ta (h)	Tp (h)	Qp (m ³ /s)	Ta (h)	Tp (h)	Qp (m ³ /s)	Ta (h)	Tp (h)	
S1	0.1	2747.6		2	2702.9		2.0	2673.9		2.0	
S2	2.5	2716.8	0.9	2.2	2637.3	1.1	2.2	2527.7	1.1	2.2	
S3	4.6	2271.8	1.3	2.7	2160.1	1.3	2.7	2053.1	1.6	2.9	
S4	8.3	1901.5	2.0	2.9	1863.7	2.0	3.1	1711.2	2.2	3.3	
S5	12.3	546.6	2.9	4.2	497.4	3.1	4.4	442.4	3.1	4.7	
S6	16.4	326.3	4.7	7.3	287.1	4.9	7.8	253.1	5.3	8.7	
S7	22.8	232.9	8.9	10.7	204.3	9.8	11.8	181.1	10.7	13.1	
S8	30.3	162.6	11.8	14.4	143.4	12.9	15.8	125.8	14.2	17.3	
S9	35.9	109.3	16.0	18.2	95.5	17.6	20.0	84.1	19.6	22.4	
		$n = 0.05 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$			$n = 0.06 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$						
S1	0.1	2619.8		2.0	2556.4		2.0				
S2	2.5	2451.3	1.1	2.2	2350.9	1.1	2.2				
S3	4.6	1938.8	1.6	2.9	1801.8	1.6	3.1				
S4	8.3	1557.9	2.4	3.3	1449.5	2.4	3.6				
S5	12.3	390.5	3.3	5.1	346.6	3.6	5.3				
S6	16.4	221.6	5.8	9.6	195.3	6.2	10.7				
S7	22.8	160.2	11.8	14.2	141.6	13.1	15.8				
S8	30.3	111.6	15.8	19.8	99.1	17.6	21.6				
S9	35.9	76.2	21.8	25.1	66.0	24.2	27.8				

Tabla 2 | Caudal punta (Qp), tiempo de llegada (Ta) y tiempo de ocurrencia del pico (Tp) para la onda de la avenida en las secciones localizadas aguas abajo en el Escenario B (DEM SRTM^{1/3}) considerando diferentes coeficientes de rugosidad (n)

Sección	L (km)	$n = 0.02 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$			$n = 0.03 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$			$n = 0.04 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$			
		Qp (m ³ /s)	Ta (h)	Tp (h)	Qp (m ³ /s)	Ta (h)	Tp (h)	Qp (m ³ /s)	Ta (h)	Tp (h)	
S1	0.1	2746.5		2.0	2710.0		2.0	2664.5		2.0	
S2	2.5	2722.9	0.7	2.2	2629.5	0.7	2.2	2523.1	0.89	2.4	
S3	4.6	2450.4	1.1	2.4	2354.0	1.1	2.7	2240.8	1.33	2.7	
S4	8.3	2094.1	1.6	2.9	1981.9	1.6	3.1	1831.2	1.78	3.1	
S5	12.3	1376.1	2.0	3.5	1268.9	2.2	3.8	1162.3	2.44	3.8	
S6	16.4	1185.4	2.7	4.7	1117.8	2.7	4.7	1027.1	2.89	4.9	
S7	22.8	1181.0	3.6	5.8	1104.8	3.8	5.8	1002.5	4.22	6.2	
S8	30.3	1159.9	4.4	6.2	1083.6	4.7	6.4	978.1	5.11	7.1	
S9	35.9	1106.7	5.6	7.1	1021.0	6.0	7.3	901.0	6.44	8.0	
		$n = 0.05 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$			$n = 0.06 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$						
S1	0.1	2587.1		2.0	2532.9		2.0				
S2	2.5	2441.8	0.9	2.4	2348.5	0.9	2.4				
S3	4.6	2115.9	1.3	2.7	2005.5	1.6	2.9				
S4	8.3	1723.5	1.8	3.3	1605.7	2.0	3.6				
S5	12.3	1076.1	2.4	4.0	990.1	2.7	4.4				
S6	16.4	939.9	3.1	5.3	855.1	3.3	5.6				
S7	22.8	911.3	4.4	6.7	827.7	4.9	7.1				
S8	30.3	885.4	5.6	7.6	801.9	6.0	8.0				
S9	35.9	824.2	6.9	8.9	739.6	7.6	9.8				

En la Figura 6 se muestran los mapas con la distribución de calados y velocidades dentro de un tramo de unos 14 km comprendido entre las secciones S6 y S8 para ambos escenarios. Para que los escenarios fuesen comparables, los mapas se muestran para el instante del tiempo de llegada de la onda de la avenida a la sección S8, que corresponde a $t = 56000$ s en el Escenario A y a $t = 18000$ s en el Escenario B. El desfase temporal entre ambos casos es un claro reflejo de la influencia que tiene el DEM sobre los tiempos y velocidades de propagación de la onda de la avenida. Las diferencias existentes entre los mapas resultantes en los dos escenarios se aprecian nítidamente en la Figura 6. Las variaciones espurias o físicamente poco justificables relacionadas con las cotas del terreno en determinadas zonas del DEM SRTM original tienen un efecto notable sobre la estimación de la dirección del flujo, la velocidad y el calado. Se puede observar como el canal principal aparece seco en determinadas zonas, lo que ofrece una resistencia o bloqueo al flujo, debido probablemente a los sesgos causados por la

existencia de la vegetación de ribera. En el Escenario B, las estimaciones son consistentes con el trazado y la configuración del canal principal del río mostrado en la imagen aérea.

