

Avances en el estudio de la rotura de presas de escollera con núcleo central de material cohesivo

Alves, R.M.^{a1}, Ricoy, L.F.^b, Morán, R.^{a2} y Toledo, M.Á.^{a3}

^{a1} Universidad Politécnica de Madrid, ETSI de Caminos, Canales y Puertos, Grupo SERPA, C/ Profesor Aranguren s/n, 28040 Madrid. Email: ricardo.monteiro@upm.es, ^{a2} r.moran@upm.es, ^{a3} matoledo@caminos.upm.es. ^b Companhia Energética de Minas Gerais - CEMIG, Brasil. Email: lucas.ricoy@cemig.com.br

Línea temática D | Estructuras hidráulicas

RESUMEN

Este artículo presenta los avances en el estudio de la rotura de presas de escollera por sobrevertido, desde la rotura del espaldón de aguas abajo hasta la rotura del elemento impermeable. Respecto al espaldón de material no cohesivo, se ha identificado tanto el caudal necesario para que se inicie la rotura como el caudal que induce a su rotura completa, analizándose la influencia de diferentes variables, desde las características del material, a la geometría del espaldón. Los resultados muestran que, para una determinada configuración del espaldón, los caudales anteriores se ven afectados esencialmente por las características de permeabilidad del material y, en menor medida, por su talud de aguas abajo. Se presentan en el artículo expresiones deducidas de los ensayos realizados y que permiten estimar ambos caudales. Sobre la rotura del núcleo, se presenta un modelo numérico simplificado basado en principios mecánicos simples, cuyos resultados de rotura han sido consistentes con las primeras observaciones experimentales realizadas.

Palabras clave | sobrevertido; rotura; presa de escollera; núcleo cohesivo.

INTRODUCCIÓN

La mayoría de los estudios sobre rotura de presas de materiales sueltos por sobrevertido se ha realizado para presas de tipología homogénea y, por tanto, los modelos de base física actuales que modelan el proceso de rotura de este tipo de presas se basan en la hipótesis de que la rotura se produce mediante una erosión progresiva. Esta hipótesis resulta aceptable para presas homogéneas tipo "todo-uno" o en presas de núcleos extremadamente gruesos pero se adaptan mal al mecanismo de rotura de las presas de escollera con núcleo central (o inclinado) o de pantalla impermeable artificial. En estos casos, el mecanismo de rotura que prevalece es la rotura estructural, produciéndose el fallo del núcleo de material cohesivo (o de la pantalla) por agotamiento de la resistencia a cortante o por la flexión a que se ve sometido una vez que pierde el apoyo del espaldón (Toledo et al., 2015). Al tratarse de un fallo estructural, los tiempos de rotura son sensiblemente más rápidos que los tiempos de rotura de presas en las que gobiernan los procesos erosivos. Asimismo, se puede decir que el hidrograma de rotura depende principalmente de la rotura del elemento impermeable.

En los experimentos en modelo físico llevados a cabo sobre la rotura de presas de escollera con núcleo central o pantalla impermeable (Toledo et al., 2015), el caudal que provoca la rotura del elemento impermeable resulta muy cercano al que rompe por completo el espaldón. Este caudal no es más que el caudal necesario para eliminar el espaldón, dejando desprotegido el núcleo en el lado de aguas abajo. A partir de este momento, resulta necesario evaluar las acciones a las que queda sometido y los mecanismos que pueden provocar su rotura estructural.

La forma de la rotura del núcleo depende a su vez de diferentes factores como, por ejemplo, la geometría del núcleo en planta, su perfil transversal, sus características resistentes, el nivel de agua en el embalse y el grado y forma del descalce del núcleo, es decir, la brecha formada en el material tipo escollera que compone el espaldón de aguas abajo que, una vez formada, deja una zona del elemento impermeable desprotegida. El problema de la rotura estructural del núcleo es complejo puesto que

su modelación numérica requiere considerar una ley constitutiva adecuada al material cohesivo y, sobre todo, reproducir la fractura del mismo. Para abordarlo, por tanto, se requiere de avances en la investigación del proceso.

En este documento se presentan los avances alcanzados por el Grupo SERPA de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM) sobre el estudio de la rotura de presas de escollera con núcleo central de material cohesivo por sobrevvertido, tanto del espaldón de aguas abajo, formado por material no cohesivo, como de la rotura del núcleo. Estos avances se han basado en diferentes campañas de ensayos experimentales en modelo físico llevados a cabo en el laboratorio de hidráulica de la ETSI de Caminos, Canales y Puertos de la UPM y en el desarrollo de un modelo numérico simplificado para la estimación de la profundidad de la rotura estructural del núcleo.

INSTALACIONES DE ENSAYO Y MATERIALES

Instalaciones de ensayo

Los ensayos en modelo físico de la rotura del espaldón y del núcleo se han llevado a cabo en un canal con 13.7 m de longitud, 1.4 m de altura y 2.5 m de anchura, ubicado en el laboratorio de hidráulica de la ETSI de Caminos, Canales y Puertos de la UPM. El canal se divide en cuatro zonas: zona de entrada de caudal y disipación de energía, zona de ensayo, zona de decantación y recogida de material granular y, finalmente, zona de devolución de los caudales al depósito principal del laboratorio ubicado bajo el suelo del mismo (Figura 1). La zona de ensayo y la zona de entrada de caudal están separadas por una pared de ladrillos perforados, permitiendo así que en la zona de ensayo el agua entre lo más tranquilizada posible. En esta zona, una de las paredes laterales del canal tiene incorporada una ventana de cristal con 2.3 m de longitud y 1.1 m de altura. La zona de recogida del material granular está formada por una balsa con 1.35 m de longitud y 0.10 m de profundidad que cubre toda la anchura del canal.

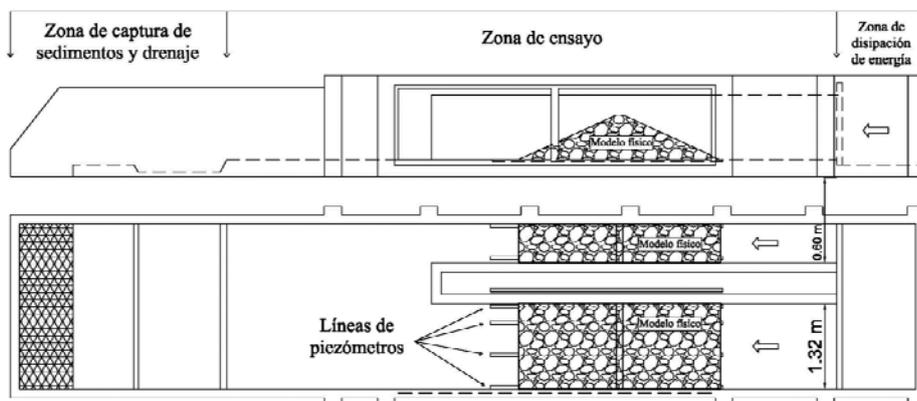


Figura 1 | Canal de ensayos del laboratorio de hidráulica de la ETSI de Caminos, Canales y Puertos de la UPM.

Materiales

Los espaldones se han construido con material tipo grava procedente de machaqueo con diferentes granulometrías. En estos ensayos se usaron dos gravas cuyos diámetros correspondientes al paso de 50% del material (D_{50}), en peso, fue de 12.6 mm (M1) y 35.0 mm (M2). Los coeficientes de uniformidad (C_u) de ambas gravas son respectivamente 1.55 y 1.58 (Figura 2, izquierda). El tamaño de las partículas y su gran uniformidad dieron como resultado una ley de resistencia a la filtración no lineal, entendiéndose con esa denominación a la relación entre gradientes hidráulicos y velocidades del flujo en el proceso de la filtración en el interior del material del espaldón. Las respectivas leyes de resistencia se han calibrado empíricamente mediante una campaña de ensayos específicamente diseñada a tal efecto, que se basó en ensayos no destructivos en los que se han

analizado los caudales filtrados y las respectivas cargas hidráulicas en varias muestras representativas de estos materiales. Se calibraron entonces dos leyes de resistencia cuadráticas expresadas por la Ecuación 1.

$$\vec{i} = a \cdot \vec{v} + b \cdot \vec{v}^2 \quad (1)$$

Donde \vec{i} es el gradiente hidráulico, \vec{v} la velocidad media de filtración y a y b los parámetros calibrados empíricamente para cada escollera ensayada. Las principales características de estos materiales se resumen en la Tabla 1.

