

Inclusión en modelos de riesgo de presas de una metodología de estimación hidrológica basada en técnicas Monte Carlo

A. Serrano-Lombillo

iPresas S.L., España

Á. Sordo, P. Bianucci & L. Garrote

Universidad Politécnica de Madrid, España

I. Escuder-Bueno

Universitat Politècnica de Valencia, España

ABSTRACT: La probabilidad de fallo hidrológico de una presa, en muchos casos, es una componente relevante en la estimación del riesgo total. En este trabajo se evaluó el impacto que puede tener en un modelo de riesgo de una presa, el aplicar una metodología de estimación hidrológica basada en técnicas de Monte Carlo, como contraposición al uso de técnicas tradicionales con mayor componente determinista.

En un caso de estudio, se ha partido de un modelo de riesgo existente con una hidrología calculada de forma tradicional, se ha estimado una nueva hidrología basada en un enfoque probabilístico, y se ha realizado un nuevo modelo de riesgo. Los resultados han mostrado que, para el caso de estudio, aunque el efecto es distinto según el modo de fallo, en todos ellos, la aplicación de una metodología probabilística para la estimación hidrológica, disminuye la probabilidad anual de rotura. Para el modo de fallo dominante, el cambio de una hidrología a otra puede llegar a afectar a las recomendaciones para la toma de decisiones.

1 INTRODUCCIÓN

La probabilidad de fallo hidrológico de una presa es, en muchos casos, una componente relevante en la estimación del riesgo total (Serrano 2010). Según estadísticas del ICOLD (1995), del 0.5% de presas construidas después de 1950 que han fallado, el 36% se ha atribuido a causas de origen hidrológico. Numerosas roturas de presas se deben al vertido sobre coronación por la insuficiencia de los órganos de desagüe. En países como España donde existen más de 1,300 grandes presas, la caracterización extremal del comportamiento hidrológico de cuencas hidrográficas y la respuesta de las presas para la estimación del riesgo total de una presa, es una cuestión de gran importancia.

En la práctica profesional, con el desarrollo informático y los modelos hidrometeorológicos, el tratamiento del análisis de la seguridad hidrológica se trasladó desde los caudales hacia las lluvias. Así, se define una “tormenta de proyecto” que da lugar a la “avenida de proyecto” que se utiliza para el diseño de los órganos de desagüe de la presa y es la que permite caracterizar su seguridad hidrológica (a esta metodología, en este trabajo se le denominó “original”). Este procedimiento, que es en gran medida determinístico, introduce un único concepto probabilístico, que es el correspondiente a la probabilidad de ocurrencia de la precipitación acumulada en 24 horas. El resto de los procesos son definidos de manera determinista según el criterio del proyectista, a pesar de que existe un alto grado de incertidumbre sobre ellos. Asimismo, es una práctica habitual asignarle a la avenida de proyecto, al hidrograma vertido y al nivel máximo alcanzado en el embalse, la misma probabilidad de ocurrencia adoptada para la precipitación, hipótesis no necesariamente cierta (Adams y Howard 1986; Alfieri et al., 2008; Viglione and Blöschl 2009). A diferencia de otras áreas de la

ingeniería, en los temas relacionados con el diseño hidrológico, ciertos avances informáticos, científicos, y metodológicos no han sido suficientemente desarrollados para ser transferidos al ámbito profesional. Esto se debe en gran medida a la cantidad de variables involucradas en cada uno de los procesos y al carácter estocástico asociado a muchas de ellas. Sin embargo, el incremento de la capacidad de cálculo permite plantear procedimientos de simulación basados en el método de Monte Carlo que reproduzcan el comportamiento de un sistema durante muchos miles de años (Sordo-Ward 2010).

La inclusión de la información hidrológica en modelos de riesgo cuantitativos requiere de un correcto tratamiento probabilístico. Así, la hipótesis de equivalencia entre periodo de retorno de la precipitación y de los niveles alcanzados en el embalse no es válida en muchos casos y es necesario tomar ciertas medidas para incorporar correctamente la información hidrológica al modelo de riesgo (Serrano 2010). El presente artículo presenta una posible manera de afrontar el problema correctamente, mediante el uso de técnicas Monte Carlo.

