

# Análisis crítico del modelo Beed. Un método simplificado para la estimación de los efectos de la rotura de presas

RAFAEL FERNANDEZ GOMEZ (\*)  
JUAN VICENTE GIRALDEZ CERVERA (\*\*)  
JESUS AYUSO MUÑOZ (\*\*\*)

**RESUMEN.** La rotura de presas es un fenómeno de gran trascendencia por los daños que puede causar y que en modo alguno se restringe al ámbito de grandes presas. En este trabajo se analiza el fenómeno bajo la perspectiva del modelo BEED de Singh y Quiroga (1987). El desarrollo de una brecha, a partir de unas condiciones iniciales, da lugar a un flujo de agua y partículas sólidas en el cauce aguas abajo, caracterizados por unas fórmulas sencillas: la expresión de Einstein-Brown para el transporte de sedimentos a través de la brecha y el método de Muskingum-Cunge para la circulación de agua y sólidos en el cauce.

Consideraciones sobre la física del fenómeno aconsejan modificar algunas de las hipótesis del modelo BEED, en especial la constancia del coeficiente de rozamiento de Chezy. El coeficiente de Chezy varía con la carga hidráulica total y con la rugosidad del canal formado, y debe ser reconocido como tal, pues de otro modo la calidad de los resultados depende exclusivamente del cuidado de la selección del valor adoptado.

Un análisis de sensibilidad indica la precisión que se debe exigir en las determinaciones de campo, al tiempo que permite conocer la influencia de algunos factores, como la presencia de la llanura de inundación en la atenuación de caudales o las condiciones geométricas y geotécnicas en la evolución de la brecha.

## CRITICAL ANALYSIS OF THE BEED MODEL. A SIMPLIFIED METHOD FOR ESTIMATING THE EFFECTS OF DAM BREAKS

**ABSTRACT.** Dam breaks are catastrophes with far-reaching effects, owing to the threat that such occurrences pose to local communities. Among several models that have been proposed for the characterization of such phenomena, attention has been focussed on the BEED, developed by Singh and Quiroga (1987). It is a simple, easy-to-use model.

On the basis of the Einstein-Brown sediment transport equation, the BEED model analyzes breach development, and routes the subsequent flow of water and solid particles using the Muskingum-Cunge method.

Although this model is extremely useful, some shortcomings are discussed. The Chezy coefficient creates severe problems because it varies with the overall hydraulic discharge and the roughness of the newly-formed channel, and if this were not the case the quality of the results would depend exclusively upon the care taken in choosing the selection value. A sensitivity analysis was carried out in the modified model, with a view to appreciating the influence of factors such as the role of floodplains in flood-wave attenuation or the influence of geometrical and geotechnical conditions on breach evolution.

## I. INTRODUCCION. IMPORTANCIA DE LA ROTURA DE PRESAS

La rotura de presas puede considerarse hoy día como una de las catástrofes hidrológicas más importantes.

Por este motivo se han desarrollado numerosos modelos que traten de simular este fenómeno con el fin de caracterizarlo y paliar al máximo sus drásticos efectos.

Las dos vías de actuación a la hora de estudiar estos procesos son:

- a) Rotura de la presa y generación del hidrograma y del sedimentograma.
- b) Circulación de ambos flujos en el valle o canal aguas abajo.

(\*) Ingeniero Agrónomo.

(\*\*) Catedrático de Ingeniería Hidráulica, E.T.S.I. Agrónomos y Montes, Universidad de Córdoba.

(\*\*\*) Profesor Titular de Ingeniería de la Construcción, E.T.S.I. Agrónomos y Montes, Universidad de Córdoba.

En la primera tratamos de definir con la mayor precisión posible la evolución de la brecha formada en el cuerpo de la presa, que se desarrollará hasta que toda el agua haya sido evacuada o hasta que el material resista la erosión provocada por la acción hídrica. El objetivo será estimar tanto el caudal punta a la salida por la brecha  $Q_p$  ( $m^3/s$ ), que determinará la magnitud del evento, como el tiempo de fallo  $T_f(s)$ , entendido como el tiempo que existe desde que comienza el fallo hasta que se consigue el caudal punta. De su valor dependerá que la autoridad competente avise y desaloje convenientemente los núcleos urbanos situados aguas abajo.

Con la segunda vía de actuación, tratamos de calcular los caudales tanto líquidos como sólidos en distintos puntos aguas abajo de la presa, y la posible inundación de las llanuras adyacentes, que favorecerá o disminuirá el efecto catastrófico sobre la población.

## II. EL MODELO BEED

Desarrollado por Singh y Quiroga en 1987, el modelo BEED (Breach Erosion on Earthfill Dams) es un modelo matemático en el que interviene un número bastante reducido de parámetros de tipo geométrico, geotécnico e hidráulico, y que describe la erosión de la brecha producida por la sumergencia del cuerpo de la presa tras una avenida empleando la ecuación de transporte de sedimento de Einstein-Brown, mientras que utiliza el método de circulación hidráulica de Muskingum-Cunge, aplicable a sistemas distribuidos, con el que no se precisa de canales aforados.

## III. OTRAS SOLUCIONES. DAMBRK

La importancia de este fenómeno ha provocado la elaboración de diversos modelos que se basan en diferentes algoritmos y métodos de cálculo. El más importante de ellos es el modelo DAMBRK (Dam-break Flood Forecasting Model) del National Weather Service de los Estados Unidos, que ha sido analizado entre otros por De la Torre (1991).

Este modelo es realmente complejo y consta de más de 70 subrutinas en las que hemos de introducir gran cantidad de datos, tanto del embalse, la presa, el canal y las estructuras hidráulicas y de control que existan. El gran número de parámetros que intervienen puede llevar a resultados muy exactos por lo que de hecho ha sido muy utilizado, pero para cuencas o embalses de tipo agrícola o en aquellas donde exista cierta dificultad en conseguirlos, su aplicabilidad queda bastante reducida.

Por otra parte, el modelo trata con más importancia la circulación de los flujos generados que el fallo de la presa, empleando para éste métodos excesivamente simples y poco ajustados a la realidad, cuando es evidente que la circunstancia realmente importante es precisamente la caracterización de la rotura de la presa.

## IV. DESCRIPCIÓN DEL MODELO BEED

### IV.1. SIMULACIÓN DE LA EROSIÓN DE LA BRECHA

Bajo el supuesto del que partimos, el nivel de la superficie libre del agua ha alcanzado la cota de la coronación de la presa. La ecuación del balance de agua en ese momento viene expresada por:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = I - Q_b - Q_{sp} - Q_o \quad [1]$$

en la que  $V$  es el volumen de agua almacenado en un instante dado ( $m^3$ ),  $I$  es la entrada de agua al embalse ( $m^3/s$ ),  $Q_b$  el caudal de salida por la brecha ( $m^3/s$ ),  $Q_{sp}$  el caudal de salida por el aliviadero ( $m^3/s$ ),  $Q_o$  el caudal de salida por la tubería de descarga ( $m^3/s$ ) y  $t$  el tiempo (s).