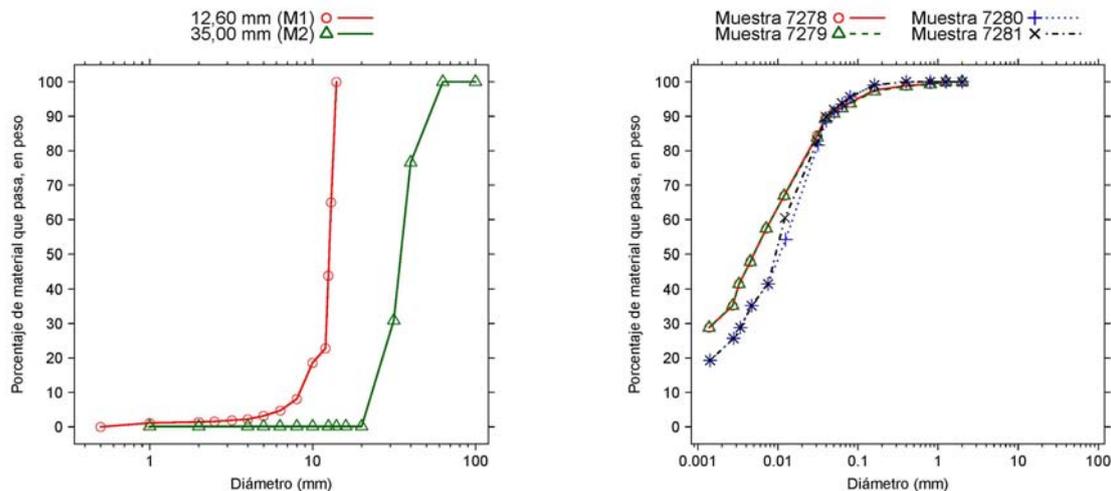


Figura 2 | Curvas granulométricas de los materiales usados en la construcción de los modelos físicos. Materiales granulares tipo grava para los espaldones (izquierda) y tipo arcilla para el núcleo (derecha).

El núcleo se modeló mediante un suelo formado por arcillas de color rojizo que no presenta fracción más gruesa, aunque en ocasiones se agrupa en fragmentos de mayor tamaño que se pueden desmenuzar con la mano. Según la norma *UNE ISO14688-1:2002*, se trata de un suelo natural, fino, cuya componente principal está formada por arcillas. No presenta una fracción secundaria significativa. El color queda definido con la escala de Munsell (que consta de notaciones separadas para tono, valor e intensidad de color) como 2.5YR 7/3 (marrón ligeramente rojizo). La plasticidad de la muestra se define como media-baja, al igual que la resistencia en seco. Para determinar el contenido en carbonatos, se usó ácido clorhídrico siguiendo la norma *UNE 103200:1993*. Las muestras han producido una importante reacción al entrar en contacto con el ácido lo cual indica la presencia de estos componentes.

La granulometría del material arcilloso se ha obtenido para cuatro muestras de material siguiendo las normas *UNE 103101:1995* y *UNE 103102:1995*. Las respectivas curvas granulométricas se detallan en la Figura 2(derecha).

Para dos muestras de material arcilloso se realizaron ensayos triaxiales consolidados no drenados (TCU) con medición de presiones intersticiales siguiendo la norma *UNE 103402:1998*. Para cada muestra se ensayaron tres probetas consolidadas a diferentes tensiones. El ángulo de rozamiento interno y cohesión en tensiones efectivas se obtuvieron promediando los valores de los ensayos triaxiales y son respectivamente 27.4° y 2.4 kPa. La permeabilidad del material se determinó en célula triaxial con flujo ascendente y probetas de 1,5'' siguiendo la norma *BS 1377 – Part6:1990*, obteniéndose un valor promedio de $2.7 \cdot 10^{-10}$ m/s. La relación entre el coeficiente de permeabilidad vertical y horizontal no se obtuvo mediante ensayos y se asumió igual a 0.11.

La densidad máxima y la humedad óptima se obtuvieron mediante la ejecución del ensayo mini-Proctor modificado ejecutado en cuatro muestras de material arcilloso, cuyos valores promedios son respectivamente 1.92 g/cm³ y 12.9%.

Los límites de Atterberg se han determinado siguiendo las normas *UNE 103103:1994* y *UNE 103104:1994* obteniéndose para los límites líquido, plástico y índice de plasticidad los valores de 29.9%, 19.7% y 10.2%, respectivamente.

Tabla 1 | Principales características de los materiales usados en la construcción de los modelos físicos.

Variable	Escollera M1	Escollera M2	Núcleo
D_{50} (mm)	12.6	35.0	-
Porcentaje de finos (%)	-	0.1	94.7
Peso específico seco (kN/m^3)	14.3	14.3	-
Peso específico saturado (kN/m^3)	18.3	18.2	-
Índice de huecos (%)	69.0	71.0	-
Porosidad (%)	41.0	41.8	-
Ángulo de rozamiento interno ($^\circ$)	37	42	25
Cohesión (kPa)	-	-	50
a (s/m)	2.71	0.82	-
b (s^2/m^2)	65.35	52.82	-
Gravedad específica ($G_s = \gamma_s/\gamma_w$) ¹	-	-	2.71
Densidad máxima obtenida con el mini-Proctor modificado (g/cm^3)	-	-	1.92
Humedad óptima obtenida con el mini-Proctor modificado (%)	-	-	12.9
Límite líquido (%)	-	-	29.9
Límite plástico (%)	-	-	19.7
Índice de plasticidad (%)	-	-	10.2
Coefficiente de permeabilidad (m/s)	-	-	$2.7 \cdot 10^{-10}$

ROTURA DEL ESPALDÓN

En el estudio de la rotura de espaldones de escollera se analizó el efecto de diferentes variables relacionadas con la geometría del propio espaldón así como con las características del material granular. La campaña experimental contempló la variación de la altura del espaldón (H), del talud de aguas abajo ($N = H:V$), de la longitud de la sección según su eje longitudinal (W) y de la granulometría del material, detallados anteriormente. Las características del material granular, en particular su permeabilidad no lineal expresada por la Ecuación 1, se han condensado en un único parámetro, el *coeficiente de permeabilidad equivalente* (k_{eq}) que depende de los dos parámetros a y b de la ley de resistencia no lineal y del talud de aguas abajo de la presa (Alves et al. 2017). Además, se han ensayado presas con diferentes elementos de impermeabilización. En total, se han analizado 61 modelos físicos de presas de escollera en los que se han ensayado 3 alturas (0.5 m, 0.8 m y 1.0 m), 4 anchuras (0.6 m, 1.0 m, 1.32 m y 2.46 m), 24 valores de talud de aguas abajo (de 1.0 a 3.5) y 3 tipos de elemento impermeable (núcleo central (CN), pantalla impermeable colocado sobre el talud de aguas arriba (PI) y sin elemento impermeable alguno (SEI)).