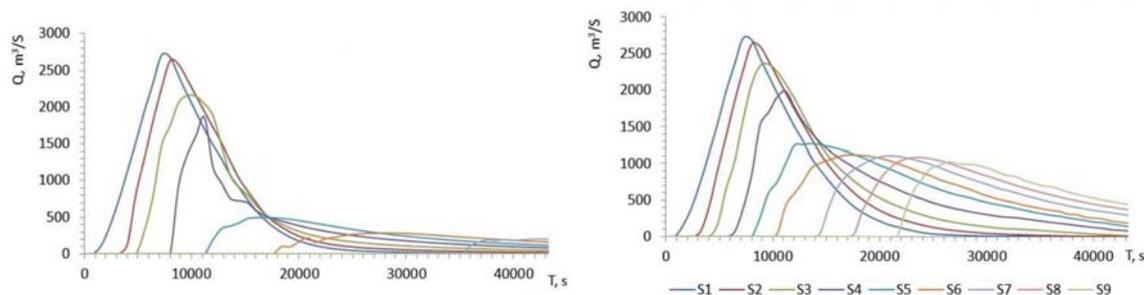


Figura 5 | Proceso de atenuación y propagación de la onda de la avenida en el tramo aguas abajo de la presa para: Escenario A (izquierda); y Escenario B (derecha). Resultados para $n = 0.03 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

En la Figura 7 se muestra el tiempo de llegada de la onda de la avenida (T_a) y el tiempo de ocurrencia del pico (T_p) en función de la distancia desde la presa (L), para los Escenarios A y B, y diferentes valores del coeficiente de rugosidad. En el Escenario A, el pico del hidrograma de la avenida ocurre en la primera sección (S1) cerca de 2 h después del inicio de la brecha, independientemente del valor del coeficiente de rugosidad adoptado. Esto es coherente con el tiempo desarrollo o formación de la brecha calculado con la Ecuación (2). Más aguas abajo, en la sección S4, los valores de T_a y T_p varían en un estrecho rango, comprendido entre 2 h ($n = 0.02 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$) y 2.4 h ($n = 0.06 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$) y entre 2.9 h ($n = 0.02 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$) y 3.6 h ($n = 0.06 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$), respectivamente. Unos resultados similares se obtienen dentro del Escenario B, en donde los tiempos T_a y T_p son ligeramente inferiores (Tablas 1 y 2). Por lo tanto, en esta parte superior del tramo, los tiempos de propagación de la onda de la avenida muestran muy poca dependencia del coeficiente de rugosidad. Siguiendo hacia aguas abajo en el Escenario A, la sensibilidad de T_a y T_p al coeficiente de rugosidad aumenta progresivamente. En la medida que el caudal punta se reduce, la fricción del fondo juega un papel más importante. En el final del tramo de estudio (Sección S9), T_a está dentro de las 16 h ($n = 0.02 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$) y 24 h ($n = 0.06 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$), es decir, existe un desfase temporal de 8 h debido a la influencia del coeficiente de rugosidad. T_p oscila entre 18.2 h ($n = 0.02 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$) y 27.8 h ($n = 0.06 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$). Las diferencias existentes entre ambos escenarios resultan notables dentro de este tramo inferior. En el Escenario B, T_a en la última sección de aguas abajo varía entre las 5.6 h ($n = 0.02 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$) y 7.6 h ($n = 0.06 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$). Estos resultados, comparados con los del Escenario A, son aproximadamente 3 veces menores. Un comportamiento similar se observa en relación a los valores de ocurrencia del pico. Esto puede ser atribuible a las direcciones irreales que adopta el flujo cuando se utiliza el DEM SRTM original, dados los sesgos positivos en la cota del terreno dentro y alrededor del canal principal del río.

Las velocidades de propagación de la onda de la avenida se calcularon a partir de los valores de T_p entre las secciones S1 y S9. En el Escenario A, éstas se encuentran dentro del rango 0.62 m/s ($n = 0.02 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$) y 0.39 m/s ($n = 0.06 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$). Estos valores resultan excesivamente bajos cuando se comparan con aquellos calculados en el Escenario B (entre 1.95 m/s y 1.28 m/s, respectivamente).