Por lo tanto, en este trabajo se presenta la metodología propuesta, tanto desde el punto de vista hidrológico como desde el de su inclusión en el modelo de riesgo. Además, esta metodología se aplica a un caso de estudio con el objetivo de evaluar el impacto que la mejora en la estimación hidrológica puede tener en un modelo de riesgo de una presa real.

La presa seleccionada como caso de estudio cuenta con 3 aliviaderos con compuerta, dos desagües de fondo y otros dos de medio fondo. Se parte de un modelo de riesgo existente, se estima una nueva hidrología basada en un enfoque probabilístico con mejoras respecto a los procedimientos tradicionales, y se realiza un nuevo modelo de riesgo que acomode dichas mejoras.

2 PLANTEAMIENTO DE LOS CALCULOS

2.1 *Análisis hidrológico con un enfoque probabilístico*

El nuevo análisis hidrológico se abordó a través del diseño de un modelo de simulación de Monte Carlo. Se utilizó un generador de escenarios basado en una cadena de modelos agregados e integrados, constituyendo un modelo hidrometeorológico. Se desarrolló un generador estocástico de tormentas y se aplicó un modelo hidrológico obteniendo una muestra representativa de hidrogramas de entrada al embalse, los correspondientes hidrogramas de vertido de la presa y los niveles alcanzados en el embalse.

En cada cuenca, se generaron eventos de precipitación estimando, por un lado, el volumen total de la tormenta de duración D asociada a un período de retorno (Tr) y, por otro, su distribución temporal. El volumen total de tormenta de duración D asociado a un Tr se calculó en dos etapas. Primero, se estimó la precipitación máxima diaria según una distribución extremal SQRTE_{max}. Segundo, se estimó el volumen total de lluvia para tormentas de diferentes duraciones aplicando curvas Intensity—Duration—Frequency (IDF) recomendadas por el Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP 1997). Para la estimación de la distribución temporal de la lluvia, se asumió la hipótesis de eventos no correlacionados generados de forma aleatoria para cada cuenca. La distribución temporal de cada evento se determinó con un modelo estocástico del tipo ARMA (2,2). La selección del modelo y sus órdenes (p y q) fue realizada en base al análisis de datos de lluvia horaria disponibles en España y resultados disponibles en la literatura (Bras and Rodríguez-Iturbe 1993; Toth et al., 2000; Bocchiola and Rosso 2006).

Para la generación de hidrogramas entrantes en cada embalse se desarrolló un modelo hidrológico basado en eventos. Se realizó una cadena de modelos físicamente basados que simulan los principales procesos físicos involucrados: a) transformación lluvia-escorrentía, b) generación de hidrogramas, y c) propagación en los cauces. La laminación de los hidrogramas de avenida en el embalse se simuló siguiendo las reglas de operación propuestas por Girón (1988). Se consideró que el nivel en el embalse al inicio del evento de lluvia coincide con el nivel máximo normal (NMN). Una descripción detallada de los modelos y su integración puede encontrarse en Sordo-Ward (2010).

