

Tratamiento conjunto del caudal y el volumen para la estimación de hidrogramas de diseño de presas

Combined treatment of peak flow and volume for estimating design flood hydrographs of dams

Antonio Jiménez Álvarez^{1*} y Luis Mediero Orduña²

Palabras clave

seguridad hidrológica de presas;
capacidad de desagüe;
volumen de avenida;
hidrogramas de diseño;
relación caudal-volumen;
curvas caudal-volumen;

Sumario

La adopción de nuevos estándares de seguridad hidrológica para las presas puede requerir la revisión y adaptación de los órganos de desagüe de las presas existentes, lo que conllevaría realizar un gran número de estudios que deberían realizarse en base a criterios y metodologías claros y homogéneos. El CEDEX viene trabajando en los últimos años para la Dirección General del Agua (DGA) con el objeto de llevar a cabo el contraste y desarrollo de metodologías que permitan proporcionar recomendaciones para el cálculo de las avenidas de proyecto y extrema empleadas en el cálculo de la seguridad hidrológica de las presas. En esta colección de tres artículos se presentan algunos de los principales resultados obtenidos en el mencionado trabajo. El presente artículo, correspondiente al segundo de la serie, aborda el tema de la relación caudal-volumen y la definición de los hidrogramas de diseño en base a la misma, cuestión que puede ser de gran importancia en el caso de presas con grandes volúmenes de embalse. Sin embargo, los procedimientos de cálculo hidrológico aplicados habitualmente no tienen en cuenta la dependencia estadística entre ambas variables. En este artículo se presenta un procedimiento para caracterizar dicha dependencia estadística de una manera sencilla y robusta, representando la función de distribución conjunta del caudal punta y el volumen en base a la función de distribución marginal del caudal punta y la función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal. Esta última se determina mediante una función de distribución log-normal, aplicando un procedimiento de ajuste regional. Se propone su aplicación práctica a través de un procedimiento de cálculo probabilístico basado en la generación estocástica de un número elevado de hidrogramas. La aplicación a la seguridad hidrológica de las presas de este procedimiento requiere interpretar correctamente el concepto de periodo de retorno aplicado a variables hidrológicas bivariadas. Para ello, el periodo de retorno se entiende como el inverso de la probabilidad de superar un determinado nivel de embalse. Al relacionar este periodo de retorno con las variables hidrológicas, el hidrograma de diseño de la presa deja de ser un único hidrograma para convertirse en una familia de hidrogramas que generan un mismo nivel máximo en el embalse, representados mediante una curva en el plano caudal-volumen. Esta familia de hidrogramas de diseño depende de la propia presa a diseñar, variando las curvas caudal-volumen en función, por ejemplo, del volumen de embalse o la longitud del aliviadero. El procedimiento propuesto se ilustra mediante su aplicación a dos casos de ejemplo.

Keywords

dam hydrologic security;
flow discharge capacity;
hydrograph volume;
design flood hydrograph;
peak flow-volume
relationship;
peak flow-volume curves;

Abstract

New standards adoption on dam hydrologic security may involve review and accommodation of outflow structures for existing dams which requires the development of a great number of studies that should be based on precise and homogeneous criteria and methodology. CEDEX has been working for DGA for the last few years with the aim of compare and develop a methodology in order to provide guidelines for project and extreme flood estimation for dam hydrologic security. The main results obtained are presented on a collection of three papers. This second paper is focused on the analysis of the relationship between peak flow and volume and how to define design flood hydrographs based on this relationship which can be highly important for large volume reservoirs. However, commonly used hydrologic procedures do not take statistical dependence between these variables into account. This paper shows a simple and sound method for statistical dependence characterization by the representation of a combined distribution function of maximum peak flow and volume which is based on marginal distribution function of peak flow and conditional distribution function of volume for a given peak flow. The last one is determined by a regional adjustment procedure of a log-normal distribution function. Practical application is proposed by a probabilistic estimation procedure based on stochastic generation of a large number of hydrographs. The use of this procedure for dam hydrologic security requires a proper interpretation of the return period concept applied to bivariate hydrologic data in which it is understood as the inverse of the probability of exceeding a determined reservoir level. When relating return period and hydrological variables the only design flood hydrograph changes into a family of hydrographs which generate the same maximum reservoir level and that are represented by a curve in the peak flow-volume two-dimensional space. This family of design flood hydrographs depends on the dam characteristics as for example reservoir volume or spillway length. Two study cases illustrate the application of the proposed methodology.

1. INTRODUCCIÓN

La adopción de nuevos estándares de seguridad hidrológica para las presas, como respuesta a la creciente demanda de seguridad por parte de la sociedad, requerirá la revisión y adaptación de los órganos de desagüe del parque de presas existente, lo que puede suponer, en muchos casos, la realización de un gran número de estudios y actuaciones complejas y de coste muy elevado. Parece aconsejable que un proceso tan complejo y ambicioso esté basado en criterios y metodologías claros que permitan llevar a cabo el trabajo de forma homogénea en todo el país, lo que podría requerir la redacción de guías técnicas, sobre aquellos aspectos técnicos más complejos y controvertidos, que faciliten su aplicación.

De esta forma, el CEDEX viene trabajando en los últimos años para la Dirección General del Agua (DGA) en el marco de distintos convenios de colaboración y encomiendas de gestión, con el objeto de llevar a cabo el contraste y desarrollo de metodologías que permitan proporcionar recomendaciones para el cálculo de las avenidas de proyecto y extrema, y que puedan servir de base para garantizar una cierta homogeneidad en las metodologías empleadas en los diferentes estudios sobre seguridad hidrológica de presas.

Como resultado del trabajo, a finales del año 2009 se avanzaron a la DGA una serie de recomendaciones metodológicas para la realización de los estudios hidrológicos sobre las avenidas de proyecto y extrema de presas, en base a los análisis y estudios realizados (CEDEX, 2009), aunque posteriormente se ha seguido trabajando en el desarrollo de determinados aspectos puntuales.

Algunos de los principales resultados obtenidos, así como algunas de las recomendaciones derivadas de los mismos, se exponen en una colección de tres artículos. En el primero de ellos (Jiménez *et al.*, 2014) se presentaron algunos de los trabajos desarrollados en relación al cálculo de las leyes de frecuencia de caudales máximos y su extrapolación a altos periodos de retorno.

El presente artículo, segundo de la serie, aborda el tema de la relación caudal-volumen y la definición de los hidrogramas de diseño en base a la misma. Esta es una cuestión que puede ser de gran importancia ya que, en el caso de presas con grandes volúmenes de embalse, el volumen del hidrograma puede ser una variable tan importante o más que el caudal punta a la hora de determinar la seguridad hidrológica de la presa.

2. LA RELACIÓN ENTRE EL CAUDAL PUNTA Y EL VOLUMEN DEL HIDROGRAMA EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LAS PRESAS. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y ANTECEDENTES

Es conocida la importancia de considerar el volumen de los hidrogramas de avenida a la hora de abordar el diseño hidrológico de las presas. Esta circunstancia es

especialmente relevante en el caso de las presas con grandes volúmenes de embalse, en las que el volumen del hidrograma puede ser tan importante o más que el caudal punta. La laminación que puede producirse en el hidrograma de avenida como consecuencia de su propagación en el embalse puede originar importantes diferencias entre los caudales punta de entrada y salida del mismo y, por tanto, diseños menos exigentes y más baratos.

Como consecuencia, el cálculo de los órganos de desagüe de las presas (al contrario que en otro tipo de infraestructura que se calcula únicamente en base al caudal de un periodo de retorno) se suele llevar a cabo mediante un hidrograma de diseño que permite tener en cuenta, junto al caudal punta del hidrograma, el volumen total que entra en el embalse durante la avenida y su distribución temporal. No obstante, hay casos en los que se aborda el cálculo en base únicamente al caudal punta, bien por considerar despreciable la laminación en el embalse, bien por adoptar una hipótesis de cálculo más conservadora (Visentini, 1992; Castorani and Moramarco, 1995).

La forma más habitual de obtener los hidrogramas de diseño, tanto en la práctica profesional española como en la de la mayoría de los países, es mediante modelos hidrológicos que permiten calcular la respuesta de la cuenca ante una determinada lluvia sintética (HMS, HBV, etc.), asignando al hidrograma obtenido el mismo período de retorno que el correspondiente a la precipitación empleada en los cálculos (obtenida mediante el análisis estadístico de los datos de precipitación). No obstante, este procedimiento adolece de ciertas limitaciones ya que el cálculo se realiza partiendo de determinadas hipótesis simplificadoras en cuanto a la distribución espacial y temporal de la precipitación que sólo son representativas de la realidad en determinadas situaciones, generalmente en cuencas de tamaño más bien reducido.

Los parámetros de cálculo de los modelos deben calibrarse de tal manera que los resultados proporcionados por los mismos sean representativos de la realidad. No obstante, algunos de los procedimientos seguidos habitualmente para seleccionar el valor de los parámetros no garantizan la representatividad de los resultados proporcionados por el modelo ante una lluvia de cálculo sintética y que, en general, está pensada para maximizar el caudal punta resultante de la simulación. Se hace necesario entonces comprobar la coincidencia entre el modelo y la realidad a nivel estadístico, de tal forma que los cuantiles proporcionados por el modelo coincidan con los derivados del análisis estadístico de las variables hidrológicas registradas en las estaciones de aforos. Pero, incluso cuando esto se lleva a cabo, el análisis suele centrarse en los caudales punta, siendo muy poco frecuente considerar el volumen del hidrograma a la hora de calibrar, asumiendo que el volumen del hidrograma proporcionado por el modelo es adecuado.

En la figura 1 se muestra una comparación, para una determinada presa, entre los volúmenes de los hidrogramas para distintos periodos de retorno, obtenidos mediante un modelo hidrometeorológico calibrado ajustando los caudales punta, frente a los cuantiles de volumen de hidrograma, obtenidos del análisis estadístico de los propios datos registrados en el embalse. Se observa una gran discrepancia entre los resultados proporcionados por el modelo y la realidad, evidenciando las carencias de los modelos

* Corresponding author: antonio.jimenez@cedex.es

¹ Centros de Estudios Hidrográficos del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Madrid, España.

² Personal de Investigación del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX durante el desarrollo de este trabajo. Actualmente en el Departamento de Ingeniería Civil: Hidráulica y Energética, Universidad Politécnica de Madrid, España.

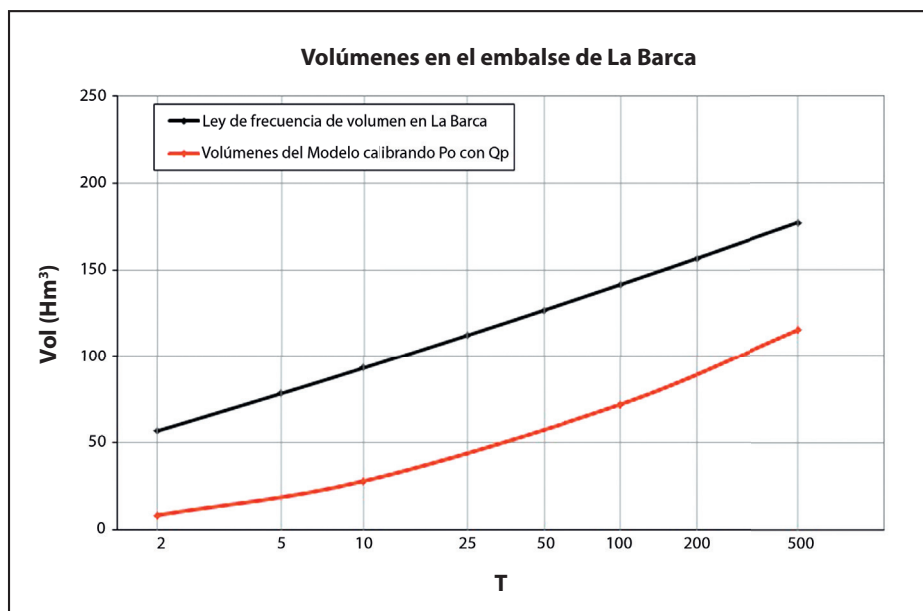


Figura 1. Contraste de cuantiles de volumen simulados y observados en el embalse de La Barca.

hidrometeorológicos para obtener hidrogramas realistas si no se incorpora información sobre los volúmenes de avenida en su calibración, pudiendo incluso proporcionar resultados que dejen claramente del lado de la inseguridad.