Para una determinada configuración de espaldón y material, los caudales se han ido incrementando de forma escalonada identificando para cada uno de los escalones de caudal el grado de rotura a través del parámetro denominado *Avance de la rotura* (B) correspondiente (Figura 3). Una vez iniciada la rotura en el pie del espaldón, ésta evoluciona hacia aguas arriba hasta alcanzar la coronación de la presa. Asimismo, pueden definirse dos caudales característicos de la rotura del espaldón de material granular no cohesivo: el primero es el *Caudal de inicio de rotura* (Q_i) que se define como el valor medio entre el último caudal

¹ γ_s y γ_w representan los pesos específicos de las partículas sólidas y del agua.
V Jornadas de Ingeniería del Agua. 24-26 de Octubre. A Coruña

que no produce ningún daño a la presa y el primero que sí lo hace. De esta forma, se asume que no se producen daños en la presa hasta que no se alcanza este caudal, siendo el período de tiempo entre el inicio del sobrevertido y la salida de este caudal lo que se ha denominado como *Fase de incubación*. El segundo caudal característico es el caudal que provoca la rotura del espaldón o *Caudal de rotura* (Q_f) que, de forma análoga, se define como el valor medio entre el último escalón de caudal cuya rotura no afecta la coronación de la presa y el primer caudal que sí llega a afectarla. Este periodo de tiempo se define como *Fase de rotura*.

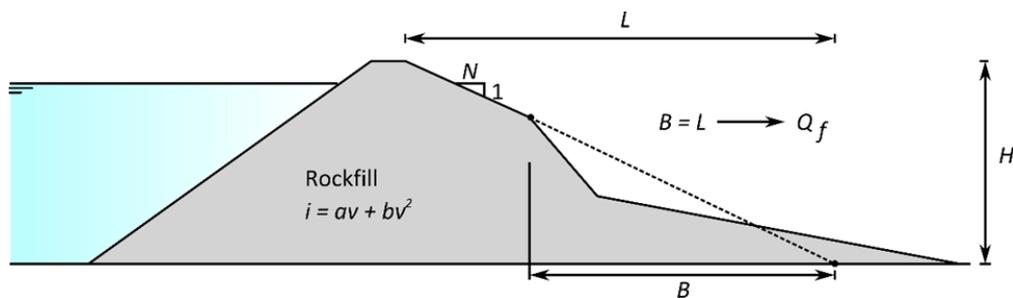


Figura 3 | Esquema del comportamiento de la rotura de espaldones de escollera.

En la fase de estudio de los resultados de los ensayos se usó el análisis dimensional para reducir el número de variables. El objetivo del análisis ha sido deducir expresiones que permitan obtener los dos caudales unitarios característicos. Para ello se han expresado las variables de forma adimensional en función de H , k_{eq} y de la aceleración de la gravedad (g). Las dos variables son el *Caudal unitario adimensional* (q^*) y el *Coefficiente de permeabilidad equivalente adimensionalizado* (k_{eq}^*), expresadas por las Ecuaciones 2 y 3, respectivamente.

$$q^* = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H^3}} \quad (2)$$

$$k_{eq}^* = \frac{k_{eq}}{\sqrt{g \cdot H}} \quad (3)$$

Caudales de rotura

De un modo general, la variación de los dos caudales característicos respecto a los diferentes parámetros descritos anteriormente siguió los mismos patrones (Alves et al. 2017).

Estos caudales dependen claramente del material granular usado y son tanto mayores cuanto mayores sean sus dimensiones, teniendo en cuenta la uniformidad de los materiales granulares usados en este trabajo. De esta forma, gravas más finas implican un aumento de las presiones intersticiales en el cuerpo de la presa respecto a gravas más gruesas, lo que inestabiliza el espaldón y resulta en mayores avances de la rotura para el mismo caudal unitario. Por otro lado, está el efecto estabilizador asociado a piedras de mayor tamaño, cuya resistencia al arrastre es a su vez mayor. Este efecto es más claro cuando el mecanismo de rotura predominante es el arrastre de partículas, típico de los taludes menos inclinados, y no el deslizamiento en masa.

El efecto de la altura de la presa sobre estos dos caudales característicos fue más evidente cuando se usó el material más grueso. Mayores alturas de presa han implicado mayores caudales. Sin embargo, el efecto de la altura de los modelos físicos no fue relevante al usarse el material más fino. Esta observación puede deberse al reducido rango de alturas ensayadas, ya que desde un punto de vista físico se espera que mayores alturas de presa impliquen, por lo menos, mayores caudales necesarios para romper por completo el espaldón.

Por último, se ha denominado como factor de fragilidad del espaldón a la relación entre los dos caudales característicos, el de la rotura completa y el de inicio de la rotura. Según lo observado durante la campaña experimental, este factor depende fundamentalmente del talud del espaldón de aguas abajo, pudiendo desprejiciarse el efecto de la altura de la presa, la

granulometría del material y el tipo de elemento impermeable. Los espaldones de escollera son tanto más frágiles cuanto más suave sea el talud de aguas abajo, es decir, cuanto mayor sea el valor de N .

Modelos predictivos

Al usar variables adimensionales se puede observar una relación directa entre los caudales característicos y el coeficiente de permeabilidad equivalente. En la Figura 4 se muestra esta relación, en variables adimensionales, para el caudal de inicio y, análogamente, en la Figura 5, para el caudal de rotura total. Además, se observa que tanto el tipo de material granular y la altura de la presa no aportan información adicional a la relación observada, como muestran las imágenes izquierda y central de las mismas figuras por lo que no resulta necesario incluirlas dentro del modelo predictivo.

Sin embargo, esta conclusión no es válida cuando se analiza el efecto del talud del espaldón de aguas abajo, en las gráficas de la derecha de la Figura 4 y de la Figura 5. En estas gráficas se dividen los taludes ensayados en dos grupos. Se observa que ambos grupos no siguen la tendencia definida por la relación entre las dos variables adimensionales, sino que tienden a separarse en nubes de datos paralelas (más visible para los datos del caudal de rotura total que para los del caudal de inicio de rotura). Esta observación sugiere que el talud debe ser tenido en cuenta a la hora de calibrar los modelos predictivos.

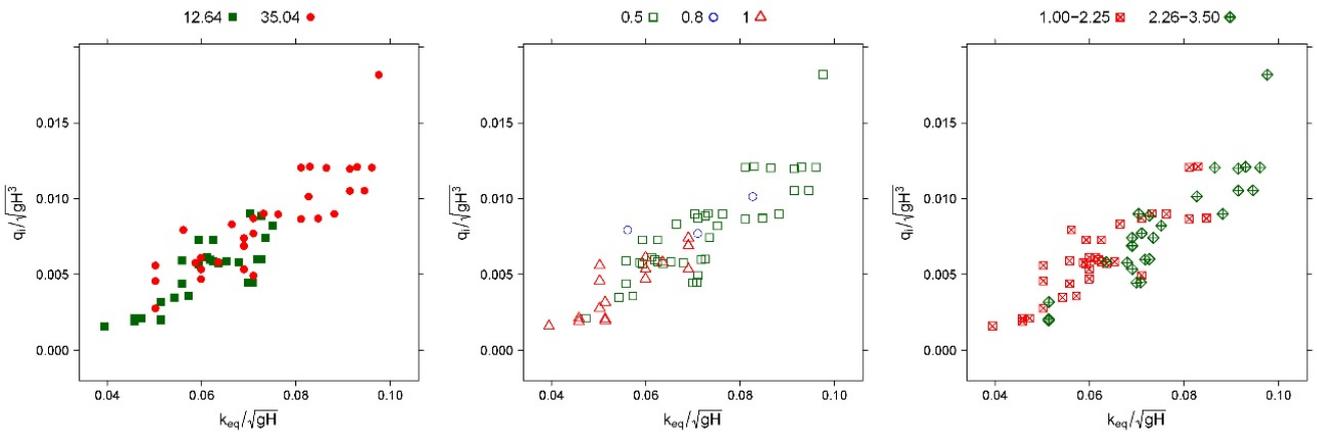


Figura 4 | Relación entre el caudal de inicio de rotura adimensional (ordenadas) y el coeficiente de permeabilidad equivalente adimensionalizado (abscisas), separando por material granular ensayado (izquierda), por altura de presa (centro) y por grupos de taludes (derecha).