El proceso de Monte Carlo se diseñó comenzando por la generación estocástica de episodios de lluvia. Dado que en este estudio es necesario estimar avenidas con un amplio rango de magnitudes (Tr entre 1 y 10,000 años), obtener muestras representativas para el rango superior supone, a priori, la realización del orden de 100,000 a 200,000 simulaciones (Loukas 2002; Blazkova and Beven 2004) lo que requiere de una alta capacidad de cálculo (Bocchiola and Rosso 2009). Para obtener la ley de frecuencia en todo el rango de Tr y con tiempos de cálculo abordables, se procedió a determinarla acoplando una serie de lluvias sintéticas con una probabilidad de ocurrencia (p) menor o igual a 0.02 (siendo $p = 1/Tr$, equivale a $Tr \geq 50$ años) con otra serie con $0 < p \leq 1$. Para cada serie, y duración de tormenta, se realizaron 10,000 simulaciones (sorteo de una tormenta cada año) a partir de una distribución uniforme de p asegurando valores de Tr en un rango aproximado entre 1 y 500,000 años. Se analizaron tormentas de diferentes duraciones (0.5 tiempo de concentración (t_c), 1 t_c , 1.5 t_c , 2 t_c , 3 t_c y 4 t_c de la cuenca), incluyendo aquellas que generan los mayores Q_i en el rango de Tr de interés. Asignando probabilidad de ocurrencia a los Q_i generados por cada duración de tormenta, se seleccionó una única tormenta al año de duración tal que se genera el mayor Q_i en ese año. Por tanto, la ley de frecuencia de Q_i utilizada en este estudio es la envolvente de las leyes de frecuencia calculadas para cada duración de tormenta. Se calibró el modelo de generación de hidrogramas de entrada al embalse en una estación ajustando la ley de frecuencia de caudales máximos (Q_i) simulados con la ley de frecuencia de Q_i determinada a partir de datos medidos.

Se realizó la laminación en el embalse de los hidrogramas de entrada al embalse, los cuales fueron estimados según: a) las normas de explotación (original) y b) aplicando el procedimiento propuesto (nueva). Asimismo se consideraron tres situaciones de funcionamiento de los órganos de desagüe: a) 100% operativos (3C), 1 compuerta averiada (2C) y 2 compuertas averiadas (1C). En todos los casos, tanto el desagüe de fondo como los desagües intermedios se consideraron operativos.

2.2 Modelo de riesgo

El modelo de riesgo se ha implementado mediante el software iPresas (Serrano et al., 2009). La Figura 1 muestra la parte inicial del modelo, donde se puede ver que la carga se ha

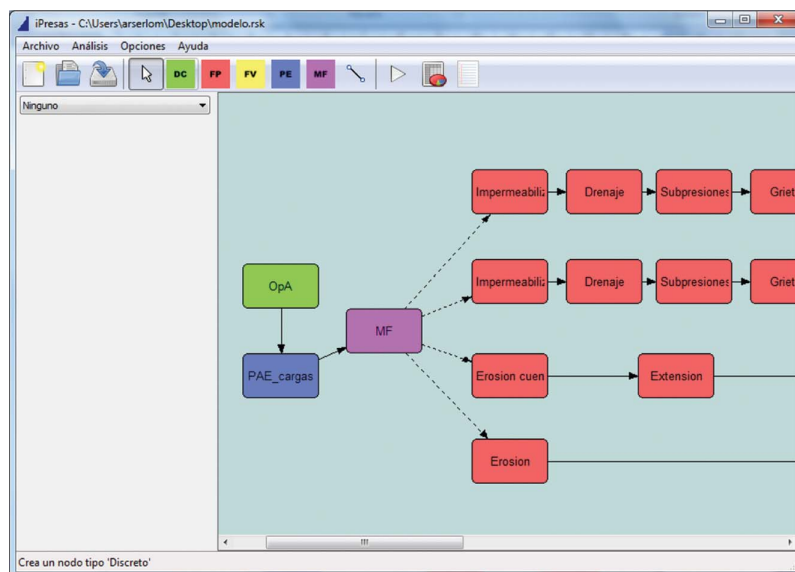


Figura 1. Parte del modelo de riesgo empleado en los cálculos.

introducido mediante dos nodos (OpA y PAE_cargas) y que el modelo consta de 4 modos de fallo. La modelación de consecuencias no se muestra en la figura, aunque también se ha incluido en el modelo, incorporando tanto las consecuencias económicas como la pérdida de vidas. Los cálculos de consecuencias se particularizaron para cada modo de fallo teniendo en cuenta las distintas formas de rotura y también para el caso de no rotura, para así poder realizar el cálculo de riesgos incrementales (Serrano-Lombillo et al., 2011).