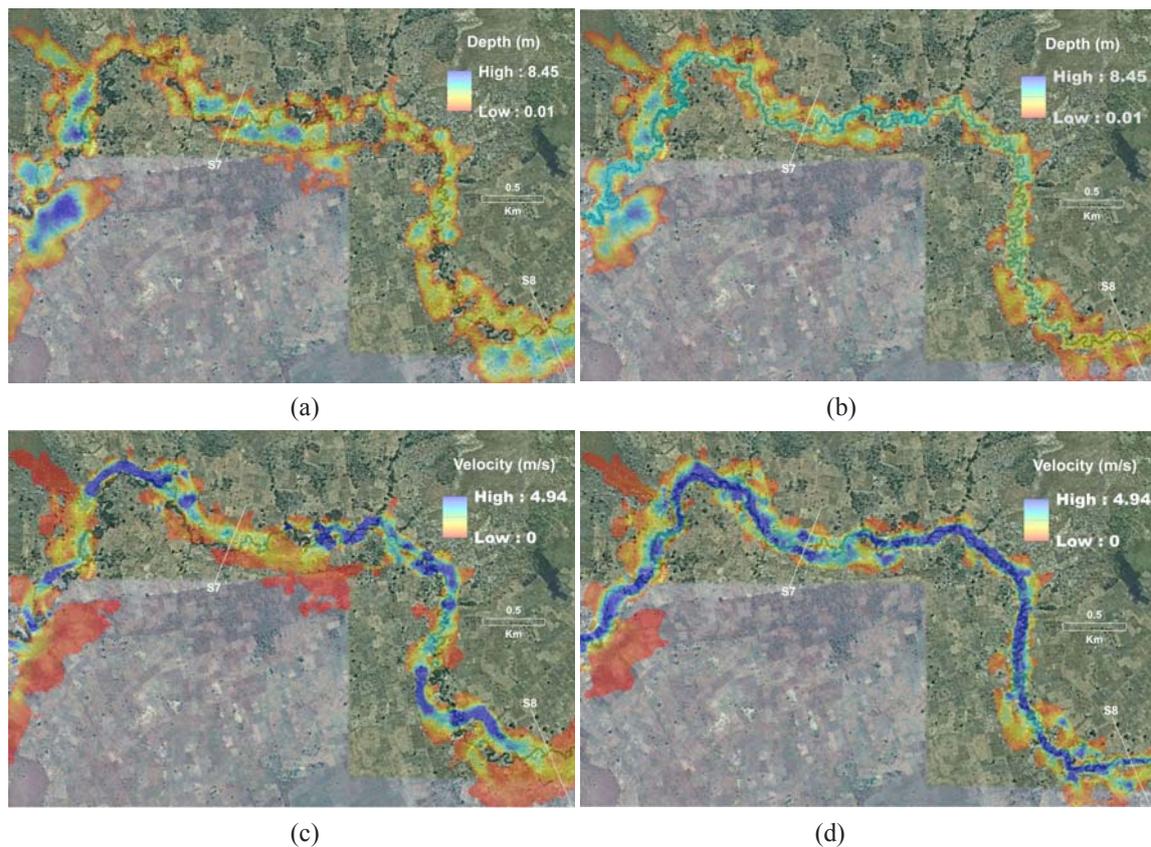


Figura 6 | Mapas con la distribución del calado y velocidad para el tramo comprendido entre las secciones S6 y S8 con el DEM SRTM original para $t = 56000$ s (izquierda) y con el DEM SRTM^{TR} (acondicionado) para $t = 18000$ s (derecha). Valor de Manning de $n = 0.03 \text{ m}^{-1/3}$: (a) Calado, DEM SRTM; (b) Calado, DEM SRTM^{TR}; (c) Velocidad, DEM SRTM; (d) Velocidad, DEM SRTM^{TR}.

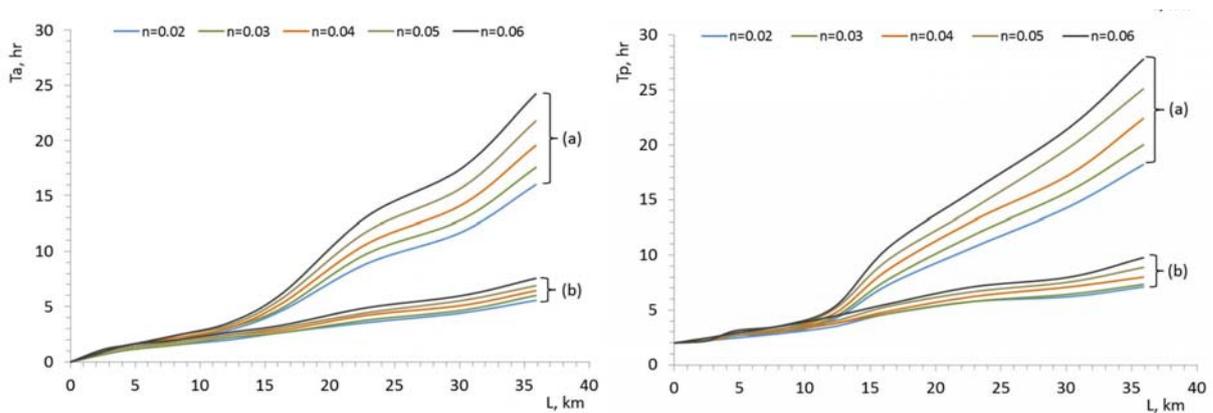


Figura 7 | Tiempo de llegada de la onda de la avenida (T_a) (izquierda); y tiempo de ocurrencia del pico (T_p) (derecha) en función de la distancia desde la presa (L), para el: DEM SRTM (a); y el DEM SRTM^{TR} (b) para diferentes valores del coeficiente de rugosidad.