A esta misma conclusión se llegó en el estudio realizado por Témez [2002] en el que comparó diversos hidrogramas obtenidos como resultado de la aplicación de modelos hidrometeorológicos, con las hipótesis de cálculo habituales, y los hidrogramas de avenidas reales registrados en diversas estaciones de aforos. Como resultado de ese análisis se observó que en muchas ocasiones la duración de los hidrogramas reales era mucho mayor que la proporcionada por el modelo siendo, por tanto, también mayores los volúmenes de las avenidas. Como recomendación, Témez propuso modificar los hidrogramas obtenidos con los modelos de tal manera que tuvieran un tiempo de base de, al menos, tres veces el tiempo de concentración de la cuenca vertiente al punto de cálculo.

Una manera de mejorar la representatividad de los hidrogramas consiste en utilizar información sobre volúmenes de avenida a la hora de calibrar el modelo, de tal manera que los resultados reproduzcan adecuadamente tanto la ley de frecuencia de caudales punta como de volúmenes de avenida (totales o en intervalos de diferente duración) obtenidas a partir de los datos registrados en las estaciones de medida. De esta manera, el hidrograma resultante para cada periodo de retorno tendrá un caudal punta y un volumen máximo en diferentes intervalos iguales a sus respectivos cuantiles. Se deben cumplir esas condiciones en la calibración del modelo para que el diseño con los hidrogramas resultantes garantice adecuadamente la seguridad (Beard, 1990; MARM, 2011).

En esta misma línea estarían los procedimientos utilizados para obtener los hidrogramas de diseño en algunos países como China (Cheng-Zheng, 1987; Hua Shi-Qian, 1987), en donde para el estudio de ríos con grandes cuencas vertientes es habitual llevar a cabo el análisis estadístico de caudales y volúmenes máximos obteniendo posteriormente el hidrograma modificando uno histórico que se

considere representativo para ajustarlo a los valores de caudal y volumen previamente calculados, o en Francia (Galea and Prudhomme, 1994; Galea and Prudhomme, 1997), en donde es habitual el cálculo de hidrogramas de diseño sintéticos contruidos de tal manera que presenten en cada intervalo el máximo volumen posible para un periodo de retorno dado mediante el uso de curvas QDF (caudal-duración-frecuencia) cuyas expresiones se pueden obtener a partir de determinados datos estadísticos de las series de caudales, aunque en estos casos no se recurre al empleo de modelos hidrometeorológicos. Un planteamiento similar al de Francia se utiliza también habitualmente en México (Domínguez *et al.*, 1981; Domínguez *et al.*, 2000), aunque en este caso no se emplea información sobre volúmenes en intervalos inferiores al día.

En estos casos, al imponer que varias de las características del hidrograma (habitualmente el caudal punta y el volumen) sean iguales al cuantil del periodo de retorno que se considere, el periodo de retorno real del hidrograma resultante será mayor que el considerado, aunque esta circunstancia dejará del lado de la seguridad. Este planteamiento puede ser adecuado para obtener hidrogramas de cálculo conservadores y más o menos representativos de la realidad, válidos en situaciones en que las que es necesario tener en cuenta el hidrograma de la avenida pero en las que el volumen del hidrograma no juega un papel crítico. No obstante, puede ser excesivamente conservador en el caso de presas con grandes volúmenes de embalse, donde son esperables laminaciones importantes, conduciendo a dimensionamientos más exigentes y costosos de los órganos de desagüe, ya que estos procedimientos no tienen en cuenta la dependencia estadística existente entre las variables caudal punta y volumen del hidrograma.

En la figura 2 se muestra un ejemplo de caudales punta y volúmenes de avenida registrados en una estación de aforos de la cuenca del río Ebro. Se puede observar que, aunque lógicamente las combinaciones habituales de valores de caudal punta y volumen se mantienen dentro de unos determinados rangos, para un determinado valor de caudal pueden darse valores de volumen considerablemente

diferentes, y viceversa. Esta variabilidad, y su representación estadística, no está recogida en los procedimientos de cálculo expuestos anteriormente.

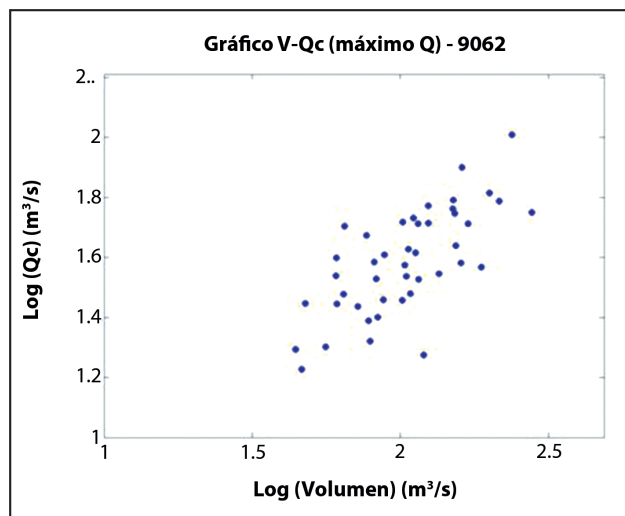


Figura 2. Parejas de valores caudal punta y volumen de avenida, a escala logarítmica, en la estación de aforos 9062 de la cuenca del río Ebro.

La caracterización de la dependencia estadística existente entre los caudales punta y los volúmenes de los hidrogramas de avenida es una cuestión que se lleva estudiando desde hace varias décadas en la hidrología, y que aún hoy en día no está completamente resuelta, constituyendo un campo activo de investigación. De esta manera, los hidrogramas de avenida se describen a través de una función de distribución conjunta bivariada del caudal punta y el volumen.

Los primeros intentos para obtener estas funciones de distribución se llevaron a cabo empleando funciones normales bivariadas por su mayor facilidad de manejo (Krstanovic and Singh, 1987; Sackl and Bergmann, 1987; Goel *et al.*, 1998). En estos casos fue necesario aplicar previamente transformaciones normalizantes a los datos ya que estas variables presentan habitualmente elevados valores del coeficiente de sesgo, lo que las hace poco adecuadas para su caracterización estadística mediante funciones normales.

Posteriormente, algunos autores emplearon funciones bivariadas más adecuadas para representar el comportamiento estadístico de las variables extremas. Entre estos trabajos se podría citar el realizado en el río Ashuapmushuan en Canadá (Yue *et al.*, 1999) en el que se estudió la distribución conjunta de los caudales punta y los volúmenes de los hidrogramas, analizando la posibilidad de aplicar una función de distribución bivariada con distribuciones marginales tipo Gumbel para ambas variables, o el realizado en Sudáfrica con las mismas variables (Pegram and Deacon, 1992) y en el que se obtuvo el mejor ajuste de la función de distribución conjunta empleando una función log-normal bivariada. No obstante, en todos estos casos se asumió como hipótesis que ambas variables, caudal y volumen, siguen un mismo tipo de función de distribución marginal, dada la dificultad que comporta el ajuste y manejo de las funciones de distribución bivariadas.

Otro trabajo en el que se empleó un mayor número de variables es el realizado en Italia en dieciséis ríos de la Toscana (Bertoli y Moisello, 1993), en el que se emplearon

cuatro variables para definir el hidrograma: caudal punta, volumen, caudal base y tiempo de punta.

Más recientemente, con objeto de poder representar más adecuadamente el comportamiento estadístico conjunto de las distintas variables hidrológicas que describen el hidrograma y, en concreto, de poder utilizar tipos de funciones de distribución marginales diferentes para las distintas variables, se ha comenzado a aplicar la técnica de las cópulas. Favre *et al.* [2004] consideraron distintos tipos de familias de cópulas: Farlie-Gumbel-Morgenstern, Frank y Clayton, encontrando que no había diferencias significativas en los resultados obtenidos con cada una de ellas. De Michele *et al.* [2005] aplicaron una cópula Arquimediana tipo Gumbel. Grimaldi y Serenaldi [2006] utilizaron cópulas Arquimedianas asimétricas que son más flexibles que las simétricas. Con un mayor número de variables, Zhang y Singh [2007] emplearon la cópula Gumbel-Hougaard para simular la distribución estadística trivariada del caudal punta, el volumen y la duración del hidrograma.

La técnica de las cópulas parece representar una firme opción para el estudio estadístico conjunto de las variables hidrológicas multivariadas, aunque su manejo conlleva una considerable complejidad. Es de esperar que las futuras investigaciones y estudios permitan proporcionar pautas para su aplicación práctica, entre ellas el determinar el mejor tipo de cópula a aplicar para simular el comportamiento conjunto del caudal punta y el volumen de avenida.

La aplicación práctica de los resultados obtenidos con este tipo de procedimientos, una vez conocida la combinación de variables que definen el hidrograma, requiere emplear una determinada función de forma (hidrograma tipo) que se modificará para ajustar su caudal punta y volumen a los obtenidos del análisis estadístico. Como funciones de forma se pueden utilizar hidrogramas históricos registrados en estaciones de aforos, hidrogramas procedentes de la aplicación de modelos hidrometeorológicos a la cuenca en estudio, o hidrogramas sintéticos. Por ejemplo, en Sudáfrica, Pegram y Deacon [1992] emplearon la función gamma como función de forma para construir el hidrograma.

Por último, hay que señalar que en todos los procedimientos de cálculo expuestos se determina un único hidrograma correspondiente a un determinado periodo de retorno (hidrograma de diseño), bien el correspondiente a la precipitación de ese mismo periodo de retorno en el caso de utilizar modelos hidrometeorológicos, bien el obtenido como reescalado de un hidrograma tipo para hacerlo coincidir con los cuantiles de caudal y volumen correspondientes al periodo de retorno considerado. En el caso de los hidrogramas construidos a partir de la caracterización estadística conjunta del caudal punta y el volumen, se determina el periodo de retorno correspondiente a una determinada pareja de valores a partir del criterio habitual en estadística:

$$T = \frac{1}{1 - F(Q,V)} \quad [1]$$

Siendo $F(Q,V)$ el valor de la función de distribución conjunta del caudal y el volumen, que representa la probabilidad de que llegue a la presa un hidrograma de avenida

con valores de caudal y volumen inferiores a Q y V , respectivamente. Asimismo, en algún caso, se relaciona el periodo de retorno con la probabilidad de excedencia de ambas variables a la vez:

$$T = \frac{1}{P_{exced}(Q,V)} \quad [2]$$

Siendo $P_{exced}(Q,V)$ la probabilidad de que llegue a la presa un hidrograma de avenida con valores de caudal y volumen superiores a Q y V , respectivamente. Como se expondrá más adelante, la utilización de un único hidrograma de diseño presenta ciertas limitaciones, no siendo suficiente para representar adecuadamente la relación de dependencia estadística entre el caudal y el volumen, y su influencia sobre el nivel de riesgo en la presa.

Asimismo, este enfoque asocia el periodo de retorno de diseño al hidrograma de entrada al embalse en lugar de a la probabilidad de fallo de la estructura, que es sobre lo que realmente debe aplicarse. Como se expondrá en el próximo apartado, no existe una relación directa entre la probabilidad del hidrograma de entrada y la de fallo de la estructura, y el diseño de la presa con un hidrograma de un determinado periodo de retorno (determinado según los criterios expuestos anteriormente) no garantiza que el posible fallo de la estructura por la llegada de una avenida corresponda a ese mismo periodo de retorno.

3. PROPUESTA DE INTERPRETACIÓN DEL CONCEPTO DE PERIODO DE RETORNO PARA VARIABLES HIDROLÓGICAS BIVARIADAS

Una de las cuestiones que es fundamental considerar a la hora de incorporar la dependencia estadística entre caudal punta y volumen de avenida en el análisis de la seguridad hidrológica de las presas, es cómo interpretar el concepto de periodo de retorno de diseño en el caso de una variable hidrológica bivariada. Hay que partir de que el periodo de retorno se refiere a la probabilidad de fallo de la estructura y no a la probabilidad de ocurrencia de un determinado evento hidrológico, por lo tanto, el periodo de retorno se debe aplicar sobre la variable que controla si se produce el fallo o no en la estructura (nivel en el embalse en el caso de una presa) y no sobre la sollicitación hidrológica (hidrograma de avenida).

No obstante, es práctica habitual al abordar el dimensionamiento de una infraestructura hidráulica el realizar el cálculo en base a la sollicitación hidrológica (caudal máximo o hidrograma de avenida) correspondiente al periodo de retorno considerado en el diseño, asumiendo que esto garantiza la seguridad de la estructura para ese mismo periodo de retorno.