Como la presa modelada cuenta con un aliviadero de superficie regulado por compuertas, el primer nodo (OpA) introduce en el modelo la probabilidad de que dichas compuertas funcionen o no. Esta probabilidad se estimó mediante el uso de árboles de fallo y juicio de experto. En el segundo nodo (PAE_cargas) se introduce la probabilidad anual de excedencia de las variables que conforman las cargas del sistema: niveles máximos alcanzados en el embalse y caudales máximos aliviados. En el modelo original en el cual están basados estos cálculos, se modelaban también otras variables como la operatividad del resto de órganos de desagüe o el nivel previo en el momento de presentación de la avenida, que para este caso se han considerado constantes y por lo tanto no se incluyen en el modelo de riesgo.

En cuanto a los modos de fallo, se han incluido cuatro en el modelo. Los modos de fallo 1, 2 y 4 dependen del nivel máximo alcanzado en el embalse, mientras que el modo de fallo 3 depende del caudal vertido por el aliviadero. Sus probabilidades condicionales de rotura (curvas de fragilidad) se estimaron mediante una combinación de modelos numéricos, técnicas Monte Carlo y juicio de experto. Para poder realizar las comparaciones entre casos y entre modos de fallo de forma más directa, no se han aplicado ajustes de causa común en el cálculo conjunto de los cuatro modos de fallo (Serrano 2010, Hill 2004).

3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Hidrología

El resultado de la comparación de la metodología nueva y original muestra que, para las 3 configuraciones de operatividad del aliviadero estudiadas, los niveles máximos alcanzados en el embalse (N max.) son mayores utilizando la metodología original (Figura 2).

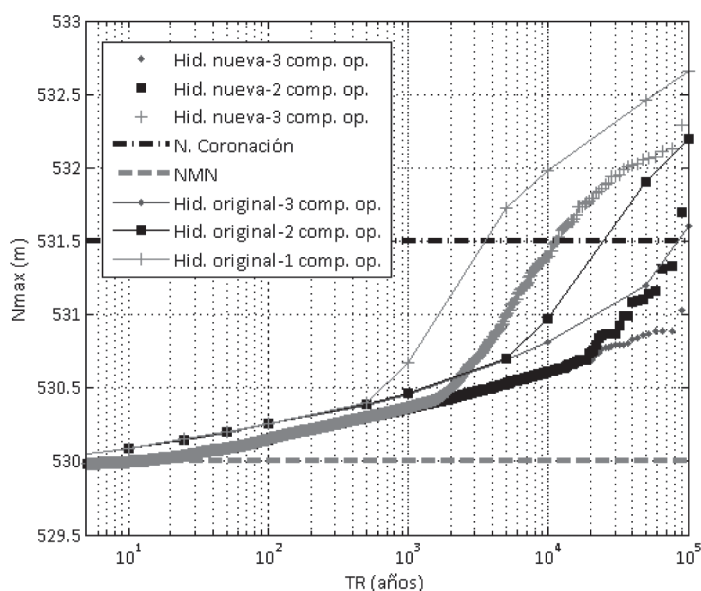


Figura 2. Niveles máximos alcanzados en el embalse aplicando la metodología hidrológica original y nueva, y según 3 configuraciones de operatividad de los órganos de desagüe.

Se distinguen 3 ramas de la relación entre los N_{max} y sus correspondientes Tr . En primer lugar, una rama inferior donde las compuertas se operan con diferentes grados de apertura evitando superar el NMN en el embalse. En este caso de estudio, el volumen máximo disponible para laminación es del orden de 3 hm^3 y los volúmenes de los hidrogramas de entrada son mucho mayores (15 hm^3 para Tr 1,000 años a 30 hm^3 para Tr 10,000 años). Al utilizar un paso de tiempo mínimo de 1 hora para la operación de compuertas y con la consigna de que el caudal vertido no debe superar el máximo caudal de entrada observado hasta ese momento, la rama inferior tiene una leve pendiente positiva a medida que aumentan las magnitudes de los hidrogramas (si el paso de tiempo de operación fuera menor, la pendiente de esta recta también sería menor). En segundo lugar, una rama intermedia donde los órganos de desagüe están 100% abiertos. Esta rama tiene una pendiente más fuerte debido a que ya no hay posibilidad de control del nivel. Finalmente, una rama superior obtenida cuando los niveles superan el coronamiento de la presa. Al existir sobrevertido, la capacidad de vertido es mucho mayor que la de los aliviaderos, y dado que la capacidad de almacenamiento en el embalse también aumenta, la pendiente de esta rama disminuye. El comportamiento mencionado fue similar aplicando ambas metodologías.