Comparación con datos reales de rotura de presas

Los resultados del caudal punta de la rotura de la presa de Chipembe simulados con Iber se han comparado con la base de datos expandida elaborada por Pierce et al. (2010). Esta base de datos está compuesta por los datos históricos observados de 87 casos de roturas de presas en todo el mundo, y es el resultado de añadir a la ya existente base de datos de Wahl otros 44 nuevos casos de roturas de presas ocurridas durante el período 1975–2007. En la Figura 8 se muestran las relaciones de mejor

ajuste entre el caudal de salida y el denominado factor presa VH (dam factor), expresado este último como el producto de la altura del agua (H) y el volumen de almacenamiento (V) en el instante inicial de la rotura de la presa. El ajuste obtenido por Pierce et al. (2010) muestra una buena relación lineal ($R^2 = 0.844$) entre el caudal punta y el factor presa. En la misma figura se reflejan también las relaciones dadas por MacDonald and Langridge-Monopolis (1984) y Costa (1985). Por último, el punto verde representa el caudal punta estimado con el modelo Iber para $n = 0.04 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ ($2674 \text{ m}^3/\text{s}$ en la Sección S1), aunque se obtienen valores muy similares para todo el rango de coeficientes de Manning adoptados, tal y como puede observar en la Tabla 1. Se observa como el caudal punta obtenido con el modelo Iber se ajusta razonablemente bien con las tres relaciones históricas de regresión. Para el factor presa de Chipembe ($2.63 \cdot 10^8 \text{ m}^4$), el caudal punta de salida estimado con la ecuación de Pierce et al. (2010) es de $2228 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que resulta un 20 % inferior en relación a las estimaciones obtenidas con el modelo numérico. La expresión de Costa (1985) muestra un caudal de salida para Chipembe de $2653 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que la de MacDonald and Langridge-Monopolis (1984) ofrece un resultado más conservador ($3397 \text{ m}^3/\text{s}$).

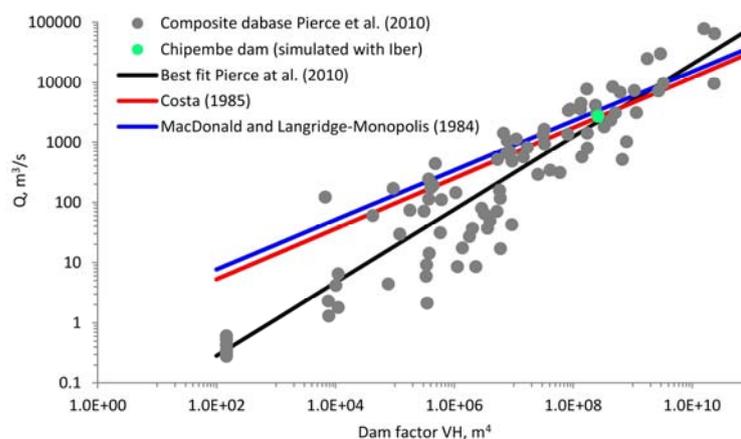


Figura 8 | Comparación de las relaciones de mejor ajuste de Mac Donald and Landgridge-Monopolis (1984), Costa (1985) y Pierce et al. (2010) con el caudal punta simulado con el modelo Iber para la presa de Chipembe.

Delimitación de las zonas inundables

El conocimiento de la extensión de las zonas inundables es de vital interés práctico en la elaboración de los planes de emergencia ante situaciones de roturas de presas. En la Tabla 3 se establece una comparación entre las extensiones de las zonas inundables para los Escenarios A y B bajo diferentes coeficientes de rugosidad. El ancho promedio de la zona inundable mostrado en la Tabla 3 es la relación entre el área de la zona inundable y la longitud del canal principal estimado a partir de la imagen aérea. El calado promedio es el valor espacial promedio de todos los valores de calados máximos calculados durante el proceso de simulación. En ambos escenarios de simulación, a medida que el coeficiente de rugosidad se incrementa, se observa un incremento en la extensión del área inundable (A). Sin embargo, en el Escenario A la influencia de n resulta muy limitada, siendo las diferencias para el área total inferiores al 2 %. Una situación similar se observa con el ancho promedio de la zona inundable, que aumenta desde los 368 m para $n = 0.02 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ hasta los 373 m para $n = 0.06 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$. Las diferencias relacionadas con el calado máximo se encuentran por debajo de los 0.04 m. En el Escenario B, la influencia del coeficiente de rugosidad es mayor, con unas diferencias en la extensión y el ancho promedio de la zona inundable de cerca del 5 %, y unas diferencias en los calados máximos de 0.10 m, para el rango de coeficientes de rugosidad de Manning adoptados.

