

COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS

MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA SEDIMENTACIÓN Y LAVADO DE EMBALSES

Luis G. Castillo¹
José M. Carrillo²

RESUMEN: En este trabajo se analiza la sedimentación en el embalse y la forma de operar los desagües de fondo para producir el lavado de sedimentos (flushing) acumulados aguas arriba de la presa Paute-Cardenillo (Ecuador). El transporte de sedimentos y el flushing se estudian utilizando cuatro procedimientos complementarios: formulaciones empíricas, simulaciones unidimensionales (tiempo requerido para que el sedimento alcance el umbral de los desagües de fondo), simulaciones bidimensionales (proceso completo de lavado) y simulaciones tridimensionales (detalle del transporte de sedimentos a través de los desagües de fondo).

1. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL PROYECTO

La zona de estudio se sitúa en la cuenca hidrográfica del río Paute (Ecuador), 23 km aguas abajo de la presa de Amaluza. La superficie de drenaje analizada es de 275 km² y la pendiente media de este tramo es de un 5%. Paute-Cardenillo es una presa arco doble curvatura con una altura máxima desde coronación hasta cimientos de 135 m (figura 1).

¹ Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena, Paseo Alfonso XIII, 52, 30203, Cartagena, e-mail: luis.castillo@upct.es.

² Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena, Paseo Alfonso XIII, 52, 30203, Cartagena, e-mail: jose.carrillo@upct.es.

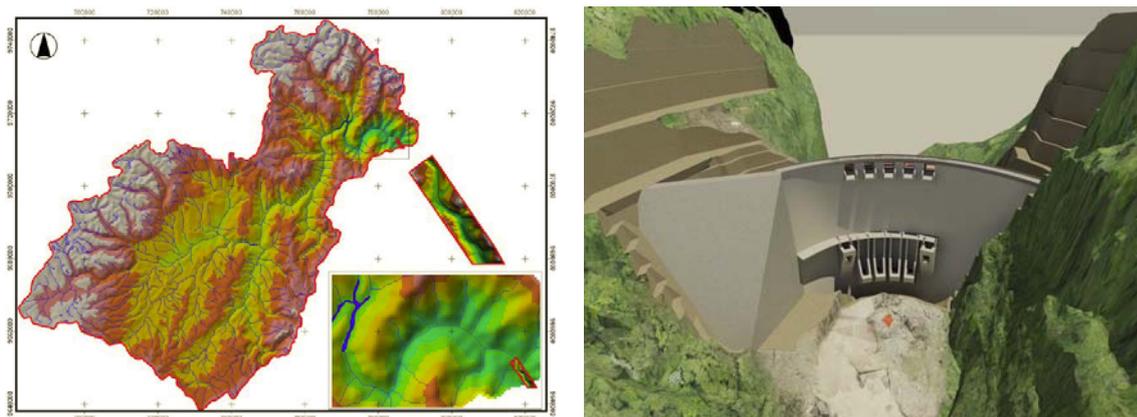


Figura 1. a) Zona of estudio en el río Paute. b) Presa Paute-Cardenillo.

La coronación se sitúa a la cota 926 m.s.n.m. El nivel máximo normal se encuentra a la cota 924 m.s.n.m. A este nivel de agua, el embalse se extiende una longitud inundada de 2.98 km.

La figura 2 indica las curvas granulométricas del cauce obtenidas en tres emplazamientos del río, así como la curva media utilizada en los cálculos. La distribución granulométrica de la curva media tiene los siguientes diámetros característicos: $D_{50} = 0.15$ m, $D_{65} = 0.19$ m, $D_{84} = 0.225$ m, $D_{90} = 0.24$ m y $D_m = 0.124$ m.

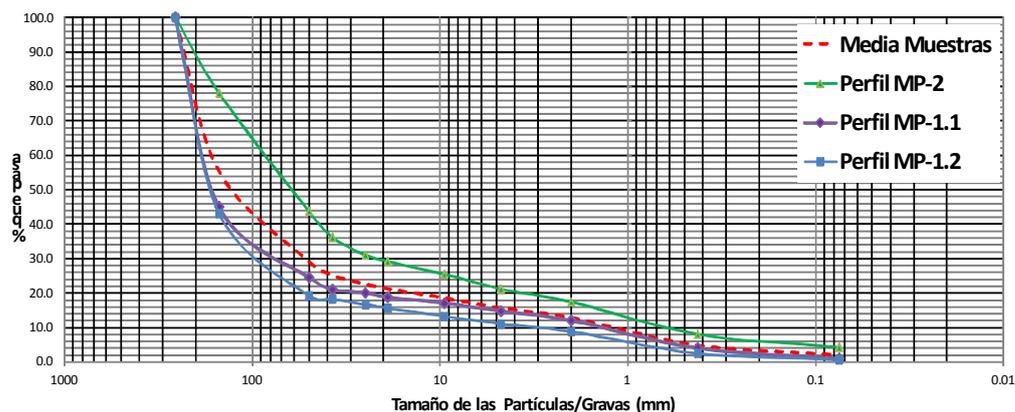


Figura 2. Curvas granulométricas en tres emplazamientos y curva media del cauce.