Se observó que utilizando la metodología original la rama inferior tiene menor alcance que aplicando la metodología nueva. Esto se debe a que, para un mismo Tr , los hidrogramas de diseño calculados por el método original son mayores que los estimados con la metodología nueva. Esto provoca que con Tr menores, por el método original, los órganos de desagüe ya no puedan controlar el nivel en el embalse y se pase a la rama intermedia. En la rama inferior del método original, la diferencia con la metodología nueva es estable y del orden de 0.1 m, en la rama intermedia, las diferencias de N_{max} aumentan hasta valores del orden de 0.7 m (promedio de las tres configuraciones), y en la rama superior éstas disminuyen hasta 0.4 m. Este último efecto se produce por la superación del nivel de coronación, que, para la metodología original, es alcanzado con Tr menores que con la metodología nueva, y el consiguiente aumento de la capacidad de vertido.

En lo que respecta a la comparación de los caudales máximos vertidos (Q_0), se observaron mayores Q_0 aplicando la metodología original (Figura 3). Aquí también se aprecian 3 ramas

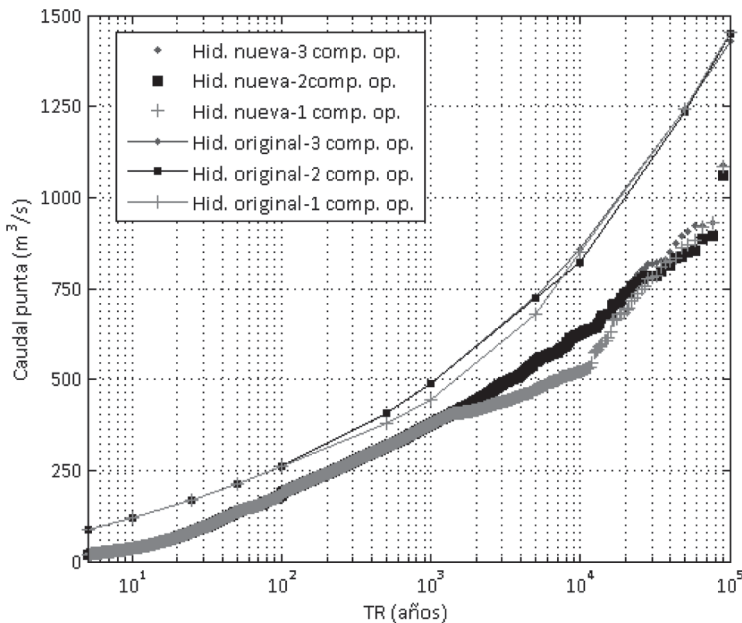


Figura 3. Q_0 en la presa analizada aplicando las metodologías hidrológicas original y nueva, según 3 configuraciones de operatividad de los órganos de desagüe.

diferenciadas que responden a las mismas causas que las mencionadas para la Figura 1. Dado que la capacidad de laminación en este caso es pequeña, las diferencias de Q_0 aplicando ambas metodologías responden fundamentalmente a las diferencias obtenidas en las leyes de frecuencia de caudales máximos de entrada al embalse.

3.2 Resultados de riesgo

La Figura 4 muestra los resultados de riesgo anual descompuestos por modos de fallo en un gráfico f-N y comparados con los criterios de tolerabilidad del USBR (USBR 2003, Munger et al., 2009). Aunque como se puede ver, el efecto es distinto según el modo de fallo, cabe destacar que para el modo de fallo dominante (MF3), el cambio de una hidrología a otra hace que se esté por encima o por debajo de la frontera de “Acción inmediata”.