Aceptando que la superficie libre del agua es horizontal, se puede establecer una relación lineal entre la superficie libre  $A_s$  ( $m^2$ ) y el calado  $h$  (m) de modo que (1) se convierte en:

$$A_s \frac{\partial h}{\partial t} = I - Q_b - Q_{sp} - Q_o \quad [2]$$

En la expresión (2),  $I$ ,  $Q_{sp}$  y  $Q_o$  pueden ser medidos o calculados en función de las características de la cuenca y del embalse para la precipitación que genera la avenida y por cuya causa se genera el fallo.

La geometría de la brecha formada es un aspecto fundamental en el estudio ya que de ella dependerá el caudal de salida y por ello todo el proceso. El modelo BEED utiliza una geometría trapecial desde el instante inicial del fallo, que progresa en anchura y profundidad con el tiempo.

Tenido en cuenta que una geometría triangular simplifica notablemente los cálculos y no produce diferencias significativas en los resultados (Singh y Scariatos, 1987; Singh y Quiroga, 1988; Macchione y Sirangelo, 1990), la evolución de la forma de la brecha tanto en sus estadios iniciales como una vez avanzado el proceso puede seguir la propuesta de Macchione y Sirangelo (1990), representada en la figura 1.

Para el cálculo del caudal de salida a través de la brecha, tenemos en cuenta que ésta se comporta como un vertedero de cresta ancha. Para las geometrías triangular y trapecial,  $Q_b$  adopta las expresiones, respectivamente:

$$Q_b = C_t s (h - z)^{5/2} \quad [3]$$

$$Q_b = C_t b (h - z)^{3/2} + C_r s (h - z)^{5/2} \quad [4]$$

en las que  $C_t$  y  $C_r$  son coeficientes de descarga ( $m^{1/2} s^{-1}$ ),  $z$  la profundidad de la base de la brecha (m),  $s$  la pendiente de los taludes de la brecha y  $b$  la anchura de su base (m).

**IV.1.1. Desarrollo de la brecha por erosión gradual.** Este tipo de erosión se produce siempre que el agua esté siendo evacuada a través de la brecha y como consecuencia de su poder erosivo. La sección erosionada se

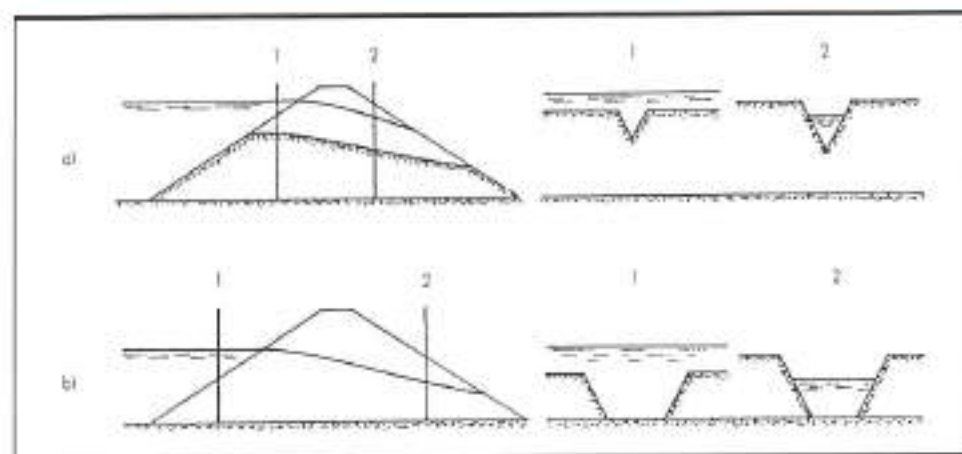


FIGURA 1. Evolución de la forma de la brecha: a) estadios iniciales, b) estadios finales adaptados de Macchione y Srongalo, 1990).

calcula según la expresión de Einstein-Brown para la carga de sedimentos:

$$S = \Phi K \left[ \left( \frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right) D_s g \right]^{1/2} \quad [5]$$

en la que  $S$  es el área erosionada ( $m^2$ ),  $\gamma_m$  el peso específico del material erosionado ( $N/m^3$ ),  $\gamma$  el peso específico del agua ( $N/m^3$ ),  $g$  la aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ) y  $D_s$  el diámetro medio de partícula ( $m$ ). El parámetro  $K$  es:

$$K = \left[ \frac{2}{3} + \frac{36v^2}{\left( \frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right) g D_s^3} \right]^{1/2} - \left[ \frac{36v^2}{\left( \frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right) g D_s^3} \right]^{1/2} \quad [6]$$

siendo  $v$  la viscosidad cinemática del agua ( $m^2/s$ ).

Finalmente, el parámetro  $\Phi$

$$\Phi = f(1/\psi) \quad [7]$$

donde:

$$\frac{1}{\psi} = \frac{\tau}{(\gamma_m - \gamma) D_s} \quad [8]$$

es un parámetro adimensional que mide la intensidad del esfuerzo cortante.

$$\tau = \gamma \frac{u^2}{Ch^2} \quad [9]$$

siendo  $\tau$  el esfuerzo cortante ( $N/m^2$ ),  $u$  la velocidad del agua ( $m/s$ ) y  $Ch$  el coeficiente de rozamiento de Chezy ( $m^{1/2} s^{-1}$ ).

La función  $\Phi = 1/\psi$  está dividida en dos tramos con los siguientes valores para cada intervalo:

$$a) \Phi = 40 (1/\psi)^3 \text{ para } 1/\psi < 1.36 \text{ o } \Phi < 100$$

$$b) \Phi = C_s (1/\psi)^e \text{ para } 1/\psi > 1.36 \text{ o } \Phi > 100$$

siendo  $C_s \approx 140$  y  $e \approx 1.2$ .

Como vemos, la expresión de Einstein-Brown queda perfectamente definida en función de los parámetros  $\gamma$ ,  $\gamma_m$ ,  $D_s$ ,  $Ch$ ,  $v$  y  $u$ , alguno de los cuales estarán perfectamente definidos y otros habremos de estimar previamente a la simulación.

**IV.1.2. Desarrollo de la brecha por erosión repentina.** Al contrario que la erosión gradual, la erosión repentina se produce sólo en ocasiones puntuales, cuando existe inestabilidad en el material y éste se desploma en el interior de la brecha.