El uso del DEM hidrológicamente acondicionado muestra una extensión del área inundable y el ancho promedio inferiores (~19 %), y mayores calados promedios (~9 %) cuando se comparan con los mismos valores obtenidos con el DEM SRTM-1s original (Tabla 3). Estos resultados concuerdan con las observaciones de Sanders (2007) y Yan et al. (2014) en relación al uso de DEMs de mayor resolución en lugar del SRTM DEM. Se ha constatado que el uso de la topografía del SRTM conlleva a mayores extensiones de la zona inundable en comparación con la topografía de mayor precisión, debido a la baja

calidad al representar pequeños canales de drenaje. No obstante, este puede no ser siempre el caso, dependiendo de las características específicas de la topografía del lugar así como las propias incertidumbres locales del DEM SRTM. Especialmente, el sesgo positivo en los datos de elevación del SRTM en aquellas planicies de inundación que presentan una gran cobertura vegetal puede conllevar a una infravaloración de la extensión de la zona inundable (Yan et al., 2015). En el presente caso de estudio, la vegetación existente dentro de los límites de la planicie de inundación es escasa, tal y como se puede apreciar en la imagen aérea. Dadas estas características, las estimaciones obtenidas en este estudio acerca de la extensión del área inundable dentro del Escenario A pueden ser consideradas conservadoras. El empleo de valores mayores del coeficiente de Manning en este caso, a pesar de su limitada influencia, tiende a mostrar resultados más conservadores.

Tabla 3 | Extensión del área inundable (A), calados medios (Ho), máximos (Hmax) y ancho promedio (Bo) para los Escenarios A y B

n (m ^{-1/3} ·s)	A (×10 ⁶ m ²)		Ho (m)		Hmax (m)		Bo (m)	
	A	B	A	B	A	B	A	B
0.02	13.28	10.98	2.72	2.94	9.58	8.67	368	305
0.03	13.30	11.06	2.75	3.02	9.61	8.69	369	307
0.04	13.34	11.22	2.78	3.06	9.61	8.73	370	312
0.05	13.39	11.35	2.80	3.12	9.62	8.76	372	315
0.06	13.45	11.49	2.82	3.15	9.62	8.77	373	319

El análisis de sensibilidad del coeficiente de rugosidad realizado en este trabajo no pretende reemplazar en modo alguno el empleo de DEMs más precisos, por lo que debe interpretarse como una opción más dentro del contexto de limitada disponibilidad de información. En otros estudios relacionados con la modelización de inundaciones en los que previamente se han evaluado diferentes DEMs (con diferentes fuentes y resoluciones) se han observado también diferencias menores en la extensión de las zonas inundables y diferencias más relevantes en relación a los tiempos de propagación de la onda de la avenida (por ejemplo, el caso de la rotura de la presa de St. Francis modelizado por Sanders (2007)). Siguiendo esta estrategia, el peor de los casos (mayor extensión del área inundable y menor tiempo de propagación de la onda de la avenida) corresponde a: (a) la extensión de la zona inundable calculada para el rango más alto de valores de los coeficientes de Manning ($n = 0.05\text{--}0.06\text{ m}^{-1/3}\cdot\text{s}$); y (b) los tiempos de propagación calculados para el rango más bajo de valores de los coeficientes de Manning ($n = 0.02\text{--}0.03\text{ m}^{-1/3}\cdot\text{s}$). Estos resultados muestran que el uso del DEM SRTM combinado con un rango de valores bajos de Manning no basta para alcanzar las predicciones obtenidas con el DEM SRTM^{TR} en relación a los tiempos de propagación de la onda de la avenida. Esto viene a confirmar la importancia que tiene la influencia de la topografía sobre las predicciones de los modelos hidráulicos. Si como en el presente caso de estudio, sólo se dispone de modelos digitales de elevaciones de distribución gratuita, se sugiere llevar a cabo previamente un detallado análisis de las limitaciones del DEM acompañado de un pre-procesamiento que permita mejorar la precisión del mismo y garantizar que éste resulte consistente desde el punto de vista hidrológico. Para la gestión de inundaciones y la elaboración de los planes de emergencia se sugiere realizar un análisis de sensibilidad sobre el comportamiento de los valores de Manning, y adoptar el peor o más desfavorable de los escenarios relacionados con la extensión del área inundable y los tiempos de propagación de la onda de la avenida.

Elaboración de mapas peligrosidad

Aguas abajo de la presa en la margen derecha del río Montepuéz se encuentra localizado un asentamiento rural a una distancia de 1.9 km con aproximadamente 200 casas y una población cercana a los 600 habitantes. Adicionalmente, en la margen izquierda del río, existe un proyecto de irrigación que cubre un área de cerca de 2200 hectáreas (EIA, 2013). En términos de exposición a la peligrosidad o riesgo hidrodinámico, estos son los principales focos propensos al riesgo dentro de esta área, por lo que deberán ser tomados en consideración cuando se evalúen los posibles impactos de la rotura de la presa. No se tiene constancia de la existencia de ningún otro asentamiento dentro del tramo analizado, así como de cualquier otra infraestructura (puentes, carreteras, etc.).

Se elaboró un mapa de riesgo a partir de la distribución de calados y velocidades máximas dentro de las zonas inundables. En cada celda de la malla, el nivel o umbral de riesgo se determinó de acuerdo con los criterios previamente explicados en la sección que aborda las capacidades de modelo Iber. Siguiendo estos criterios, en el Escenario A el 79.8 % del área inundable ($\sim 13.34 \times 10^6 \text{ m}^2$) se clasifica como una zona de alto riesgo, el 15.4 % como riesgo medio y el restante 4.8 % como riesgo bajo, considerando $n = 0.04 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$. (Figura 9). Se obtuvieron distribuciones similares en los mapas de riesgo para los restantes de coeficientes de rugosidad evaluados. Para el Escenario B, el 84.8 % del área inundable está clasificada como riesgo alto, lo que representa un notable incremento porcentual en relación al Escenario A. No obstante, en términos absolutos, el área clasificada como riesgo alto resulta menor en el Escenario B.