Para entender diferencias por modo de fallo conviene estudiar las gráficas de probabilidad de excedencia de las variables que gobiernan los modos de fallo (Figuras 5 y 6). Estas gráficas,

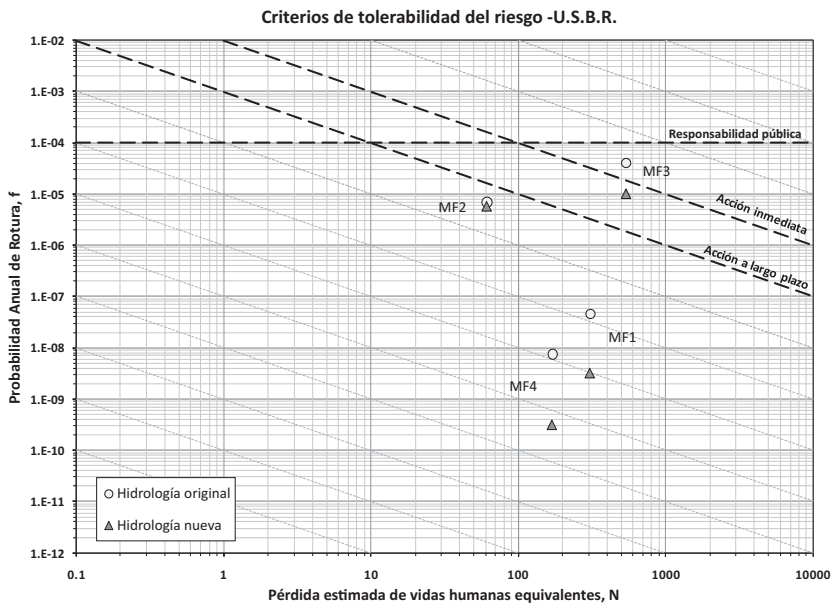


Figura 4. Comparación en términos de riesgo anual medio entre los dos casos y criterios internacionales de tolerabilidad de riesgo (USBR).

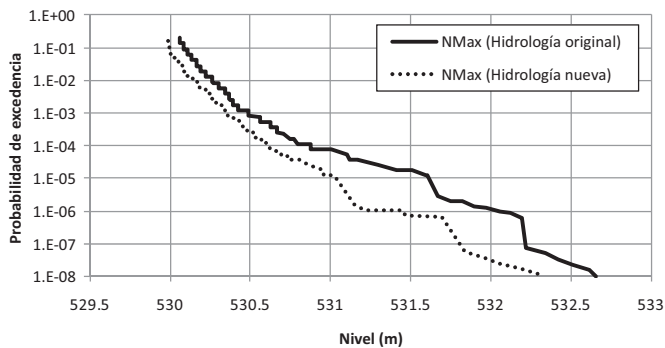


Figura 5. Comparación entre los dos casos de curva final de niveles máximos alcanzados en el embalse.

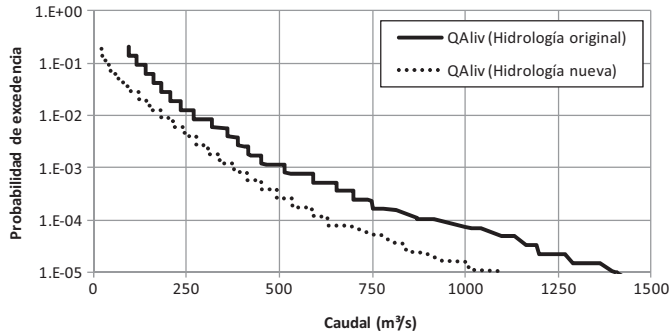


Figura 6. Comparación entre los dos casos de curva final de caudales aliviados.

al contrario que en las Figuras 2 y 3, no se corresponden con un escenario de operatividad de compuertas en particular sino que son globales y son el resultado de tener en cuenta la probabilidad de que se de cada escenario.