Hemos distinguido dos tipos de erosión repentina:

**1. Erosión repentina en cuña.** Ocurre cuando una cuña de material se hace inestable y desliza a lo largo de un plano cayendo dentro de la brecha. Esto se produce en el momento en que

$$G \sin(w) + F_k \cos(w) > F_f + F_c \quad [10]$$

siendo  $G$  el peso de la cuña deslizando menos la componente vertical de la fuerza de filtración ( $N$ ),  $F_k$  la componente horizontal de la fuerza de filtración ( $N$ ),  $F_f$  la fuerza de rozamiento ( $N$ ),  $F_c$  la fuerza debida a la cohesión ( $N$ ) y  $w$  el ángulo de deslizamiento. Atendiendo a la figura 3:

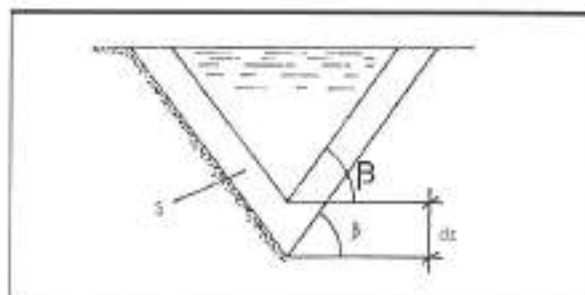


FIGURA 2. Geometría de la brecha sometida a erosión gradual.



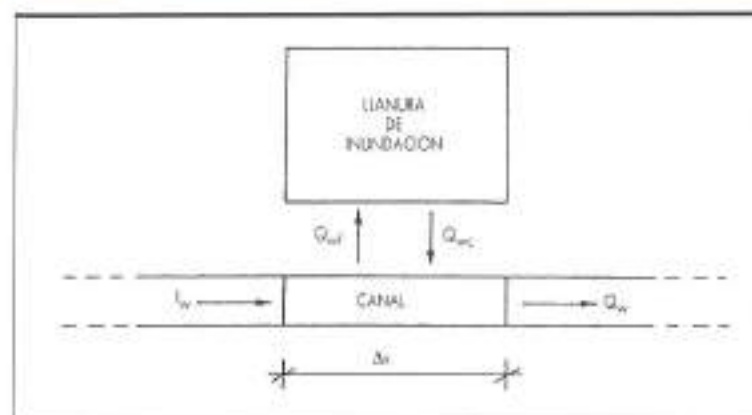


FIGURA 5. Representación idealizada del tramo de canal y llanura de inundación.

Por su parte,  $K$  y  $X$  son los parámetros necesarios para la circulación, mientras que  $Q_{wf}$  y  $Q_{we}$  se cuantifican en función de la diferencia de valores entre  $H_c$  y  $H_f$  según la figura 6:

Si  $H_c > H_f$ ,

$$Q_{wf} = A_f (H_c - H_f)^r \Delta x \quad [17]$$

$$Q_{we} = 0 \quad [18]$$

mientras que si  $H_c < H_f$ ,

$$Q_{wf} = 0 \quad [19]$$

$$Q_{we} = A_e (H_f - H_c)^r \Delta x \quad [20]$$

En las expresiones (17) a (20)  $A_f$  y  $A_e$  son coeficientes cuyas dimensiones dependen del valor de  $r$ . Singh y Quiroga asignan a  $r$  un valor de 1,5, por lo que los coeficientes antes mencionados tienen dimensiones de ( $m^{1/2} s^{-1}$ ), es decir, actúan de forma similar a un coeficiente de descarga.

**IV.2.2. Circulación del flujo de sedimento.** La apertura de una brecha en el cuerpo de una presa de tierra conlleva la evacuación de un gran volumen de material que habrá de ser circulado junto con el caudal líquido. Por ello,

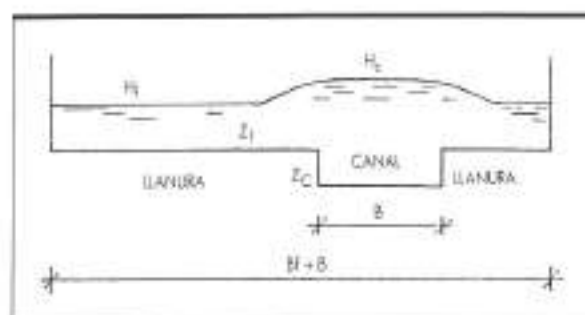


FIGURA 6. Sección transversal idealizada del canal y llanura de inundación.

antes de estudiar ambos flujos por separado como realiza el modelo BEED, debemos pensar en una circulación conjunta en la que el sedimento se considere como una concentración de material en suspensión, transportada por el agua.

Expresamos de nuevo las ecuaciones de conservación de la masa

$$\frac{\partial S_s}{\partial t} = I_s - Q_s + E - D + Q_{se} - Q_{sf} \quad [21]$$

y la relación entre el almacenamiento y la descarga

$$S_s = K[X(I_s + E + Q_{se} - Q_{sf}) + (1 - X)(Q_s + d)] \quad [22]$$

en las que  $S_s$  es el sedimento almacenado en el tramo de canal de referencia (Kg),  $I_s$  la entrada de sedimento en dicho tramo (Kg/s),  $Q_s$  la salida de sedimento (Kg/s),  $D$  el material depositado en el tramo (Kg/s),  $E$  el material erosionado (Kg/s),  $Q_{se}$  la descarga de sedimento desde la llanura hacia el canal (Kg/s) y  $Q_{sf}$  la descarga desde el canal hacia la llanura (Kg/s).

$Q_s$  e  $I_s$  pueden expresarse en función de la concentración,  $C$  (Kg/m<sup>3</sup>) como:

$$Q_s = C Q_w \quad [23]$$

$$I_s = C I_w \quad [24]$$

Por su parte, la erosión producida en el canal se expresa en función de la velocidad del agua

$$E = c u^m \quad [25]$$

donde  $c$  y  $m$  son constantes de calibración.

El depósito de sedimento en el canal se calcula como una relación lineal de la descarga de sedimento en el tramo

$$D = d Q_s \quad [26]$$

siendo  $d$  la fracción de sedimento que se deposita.

Para evaluar  $Q_{sf}$  y  $Q_{se}$  hemos de tener en cuenta dos tipos de concentración,  $C$  la concentración de sedimento en el canal (Kg/m<sup>3</sup>) y  $C_o$  concentración de sedimento

en el agua que fluye desde la llanura al canal ( $\text{Kg/m}^3$ ) y por ello,

$$Q_{af} = C Q_{af} \quad [27]$$

$$Q_{af} = C_c Q_{af} \quad [28]$$

La ecuación de continuidad para la llanura es

$$\frac{\partial S_{af}}{\partial t} = Q_{af} - f Q_{af} - Q_{af} \quad [29]$$

en la que  $S_{af}$  es el sedimento almacenado en la llanura después de haberse producido el depósito ( $\text{Kg}$ ) y  $f$  la fracción de sedimento que, circulando desde el canal hacia la llanura, se deposita en ésta.