Esta práctica es correcta en el caso de que la sollicitación hidrológica a la que se ve sometida la infraestructura pueda describirse mediante una única variable, por ejemplo, en el caso de realizar el diseño en base únicamente al caudal punta (práctica habitual en el caso de encauzamientos u obras de drenaje donde la laminación esperable del hidrograma es despreciable), por lo que se trabajaría con una variable hidrológica univariada. En este caso, existe una relación biunívoca entre la variable hidrológica (por ejemplo, el caudal punta) y la variable que controla el fallo de la estructura (por ejemplo, el nivel de agua en el encauzamiento), de tal manera que a

mayor valor de la variable hidrológica, mayor valor también de la variable que controla el fallo de la estructura. De esta forma, el diseño de la estructura en base al caudal de un determinado periodo de retorno implica la seguridad de la estructura para el mismo periodo de retorno.

Sin embargo, la situación es muy distinta en el caso de que se necesite realizar el dimensionamiento en base a una variable hidrológica bivariada (definida, por ejemplo, por el caudal punta y el volumen del hidrograma) ya que en este caso la relación con la variable que controla el fallo de la estructura es mucho más compleja.

Según lo expuesto en el apartado anterior, se podría tomar, por ejemplo, como hidrograma de diseño de periodo de retorno T aquél cuya probabilidad de excedencia simultánea de ambas variables, caudal (Q_T) y volumen (V_T), es $1/T$, tal como se expresa en la fórmula [2]. Sin embargo, desde un punto de vista riguroso el diseño de la presa para dicho hidrograma no garantizaría que la probabilidad de fallo de la presa fuese realmente $1/T$. En realidad, al tomar una pareja de valores (Q, V) con probabilidad de excedencia $1/T$ lo que se está haciendo es subdividir el plano $Q-V$ en dos subplanos con probabilidades $1/T$ y $1 - (1/T)$ (figura 3a), pero en realidad existen infinitas maneras de realizar esa subdivisión. Lo que interesa de cara al diseño de la presa es aquella subdivisión del plano en la que todas las parejas de valores (Q, V) de la frontera entre ambas zonas correspondan a hidrogramas que generan un mismo nivel máximo en el embalse, de tal forma que todos los hidrogramas situados a la derecha de la curva provoquen el fallo de la presa y todos los que están a la izquierda no (figura 3b).

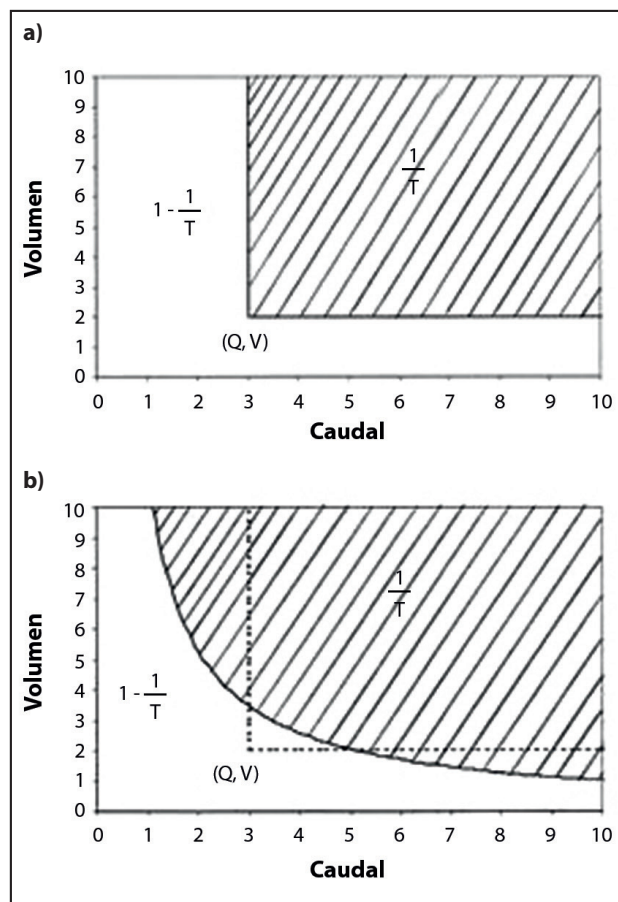


Figura 3. Subdivisiones del plano caudal-volumen en dos subplanos con probabilidades $1/T$ y $1 - (1/T)$.

Las combinaciones Q - V que se encuentren sobre la línea de separación corresponderán a situaciones límite (justo antes del fallo) y cualquiera de ellas podría utilizarse para el dimensionamiento de la presa. Por tanto, no existe un único hidrograma de diseño de periodo de retorno T , sino una familia de infinitos hidrogramas, con equivalente nivel de solicitación sobre la presa, que dividen el plano Q - V en dos zonas con probabilidades $1/T$ y $1 - (1/T)$.

Es importante destacar que esta familia de hidrogramas de diseño no puede determinarse en función únicamente de las características hidrológicas del río, sino que depende de la propia presa a diseñar. De esta forma, el proceso de dimensionamiento debería ser iterativo, consistente en encontrar un diseño para el cual la curva Q - V que genera el máximo nivel admisible en el embalse conduzca a una división del plano en dos zonas con probabilidades $1/T$ y $1 - (1/T)$.

Para conocer las curvas Q - V , o las familias de hidrogramas, correspondientes a un determinado periodo de retorno es necesario caracterizar previamente la dependencia estadística entre el caudal punta y el volumen del hidrograma y, como se expondrá más adelante, su determinación debe abordarse con un procedimiento de cálculo probabilístico, mediante la generación estocástica de un número elevado de parejas (Q , V).

La generalización del concepto expuesto anteriormente a variables multivariadas (con tres o más componentes) es inmediata. Por ejemplo, en el caso de manejar tres variables en lugar de curvas que dividen el plano, se tendrían superficies que dividirían el espacio.

4. CARACTERIZACIÓN DE LA RELACIÓN ENTRE EL CAUDAL PUNTA Y EL VOLUMEN DEL HIDROGRAMA PROPUESTA EN ESTE TRABAJO

Dadas las limitaciones que presentan los procedimientos de cálculo de los hidrogramas de diseño expuestos anteriormente, parece claro que es necesario introducir en el cálculo de la seguridad hidrológica de las presas con grandes volúmenes de embalse técnicas que permitan tener en cuenta la dependencia estadística entre el caudal punta y el volumen del hidrograma. No obstante, debido a la complejidad que presenta la estimación y el manejo de la función de distribución conjunta bivariada de ambas variables (por ejemplo, mediante la técnica de las cópulas), se ha tratado de desarrollar en este trabajo un procedimiento alternativo para representar dicha dependencia estadística que permita, de una manera más sencilla y robusta, simular las características principales de dicha dependencia estadística. Para ello, se ha representado la probabilidad conjunta de las variables caudal punta y volumen empleando un enfoque alternativo a la obtención directa de la función de distribución conjunta bivariada, consistente en emplear dos funciones: la función de distribución marginal del caudal punta, es decir, la probabilidad de la variable caudal sin tener en cuenta el volumen (la ley de frecuencia de caudales punta habitualmente utilizada en hidrología de crecidas), y la función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal, es decir, la función que nos dice cuál es la probabilidad de que un hidrograma de avenida tenga un determinado volumen sabiendo que su

caudal punta tiene un valor determinado. Ambos enfoques permiten caracterizar lo mismo.

Como se ha dicho, la función de distribución marginal del caudal punta es de uso habitual en hidrología de crecidas. En el primer artículo de esta serie (Jiménez *et al.*, 2014) se expusieron los trabajos realizados para la DGA, así como las recomendaciones proporcionadas para tratar de mejorar la estimación de estas funciones.

Se ha analizado la relación entre el caudal y el volumen de los hidrogramas a partir de la información disponible en distintas estaciones de aforos. Se ha observado una fuerte dependencia entre ambas variables del hidrograma, lo que acota el rango de combinaciones normales de ambas variables, que muestran una relación casi lineal a escala logarítmica (figura 4). En consecuencia, de manera simplificada podría considerarse que el volumen y caudal de los hidrogramas siguen una relación de la forma:

$$Q = aV^b \quad [3]$$

Siendo V el volumen del hidrograma, Q el caudal, y a y b parámetros.

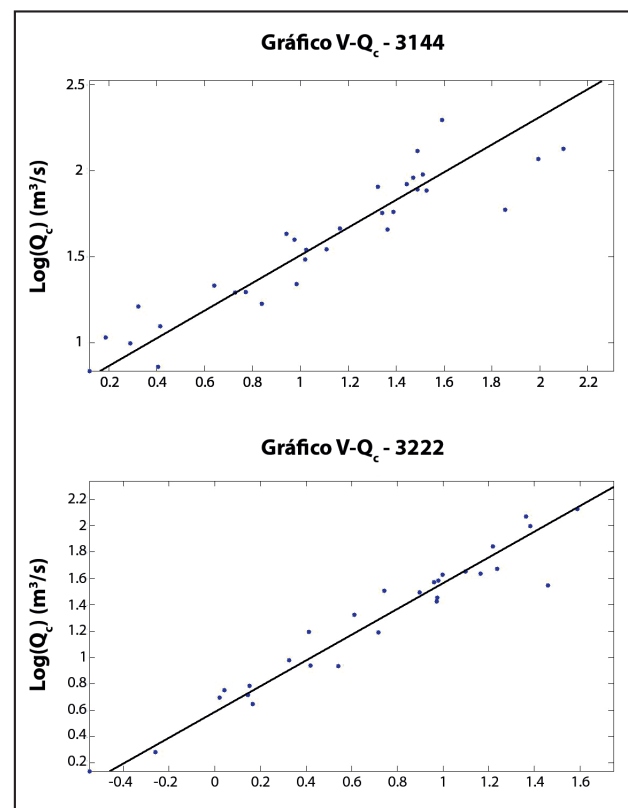


Figura 4. Ejemplos de relación caudal punta-volumen del hidrograma para dos estaciones de la cuenca del Tajo.

Para caracterizar esta relación, se ha ajustado una recta de regresión a los logaritmos de los valores de caudal y volumen en distintas estaciones, y se ha analizado la variación regional de los parámetros que la definen, considerando para ello las regiones estadísticas definidas en el primer artículo de esta serie (figura 5).

En el caso de la pendiente de la recta de regresión (parámetro b), se ha observado que presenta una dispersión bastante reducida en cada una de las regiones estadísticas. En la figura 6 se muestra el histograma de la distribución

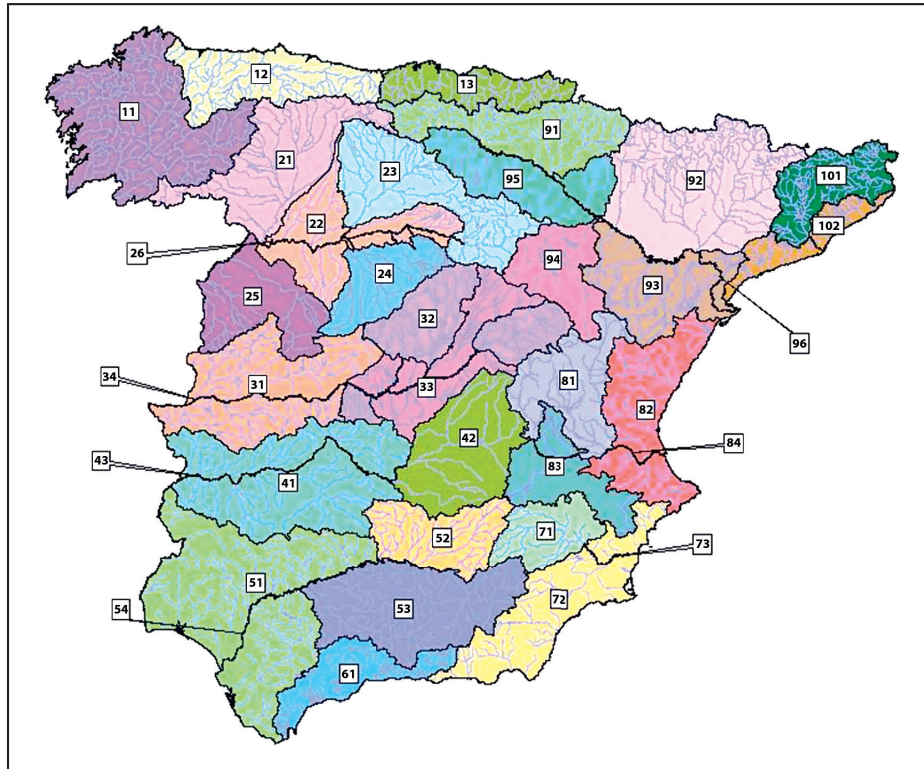


Figura 5. Regiones estadísticas consideradas.

de valores del parámetro para la región 31, en la cuenca del Tajo, en el que se puede observar cómo los datos se sitúan alrededor de un valor próximo a 1 (media de 1,06) con una dispersión muy baja (coeficiente de variación de 0,1).