Los modos de fallo 1 y 4, son especialmente sensibles a los niveles altos, para los cuales se puede ver en la figura 4 que la diferencia de probabilidad entre las dos hidrologías es de aproximadamente un orden de magnitud. Esta es la diferencia que se observa en los resultados finales (figura 4). En cambio, el modo de fallo 2 es más sensible a los niveles de embalse algo más bajos, donde se puede ver que la diferencia entre las dos hidrologías es mucho más pequeña, dando así resultados finales más cercanos.

4 CONCLUSIONES

Se ha establecido una metodología que integra modelos de simulación que van desde la generación estocástica de lluvias hasta el análisis del riesgo de la presa, con un enfoque probabilístico.

En lo que respecta a la seguridad hidrológica de presas, entendiendo ésta como la probabilidad de superación de ciertos niveles críticos en el embalse, la metodología utilizada en el cálculo hidrológico tiene gran importancia. Enfoques probabilísticos como el implementado en este trabajo permiten asignar la probabilidad de excedencia a cada una de las variables analizadas, como contraposición con los métodos más determinísticos donde se asocia el mismo Tr de la tormenta de diseño al resto de las variables hidrológicas estimadas (hidrogramas de entrada y vertido y nivel máximo alcanzado en el embalse).

Gracias a la utilización de modelos de riesgo se ha podido cuantificar la diferencia entre los dos enfoques en términos de probabilidad de rotura y riesgo, observando que puede llegar a tener bastante importancia.

BIBLIOGRAFÍA

Adams, B. and Howard, C.D. 1986. Design storm pathology. *Canadian Water Resources Journal*, 11(3), 49–55.

Alfieri, L., Laio, F. and Claps, P. 2008. A simulation experiment for optimal design hyetograph selection. *Hydrol. Process.*, 22(6), 813–820.

Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP). 1997. Guía técnica de seguridad de presas: N°4. Avenida de Proyecto. *CNEGP*, 139. España.

Girón, F. 1988. The evacuation of floods during the operation of reservoirs. *International Commission of Large Dams, Congress*. San Francisco. Q63 R75. USA.

Hill, P.I., Bowles, D.S., Jordan, P. y Nathan, P. 2004. Estimating overall risk of dam failure: Practical considerations in combining failure probabilities. *ANCOLD Bulletin 127*, páginas 63–72.

International Commission on Large Dams (ICOLD), 1995. Dam failures: statistical analysis. ICOLD, Paris, France, *Bulletin 99*.

- Munger, Dale F., David S. Bowles, Douglas D. Boyer, Darryl W. Davis, David A. Margo, David A. Moser, Patrick J. Regan y Nathan Snorteland. 2009. Interim tolerable risk guidelines for US Army Corps of Engineers dams. *USSD Workshop on the future of dam safety decision making: combining standards and risk*.
- Serrano, A. 2010. Desarrollo de una herramienta completa de análisis y evaluación de riesgos en seguridad de presas. *Tesis doctoral*. Universidad Politécnica de Valencia.
- Serrano, A., Escuder, I., G. de Membrillera, M. and Altarejos, L. 2009. iPresas: software for risk analysis. *23rd ICOLD Congress*. Brasilia.
- Serrano-Lombillo, A., Escuder-Bueno, I., de Membrillera-Ortuño, M.G. and Altarejos-García, L. 2011. Methodology for the Calculation of Annualized Incremental Risks in Systems of Dams. *Risk Analysis*, 31: 1000–1015. doi: 10.1111/j.1539-6924.2010.01547.x.
- Sordo-Ward, A. 2010. Metodología de análisis del efecto laminador de los embalses bajo un enfoque probabilístico. *Ph.D. thesis*, Univ. Politécnica de Madrid, Madrid, Spain.
- USBR. 2003. Bureau of Reclamation: Guidelines for achieving public protection in dam safety decision making. *Informe técnico*, U.S. Department of the Interior.
- Viglione, A. and Blöschl, G. 2009. On the role of storm duration in the mapping of rainfall to flood return periods. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 13, 205–216.