Teniendo en cuenta (27) y (28), la ecuación (29) queda

$$\frac{\partial S_{af}}{\partial t} = (1-f) C Q_{af} - C_c Q_{af} \quad [30]$$

**IV.2.3. Método de cálculo.** El método de Muskingum-Cunge calcula  $K$  y  $X$  de la siguiente forma:

$$K = \frac{\Delta x}{C_{av}} \quad [31]$$

$$C_{av} = \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial y} \quad [32]$$

$$X = 0,5 \left( 1 - \frac{q_0}{C_{av} S_0 \Delta x} \right) \quad [33]$$

donde  $C_{av}$  es la velocidad de la onda cinemática ( $\text{m/s}$ ),  $q_0$  el caudal unitario ( $\text{m}^2/\text{s}$ ),  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) el caudal que corresponde al calado  $y$  ( $\text{m}$ ) y  $S_0$  la pendiente de la soleira del canal.

La resolución de la ecuación (16) se realiza empleando el método de diferencias finitas, en el que el caudal en la sección  $i+1$  del canal y en el tiempo  $t+\Delta t$  se calcula según la conocida expresión de Muskingum-Cunge

$$Q_{i+1}^{t+\Delta t} = C_0 Q_i^{t+\Delta t} + C_1 Q_i^t + C_2 Q_{i+1}^t \quad [34]$$

siendo

$$C_0 = \frac{\Delta t - 2KX}{C_3} \quad [35]$$

$$C_1 = \frac{\Delta t + 2KX}{C_3} \quad [36]$$

$$C_2 = \frac{2K(1-X) - \Delta t}{C_3} \quad [37]$$

$$C_3 = 2K(1-X) + \Delta t \quad [38]$$

Una vez calculados los caudales líquidos, empleando un método análogo y teniendo en cuenta la relación a través de concentraciones entre aquéllos y los caudales sólidos, la ecuación (22) nos queda:

$$Q_{i+1}^{t+\Delta t} = C_0 Q_i^{t+\Delta t} + C_1 (Q^{su})_i^{t+\Delta t} + C_2 Q_i^t + C_3 (Q^{su})_i^t + C_4 Q_{i+1}^t \quad [39]$$

en la que

$$C_0 = \frac{1}{C_5} - \frac{KX}{\Delta t} \quad [40]$$

$$C_1 = \frac{1}{C_5} \left( \frac{c}{2A^{su}} - \frac{KXc}{A^{su}\Delta t} \right) \quad [41]$$

$$C_2 = \frac{KX}{\Delta t} + \frac{1}{2} \quad [42]$$

$$C_3 = \frac{1}{C_5} \left( \frac{KXc}{A^{su}\Delta t} + \frac{c}{2A^{su}} \right) \quad [43]$$

$$C_4 = \frac{K(1-X)}{\Delta t} + \frac{K(1-X)d}{\Delta t} - \frac{1}{2} - \frac{d}{2} \quad [44]$$

$$C_5 = \frac{K(1-X)}{\Delta t} + \frac{K(1-X)d}{\Delta t} + \frac{1}{2} - \frac{d}{2} \quad [45]$$

donde  $A$  es la sección húmeda ( $\text{m}^2$ ).

## V. SIMULACION DE LA ROTURA

En este análisis se ha realizado la simulación del fallo de la presa de Southfork, en Pennsylvania, ocurrido el 31 de mayo de 1889 debido a la sumergencia por avenida provocada tras fuertes precipitaciones en la zona.

Los parámetros que intervienen en las ecuaciones expuestas han de ser definidos para realizar la simulación. En su mayoría son conocidos o pueden ser calculados o medidos sin dificultad, si bien, dada la gran variabilidad del proceso, otros no están perfectamente determinados y serán estimados a partir de datos observados o de análisis de variación. Estos son el ángulo de los taludes de la brecha,  $\beta$ , el diámetro medio de partícula,  $D_a$ , la profundidad inicial de la brecha o carga hidráulica inicial,  $h-z$ , y el coeficiente de rozamiento de Chezy,  $Ch$ .

El valor del coeficiente de Chezy es considerado como el más importante a la hora de simular el fallo, tanto por Singh y Quiroga (1987) en el modelo BEED como por Singh y Sclaratos (1988). El modelo supone un  $Ch$  constante para la totalidad del proceso, cuando es sabido que este parámetro debe considerarse variable en función principalmente del radio hidráulico,  $R$ .

Una expresión válida para obtener el valor  $Ch$  en función de  $R$  puede ser la de Bazin (Chow, 1982)

$$Ch = \frac{157,6}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad [46]$$

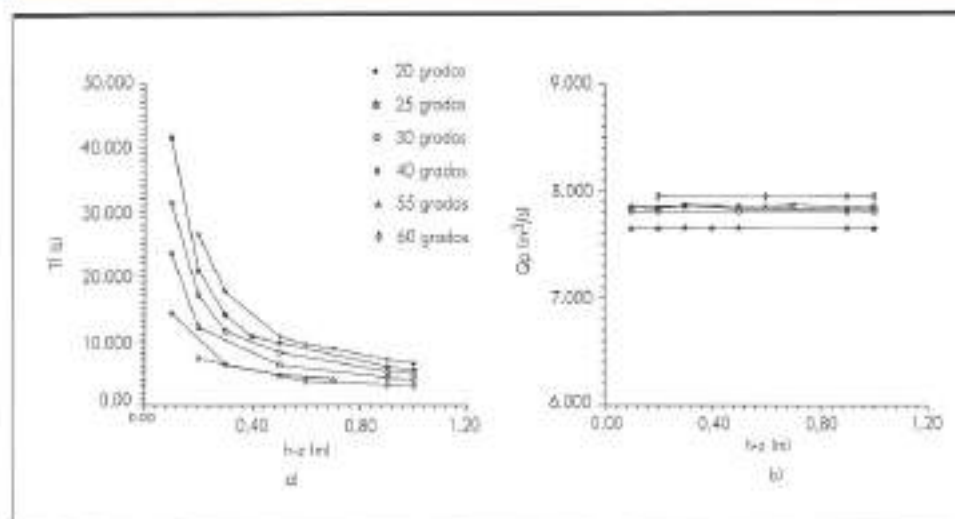


FIGURA 7. a) Tiempo de falo y b) Caudal punta, ambos para  $Ch = 40 \text{ m/s}$  y  $D_s = 3 \text{ mm}$  en función de  $(h-z)$  y  $\beta$ .

en la que  $m$  es un coeficiente que dependerá de la rugosidad del canal, siendo 2,86 para canales de tierra en condiciones normales y 3,17 cuando se encuentran en condiciones de alta rugosidad.

Por lo tanto, y dada la gran importancia de este parámetro, realizaremos la simulación para los casos  $Ch = cte.$  y  $Ch = f(R)$ .