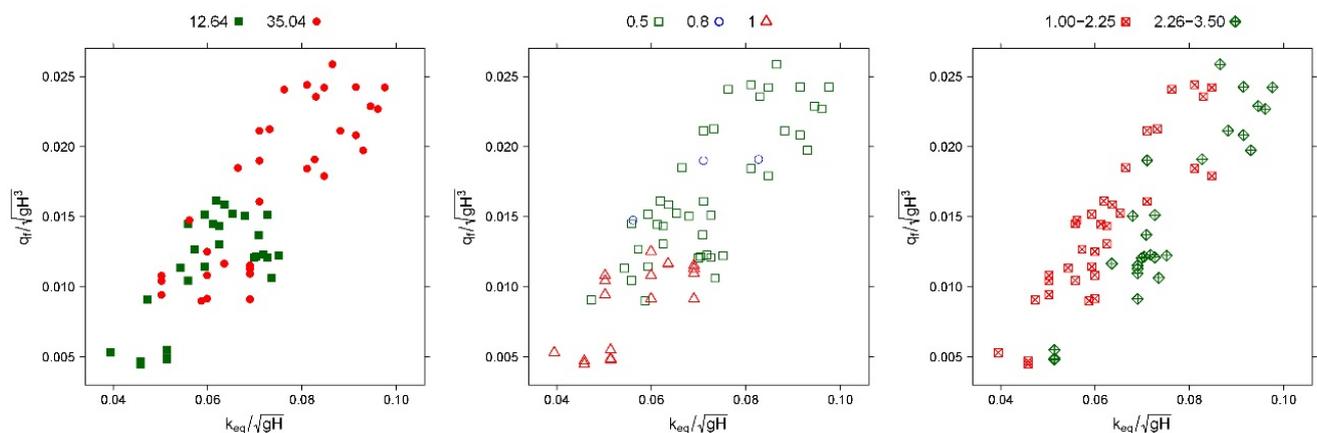


Figura 5 | Relación entre el caudal de rotura total adimensional (ordenadas) y el coeficiente de permeabilidad equivalente adimensionalizado (abscisas), separando por material granular ensayado (izquierda), por altura de presa (centro) y por grupos de taludes (derecha).

Del análisis paramétrico anterior se concluye que los dos caudales característicos dependen principalmente del coeficiente de permeabilidad equivalente adimensionalizado y del talud de aguas abajo. Se usaron 50 ensayos para calibrar los modelos predictivos, dejando 11 ensayos para validarlos (5 ensayos del material M1 y 6 ensayos del material M2). Mediante regresión lineal se obtuvieron los respectivos modelos para estimar el caudal de inicio de rotura (Ecuación 4) y el caudal de rotura total (Ecuación 5) de los espaldones de escollera. La precisión de cada uno de los modelos es la siguiente: 2.6% de *error relativo medio (ERM)*, 17.6% de *desviación estándar (sd)* y *coeficiente de determinación (R^2)* igual a 0.791 para el modelo predictivo del caudal de inicio de rotura; $ERM = 5.4\%$, $sd = 24.5\%$ y $R^2 = 0.728$ para el modelo predictivo del caudal de rotura total.

$$q_i^* = -0.0062 + 0.2197 \cdot k_{eq}^* - 0.0008 \cdot N \quad (4)$$

$$q_f^* = -0.0049 + 0.4242 \cdot k_{eq}^* - 0.0041 \cdot N \quad (5)$$

Los ensayos de validación se comparan con los modelos predictivos en la Figura 6. El *ERM* del modelo predictivo del caudal de inicio de rotura es de -4.2% con *sd* y *máximo error relativo (MER)* iguales a 15.7% y 29.6%, respectivamente. El modelo predictivo del caudal de rotura total tiene un *ERM* de 1.8% con *sd* y *MER* iguales a 11.3% y 21.4%, respectivamente.

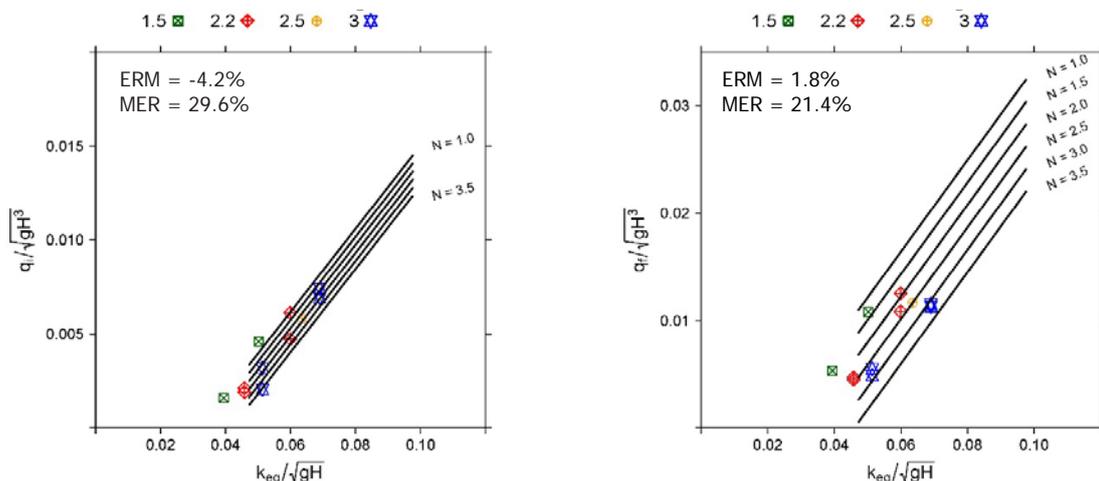


Figura 6 | Comparación de los ensayos de validación con los dos modelos predictivos propuestos: Caudal de inicio de rotura (izquierda) y caudal de rotura total del espaldón (derecha).

ROTURA DEL NÚCLEO

La rotura del núcleo por sobrevertido está condicionada por la rotura del espaldón, es decir, el proceso de rotura estructural del núcleo central ocurriría cuando la rotura producida en el espaldón de aguas abajo hubiese alcanzado la cresta de la presa dejando a dicho núcleo desabrigoado. En estas circunstancias, el núcleo está sometido a un nuevo conjunto de fuerzas, resistiendo a los empujes del embalse y del propio espaldón de aguas arriba como si de un muro de contención se tratase. La probabilidad de rotura del núcleo aumenta considerablemente en estas situaciones y depende de diferentes factores como, por ejemplo, el grado de descalce (cantidad de material del espaldón que se erosionó) la geometría del núcleo (su perfil transversal y en planta) y las características resistentes del material que lo forma. En estos casos la rotura tiende a ser estructural (Toledo et al. 2015), mecanismo también descrito por Odendaal y Van Zyl (1979) en el informe de la rotura de la presa de Hans Strydom en Sudáfrica.

En base a estas hipótesis, se desarrolló un modelo simplificado para evaluar la estabilidad del núcleo central después de la pérdida de material del espaldón de aguas abajo que quedaba inicialmente en contacto con el núcleo. Así, dado un caudal de sobrevertido, este modelo permite la obtención aproximada de la cota a la que se produce la brecha del núcleo, proporcionando

la base para una cuantificación más ajustada del hidrograma de rotura y, por consiguiente, de las consecuencias a considerar dentro del plan de emergencia de presas de esta tipología.