La carga de fondo total en la intercuenca se determinó en $1.75 \text{ Mm}^3/\text{año}$, siendo el volumen máximo de embalse de 12.33 Mm^3 . Para evitar el depósito de sedimentos se ha propuesto realizar descargas periódicas de lavado o "flushing" a través de los desagües de fondo.

Los estudios iniciales indican que para conseguir un flushing eficiente, el flujo mínimo de evacuación por los desagües de fondo debería ser de al menos el doble del caudal medio anual ($Q_{ma} = 136.3 \text{ m}^3/\text{s}$). Considerando un adecuado factor de seguridad, se adoptó un caudal de diseño para la capacidad de los desagües de fondo de $408.9 \text{ m}^3/\text{s}$ ($3Q_{ma}$).

2. FORMULACIONES DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

El transporte de sedimentos se clasifica en dos tipos: carga de lavado (material muy fino en suspensión) y transporte de fondo total (transporte de fondo más transporte de fondo en suspensión).

2.1. ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE RESISTENCIA

Las características del flujo dependen principalmente del coeficiente de resistencia, radio hidráulico y pendiente longitudinal del tramo analizado. La estimación del coeficiente de resistencia o rugosidad del grano se realizó con diez fórmulas propuestas por diferentes autores: Strickler (1923), Limerinos (1970), Jarret (1984), Bathurst (1984), van Rijn (1987), Fuentes and Aguirre-Pe (1991), García-Flores (1996), Grant (1997), Fuentes and Aguirre-Pe (2000), y Bathurst (2002). Las formulaciones se aplicaron de forma iterativa considerando las características hidráulicas y el transporte de sedimentos. A partir de los niveles de agua medidos en campo para los caudales de 136.3, 540 y 820 m³/s (CONSORCIO PCA, 2012), se obtuvieron los coeficientes de resistencia en el cauce principal y en las planicies de inundación, efectuando la calibración hidráulica con el programa HEC-RAS. Una vez ajustados los coeficientes para los caudales indicados, se procedió a calcular los coeficientes de los caudales más altos, ajustando la tendencia en la sección global con la formulación de Fuentes and Aguirre-Pe (1991). La figura 3 recoge los coeficientes de Manning para las planicies de inundación, cauce principal y sección global. También se observa la resistencia de grano y el análisis de sensibilidad por oclusión, debido a una variación de +/- 0.03 en el área efectiva de flujo (Castillo *et al.*, 2014).

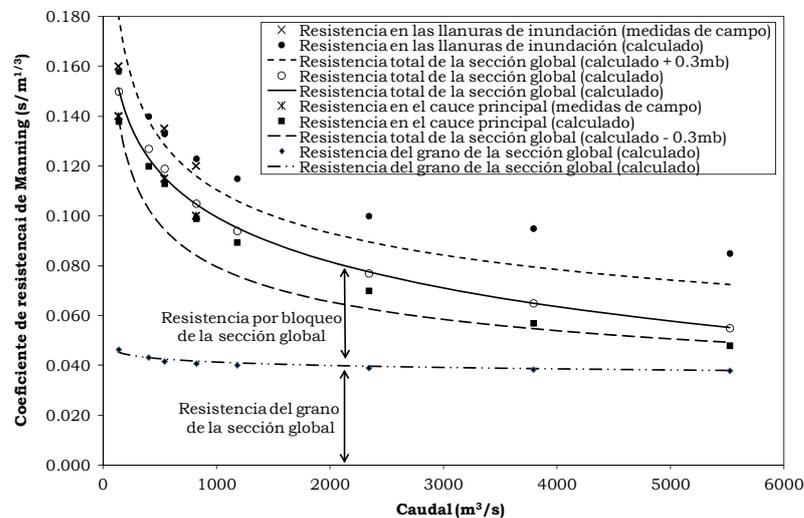


Figura 3. Coeficientes de resistencia de Manning en una sección tipo, cauce principal y planicies de inundación.

2.2. ECUACIONES DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Se analizaron catorce formulaciones de capacidad de transporte de sedimentos: Meyer-Peter and Müller (1948), Einstein and Brown (1950), Einstein

and Barbarrosa (1952), Colby (1964), Engelund and Hansen (1967), Yang, C.T. (1976), Parker *et al.* (1982), Smart and Jaeggi (1983), Mizuyama and Shimohigashi (1985), van Rijn (1987), Bathurst *et al.* (1987), Ackers and White (1990), Aguirre-Pe *et al.* (2000), y Yang, S. (2005). De todas ellas, se seleccionaron las formulaciones que se situaron dentro de un rango entre el valor medio +/- 1 una desviación estándar. La figura 4 indica que, si consideramos los valores medios de cada caudal analizado, la capacidad de transporte podría variar entre 1 y 100 t/s. Sin embargo, estos valores se reducen entre un 0.5 y 10 t/s cuando se considera el tramo completo (23.128 km) y se simulan los proceso de erosión y sedimentación.