#### V.1. RESULTADOS OBTENIDOS CON $Ch=cte$

Ya que tenemos cuatro parámetros variables, los gráficos de las figuras 7 y 8 corresponden a la variación de dos de ellos, manteniendo constantes los otros dos, con valores con los que la simulación ofrece resultados más parecidos a los observados.

Como podemos observar, bajo el supuesto de  $Ch=cte$ , su influencia es importante tanto sobre  $T_f$  como sobre  $Q_p$ , de forma similar a la que tiene  $D_s$ . También es notorio que la carga hidráulica inicial es un parámetro de cuya estimación dependen en gran manera los resultados finales.

#### V.2. RESULTADOS OBTENIDOS CON $Ch=f(R)$

Utilizando la expresión de Bazin, eliminamos el estudio de variación de  $Ch$  ya que su valor queda perfectamente determinado en función de  $R$  y  $m$ . Por tanto, manteniendo  $\beta$  constante y variando tanto  $(h-z)$  como  $D_s$  hemos obtenido los resultados de la figura 9.

Como primera observación, hemos de indicar que la

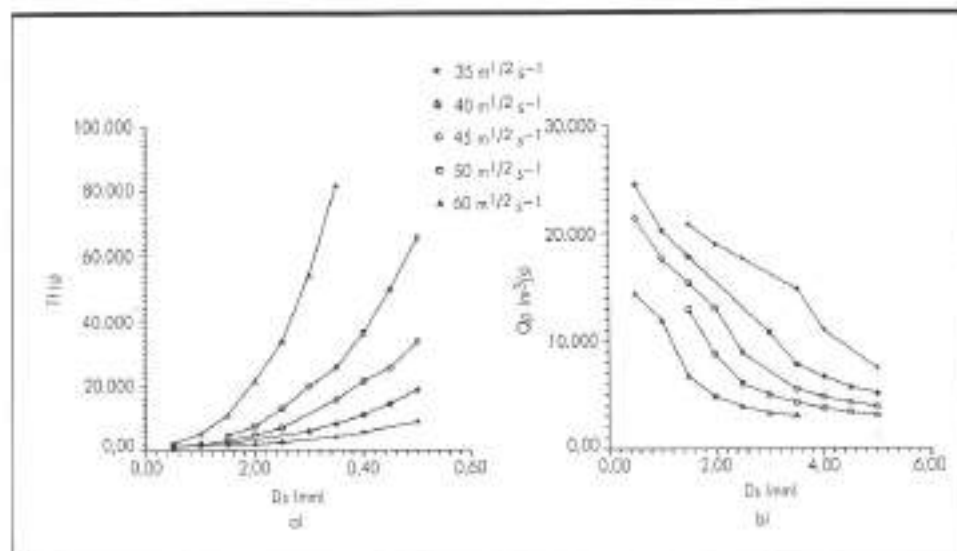


FIGURA 8. a) Tiempo de falo y b) Caudal punta, ambos para  $(h-z) = 0,4 \text{ m}$  y  $\beta = 25^\circ$  en función de  $D_s$  y  $Ch$ .

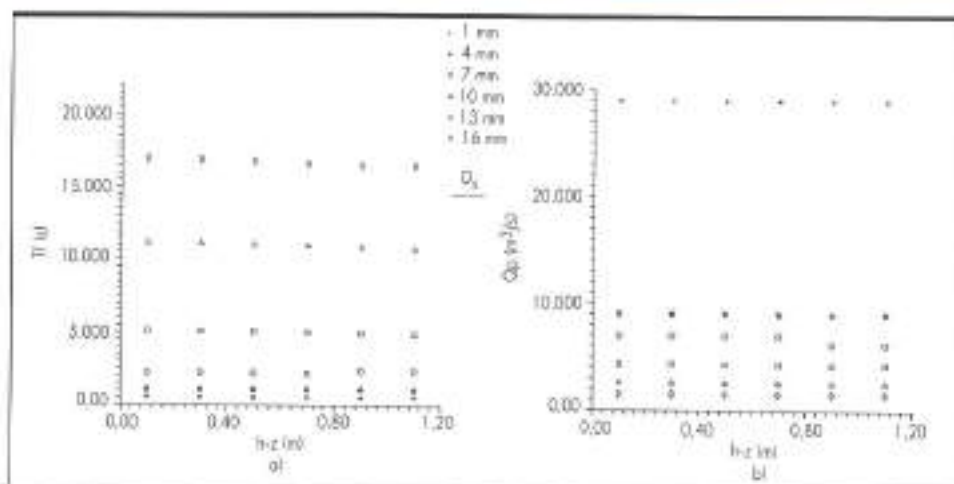


FIGURA 9. a) Tiempo de fallo y b) Caudal punta, ambos para  $\beta = 25^\circ$  en función de  $h-z$  y  $D_p$ .

influencia de  $D_p$  sigue siendo muy importante tanto para el tiempo de fallo como para el caudal punta. Por otro lado, vemos que la carga hidráulica inicial pierde el efecto que tenía en el caso anterior, y en principio su variación no afecta a los resultados.

### V.3. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Definimos el parámetro adimensional  $S$ , sensibilidad, como la variación unitaria de la variable dependiente  $O$  cuando se produce una variación unitaria de la variable independiente  $I$ :

$$S = \frac{\frac{O_2 - O_1}{O}}{\frac{I_2 - I_1}{\bar{I}}} \quad [47]$$

siendo  $I_2$  e  $I_1$  dos valores de entrada al modelo,  $\bar{I}$  la media entre ambas,  $O_2$  y  $O_1$  las salidas generadas y  $\bar{O}$  la media entre ambas.

La ecuación (47) puede expresarse como

$$S = \frac{\partial(\ln O)}{\partial(\ln I)} \quad [48]$$

con lo que  $S$  representa la pendiente de la recta formada por  $(\ln O)$  y  $(\ln I)$ , es decir, podemos ver gráficamente cómo varían los datos de salida en función de la variación de los de entrada.

Integrando la expresión (48), tenemos:

$$O = I^S Cte \quad [49]$$

ecuación de tipo potencial que relaciona directamente los datos de entrada y salida mediante una curva cuya forma dependerá del valor de la sensibilidad.

En los seis casos siguientes se indica gráficamente el estudio de variación de los parámetros:

1:  $\beta = 25^\circ$ ;  $(h-z)$  variable;  $D_s$  variable.

Dato de salida:  $Tf$ .

2:  $\beta = 25^\circ$ ;  $(h-z)$  variable;  $D_s$  variable.

Dato de salida:  $Q_p$ .

3:  $(h-z) = 0,5$  m;  $D_s$  variable;  $\beta$  variable.

Dato de salida:  $Tf$ .

4:  $(h-z) = 0,5$  m;  $D_s$  variable;  $\beta$  variable.