Descripción del modelo

Este modelo simplificado, desarrollado para estimar el tamaño de la brecha, asume que el material que forma el núcleo tiene un comportamiento estructural del tipo lineal elástico, que obedecerá al régimen de pequeñas deformaciones y pequeños desplazamientos, admitiendo la hipótesis de Bernoulli-Navier. El análisis desarrollado se basa en criterios usados en la evaluación de la estabilidad de muros de contención y tiene como antecedente principal el modelo analítico de Broich (2005) para estimar brechas en este tipo de presas. El análisis desarrollado en este trabajo adopta parcialmente algunas de las hipótesis de estos autores con el objetivo de progresar sobre los avances ya alcanzados y encontrar el modelo más preciso posible. El modelo se divide en un conjunto de acciones estabilizantes y desestabilizantes asociadas a diferentes mecanismos de rotura para los cuales se estima su estabilidad.

Acciones desestabilizantes

Las fuerzas desestabilizantes que actúan sobre el núcleo de la presa son la proyección horizontal de la carga hidrostática producida por el embalse, la proyección horizontal de la carga transmitida por el espaldón de aguas arriba y la presión intersticial. Para casos de sobrevertido, el diagrama de presiones hidrostáticas generadas por el embalse tiene la forma de un trapecio, precisamente debido al calado de sobrevertido sobre la cresta del núcleo (Figura 7). Se asume que la escollera colocada sobre la coronación del núcleo se erosiona en una situación de sobrevertido, siendo así el diagrama del empuje del espaldón de aguas arriba triangular. La pendiente de dicho diagrama cambia debido al cambio de pendiente en la zona superior del espaldón de aguas arriba, en el punto donde se produce el quiebro y donde comienza el talud (punto A en la Figura 7). Se asume que la escollera que forma el espaldón de aguas arriba está normalmente consolidada y, por tanto, se usa la Ecuación 6 (Terzaghi et al. 1996) para obtener el coeficiente de empuje en reposo y estimar los empujes horizontales aplicados al núcleo.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_r \quad (6)$$

En la ecuación anterior, K_0 es el coeficiente de empuje en reposo y φ_r el ángulo de rozamiento interno de la escollera. Otra de las fuerzas que hay que tener en cuenta es la generada por la presión intersticial sobre el potencial plano de rotura. La presión intersticial varía en función del plano de rotura considerado. Teniendo en cuenta que la duración de las avenidas es muy reducida en comparación con los coeficientes de permeabilidad de los materiales que componen el núcleo impermeable de las presas, se puede admitir que la subida del nivel en el embalse durante el proceso de sobrevertido no provoca una variación de las presiones intersticiales desarrolladas en el interior del núcleo. Asimismo, las presiones intersticiales se asumen constantes y estacionarias a lo largo de todo el proceso de rotura.

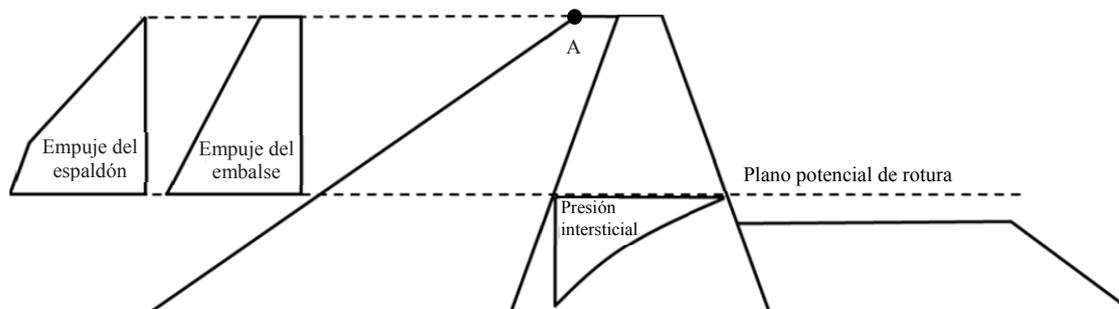


Figura 7 | Esquema de las cargas desestabilizantes. Proyección horizontal de los diagramas de presiones referentes al empuje activo del embalse y del espaldón de aguas arriba y diagrama de presiones intersticiales aplicadas sobre un potencial plano de fallo.

El diagrama de presiones intersticiales depende de varios factores por lo que su determinación teórica es compleja. Para su estimación se ha aplicado el modelo propuesto por Salas et al. (1981), esquematizado en la Figura 8, que permite determinar las presiones intersticiales en los puntos de interés. Así, en un cierto punto del interior del núcleo (punto O en la Figura 8), se obtiene en primer lugar el valor del ángulo α mediante la Ecuación 7, función del ángulo (β) que forma el talud de aguas arriba del núcleo con la dirección vertical.

$$\tan \alpha = \tan \beta \cdot \frac{K_v}{K_h} \quad (7)$$

Siendo K_v y K_h los coeficientes de permeabilidad vertical y horizontal del núcleo. La presión intersticial en el punto O se estima entonces usando la Ecuación 8.

$$U_o = h \cdot \left(1 - \frac{d}{D}\right) \quad (8)$$

En la Ecuación 8, las variables h , d y D representan respectivamente la carga hidrostática en el punto A , la proyección horizontal de la distancia entre los puntos A y O y la proyección horizontal de la distancia entre los puntos A y B (Figura 8). La resultante de la presión intersticial se estimó por integración numérica a lo largo de la superficie potencial de rotura. Además de las fuerzas detalladas, se despreció el efecto del cortante ejercido por la circulación del agua sobre la cresta del núcleo durante el sobrevvertido.

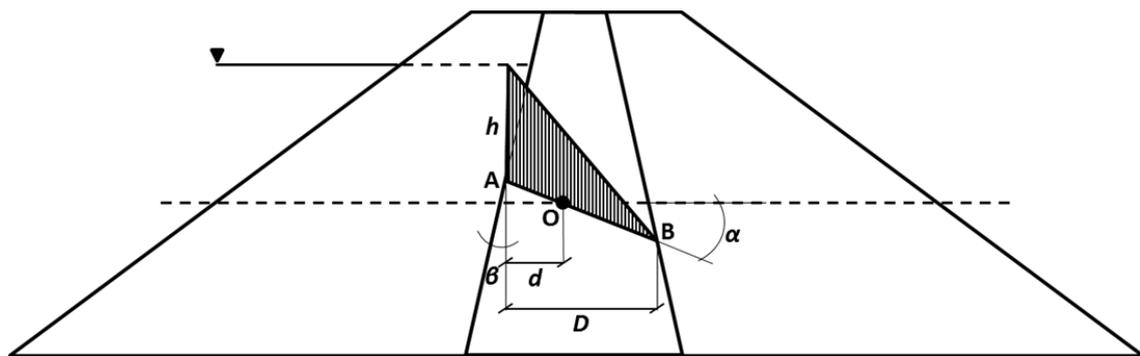


Figura 8 | Modelo propuesto por Salas et al. (1981) para estimar las presiones intersticiales en un punto O de un núcleo central de material cohesivo.

Acciones estabilizantes

Una de las principales fuerzas estabilizantes es el peso propio de la parte del núcleo central que queda por encima del plano de fallo potencial. En este modelo se ha tenido en cuenta la diferencia de pesos específicos entre las zonas situadas por encima y por debajo de la línea de saturación. Por cuestiones de simplicidad del cálculo, en esta estimación se ha supuesto que la línea de saturación es horizontal. Se ha tenido en cuenta la anisotropía de las arcillas compactadas que se traduce en un mayor coeficiente de permeabilidad horizontal en comparación con el coeficiente de permeabilidad vertical. El peso propio de la escollera que forma el espaldón de aguas arriba así como el peso del agua también contribuye a la estabilidad del núcleo (Figura 9). El peso del agua que rellena los huecos de la escollera se ha tenido en cuenta considerando el peso específico saturado de la misma. Las cargas y sus puntos de aplicación dependen de la geometría de la presa. Se asumió que las cargas verticales se transfieren verticalmente a través del cuerpo de la presa. Esta hipótesis resulta más ajustada en cerradas anchas introduciendo un cierto error a medida que la cerrada resulta más estrecha.