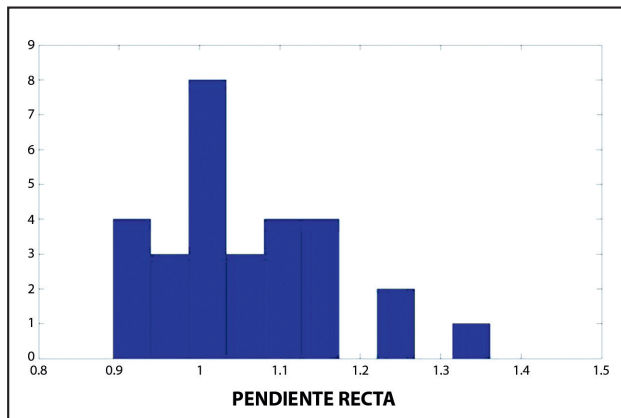


Figura 6. Histograma de la distribución de valores de la pendiente de la recta de regresión caudal-volumen para la región 31.

Asimismo, se ha observado que existe una relación entre los dos parámetros de la recta de regresión (figura 7). La existencia de estas propiedades hace pensar que existe una relación más general a nivel regional entre el caudal y el volumen de los hidrogramas en cada región.

En este sentido, se ha podido comprobar que las rectas de regresión de las distintas estaciones de una región son muy similares entre sí, y que el conjunto de los datos de caudal y volumen en cada región están altamente relacionados a escala logarítmica (figura 8).

Esta circunstancia parece indicar que se podría considerar una única relación entre el caudal y el volumen a nivel regional, lo que permitiría incrementar el número de datos disponibles para caracterizar la relación de dependencia

entre ambas variables, reduciendo la incertidumbre y aumentando la robustez de la estimación.

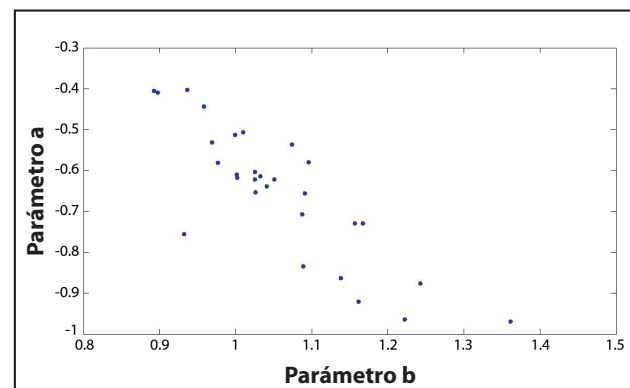


Figura 7. Relación entre los parámetros de las rectas de regresión caudal-volumen para la región 31.

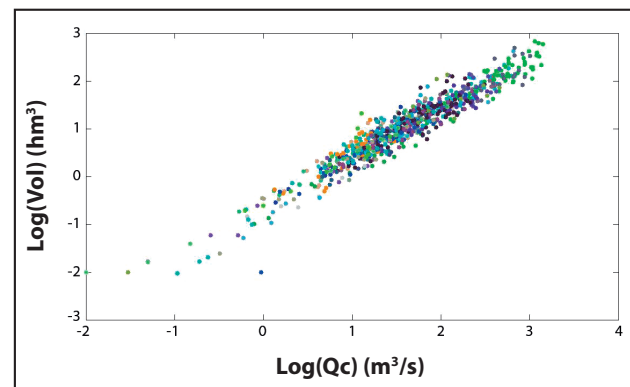


Figura 8. Relación caudal-volumen para el conjunto de todos los datos de la región 31 (se muestran en distintos colores las parejas de valores correspondientes a cada una de las estaciones de aforo de la región).

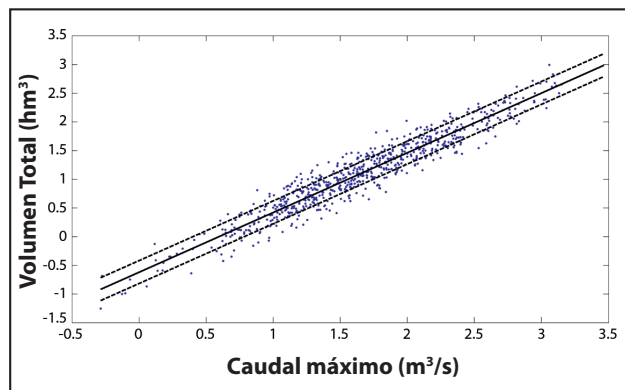
Para caracterizar la relación caudal-volumen a nivel regional se ha realizado una estandarización de los datos dividiendo los caudales y volúmenes por sus valores medios en cada estación (figura 9):

$$q_{i,j} = \frac{Q_{i,j}}{\bar{Q}_j} \quad [4]$$

$$v_{i,j} = \frac{V_{i,j}}{\bar{V}_j} \quad [5]$$

Donde $Q_{i,j}$ y $V_{i,j}$ son los distintos datos de caudal y volumen en la estación j , y \bar{Q}_j y \bar{V}_j la media del caudal y del volumen en la misma estación.

a)



b)

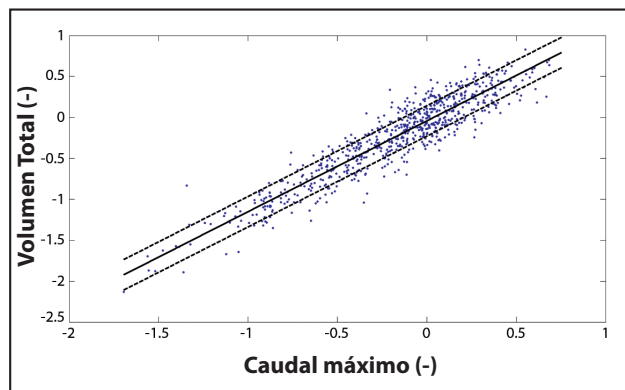


Figura 9. Relación caudal-volumen para la región 31. a) Datos sin estandarizar b) Datos estandarizados. La línea continua corresponde a la recta de regresión. Las líneas de trazos definen el intervalo de confianza del 67% en torno a dicha recta.

No obstante, a pesar de la clara relación entre el caudal y el volumen del hidrograma se observa que el volumen presenta una cierta dispersión en torno al valor que proporcionaría la regresión (hay que tener en cuenta que la escala de representación es logarítmica), lo que hace pensar, como es lógico, que a un determinado valor de caudal punta no se le puede hacer corresponder, de manera determinista, un determinado volumen de hidrograma, sino que lo que realmente lleva asociado es una función de distribución que indicaría la probabilidad de que el volumen del hidrograma tenga un determinado valor, sabiendo que el caudal punta corresponde a un valor dado. Es decir, la función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal.

Con el objetivo de caracterizar dicha dispersión se han calculado los intervalos de confianza del 67% (relacionado con el error estándar de la regresión), a escala logarítmica, en torno al valor más probable proporcionado por la regresión (figura 9).

Asimismo, se ha comprobado mediante tests estadísticos que los residuos de la regresión (las desviaciones entre los valores proporcionados por la regresión y los valores observados) se encuentran normalmente distribuidos, por lo que se puede asumir que la función de distribución condicionada del volumen para un valor dado de caudal es una normal para los logaritmos de las variables, es decir, es una distribución log-normal, de media igual al valor proporcionado por la recta de regresión y desviación típica igual a la desviación estándar de la recta de regresión (σ) que coincide con el intervalo de confianza del 67%.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\bar{V}_i - V_i \right)^2}{n - p - 1}} \quad [6]$$

Siendo \bar{V}_i el valor de volumen proporcionado por la recta de regresión para un determinado caudal Q_i , V_i el valor del volumen observado para ese caudal, n la longitud de la serie de datos y p el número de variables utilizadas en la regresión, en este caso 1.

El análisis de la variabilidad del valor de la desviación típica asociada a la regresión de cada una de las estaciones de aforos presentes en cada región muestra una dispersión pequeña (figura 10), lo que confirma la posibilidad del tratamiento regional conjunto de los datos de todas las estaciones.

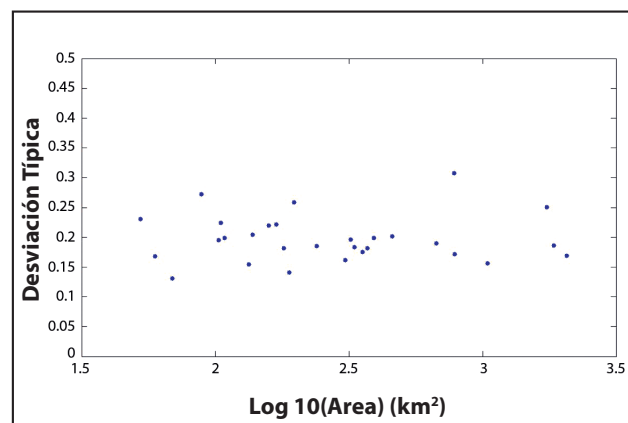


Figura 10. Valores de desviación típica asociada a la recta de regresión caudal-volumen para las estaciones de la región 31.

La distribución log-normal que representa la función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal es, lógicamente, diferente para cada valor del caudal, y viene determinada por su media (proporcionada por la ecuación de regresión regional entre valores adimensionales de caudal y volumen) y por su desviación típica (igual a la desviación estándar del ajuste de la regresión) caracterizada mediante un valor regional. En la tabla 1 se muestran, a modo de ejemplo, las ecuaciones de regresión y desviaciones típicas obtenidas en las regiones estadísticas definidas en la cuenca del Tajo (regiones 31, 32 y 33), aunque como parte del trabajo realizado para la DGA dicha caracterización se ha llevado a cabo en todas las regiones estadísticas consideradas.

Tabla 1. Ecuaciones de regresión y desviaciones típicas regionales para la relación caudal-volumen en las regiones estadísticas definidas en la cuenca del Tajo

Región	Ecuación de regresión	Desviación típica
31	$v_T = 10^{-0.0418} \cdot q^{1.1079}$	0.1858
32	$v_T = 10^{-0.0444} \cdot q^{1.0650}$	0.2019
33	$v_T = 10^{-0.0382} \cdot q^{0.9905}$	0.1959

5. METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EL ESTUDIO DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS PRESAS. CASOS DE APLICACIÓN

Tal como se ha indicado anteriormente, en el caso de considerar la dependencia estadística entre el caudal punta y el volumen en la definición de los hidrogramas de avenida no podrá hablarse de un único hidrograma de diseño de periodo de retorno T , existiendo en realidad múltiples hidrogramas (correspondientes a distintas combinaciones de caudal punta y volumen) que generarán iguales niveles máximos en el embalse. En consecuencia, no podrá utilizarse un único hidrograma de diseño y deberá abordarse el estudio mediante la generación estocástica de múltiples hidrogramas y su posterior análisis.

En este apartado se presenta el procedimiento de análisis propuesto y su aplicación a dos casos de ejemplo. En cualquier caso, y dada la complejidad de la metodología, un primer paso que es conveniente dar a la hora de abordar el estudio, es evaluar de forma aproximada la laminación esperable. En aquellos casos en que dicha laminación sea pequeña, no será necesario el cálculo del hidrograma, siendo suficiente con conocer el caudal punta. De esta forma, parece conveniente contar con expresiones o procedimientos aproximados y sencillos que permitan estimar la laminación esperable en el embalse y, por tanto, la necesidad o no de llevar a cabo el estudio considerando los hidrogramas de avenida completos. Con ese objetivo se desarrollaron, dentro del trabajo realizado para la DGA, y en colaboración con la Universidad Politécnica de Madrid, expresiones aproximadas para estimar el grado de laminación esperable en una determinada presa (Sordo *et al.*, 2012). El criterio para determinar el nivel de laminación por debajo del cual se considera suficientemente aproximado diseñar únicamente con el caudal punta, puede establecerse en base a la comparación del grado de laminación con la incertidumbre asociada a la estimación del cuantil de caudal punta.

Como casos de ejemplo se han seleccionado dos presas, denominadas presa A y presa B, cuyas características se indican en la tabla 2, basadas en una versión simplificada de presas reales (una con un volumen de embalse reducido y otra con un gran volumen de embalse). En este sentido, y para simplificar el análisis, se ha supuesto que el aliviadero es de labio fijo y que el embalse se encuentra situado inicialmente a la cota del umbral del aliviadero.