Dato de salida:  $Q_p$ .

5:  $D_s = 7$  mm;  $(h-z)$  variable;  $\beta$  variable.

Dato de salida:  $Tf$ .

6:  $D_s = 7$  mm;  $(h-z)$  variable;  $\beta$  variable.

Dato de salida:  $Q_p$ .

Observamos tres aspectos importantes: en primer lugar, la dependencia de tipo potencial tanto de  $Tf$  como de  $Q_p$  respecto del diámetro medio de partícula; la carga hidráulica inicial  $(h-z)$  pierde todo su efecto al considerar como hemos hecho,  $Ch = f(R)$ , al contrario que en el modelo BEED en el que los resultados dependían de su valor estimado; por último, se aprecia una correlación casi nula de los datos de salida con la variación del ángulo de los taludes. Esto se debe fundamentalmente al cambio de geometría que sufre la brecha al producirse erosión repentina en cuña si ésta se produce, y que previamente no podemos predecir.

Las tres afirmaciones se ven corroboradas por los gráficos de sensibilidad; de las figuras 13, 14 y 15.

## VI. SIMULACIÓN DE LOS FLUJOS DE AGUA Y SEDIMENTO

Una vez obtenidos tanto el hidrograma como el sedimentograma consecuencia de la rotura, se han calculado los flujos en distintas secciones aguas abajo de un hipotético canal. La importancia de considerar el acceso del agua y del sedimento a la llanura de inundación adyacente radica en una atenuación mucho más intensa de los caudales mientras nos movemos aguas abajo, que la propia atenuación de los flujos como consecuencia del transporte a lo largo del canal solamente. Esto se explica fácilmente debido al gran almacenamiento producido

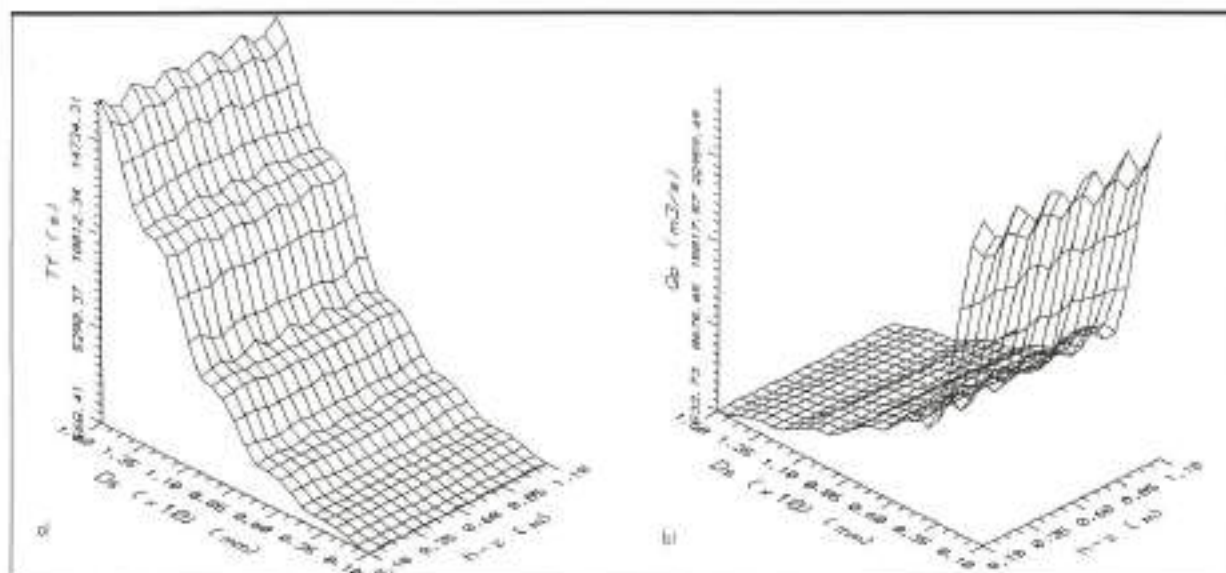


FIGURA 10. a) Caso 1; b) Caso 2.

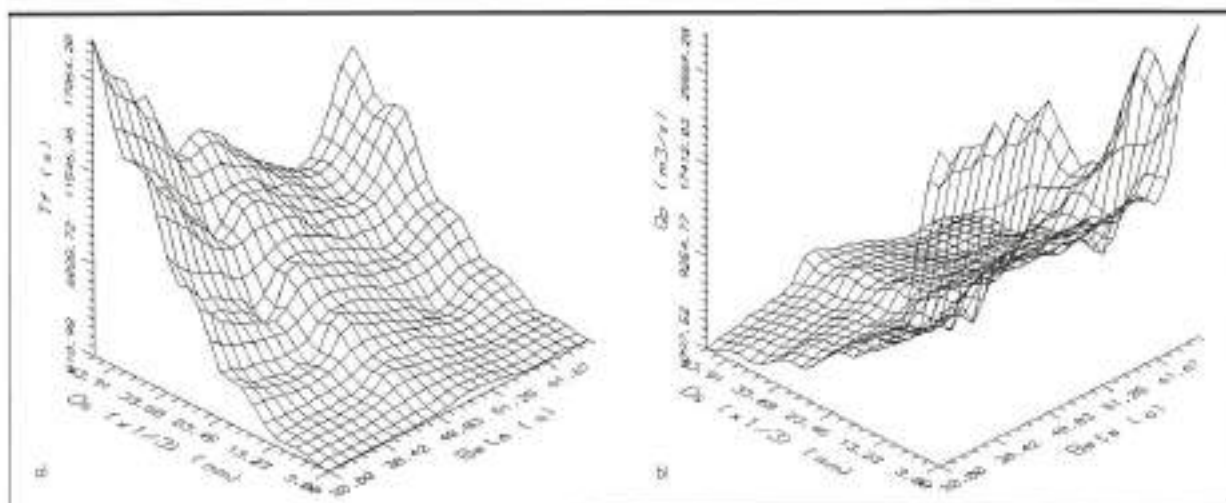


FIGURA 11. a) Caso 3; b) Caso 4.