El modelo desarrollado automatiza el cálculo de las cargas, sus puntos de aplicación y, consecuentemente, los momentos flectores en función de la geometría de la presa. La resistencia al deslizamiento viene dada por las fuerzas de rozamiento y cohesión desarrolladas a lo largo de las diferentes caras de la brecha, una horizontal (el plano potencial de rotura) y dos verticales (laterales) que delimitan la anchura de la brecha. En este sentido, se asumió una brecha rectangular siendo su altura y

anchura datos de entrada al modelo. En la zona no saturada del núcleo la resistencia al corte se estima multiplicando el área de las caras de la brecha que está por encima de la línea de saturación por la cohesión del material que forma el núcleo, sumando la parcela correspondiente al rozamiento, es decir, el producto entre la fuerza de compresión y la tangente del ángulo de rozamiento interno del material. Se consideró que la velocidad de aplicación de las cargas y la rotura ocurren de tal manera que no permiten la disipación de las presiones intersticiales, desarrollándose entonces un estado no consolidado y sin drenaje (UU). En estas condiciones el ángulo de rozamiento del material es nulo. Asimismo, en la zona saturada del núcleo, la resistencia al corte considera únicamente la cohesión del material que debe ser determinada e introducida como dato del modelo.

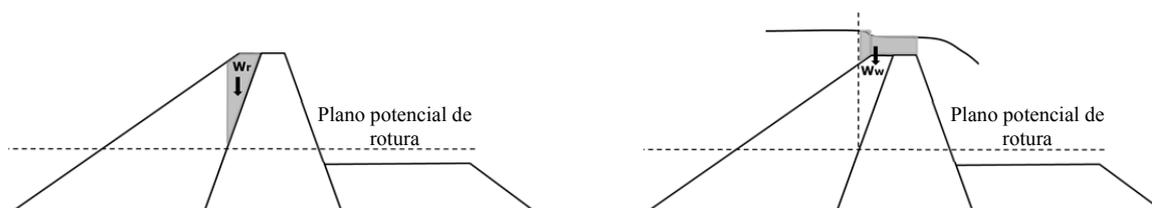


Figura 9 | Esquema de las cargas estabilizantes. Peso propio de la escollera que forma el espaldón de aguas arriba por encima del plano potencial de rotura (izquierda) y peso del agua del sobrevertido (derecha).

Mecanismos de rotura

Una vez definidas las acciones estabilizantes y desestabilizantes y correspondientes puntos de aplicación, se procede a la evaluación de la estabilidad del núcleo para un determinado plano potencial de rotura mediante el balance estático de fuerzas y momentos. El vuelco del núcleo ocurre si el momento actuante supera el momento resistente. De la misma forma, la rotura por deslizamiento acontece cuando las fuerzas cortantes superan la resistencia al corte. Estos dos mecanismos están asociados a un fallo estructural del núcleo. En el caso de que las tensiones de corte generadas por el flujo sobre la presa excedan un determinado valor crítico, el núcleo queda expuesto a la erosión progresiva. Este mecanismo necesita, sin embargo, un periodo de tiempo relativamente alto para desarrollarse. En este caso, si las condiciones son favorables a un fallo estructural, se asume que este mecanismo prevalece frente al proceso erosivo.

Debido a la baja resistencia a tracción de los materiales sueltos, se asumió en este modelo que la resistencia a estos esfuerzos es nula. De esta forma, el modelo considera la formación de una fisura en el núcleo en los puntos donde se desarrollen esfuerzos de tracción. En este caso, la fisura se inicia en el extremo de aguas arriba del plano de rotura y progresa, en su caso, hacia aguas abajo. Esta circunstancia obliga a una redistribución de los esfuerzos, que aumentan al reducirse el área resistente. Además, y como consecuencia de la apertura de la fisura, se ven incrementadas las presiones intersticiales en la misma. Como se suele considerar en el caso de los estudios de estabilidad de presas de gravedad, el agua del embalse penetra en la fisura sin pérdidas de carga significativas, de tal manera que se puede admitir el desarrollo de presiones hidrostáticas determinadas por el nivel de agua en el embalse (Figura 10). Por otro lado, disminuye la resistencia de la sección, en especial la resistencia al deslizamiento ya que se reduce el área de contacto. Todo esto facilita el proceso de apertura de la fisura hasta que se alcance un nuevo estado de equilibrio o hasta que el fallo del núcleo ocurra por deslizamiento o vuelco.

Para evaluar la estabilidad a lo largo del plano potencial de rotura, el área comprimida (b_f) y la tensión de compresión en la extremidad de aguas abajo del plano (σ) deben ser estimadas mediante condiciones de equilibrio. Si la resultante de las acciones cae fuera del área comprimida entonces el mecanismo de rotura es el vuelco. En el caso de que las acciones cortantes en el área comprimida sean superiores a la resistencia al corte entonces el mecanismo de rotura es el deslizamiento. Si se alcanza un nuevo sistema de fuerzas en equilibrio pero en el que las tensiones de compresión superan las tensiones límite del material entonces se produce la rotura por plastificación en esa zona, resultando en una nueva configuración de fuerzas que se discutirá más adelante. La presión intersticial a lo largo de la zona comprimida se ha simplificado respecto al modelo propuesto por Salas et al. (1981). De todos modos, esta simplificación no afecta de forma significativa la estimación de las presiones y, además, tiene la ventaja de simplificar las formulaciones usadas en la evaluación de la longitud de la brecha.

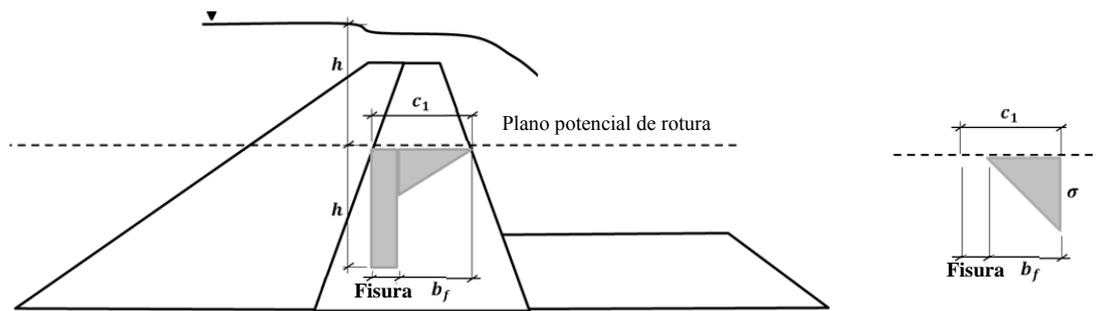


Figura 10 | Esquema del estado de presiones intersticiales tras la fisura del núcleo a causa de los esfuerzos de tracción (izquierda) y de las tensiones consideradas en el modelo (derecha).

Si las fuerzas aplicadas provocan la plastificación parcial del plano de rotura una vez abierta la fisura, las tensiones aplicadas a la zona comprimida tendrían la forma esquematizada en la Figura 11 (izquierda). En estos casos, el supuesto inicial relativo al comportamiento lineal elástico deja de ser válido. El criterio usado para verificar la estabilidad se adaptó de la teoría del vuelco plástico descrito por Soriano et al. (2008). En el análisis se establece un límite para la anchura de plastificación. En el modelo se ha definido un único límite de plastificación aplicable a cualquier plano potencial de rotura del núcleo. Dependiendo de las características de la presa y del estado de carga, es posible que en algunos casos el plano de rotura plastifique sin que haya apertura de fisura. Las tensiones tendrían la forma esquematizada en la Figura 11 (derecha). El criterio usado para analizar la estabilidad es análogo al detallado anteriormente. En ambos casos, el sistema de ecuaciones necesario para determinar los pares (σ, p) o (p, b_f) no tienen solución analítica y fueron resueltos mediante métodos numéricos de optimización.