Aproximadamente el 21 % del área del sistema de riego proyectado cae dentro de la zona de alto riesgo. El impacto en pérdidas materiales y económicas que la rotura de la presa de Chipembe podría suponer para al menos parte esta infraestructura parece claro. Igualmente parece evidente que, aún sin poder cuantificar, cabría la posibilidad de un elevado riesgo de pérdidas de vidas humanas que un futuro podrían trabajar directamente en las labores agrícolas de esta zona, especialmente en el tramo de los primeros 5-6 km aguas abajo de la presa. Sin embargo, los tiempos promedio de llegada de la onda de la avenida aumentan desde 1 h en la sección S2 ($L = 2.5 \text{ km}$) hasta las 2.2 h en la sección S4 ($L = 8.3 \text{ km}$) en el Escenario A, y van desde 0.9 h hasta las 1.8 h en el Escenario B, lo que ofrece cierto margen para poner en marcha los planes de evacuación y salvamento.

En la Figura 9 se muestra el perímetro del asentamiento rural en la margen derecha del río Montepuéz. Como se puede observar, su localización tiene un margen de unos 280 m respecto de los límites de la zona inundable. De acuerdo con el DEM SRTM-1s, el asentamiento se encuentra a una altitud de 502 m. En la sección más cercana a éste, el nivel de la cota del agua alcanza valores comprendidos en el rango de 495 - 496 m en el instante del paso del pico de la onda de la avenida, que ocurre dos horas después del inicio de la formación de la brecha. Estas cotas son significativamente inferiores a las del asentamiento, por lo tanto, la población del mismo se localiza dentro de un área exenta de riesgo bajo el escenario de rotura de la presa adoptado (Sunny day).

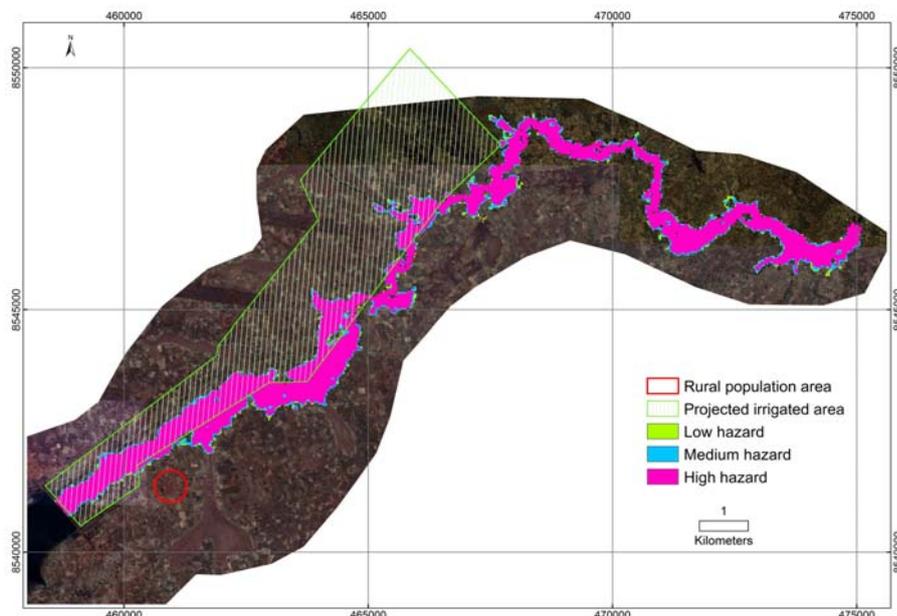


Figura 9 | Mapa de riesgo aguas abajo de la presa de Chipembe basado en la distribución de máximos calados y velocidades. Predicciones basadas en el DEM SRTMTR y $n = 0.04 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

CONCLUSIONES

En este estudio se analizan las consecuencias de una hipotética rotura de la presa de Chipembe (norte de Mozambique) bajo un escenario de tiempo soleado (sunny day) en un tramo de cerca de 36 km localizado aguas abajo. Para la simulación de la rotura de la presa y la propagación de la onda de la avenida se empleó el modelo hidrodinámico bidimensional Iber. Se consideraron dos DEMs diferentes en las simulaciones: el primero, basado en los datos originales del SRTM-1s, y el segundo, el DEM anterior sometido a un acondicionamiento hidrológico, en el que se empleó la técnica de profundización del cauce ('stream burning'). Se analizaron las diferencias existentes en las predicciones del modelo hidráulico debidas a los DEMs utilizados. Se realizó un análisis de sensibilidad del coeficiente de rugosidad de Manning considerando valores de n comprendidos entre 0.02 y 0.06 $m^{-1/3}$.