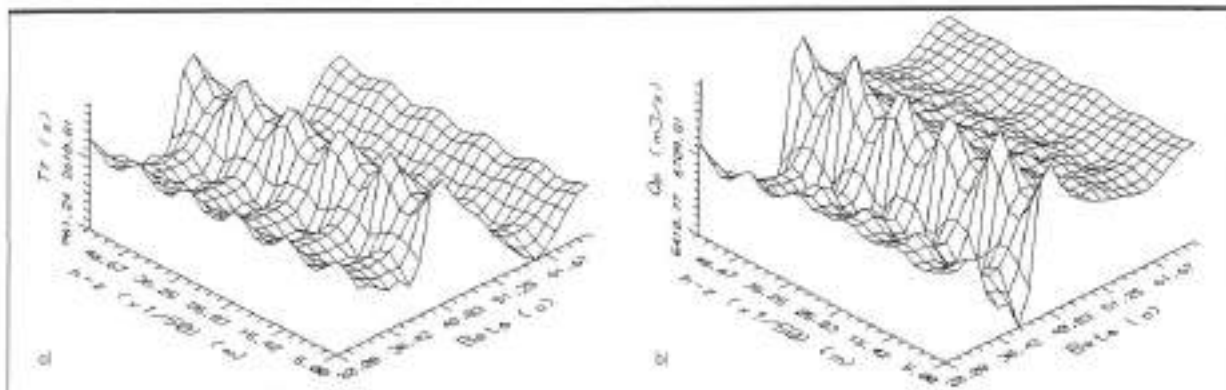


FIGURA 12. a) Caso 5; b) Caso 6.

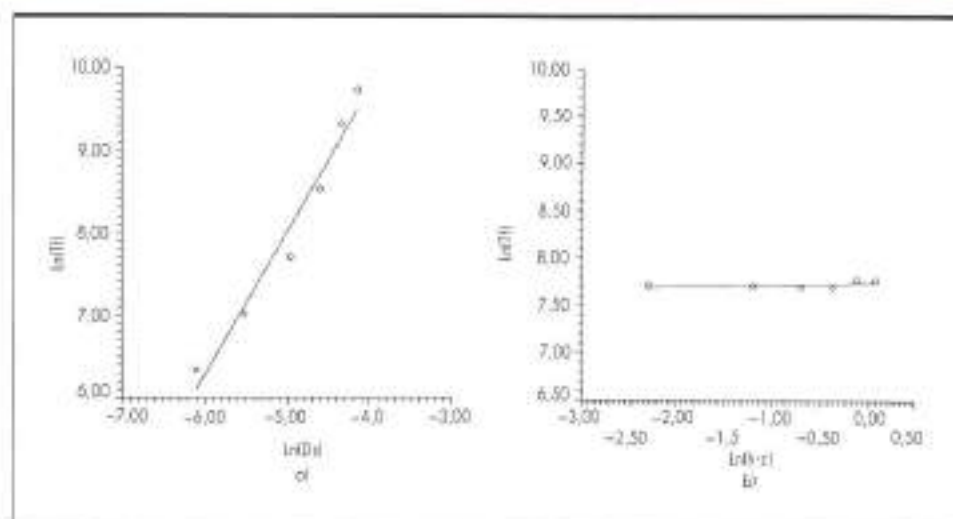


FIGURA 13. a) Sensibilidad de  $Ds$  vs.  $Tl$ ; b) Sensibilidad de  $fh-zl$  vs.  $Tl$ .

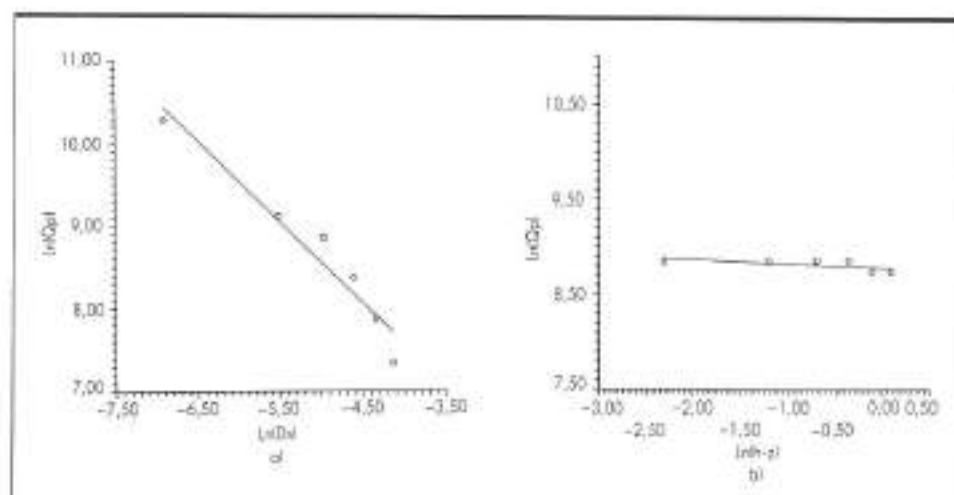


FIGURA 14. a) Sensibilidad de  $Ds$  vs.  $Qp$ ; b) Sensibilidad de  $fh-zl$  vs.  $Qp$ .

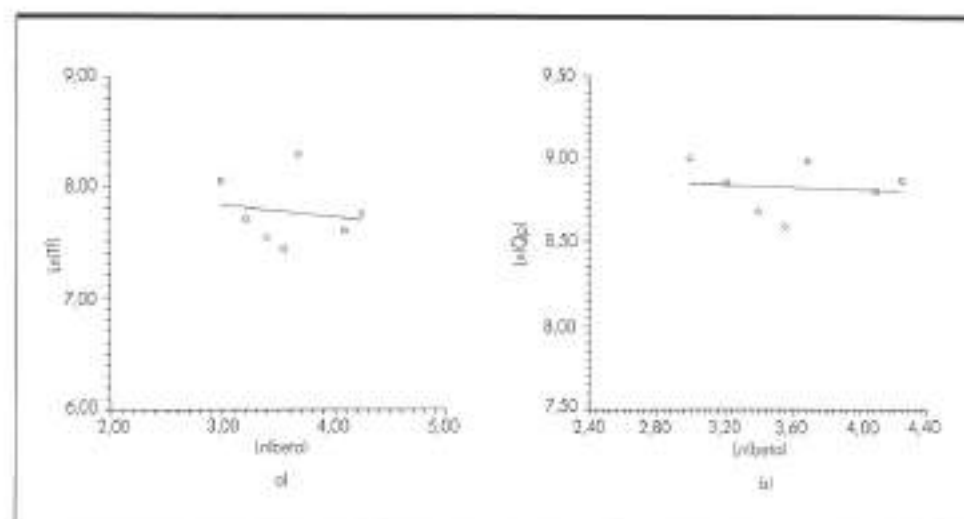


FIGURA 15. a) Sensibilidad de  $\beta$  vs.  $Tl$ ; b) Sensibilidad de  $\beta$  vs.  $Gp$ .