Tabla 2. Principales características de las presas tomadas como casos de ejemplo

Presa	Altura (m)	Volumen embalse (hm ³)	Longitud aliviadero (m)
A	75	30	25
B	65	1.100	45

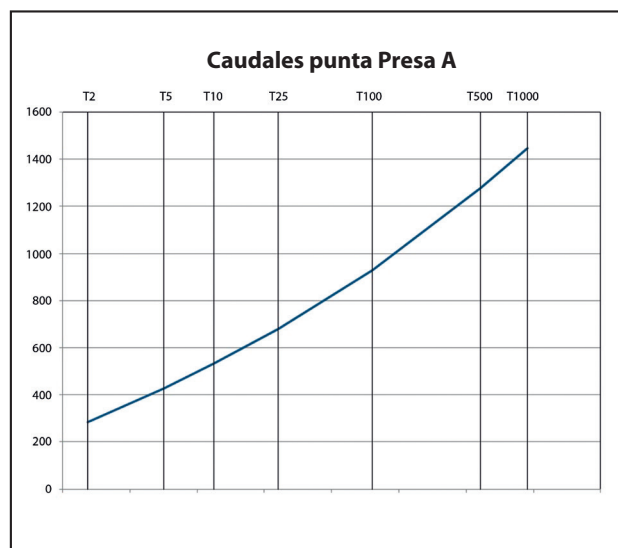
La generación estocástica de hidrogramas consiste en tres pasos: generación de un conjunto de caudales punta, generación de un volumen de hidrograma para cada caudal punta y generación de una forma de hidrograma para cada pareja de caudal punta-volumen.

En primer lugar, es necesario generar una muestra aleatoria de probabilidades (p_i) que se transforma en un conjunto de caudales máximos sintéticos (Q_i) a partir de las leyes de frecuencia de caudales punta correspondientes a cada presa (figura 11) previamente obtenidas. Dado que en ambos casos de ejemplo se han adoptado funciones de distribución del tipo de valores extremos generalizada (GEV), los caudales sintéticos se han obtenido mediante la expresión:

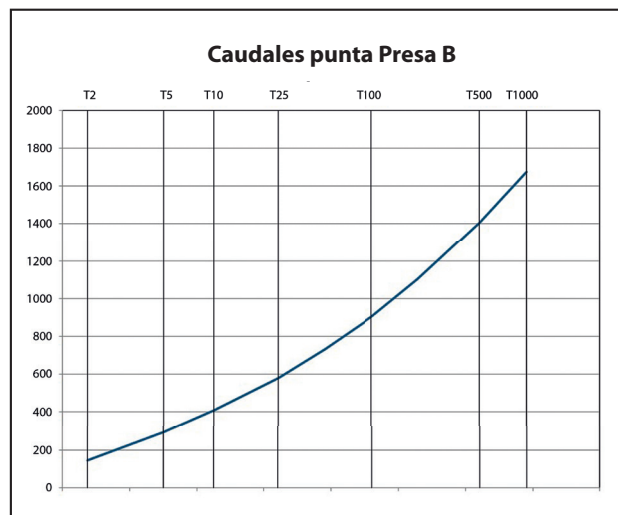
$$Q_i = u + \frac{\alpha}{k} \left[1 - \left(-\ln p_i \right)^k \right] \quad [7]$$

Siendo u , α y k los parámetros de la función.

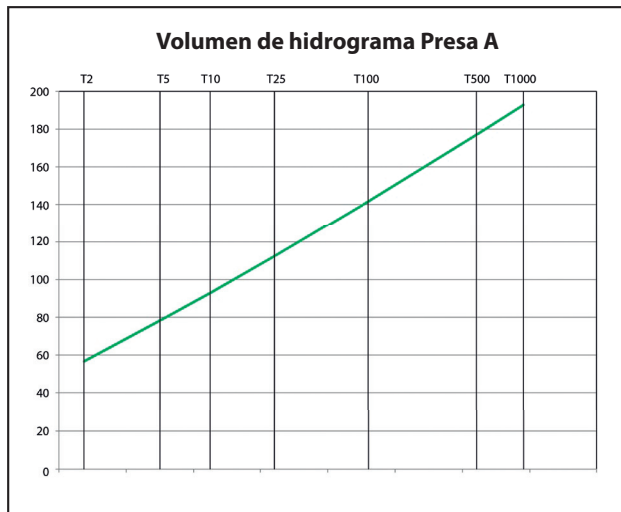
a)



b)

**Figura 11.** Leyes de frecuencia de caudales punta (m³/s) en las presas adoptadas para los casos de ejemplo.

a)



b)

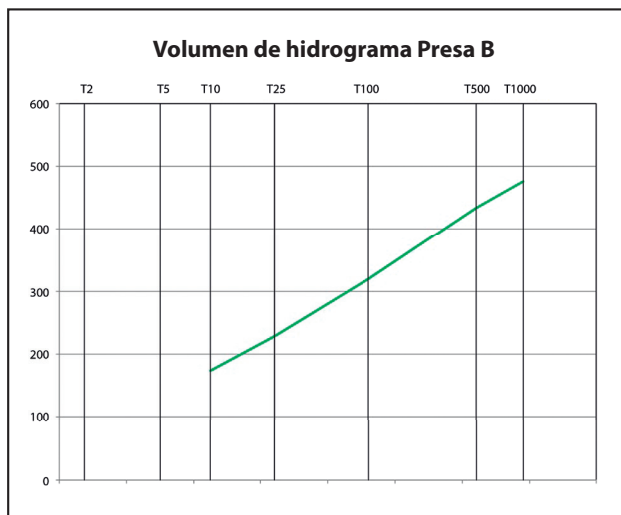


Figura 12. Leyes de frecuencia de volúmenes de hidrograma (hm^3) en las presas adoptadas para los casos de ejemplo.

A partir de distintos análisis realizados dentro del marco del trabajo, se ha podido concluir que el tamaño de la muestra aleatoria debe ser de, al menos, 10 veces el periodo de retorno que se quiera considerar. Para los casos de ejemplo expuestos en este trabajo se ha generado una muestra aleatoria compuesta de 10.000 datos.

El segundo paso consiste en la generación de un volumen de hidrograma sintético asociado a cada caudal punta generado. Los volúmenes de hidrograma se han determinado mediante generación estocástica a partir de la función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal. Siguiendo la metodología expuesta en el apartado 4, se ha considerado que dicha distribución condicionada corresponde a una función log-normal, cuya media se obtiene a partir de una expresión matemática función del valor del caudal punta, y cuya desviación típica corresponde a un valor regional (tabla 3).

Tabla 3. Expresiones matemáticas para obtener la media y valores de desviación típica utilizados para los casos de ejemplo, correspondientes respectivamente a las regiones 12 y 81

Presas	Ecuación de regresión	Desviación típica
A	$v_T = 10^{-0.0230} \cdot q^{0.7973}$	0.1690
B	$v_T = 10^{-0.0221} \cdot q^{0.9054}$	0.1717

Para la aplicación de la expresión que proporciona el valor de la media de la distribución log-normal es necesario conocer previamente la media de las distribuciones marginales de caudal punta y volumen de hidrograma, con objeto de poder desestandarizar los caudales y volúmenes adimensionales. La media de los caudales punta se deduce directamente de la función de distribución utilizada en la generación estocástica de la muestra de caudales punta. En cuanto a los volúmenes, se ha obtenido su función de distribución marginal, para cada uno de los casos de ejemplo, aplicando procedimientos similares a los expuestos en el primer artículo de esta serie para los caudales punta (figura 12). En este sentido, se ha verificado que las regiones

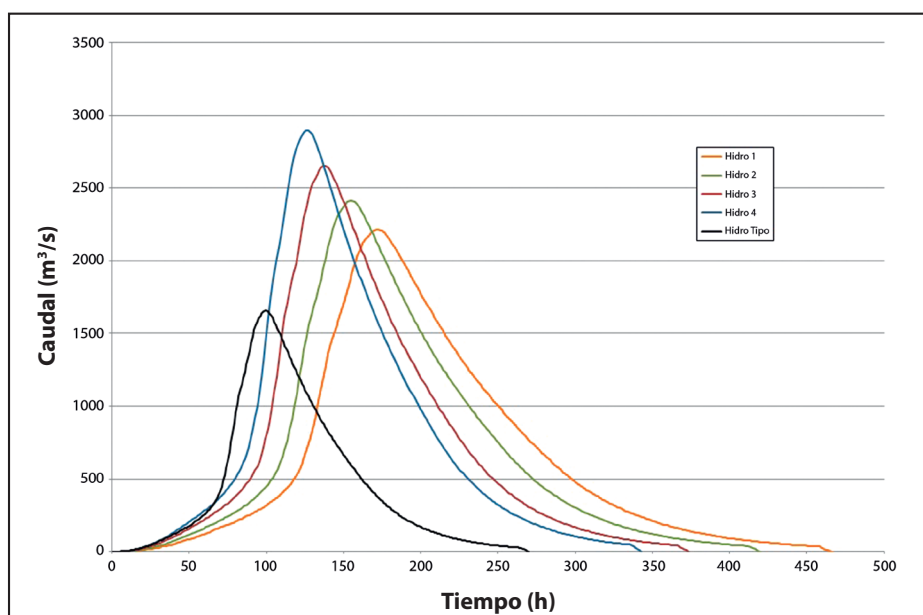


Figura 13. Hidrograma tipo e hidrogramas reescalados para varias parejas caudal punta-volumen pertenecientes a la curva caudal-volumen de 1000 años de periodo de retorno. Presa B.

estadísticas identificadas en dicho artículo presentan también homogeneidad estadística respecto a los volúmenes de hidrograma, y que las funciones de distribución allí identificadas son también adecuadas para el caso de los volúmenes.

Una vez obtenida la función log-normal para cada valor de caudal punta sintético, el valor del volumen se obtiene a partir de la misma, previa generación estocástica de una determinada probabilidad.

Por último, a partir de las parejas caudal punta-volumen generadas se construyen 10.000 hidrogramas de avenida. Estos hidrogramas se han obtenido de manera simplificada reescalando un hidrograma procedente de la modelación hidrológica de la cuenca vertiente a cada presa (figura 13). También podrían utilizarse con esta finalidad hidrogramas registrados en una estación de aforos que se consideren representativos.

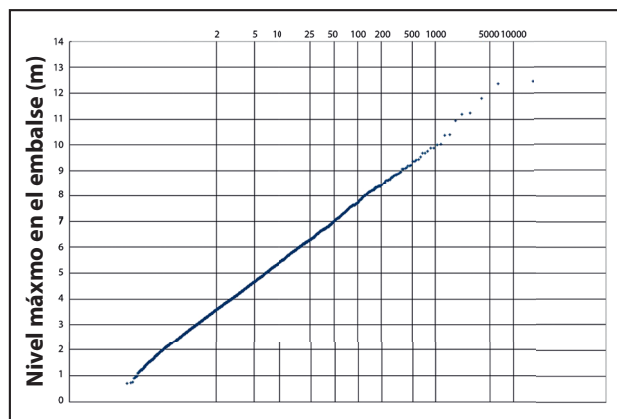
Cada conjunto de 10.000 hidrogramas sintéticos se lamina en el embalse correspondiente. Como se ha dicho, se ha supuesto que el embalse está inicialmente a la cota del umbral del aliviadero y que éste no tiene compuertas. Cada grupo de hidrogramas sintéticos se ordena de acuerdo con el nivel máximo de embalse obtenido durante su laminación. El nivel máximo de embalse para un determinado periodo de retorno de T años, se ha obtenido como aquél con una probabilidad de excedencia igual a $1/T$ respecto al número total de hidrogramas (figura 14 y tabla 4).

Como resultado, tal como se ha expuesto en el apartado 3, en el espacio bidimensional $Q-V$, no existe un único hidrograma para un periodo de retorno de T años, sino un conjunto de hidrogramas que producen el mismo nivel máximo en el embalse situados formando una curva (figura 15).

Cuanto más suave sea la pendiente de la curva, mayor será la dependencia respecto del volumen. Por el contrario, cuanto más pronunciada sea la pendiente, mayor será la dependencia respecto del caudal punta.

En el caso de la presa A, las curvas caudal-volumen son prácticamente verticales lo que indica que el papel del volumen del hidrograma es despreciable frente al del caudal punta, consecuencia de tener un volumen de embalse reducido. Por el contrario, en el caso de la presa B, con un volumen disponible para laminación mucho mayor, las curvas son mucho más tendidas, de tal forma que existen distintas parejas de caudal punta y volumen que producen un mismo nivel máximo en el embalse. En definitiva, hay diferentes hidrogramas que llevan a un mismo nivel máximo de embalse durante la laminación.

a)



b)

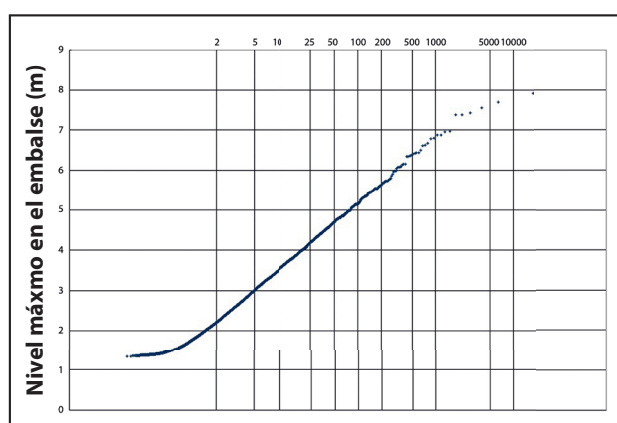


Figura 14. Leyes de frecuencia de niveles máximos en el embalse (referidos a la cota del umbral del aliviadero) obtenida a partir de los resultados del proceso de simulación: a) Presa A. b) Presa B.