Los resultados alcanzados revelan la influencia del DEM sobre la predicción de los tiempos de propagación de la onda de la avenida y la baja influencia de los valores de los coeficientes de rugosidad adoptados. El uso del DEM acondicionado hidrológicamente en lugar de los datos originales del DEM SRTM-1s revela que se tienen:

- a) Mayores caudales punta de los hidrogramas, de hasta ~ 10 veces en la sección de aguas abajo (S9);
- b) Menor atenuación de los caudales punta, desde ~ 90 % hasta ~60 % en el tramo inferior;
- c) Menores tiempos de llegada de la onda de la avenida y del pico, llegando a reducirse hasta un 65 % en la sección de aguas abajo;
- d) Menor área y ancho promedio de las zonas inundables (~19 %), y mayores calados promedios (~9 %).

La extensión de la zona inundable y el calado promedio no se ven afectados significativamente por la selección del valor del coeficiente de rugosidad de Manning. Las diferencias existentes se encuentran por debajo del 5 % y el 7 % respectivamente, con el DEM acondicionado hidrológicamente, y por debajo del 1 % y el 4 % con el DEM SRTM original, para el rango completo de los valores de n adoptados.

Los mapas con la extensión de las zonas inundables y de peligrosidad obtenidos presentan incertidumbres asociadas a la precisión del DEM utilizado en el modelo hidráulico, los datos técnicos disponibles sobre la presa y el embalse, así como el enfoque adoptado en la modelización hidráulica. No obstante, estos resultados pueden ser considerados de utilidad práctica en la elaboración y puesta en práctica de los planes de emergencia ante una hipotética rotura de la presa de Chipembe, y muestran las posibilidades de expandir la metodología de análisis a otras presas de Mozambique. Este caso de estudio pone de relieve la importancia de considerar adecuadamente la representación de la geometría del canal principal en el DEM. Los ruidos introducidos por la presencia de vegetación de ribera a lo largo del eje principal de cauce en el DEM SRTM-1s original provocan una importante infravaloración de los tiempos de propagación de la onda de la avenida. La modelización de bajo coste propuesta en este trabajo es una opción atractiva para la modelización de avenidas causadas por la rotura de presas cuando la disponibilidad de información resulta insuficiente.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a la Xunta de Galicia por su apoyo financiero (GRC2014/041). También desean agradecer a la Unión Europea y a la Agencia de Cooperación Galega y Augas de Galicia por la financiación de los proyectos EUROPEAID/129-510/C/ACT/ACTPS/10EDF_ACP-EU y COOPERACIÓN GALEGA PR815A-2014-11. El proyecto EuropeAid aglutina a la Administración Regional del Agua del Norte de Mozambique (ARA-Norte), la Dirección Nacional del Agua de Mozambique (Direcção Nacional de Águas, DNA – <http://www.dnaaguas.gov.mz>), la Universidad Politécnica de Cataluña, la Universidade da Coruña y la consultora Amphos21. María Bermúdez agradece su contrato postdoctoral de la Xunta de Galicia (ED481B 2014/156-0). Los autores desean expresar también su agradecimiento a la dirección y el personal técnico de la institución del ARA-Norte de Mozambique.

REFERENCIAS

- Alcrudo, F., Mulet, J. 2007. Description of the Tous Dam break case study (Spain). *Journal of Hydraulic Research.*, 45, 45–57. doi:10.1080/00221686.2007.9521832
- Arthur, H.G. 1977. Teton Dam failure. The Evaluation of Dam Safety. In: *Engineering Foundation Conference Proceedings*, Pacific Grove, CA, USA, 28 November–3 December, 1976; American Society of Civil Engineers: New York, NY, USA, 61–71.
- Bermúdez, M., Neal, J. C., Bates, P. D., Coxon, G., Freer, J. E., Cea, L. and Puertas, J. (2017). Quantifying local rainfall dynamics and uncertain boundary conditions into a nested regional-local flood modeling system, *Water Resources Research*, 53, 1-16. doi:10.1002/2016WR019903.
- Bladé, E., E.Sánchez-Juny, M., Sánchez, H., Niñerola, D., Gómez, M., 2009. *Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Una visión a partir del modelo HEC-RAS*. UPC. ed.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J., Coll, A. 2014. Iber: Herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. Iber - River modelling simulation tool. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 30, 1–10. doi:10.1016/j.rimni.2012.07.004
- Callow, J.N., Van Niel, K.P., Boggs, G.S. 2007. How does modifying a DEM to reflect known hydrology affect subsequent terrain analysis. *Journal of Hydrologic*, 332, 30–39. doi:10.1016/j.jhydrol.2006.06.020
- Castillo, L., Carrillo, J., Álvarez, M. 2015. Complementary Methods for Determining the Sedimentation and Flushing in a Reservoir. *Journal of Hydraulic Engineering*, 141, 5015004. doi:10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001050
- Cea, L., Bermudez, M., Puertas, J., Blade, E., Corestein, G., Escolano, E., Conde, A., Bockelmann-Evans, B., Ahmadian, R. 2016. IberWQ: New simulation tool for 2D water quality modelling in rivers and shallow estuaries. *Journal of Hydroinformatics*, 18, 816–830. doi:10.2166/hydro.2016.235
- Costa, J.E. 1985. *Floods from Dam Failures*. Open File Report 85-560, US Geological Survey. Denver, CO, USA.
- EIA 2013. *Avaliação de Impacto Ambiental. Reabilitação da Barragem de Chipembe: Instrução do Processo*. Pemba, Moçambique.
- Farr, T.G.; Rosen, P.A.; Caro, E.; Crippen, R.; Duren, R.; Hensley, S.; Kobrick, M.; Paller, M.; Rodriguez, E.; Roth, L. 2007. The shuttle radar topography mission. *Reviews of Geophysics*, 45, 1–43. doi:10.1029/2005RG000183
- Federal Emergency Management Agency, 2013. Federal Guidelines for Inundation Mapping of Flood Risks Associated with Dam Incidents and Failures; Federal Emergency Management Agency P-946: Washington, DC, USA.
- International Committee on Large Dams (ICOLD) 2011. *Small Dams Design, Surveillance and Rehabilitation*. International Committee on Large Dams: Paris, France.
- Jansen, R.B. 1980. Dam and Public Safety; US Department of the Interior, Water and Power Resources Service: Denver, CO, USA.
- Jonkman, S.N., Vrijling, J.K., Vrouwenvelder, A.C. 2008. Methods for the estimation of loss of life due to floods: A literature review and a proposal for a new method. *Natural Hazards*, 46, 353–389. doi:10.1007/s11069-008-9227-5
- Kreiselmeier, J. 2015. *Development of a Flood Model Based on Globally-Available Satellite Data for the Papaloapan River, Mexico* (Dissertation).
- Lindsay J. 2016. The practice of DEM stream burning revisited. *Earth Surface Processes and Landforms*, 41, 658–668. doi:10.1002/esp.3888