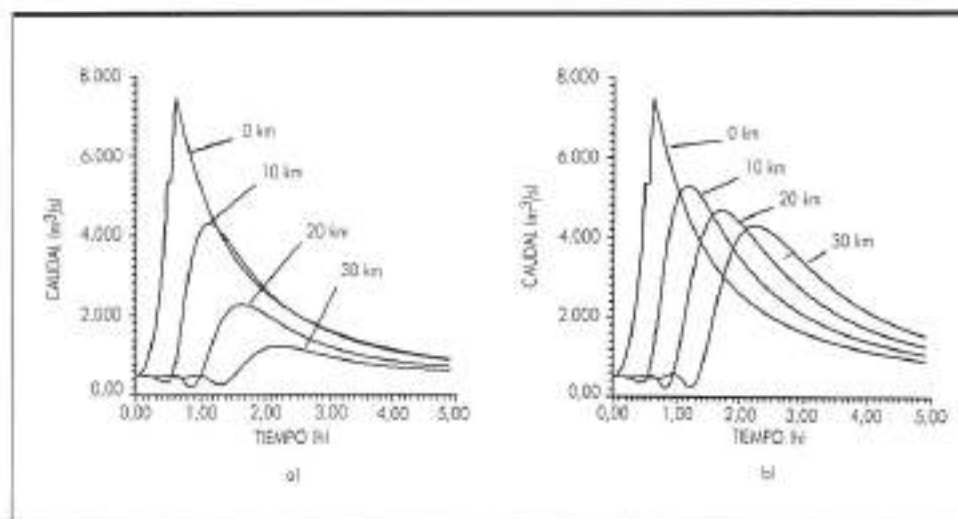


FIGURA 16. Hidrogramas a los 0, 10, 20 y 30 km, al tener en cuenta el oceso del agua a la llanura; b) sin tener en cuenta el oceso del agua a la llanura de inundación.

en la llanura cuando el canal se desborda, y se pone de manifiesto al observar las gráficas de la figura 16.

La atenuación del caudal sólido también se pone de manifiesto y se debe tanto a la propia atenuación del flujo de agua como la que se produce en el depósito neto (D-E en el canal), que es positivo hasta que el grueso del flujo ha circulado por ese punto. Lógicamente la forma de los sedimentogramas variará en función de las características del canal y la llanura, pero en cualquier caso el efecto señalado se producirá.

## VII. CONCLUSIONES

El desarrollo de la brecha durante la rotura de presas de tierra sometidas a sumergencia por avenida, debe estudiarse teniendo en cuenta tanto la erosión gradual, en función del transporte de sedimento, como la erosión repentina, debido a las distintas condiciones geométricas y geotécnicas en que se encuentra la brecha durante el fallo.

El modelo de Singh y Quiroga concede una gran importancia al valor del coeficiente de Chezy al considerarlo constante durante el fallo. Se ha modificado esta hipótesis asumiendo una variación en función del radio hidráulico como se cita en la bibliografía, con lo que evitamos su propia estimación, así como la de la profundidad inicial «a priori» de la brecha, ya que el valor que asignemos no influye en los resultados finales.

Tanto el tiempo de fallo,  $T_f$ , como el caudal líquido máximo,  $Q_m$ , dependen decisivamente del diámetro medio de partícula como es lógico pensar, presentando ambos una tendencia bastante clara ante la variación de  $D_p$ . Sin embargo, no se observa correlación de los parámetros de salida frente al ángulo de los taludes de la

brecha, por la diferente incidencia de la erosión repentina en el proceso.

La modificación realizada al método de Muskingum-Cunge para estudiar el acceso del agua y del sedimento a la llanura de inundación adyacente provoca gran atenuación de los caudales punta a medida que nos desplazamos aguas abajo, lo que puede redundar en la posible inundación de los núcleos urbanos en función de su localización respecto de la presa.

El modelo así desarrollado es un instrumento hidrológico sencillo de fácil uso que permite una rápida perspectiva del problema y su posible previsión.

## VIII. REFERENCIAS

- AYUSO, J. L. (1990): «Circulación de flujos. Métodos de cálculo usuales en el diseño de canales y embalses en cuencas pequeñas». Univ. de Córdoba.
- CHOW, V. T. (1982): «Hidráulica de canales abiertos». Ed. Diana, México.
- MACCHIONE, F., y SIRANGELO, B. (1990): «Floods resulting from progressively breached dams». Hydrology in Mountainous Regions II. Artificial reservoirs, waters and slopes, IAHS, Publ. núm. 194, pp. 325-332.
- MACDONALD, T. C., y LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. (1984): «Breaching characteristics of dam failures». J. Hydr. Eng., 110, pp. 587-586.
- SINGH, V. P., y QUIROGA, C. A. (1987): «A dam-breach erosion model: I. Formulations». Water Resour. Manag., 1, pp. 177-197.
- SINGH, V. P., y QUIROGA, C. A. (1987): «A dam-breach erosion model: II. Applications». Water Resour. Manag., 1, pp. 199-221.
- SINGH, V. P., y SCARLATOS, P. D. (1988): «Analysis of gradual earth-dam failure». J. Hydr. Eng., 113, pp. 61-79.
- WURBS, R. A. (1987): «Dam-break floods wave models». J. Hydr. Eng., 113, pp. 29-46.

**FLYGT**

**ALQUILADA**



# ¡Alquile una bomba sumergible Flygt!

#### Economía:

Comprar una bomba para un trabajo eventual o transitorio puede ser una inversión poco rentable. Simplemente alquilela, y pague sólo el tiempo que la utilice.

#### Disponibilidad:

Usted puede conseguir, **cerca y con toda rapidez**, el equipo de bombeo que necesite.

#### Servicio:

Detrás del equipo de bombeo que Ud. alquila, está la Organización Técnica TFB, que atiende más de 25.000 instalaciones en España y que le asegura su permanente funcionamiento.

#### Garantía:

FLYGT tiene la gama de bombas sumergibles más extensa del mundo, y la Red de Servicio TFB es la más completa y eficaz en todo el territorio nacional.

FLYGT es en España:

**TFB**

**TECNICAS DE FILTRACION Y BOMBEO, S.A.**

**MADRID.** Tel. (91) 533 35 08\* - **BARCELONA.** Tel. (93) 232 47 61\* - **BILBAO.** Tel. (94) 453 01 94.

**VALENCIA.** Tel. (96) 152 32 40 - **SEVILLA.** Tel. (95) 467 30 00

**BURGOS.** (947) 22 22 22 - **GRANADA.** (958) 20 77 27 - **HUELVA.** (955) 23 12 28 - **HUESCA.** (974) 22 59 16 - **LA CORUÑA.** (981) 27 39 12 -  
**LAS PALMAS DE GRAN CANARIA.** (928) 46 20 30 - **LEÓN.** (987) 25 23 75 - **MÉRIDA.** (924) 30 17 57 - **OVIEDO.** (98) 579 71 51 - **PALMA DE  
MALLORCA.** (971) 20 21 01 - **SALAMANCA.** (923) 26 13 57 - **SAN SEBASTIÁN.** (943) 37 07 86 - **SANTANDER.** (942) 34 76 49 - **VIGO.** (986) 27 15 07 -  
**ZARAGOZA.** (976) 44 28 78

**VENTA • ALQUILER • SERVICIO**