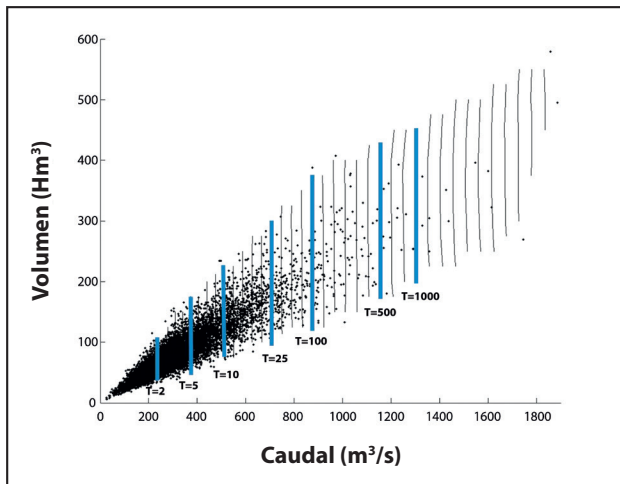
Para ilustrar esto, se han seleccionado cuatro hidrogramas para un período de retorno de 1000 años en el embalse B (figura 13), con caudales punta de 2.217, 2.415, 2.651 y 2.896 m^3/s , y volúmenes de 767, 690, 613 y 563 hm^3 , respectivamente. Estos cuatro hidrogramas, con diferentes caudales punta y volúmenes, producen un mismo nivel máximo en el embalse (6.8 m sobre el umbral del aliviadero), que es el nivel correspondiente a un período de retorno de 1000 años.

Por otra parte, el riesgo aguas abajo de la presa se puede determinar a partir de la ley de frecuencia de caudales máximos vertidos (figura 16), resultado también del proceso de simulación.

Tabla 4. Niveles máximos en el embalse y caudales máximos vertidos en las presas A y B para distintos periodos de retorno

Periodo retorno (años)	Presa A		Presa B	
	Nivel máximo embalse (m)	Caudal máximo vertido (m^3/s)	Nivel máximo embalse (m)	Caudal máximo vertido (m^3/s)
2	3.58	288	2.20	300
5	4.66	427	3.00	513
10	5.39	532	3.51	689
25	6.29	670	4.18	953
100	7.71	909	5.15	1458
500	9.29	1200	6.38	2183
1000	9.95	1334	6.83	2488

a)



b)

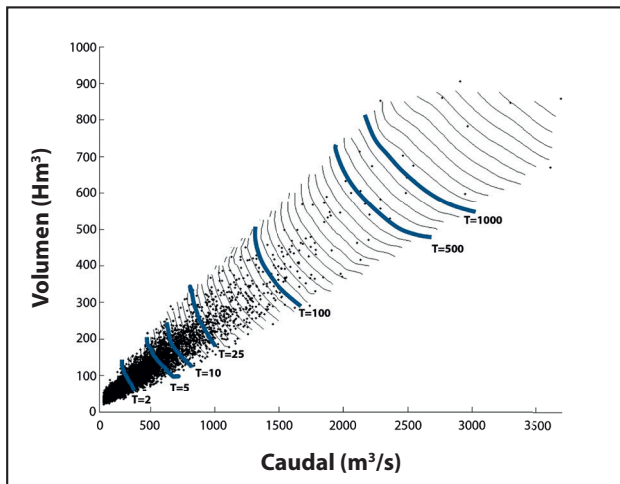


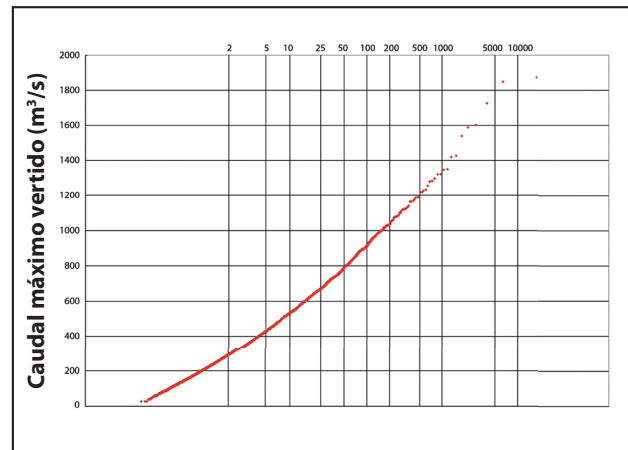
Figura 15. Curvas caudal-volumen correspondientes a iguales niveles máximos en los embalses. Se han marcado en trazo grueso las correspondientes a los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 100, 500 y 1000 años: a) Presa A. b) Presa B.

La aplicación práctica del procedimiento de cálculo expuesto anteriormente al dimensionamiento de los órganos de desagüe de la presa (longitud de aliviadero) se debe realizar mediante tanteos. Se debe partir de seleccionar varias longitudes posibles de aliviadero, calculando para cada una de ellas el tránsito por el embalse del conjunto de hidrogramas generados aleatoriamente, determinando el nivel máximo alcanzado en el embalse para cada uno de ellos. La representación gráfica en el plano $Q-V$, para cada longitud de aliviadero considerada, de todas las parejas caudal-volumen, conociendo su nivel máximo alcanzado en el embalse, permitirá trazar las isolíneas correspondientes a combinaciones de caudal punta y volumen que generarían un mismo nivel máximo en el embalse. La longitud de aliviadero a adoptar será aquella para la cual la curva correspondiente al máximo nivel admisible en el embalse corresponda al periodo de retorno de diseño (T).

En la figura 17 se muestran los resultados obtenidos en el caso de la presa B para distintas longitudes de aliviadero (35, 40, 45 y 55 m). Se observa cómo, al variar la longitud del aliviadero, cambia el periodo de retorno de la curva

caudal-volumen correspondiente al nivel máximo admisible en el embalse (tabla 5).

a)



b)

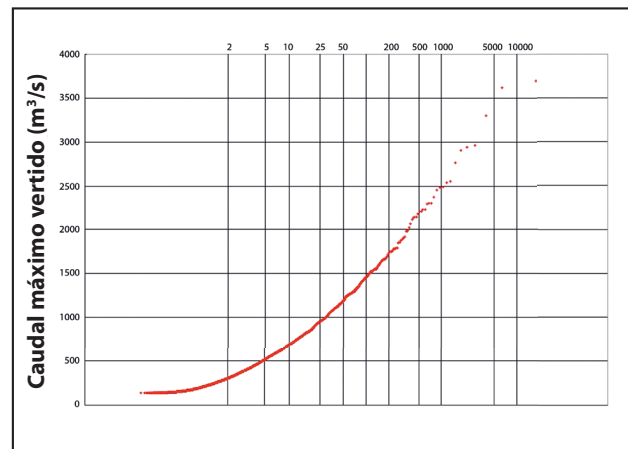


Figura 16. Leyes de frecuencia de caudales máximos vertidos obtenida a partir de los resultados del proceso de simulación: a) Presa A. b) Presa B.

Tabla 5. Periodo de retorno correspondiente al nivel máximo admisible en el embalse para distintas longitudes de aliviadero en la presa B

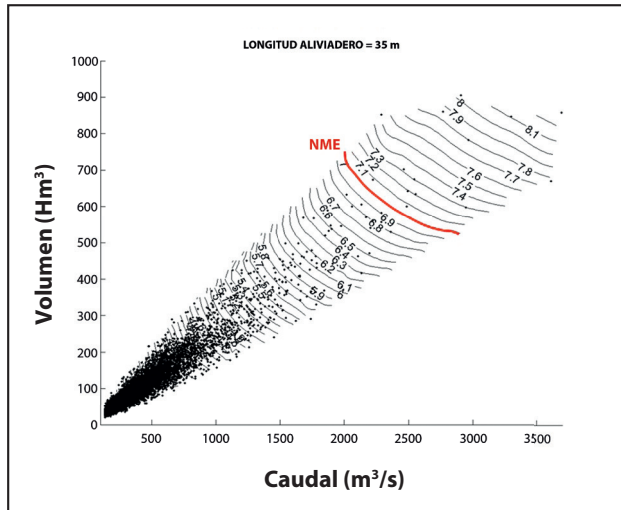
Longitud aliviadero (m)	Periodo de retorno (años)
35	700
40	1000
45	1700
55	2500

6. PROPIEDADES DE LAS CURVAS CAUDAL-VOLUMEN

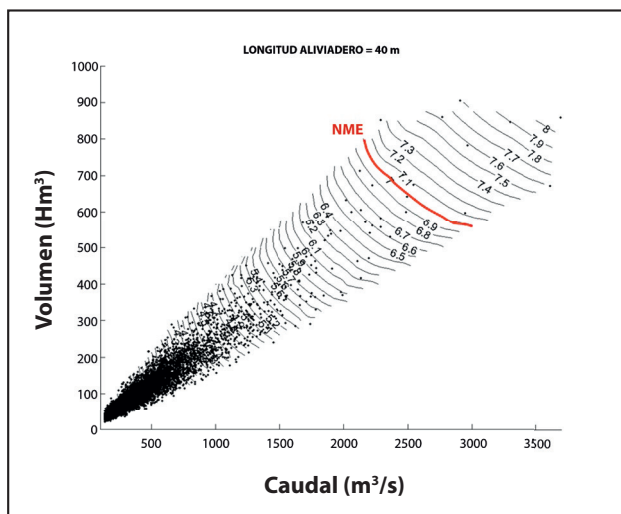
Se ha mostrado en el apartado anterior cómo las curvas caudal-volumen varían su forma dependiendo de las características de la cuenca y de la presa para la que se determinen. En este apartado se tratará de mostrar de una manera más sistemática cómo varían dichas curvas en función de la variación de dos características relevantes, el volumen de embalse y la longitud de aliviadero disponible para desaguar la avenida. Para ello se ha partido de uno de los casos de ejemplo expuestos en el apartado anterior, en concreto del denominado como presa A, modificándolo al

objeto de llevar a cabo el análisis propuesto. Las curvas se han obtenido mediante la generación estocástica de 10.000 parejas de valores (Q, V), aunque en las figuras se han representado por simplicidad únicamente las 100 parejas que generan los mayores niveles en el embalse.

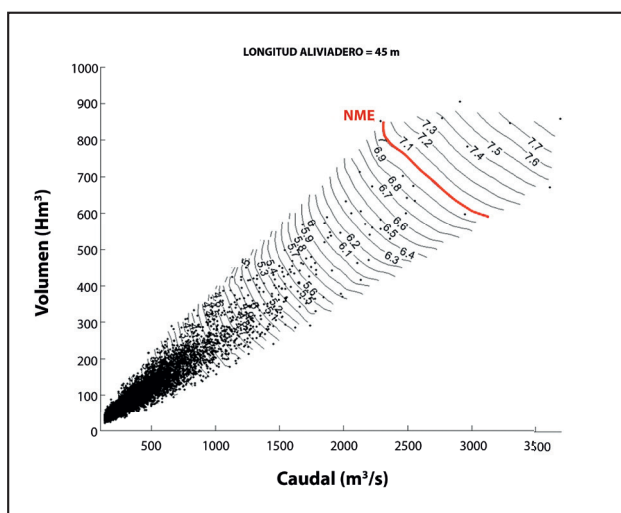
a)



b)



c)



d)

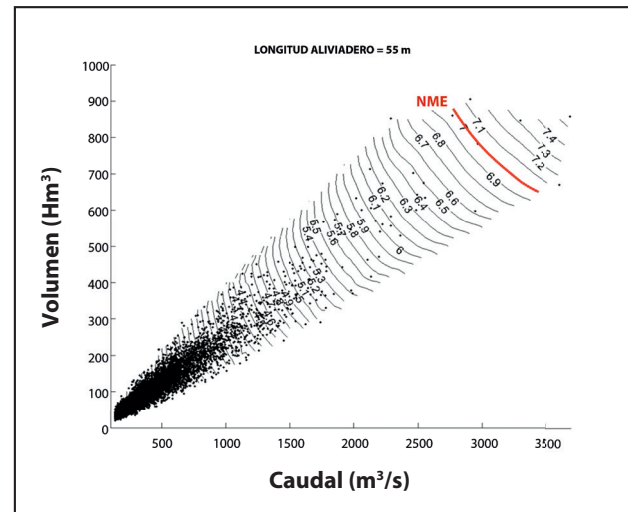


Figura 17. Curvas caudal-volumen para distintas longitudes de aliviadero en la presa B: a) 35 m, b) 40 m, c) 45 m, d) 55 m. Se ha marcado en color rojo la curva correspondiente al nivel máximo admisible en el embalse.