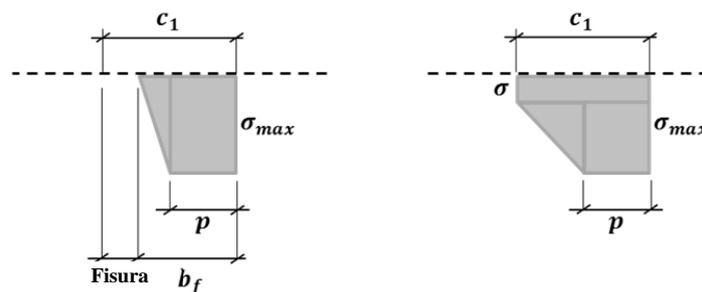


Figura 11 | Ley de tensiones con plastificación parcial de la sección potencial de rotura para casos con (izquierda) y sin (derecha) apertura de fisura.

Modelación física de la rotura del núcleo

Con el objeto de validar parcialmente el modelo se compararon los resultados del mismo con los obtenidos de modelos físicos de rotura de núcleo realizados con anterioridad. Los dos modelos utilizados para ello están formados por presas de escollera con núcleo central, con 0.67 m de altura, 1.32 m de anchura, ancho de coronación de 0.14 m y espaldones de aguas arriba y aguas abajo de grava, con el mismo talud, 1.5 (H:V). Se ensayaron dos núcleos con diferentes geometrías construidos ambos con el mismo material detallado en la Tabla 1. Ambos núcleos tenían 0.62 m de altura, 1.32 m de anchura y ancho de coronación de 0.10 m, si bien uno de ellos tenía un ancho en la base de 0.30 m (denominado como *núcleo grueso*) y el otro 0.20 m (denominado como *núcleo fino*). Los espaldones se construyeron usando el material tipo grava denominado M1. En la Figura 12 se muestran las configuraciones iniciales de ambos modelos antes de los respectivos ensayos de rotura.

Los núcleos se construyeron por tongadas de aproximadamente 0.04 m de altura procediendo a una humidificación previa del material cohesivo. El contenido de humedad alcanzado durante la compactación del núcleo fino fue de aproximadamente 34% mientras que en la construcción del núcleo grueso se obtuvo un contenido de humedad de 30%. La compactación se hizo mediante una masa compactadora con aproximadamente 7 kg dejada caer de una altura de

aproximadamente 20 cm. El proceso constructivo de los ensayos y los resultados obtenidos se detallan en el trabajo desarrollados por Toledo et al. (2015).

En el ensayo del modelo físico con núcleo fino, la rotura ocurrió en dos fases, ambas mediante la apertura de una fisura vertical, no desarrollándose en toda la anchura de la presa (Figura 13, izquierda). La segunda rotura alcanzó una profundidad desde coronación que ha variado entre 0.11 m y 0.14 m. El modelo numérico simplificado predijo una profundidad de brecha de 0.12 cm. No obstante, el mecanismo de rotura observado en la primera fase de la rotura en el modelo físico (fisuración en el plano vertical) no se ha tenido en cuenta durante el desarrollo del modelo numérico simplificado.

El proceso de rotura del núcleo grueso fue más brusco y ocurrió en una única fase, por vuelco a lo largo de la mayor parte del ancho de la presa (Figura 13, derecha). En este caso, la mayor anchura del núcleo le permitió resistir el sobrevertido hasta que se produjo un mayor descalce del espaldón. Una vez que el descalce progresó lo suficiente, se produjo la rotura que llegó a una profundidad desde coronación de aproximadamente 0.22 m para todo el ancho de la presa y a lo largo de un plano ligeramente inclinado hacia aguas abajo. El modelo predijo que la rotura ocurriría por vuelco, con el plano de rotura a una profundidad de 0.15 m.



Figura 12 | Configuración de las presas construidas en laboratorio con núcleo fino (izquierda) y núcleo grueso (derecha) antes del ensayo.

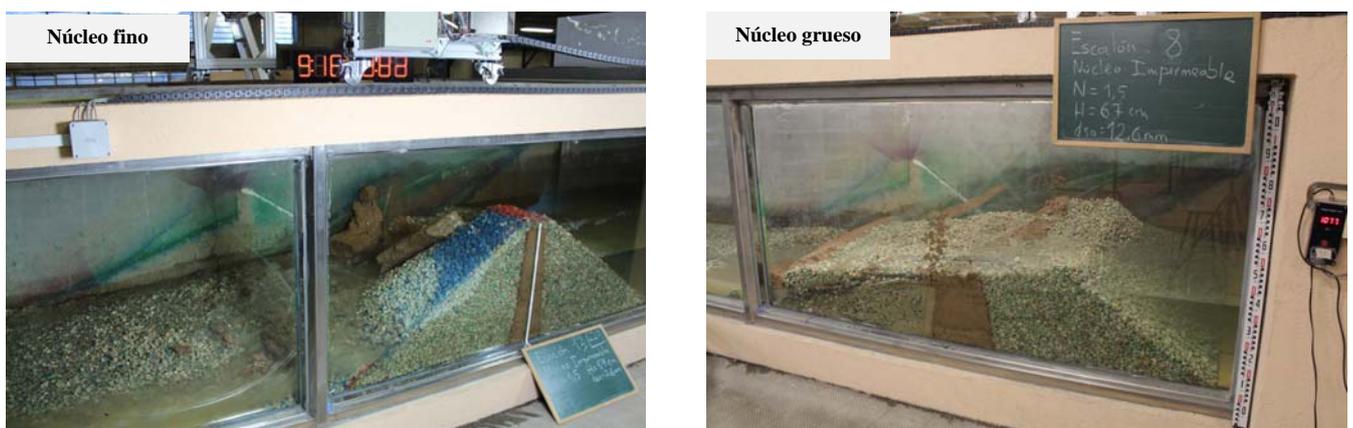


Figura 13 | Configuración de las presas construidas en laboratorio con núcleo fino (izquierda) y núcleo grueso (derecha) después de la rotura.

DISCUSIÓN

Actualmente, los programas de cálculo hidráulico de propagación de avenidas y estimación de las zonas inundables por rotura de presas implementan en sus códigos un hidrograma de rotura basado en modelos estadísticos de base empírica obtenidos a partir de datos históricos de roturas. Por tanto, los hidrogramas de rotura que se manejan actualmente se adaptan poco a la realidad del fenómeno que los desencadenan. Existen modelos de base física que modelan el proceso de rotura de una

V Jornadas de Ingeniería del Agua. 24-26 de Octubre. A Coruña

presa de materiales sueltos por sobrevertido, pero éstos se basan en la hipótesis de que la rotura se produce mediante una erosión progresiva. Esta hipótesis resulta aceptable para presas homogéneas tipo "todo-uno" o en presas de núcleos extremadamente grueso, pero se adaptan mal al mecanismo de rotura de las presas de escollera con núcleo central (o inclinado). En estos casos, el mecanismo de rotura que prevalece es la rotura estructural.

Los trabajos presentados en este documento reflejan un cambio de paradigma y un avance frente al estado actual del análisis y evaluación del grado de seguridad de las presas de núcleo interno ante eventos de sobrevertido.

En este sentido, los avances presentados en este trabajo sobre la rotura del espaldón de aguas abajo deben ser completados para darles mayor grado de generalidad con materiales de otras características, con una mayor variación de la permeabilidad y la heterogeneidad de las muestras ensayadas. Las formulaciones propuestas se basan en una regresión lineal múltiple que tienen un campo de aplicación limitado al rango de los datos usados durante la campaña experimental. El coeficiente de permeabilidad de una escollera limpia puede variar entre 10^0 m/s y 10^{-2} m/s (Terzaghi et al. 1996). Para un rango de alturas de presa entre 20 m y 200 m, la variable k_{eq}^* toma valores entre $2.3 \cdot 10^{-4}$ y $7.1 \cdot 10^{-2}$. Hay un largo rango de k_{eq}^* que no se ha cubierto con la campaña experimental por lo que se debe ser realizado un esfuerzo para cubrirlo de cara a la obtención de formulaciones más genéricas que deberían convergir al origen de los gráficos presentados.