- MacDonald, T., Langridge-Monopolis, J. 1984. Breaching characteristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110, 567–586. doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:5(567)
- Menescal, R.A., Vieira, V.P., Oliveira, S.K. 2005. Terminologia para análise de risco e segurança de barragens. In *A Segurança de Barragens E a Gestão de Recursos Hídricos*; Menescal, R.A., Ed.; Ministério da Integração Nacional: Brasília, Brazil, 31–39.
- Morris, M.W. 2000. *Concerted Action on Dambreak Modelling—CADAM*; Final Report SR 571, HR Wallingford Ltd.: Wallingford, UK.
- Rogers, D.J. 2006. Lessons learned from the St. Francis Dam failure. *Geo-Strata*, 6, 14–17.
- Universidade da Coruña, 2014. Manual Técnico de Planificação e Gestão de Infraestruturas Hidráulicas das Bacias Internas de Cabo Delgado; Technical Manual for Planning and Management of Hydraulic Infrastructures in the interior catchments of Cabo Delgado; A Coruña, España.
- Pierce, M.W., Thornton, C.I., Abt, S.R. 2010. Predicting peak outflow from breached embankment dams. *Journal of Hydraulic Engineering*, 15, 338–349.
- Sampson, C.C., Smith, A., Bates, P.D., Neal, J.C., Trigg, M.A. 2016. Perspectives on open access high resolution digital elevation models to produce global flood hazard layers. *Frontiers of Earth Science*, 3, 1–6. doi:10.3389/feart.2015.00085
- Sanders, B.F. 2007. Evaluation of on-line DEMs for flood inundation modeling. *Advances in Water Resources*, 30, 1831–1843. doi:10.1016/j.advwatres.2007.02.005
- Saxena, K.R., Sharma, V.M. 2005. *DAMS Incidents and Accidents*. A.A. Balkema Publishers: Amsterdam, The Netherlands.
- Simard, M., Pinto, N., Fisher, J.B., Baccini, A. 2011. Mapping forest canopy height globally with spaceborne lidar. *Journal of Geophysical Research: Biogeosciences*, 116, G04021. doi:10.1029/2011JG001708
- Soares-Frazão, S., Canelas, R., Cao, Z., Cea, L., Chaudhry, H.M.; Die Moran, A., Kadi, K.E.; Ferreira, R., Cadórniga, I.F., Gonzalez-Ramirez, N., et al. 2012. Dam-break flows over mobile beds: Experiments and benchmark tests for numerical models. *Journal of Hydraulic Research*, 50, 364–375. doi:10.1080/00221686.2012.689682
- Wahl, T.L., Hanson, G.J., Courivaud, J., Morris, M.W., Kahawita, R., McClenathan, J.T., Gee, D.M. 2008. Development of next-generation embankment dam breach models. In *Proceedings of the US Society of Dams Annual Meeting and Conference 2008*, Portland, OR, USA, 28 April–02 May 2008.
- Yan, K., Neal, J.C., Solomatine, D.P., Di Baldassarre, G. 2014. Global and low-cost topographic data to support flood studies. In *Hydro-Meteorological Hazards, Risks, and Disasters*, 1st ed.; Shroder, J.F., Paron, P., Di Baldassarre, G.; Elsevier: Amsterdam, The Netherlands, 105–124.
- Yan, K., Di Baldassarre, G., Solomatine, D.P., Schumann, G.J. 2015. A review of low-cost space-borne data for flood modelling: topography, flood extent and water level. *Hydrological Processes*, 29, 3368–3387.