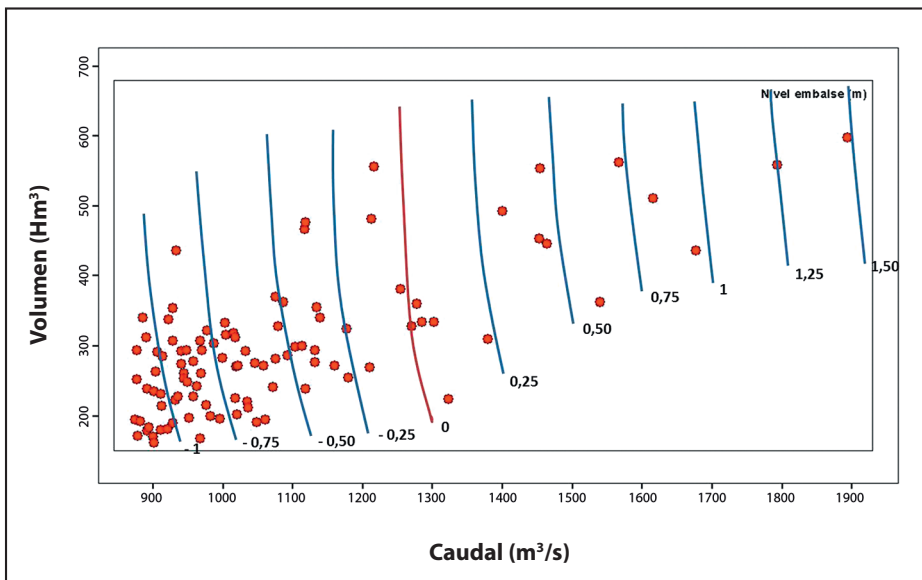
En la figura 18 se muestra cómo varía la forma de las curvas caudal-volumen para distintos volúmenes de embalse (20, 60, 120 y 200 hm^3), entendiéndose en este caso por volumen de embalse el disponible para laminar la avenida, entre la cota del umbral del aliviadero y el máximo nivel admisible en el embalse durante el paso de las avenidas, considerando una longitud de aliviadero de 20 m. Se ha asumido que el nivel inicial en el embalse es el correspondiente al umbral del aliviadero, y que éste desagua en lámina libre.

Puede observarse cómo para el volumen de embalse más pequeño de 20 hm^3 las curvas son prácticamente verticales. Esto es lógico, ya que con un volumen de embalse pequeño la laminación del hidrograma será muy reducida y, en consecuencia, el nivel máximo alcanzado en el embalse durante el paso de la avenida dependerá casi exclusivamente del caudal punta. En este caso, se podría ignorar el volumen a la hora de dimensionar los órganos de desagüe de la presa, realizando el cálculo con el caudal punta del periodo de retorno considerado para el diseño.

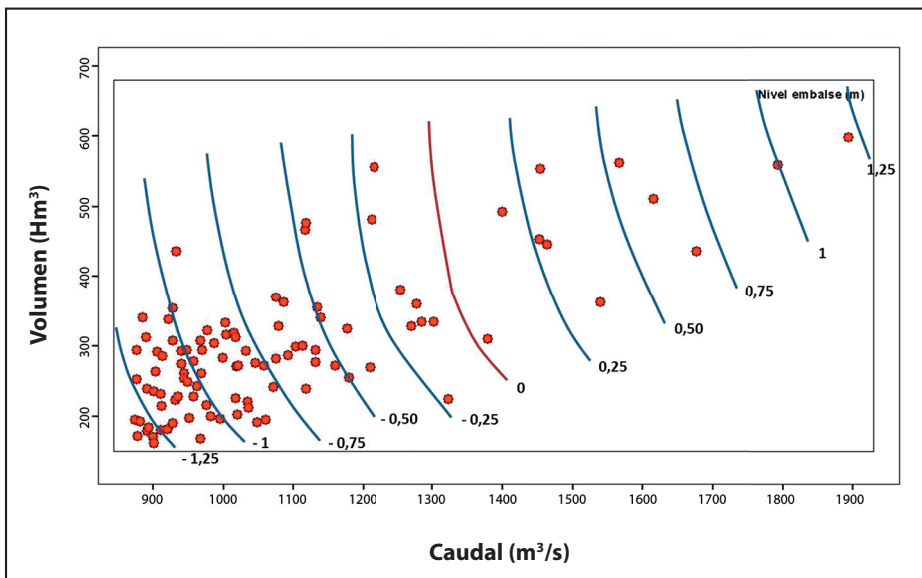
Al incrementar el volumen de embalse disponible para laminar el hidrograma las curvas van inclinándose, estando más tumbadas cuanto mayor sea el volumen de embalse. En este caso, el volumen del hidrograma juega un papel importante. Debido a la laminación, hidrogramas con caudales punta elevados y pequeños volúmenes generan niveles máximos en el embalse iguales a los de hidrogramas con caudales punta menores pero mayores volúmenes.

Puede observarse también cómo en todos los casos, con independencia de cuál sea el volumen de embalse, las curvas tienden a ponerse verticales a partir de un determinado volumen de hidrograma ya que, para un volumen de embalse determinado, el grado de laminación se va reduciendo al aumentar el volumen del hidrograma entrante al embalse y, por lo tanto, existirá un determinado volumen de hidrograma a partir del cual la laminación será ya despreciable.

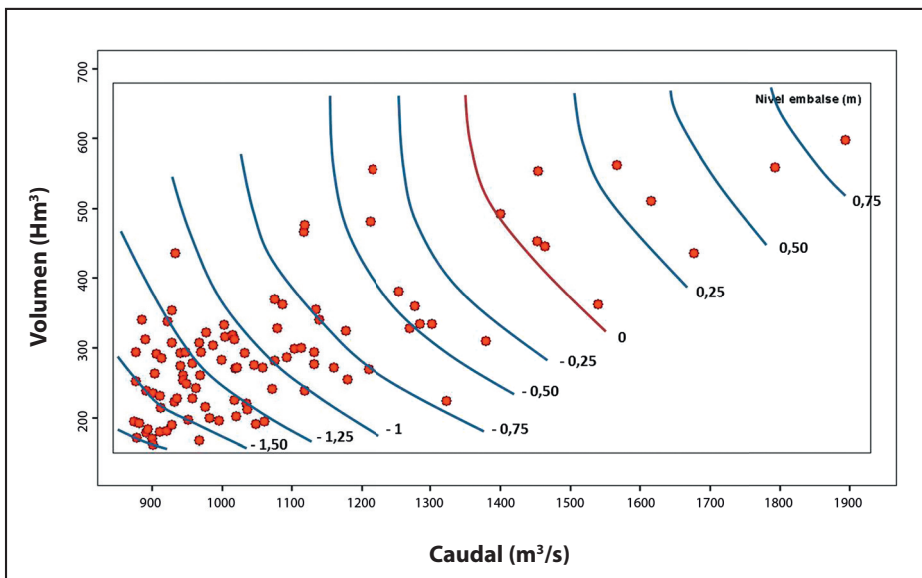
a)



b)



c)



d)

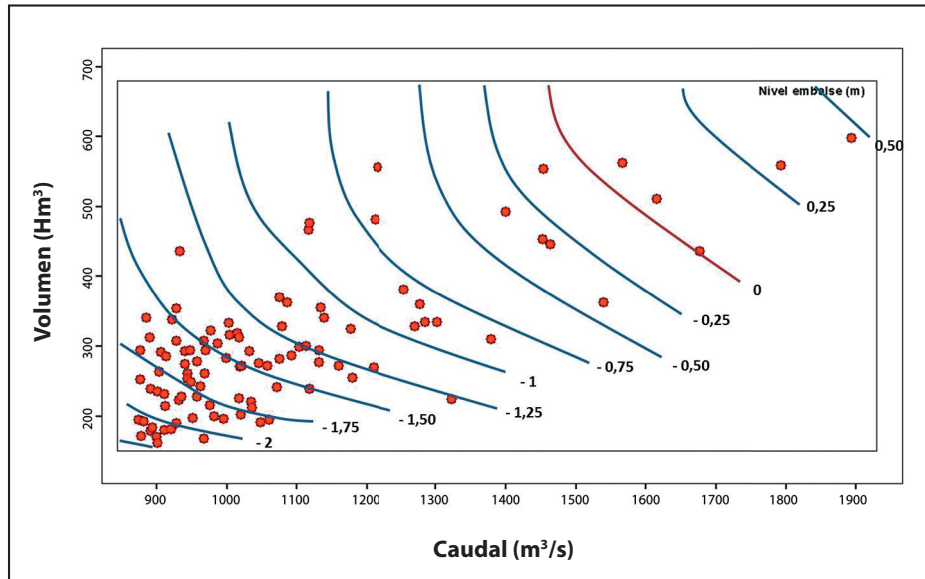


Figura 18. Influencia del volumen de embalse en las curvas caudal-volumen. a) Volumen de embalse de 20 hm³. b) Volumen de embalse de 60 hm³. c) Volumen de embalse de 120 hm³. d) Volumen de embalse de 200 hm³.

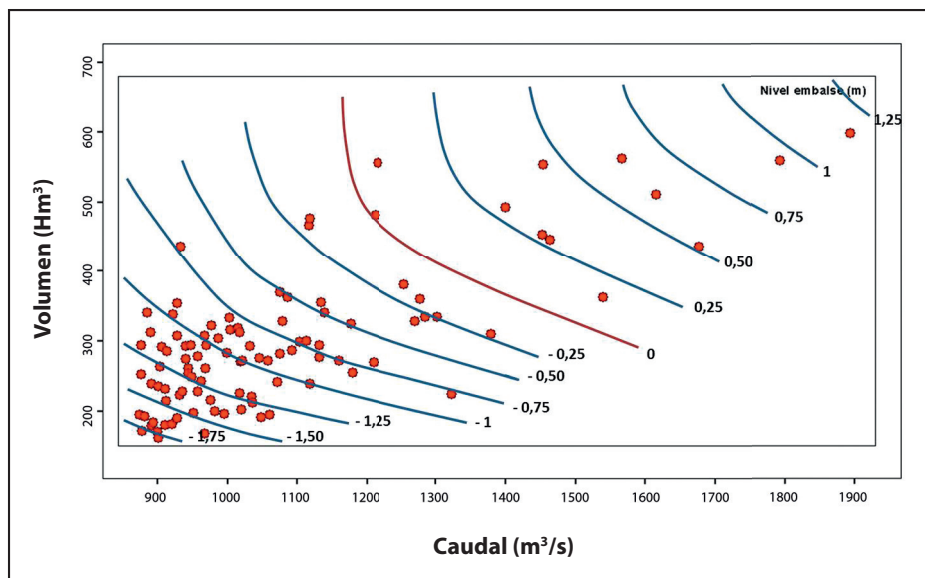
Por otro lado, en la figura 19 se muestra cómo varía la forma de las curvas caudal-volumen al variar la longitud del aliviadero (15 y 20 m). Se ha partido del caso expuesto en el ejemplo anterior tomando un volumen de embalse de 200 hm³. Se ha marcado en color rojo la curva que correspondería al nivel máximo admisible en el embalse.

Las etiquetas que identifican cada curva corresponden a la diferencia entre el nivel al que corresponde la curva y el máximo admisible en el embalse. Se observa cómo al incrementarse la longitud del aliviadero las curvas correspondientes a los distintos niveles de embalse se desplazan hacia la derecha, ya que al disponer de mayor capacidad de desagüe se necesitan caudales y volúmenes mayores para generar el mismo nivel máximo. Lógicamente, al desplazarse, la curva correspondiente al nivel máximo admisible

en el embalse deja a su derecha un menor número de puntos (Q,V) simulados, lo que indica que corresponde a un mayor periodo de retorno. Es decir, al incrementar la longitud del aliviadero se incrementa también, como era de esperar, el periodo de retorno para el cual se produce el fallo de la estructura.