Respecto a los trabajos desarrollados sobre la rotura del núcleo existen indicios de que el fenómeno está principalmente condicionado por la geometría de la presa y por el nivel del embalse, que influyen directamente a la distribución de las fuerzas y a sus puntos de aplicación. El nivel de embalse es la variable más relevante del modelo numérico presentado ya que determina la distribución de la carga hidrostática que, para el modelo físico con núcleo grueso modelado en laboratorio, representó el 80% de las cargas desestabilizantes. La incertidumbre asociada a las propiedades de los materiales geotécnicos también puede afectar al grado de precisión del modelo.

Se realizó un estudio de sensibilidad en la que se realizaron cálculos con amplios rangos de las variables como las densidades de la arcilla y escollera, así como el ángulo de rozamiento de la última (Ricoy et al. 2017). La aplicación de este análisis de sensibilidad al modelo físico con el núcleo grueso no mostró ningún impacto significativo en la profundidad de la brecha, que ha variado entre 0.14 y 0.16 m. Es probable que la diferencia entre los resultados del modelo numérico simplificado y los ensayos experimentales se deba principalmente a las hipótesis adoptadas en dicho modelo, y en particular a la hipótesis de resistencia nula frente a los esfuerzos de tracción que, a la escala de los modelos de laboratorio, pueden ser significativas.

La comparación de los resultados del modelo numérico y los del modelo físico con núcleo fino resultan semejantes en lo que se refiere a las profundidades de la brecha pero no en el mecanismo de rotura observado. Es necesario profundizar los estudios de cara a poder obtener conclusiones más generales al respecto.

Es importante resaltar que al analizar este tipo de rotura, marcadamente estructural, no resulta evidente el papel jugado por los factores de seguridad normalmente utilizados (típicamente, el incremento de los esfuerzos y la minoración de las resistencias) en la prognosis del tipo de rotura y de la peligrosidad de los caudales que desencadena en caso de producirse la misma. En este sentido, puede suceder que la rotura de un núcleo fino, formado por un material de menor resistencia provoque una rotura algo más rápida y gradual que en el caso de un núcleo ancho, formado por material más resistente, lo que resultaría menos dañino al liberarse los caudales de una forma más progresiva, con puntas más reducidas. Por otro lado, un núcleo grueso o materiales más resistentes resultarían en una rotura más tardía pero significativamente más grave, con mayores caudales liberados en un periodo de tiempo más reducido. Es cierto que en la argumentación anterior se asume que la rotura del núcleo ocurre pero también se pueden dar casos extremos en los que el núcleo resista sin que se produzca la rotura, siendo estas circunstancias más probables de acontecer con núcleo gruesos.

CONCLUSIONES

Se han presentado los avances en el estudio de la rotura por sobrevertido de presas de escollera con núcleo impermeable. La mejora del conocimiento respecto a la rotura del espaldón de escollera afecta a la caracterización de los caudales característicos, el caudal de inicio y el de rotura completa del espaldón. Se ha inducido que dichos caudales dependen

esencialmente de las características de permeabilidad del material, expresadas en este trabajo por el coeficiente de permeabilidad equivalente adimensionalizado (k_{eq}^*). Así, a medida que aumenta el coeficiente de permeabilidad, los caudales necesarios resultan también mayores. Aunque en menor medida, el talud exterior del espaldón también afecta a dichos caudales de tal forma que taludes más inclinados (N más pequeños) resultan en mayores caudales característicos. Se han propuesto dos modelos predictivos, uno para estimar el caudal de inicio de rotura y otro para estimar el caudal final de rotura del espaldón, función de las características geométricas de la presa y de las características de permeabilidad del material granular con campo de aplicación en el rango de valores ensayados.

Respecto al estudio del núcleo impermeable se ha desarrollado un modelo matemático simplificado para estimar las dimensiones de la brecha resultante que tiene en cuenta la geometría de la sección transversal de la presa y de las propiedades de los materiales. Se ha realizado la comparación entre los resultados de este modelo y de dos ensayos experimentales realizados en el laboratorio con resultados prometedores, dada la complejidad del fenómeno simulado. En el futuro próximo, se pretende incrementar la complejidad del modelo, eliminando simplificaciones y añadiendo otros mecanismos de rotura no considerados por el actual.

AGRADECIMIENTOS

Se desea agradecer al Ministerio de Ciencia e Innovación los medios facilitados para esta investigación basada en los proyectos “*Caracterización de la rotura de las presas de escollera por sobrevertido y desarrollo de criterios para evaluar la seguridad del conjunto presa-área afectada durante una avenida*”, de código de identificación BIA2007-68120-C03-021, y “*Rotura del elemento impermeable de presas de materiales sueltos en situación de sobrevertido y análisis de protecciones combinando modelación física e inteligencia artificial*”, de código BIA2010-21350-C03-03, pertenecientes a los Planos Nacionales de I+D 2007-2011 y I+D+i 2008-2011.

REFERENCIAS

- Alves, R.M., Toledo, M.Á. & Morán, R., 2017. Overflow for the Complete Failure of the Downstream Shell of a Rockfill Dam. In *Protections 2016: 2nd International Seminar on Dam Protection Against Overtopping*. Colorado State University, Fort Collins, Colorado, USA: Colorado State University Libraries. Available at: <https://dspace.library.colostate.edu/handle/10217/179800>.
- Broich, K., 2005. IMPACT PROJECT - Breach Modelling - Description of breach model DEICH_P - Appendix 1.1, Available at: http://www.impact-project.net/AnnexII_DetailedTechnicalReports/AnnexII_PartA_WP2/IMPACT-36Month_Report-UniBwM-wp23-appendix-1-1_description.pdf.
- Odendaal, W.A. & Van Zyl, F.C., 1979. Failure of a cofferdam due to overtopping. In *XII ICOLD Congress on Large Dams*, Q (Vol. 49). pp. 141–156.
- Ricoy, L.F., Toledo, M.Á. & Morán, R., 2017. A model for the analysis of the structural failure of the clay core in rockfill dams due to overtopping. In *Protections 2016: 2nd International Seminar on Dam Protection Against Overtopping*. Colorado State University, Fort Collins, Colorado, USA. Available at: <https://dspace.library.colostate.edu/handle/10217/179801>.
- Salas, J., Alpañes, J.L. & Serrano, A.A., 1981. *Geotecnia y cimientos: Vol. I to III. 2a Edición.*, Madrid: Editorial Rueda S.L.
- Soriano, A. et al., 2008. *Geotechnical recommendations for the design of maritime and harbour works (English Version)* Puertos del Estado, ed., Madrid, Spain. Available at: [http://www.puertos.es/es-es/BibliotecaV2/ROM_0.5-05_\(EN\).pdf](http://www.puertos.es/es-es/BibliotecaV2/ROM_0.5-05_(EN).pdf) [Accessed June 12, 2017].
- Terzaghi, K., Peck, R.B. & Mesri, G., 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice Third Edit.*, Wiley-Interscience. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0013795297819199>.
- V Jornadas de Ingeniería del Agua. 24-26 de Octubre. A Coruña

Toledo, M.Á., Alves, R.M. & Morán, R., 2015. Structural failure of the clay core or the upstream face of rockfill dams in overtopping scenario. In Proceedings of the 1st International Seminar on Dam Protections Against Overtopping and Accidental Leakage. pp. 101–109.