Se han expuesto en este apartado algunos casos sencillos para ilustrar cómo varían las curvas caudal-volumen con las características de la presa. Lógicamente, la forma de las curvas puede variar también, y de forma más compleja, con otras características como la existencia de compuertas en el aliviadero y cómo se operen durante la avenida, el nivel inicial en el embalse o la existencia de más de un órgano de desagüe en funcionamiento.

a)



b)

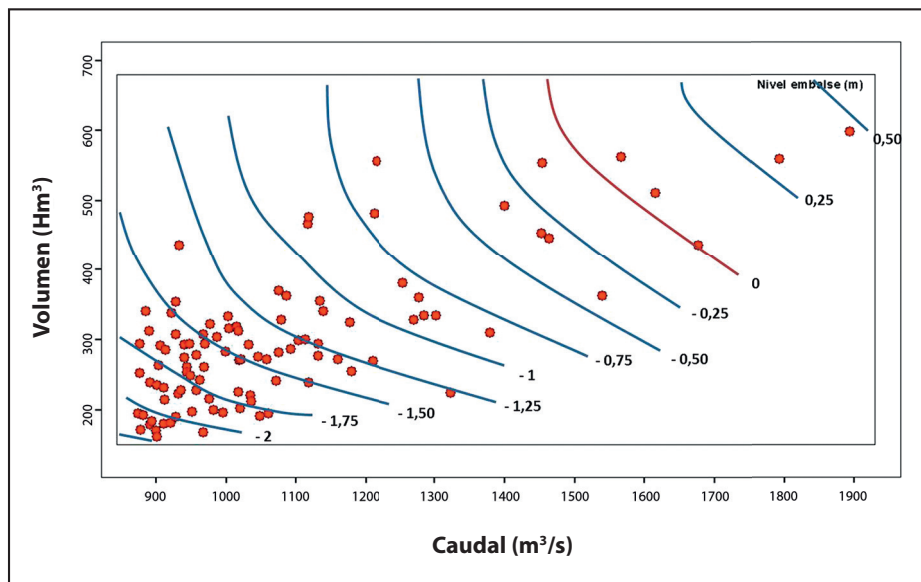


Figura 19. Influencia de la longitud de aliviadero en las curvas caudal-volumen. a) Longitud de aliviadero de 15 m. b) Longitud de aliviadero de 20 m.

7. CONCLUSIONES

La consideración del volumen de los hidrogramas de avenida a la hora de abordar el diseño hidrológico de las presas es una cuestión de gran relevancia, especialmente en el caso de las presas con grandes volúmenes de embalse, en las que el volumen del hidrograma puede ser tan importante o más que el caudal punta. Los procedimientos de cálculo habitualmente empleados presentan ciertas limitaciones para tener en cuenta la relación de dependencia estadística entre el caudal punta y el volumen del hidrograma. Es, por tanto, necesario incorporar al cálculo de la seguridad hidrológica de las presas con grandes volúmenes de embalse técnicas que permitan tener en cuenta dicha dependencia estadística.

Asimismo, se ha puesto de manifiesto que una de las cuestiones que es fundamental considerar a la hora de incorporar la dependencia estadística entre caudal punta y volumen de avenida en el análisis de la seguridad hidrológica de las presas, es cómo interpretar el concepto de periodo de retorno de diseño en el caso de una variable hidrológica bivariada. Esta interpretación debe partir de que el periodo de retorno se refiere a la probabilidad de fallo de la estructura y no a la probabilidad de ocurrencia de un determinado evento hidrológico; por lo tanto, el periodo de retorno se debe aplicar sobre la variable que controla si se produce el fallo o no de la presa (nivel en el embalse) y no sobre la solicitud hidrológica (hidrograma de avenida). Al relacionar este periodo de retorno con las variables hidrológicas, el hidrograma de diseño de la presa deja de ser un único hidrograma para convertirse en una familia de hidrogramas que generan un mismo nivel máximo en el embalse, representados mediante una curva en el plano caudal-volumen. Esta familia de hidrogramas de diseño depende de la propia presa a diseñar, variando las curvas caudal-volumen en función de las características de la presa como, por ejemplo, el volumen de embalse o la longitud del aliviadero.

Para conocer dichas curvas, que representan las familias de hidrogramas correspondientes a un determinado

periodo de retorno, es necesario caracterizar previamente la dependencia estadística entre el caudal punta y el volumen del hidrograma. Para ello, se ha desarrollado un procedimiento que permite describir dicha dependencia estadística de una manera sencilla y robusta, mediante un enfoque alternativo a la obtención directa de la función de distribución conjunta bivariada, consistente en emplear dos funciones: la función de distribución marginal del caudal punta (la ley de frecuencia de caudales punta habitualmente utilizada en hidrología de crecidas), y la función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal, es decir, la función que indica cuál es la probabilidad de que un hidrograma de avenida tenga un determinado volumen sabiendo que su caudal punta tiene un valor determinado.

Se ha analizado la relación entre el caudal y el volumen de los hidrogramas a partir de la información disponible en distintas estaciones de aforos. Se ha observado una fuerte dependencia entre ambas variables del hidrograma, lo que acota el rango de combinaciones normales de ambas variables que muestran una relación casi lineal a escala logarítmica. El análisis en las regiones estadísticas definidas en trabajos previos (ver primer artículo de esta serie; Jiménez *et al.*, 2014) parece indicar que se podría considerar una única relación entre el caudal y el volumen a nivel regional, lo que permite incrementar el número de datos disponibles para caracterizar la relación de dependencia entre ambas variables, reduciendo la incertidumbre y aumentando la robustez de la estimación.

La caracterización de la relación caudal-volumen a nivel regional se ha realizado partiendo de una estandarización de los datos dividiendo los caudales y volúmenes por sus valores medios en cada estación. La distribución condicionada del volumen respecto al caudal viene definida por una distribución log-normal, diferente para cada valor del caudal punta, estando determinada su media por una ecuación de regresión regional entre los valores adimensionales de caudal y volumen, y su desviación típica por un valor regional igual a la desviación estándar del ajuste de la regresión.

Se ha propuesto un método para su aplicación práctica al análisis de la seguridad hidrológica de las presas a través de un procedimiento de cálculo probabilístico basado en la generación estocástica de un número elevado de hidrogramas, y se ha aplicado a dos casos de ejemplo. La generación sintética de hidrogramas consiste en tres pasos: generación de un conjunto de caudales punta y de un volumen de hidrograma para cada caudal punta (a partir de la generación aleatoria de probabilidades), y asignación de una forma de hidrograma a cada pareja de caudal punta-volumen. Estos hidrogramas se han obtenido de manera simplificada reescalando un hidrograma procedente de la modelación hidrológica de la cuenca vertiente a cada presa.

Como resultado, se llega a que no existe un único hidrograma para un periodo de retorno de T años sino un conjunto de hidrogramas que producen el mismo nivel máximo en el embalse, situados formando una curva en el espacio bidimensional caudal-volumen. Cuanto más suave sea la pendiente de las curvas caudal-volumen, mayor será la dependencia respecto del volumen. Por el contrario, cuanto más pronunciada sea la pendiente, mayor será la dependencia respecto del caudal punta.

También se ha obtenido como resultado la ley de frecuencia de niveles máximos en el embalse, fundamental para la seguridad de la presa, y la de caudales máximos vertidos, necesaria para analizar el riesgo aguas abajo del embalse.

8. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido realizado en el marco del Convenio "Asistencia técnica, investigación y desarrollo tecnológico en materia de gestión del dominio público hidráulico y explotación de obras", firmado entre la Dirección General del Agua y el CEDEX, y del Acuerdo de encomienda de gestión por el Ministerio de Medio Ambiente al CEDEX para la realización de "Asistencia técnica, investigación y desarrollo tecnológico en materias competencia de la Dirección General del Agua (2007-2011)".

Se ha contado con la colaboración del Departamento de Ingeniería Civil: Hidráulica y Energética de la Universidad Politécnica de Madrid en la extensión de la caracterización estadística caudal-volumen a las distintas regiones estadísticas identificadas en la España peninsular.

Celia García Montañés, Directora de Programa, Lara Inacio Caballero, Personal de Investigación, y Julio Garrote Revilla, Personal de Investigación entre los años 2008 y 2012, del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, han colaborado en la realización de los casos de ejemplo expuestos en este artículo.

REFERENCIAS

Beard, L.R. (1990). Practical determination of hypothetical floods. *Journal of Water Resources Planning and Management*. ASCE 116(3), pp. 389-401.

Bertoli, L. and Moissello, U. (1993). A regional model for estimating the probability distribution of routed peak discharges. *Journal of Hydrology*, 153, pp. 103-138.

Castorani, A. and Moramarco, T. (1995). Selecting the optimal design flood. *Hydropower and dams*. Julio 1995. pp. 74-80.

CEDEX, 2009. Asistencia técnica, investigación y desarrollo tecnológico en materia de gestión de dominio público hidráulico y explotación de obras. Cálculo de la avenida de proyecto y

extrema para el diseño de presas. Informe para la Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino.

Cheng-Zheng, L. (1987). Investigation and regionalization of historical floods in China. *Journal of Hydrology*, 96, pp. 41-51.

De Michele, C., Salvadori, G., Canossi, M., Petaccia, A., and Rosso, R. (2005). Bivariate statistical approach to check adequacy of dam spillway. *Journal of Hydrological Engineering*, 10(1), pp. 50-57.

Domínguez, M.R., Fuentes, M.O. y Franco, V. (1981). Avenida de diseño. Manual de diseño de Obras Civiles. Cap. A.1.10. CFE. Méjico.

Domínguez, M.R., Carrizosa, E.E. y Fuentes, M.G. (2000). Estimación y manejo de crecientes en la cuenca alta del río Grijalva. *Memorias del XVI Congreso Nacional de Hidráulica*. Morelia. Méjico. pp 97-102.

Favre, A.C., El Adlouni, S., Perreault, L., Thiémonge, N., and Bobée, B. (2004). Multivariate hydrological frequency analysis using copulas. *Water Resources Research*. 40.

Galea, G. and Prudhome, C. (1994). Modèles débit-durée-fréquence et conceptualisation d'un hydrogramme de crue synthétique: validation sur le Bvre de Draix. *Hydrol. Continent*. 9(2), pp. 139-151.

Galea, G. and Prudhome, C. (1997). Notions de base et concepts utiles a la compréhension de la modélisation synthétique des régimes de crue des bassins versants au sens des modèles QDF. *Revue des Sciences de l'Eau*.

Goel, N.K., Seth, S.M. and Chandra, S. (1998). Multivariate modeling of flood flows, *Journal of Hydraulic Engineering*. 124(2). pp. 146-155.

Grimaldi, S. and Serinaldi, F. (2006). Asymmetric copula in multivariate flood frequency analysis. *Advance in Water Resources*, 29. pp. 1155-1167.

Hua Shi-Qian (1987). A general survey of flood frequency analysis in China. *Journal of Hydrology*, 96. pp. 15-25.

Jiménez, A., Mediero, L. y García, C. (2014). Análisis y selección de modelos estadísticos para el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos anuales en España. En este número de *Ingeniería Civil*.

Krstanovic, P.F. and Singh, V.P. (1987). A multivariate stochastic flood analysis using entropy, en: *Hydrologic Frequency Modelling*, Reidel, Dordrecht, The Netherlands. pp. 515-539.

MARM (2011). Guía metodológica para el desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables. Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. NIPO: 770-11-307-4. ISBN: 978-84-491-1136-5. Madrid.

Pegram, S. and Deacon, P. (1992). Extreme flood hydrographs of chosen probability. *Proceedings of the International Symposium on Dams and Extreme Floods*. ICOLD. Granada.

Sackl, B. and Bergmann, H. (1987). A bivariate flood model and its application, en: *Hydrologic Frequency Modelling*, Reidel, Dordrecht, The Netherlands, pp. 571-582.

Sordo, A., Garrote, L. y Jiménez, A. (2012). El efecto laminador de los embalses en avenidas extraordinarias. *Monografía 107*. CEDEX.

Témez, J.R. (2002). Alerta sobre los hidrogramas de proyecto. *Revista de Obras Públicas*. 149, N° 3423, pp. 27-31.

Visentini, G. (1992). Morning Glory spillways and Italian regulations. *Proceedings of International Symposium on Dams and Extreme Floods*. Vol. 1, pp. 135-143. Granada.

Yue S., Ouarda, T.B.M.J., Bobee, B., Legendre, P. and Bruneau, P. (1999). The Gumbel mixed model for flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, Vol. 226, N° 1. pp. 88-100.

Zhang, L. and Singh, V.P. (2007). Trivariate flood frequency analysis using the Gumbel-Hougaard Copula. *Journal of Hydrologic Engineering*, 12(4). pp. 431-439.