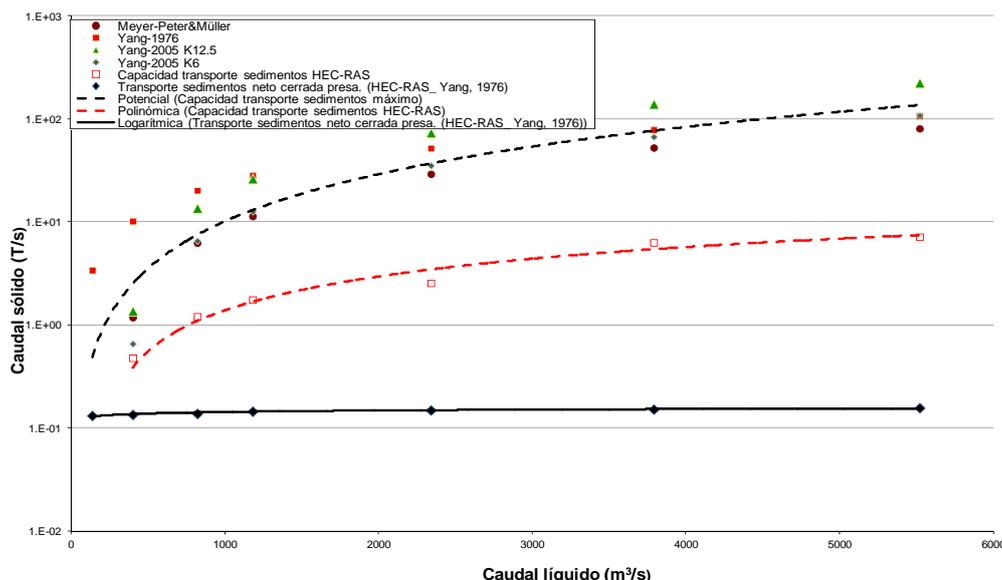


Figura 4. Capacidad de transporte de sedimentos (características medias del tramo) y transporte de sedimentos simulando el tramo completo.

3. SEDIMENTACIÓN EN EL EMBALSE

Mediante simulación numérica se determina el tiempo requerido para que los sedimentos alcancen el nivel inferior de los desagües de fondo (cota 827 m.s.n.m.), considerando diferentes niveles en el embalse. La variación del volumen de sedimentos en una sección del río es igual a la diferencia entre la carga de sedimentos que entra y sale en el volumen de control analizado (Ecuación de Exner):

$$(1 - \lambda_p)B \frac{\partial \eta}{\partial t} = - \frac{\partial Q_s}{\partial x}$$

donde B es el ancho del canal, η la elevación del canal, λ_p la porosidad de capa activa, t el tiempo, x la distancia, y Q_s la carga de sedimentos.

Las simulaciones se realizaron con el programa unidimensional HEC-RAS 4.1. Se simuló el tramo comprendido entre la presa de Amaluza y Paute-Cardenillo (23.128 km). Los flujos son el caudal medio anual ($Q_{ma} = 136.3$ m³/s igualmente distribuido en los primeros 12 km) y la incorporación correspondiente a la descarga media anual de la central hidroeléctrica de Sopladora ($Q_{ma_sop} = 209.0$ m³/s), situada 2.44 km aguas arriba de Paute-Cardenillo.

La tabla 1 y la figura 5 recogen el volumen de sedimentos acumulados en el embalse cuando se alcanza el nivel inferior de los desagües de fondo (cota 827 m.s.n.m.). El análisis se realizó con dos ecuaciones de transporte de sedimentos y diversos niveles de operación en el embalse. De acuerdo con los resultados, el volumen de sedimentos que se deposita en el embalse aumenta cuando el nivel de operación del embalse es mayor, aunque también es mayor el tiempo para que los sedimentos alcancen el nivel inferior de los desagües de fondo. La condición menos favorable se obtiene con la expresión de Meyer-Peter and Müller cuando el nivel del embalse se encuentra en la cota 860 m.s.n.m., requiriéndose en esta condición un tiempo de tres meses y 27 días.

Tabla 1. Tiempo y volumen de sedimentos cuando se alcanza el nivel inferior de los desagües de fondo.

| Cota embalse (m.s.n.m.) | Yang | | Meyer-Peter and Müller | |
|-------------------------|---------------|--|------------------------|--|
| | Tiempo (años) | Volumen de sedimentos (hm ³) | Tiempo (años) | Volumen de sedimentos (hm ³) |
| 860 | 0.35 | 0.65 | 0.32 | 1.47 |
| 918 | 12.90 | 6.07 | 8.80 | 7.34 |

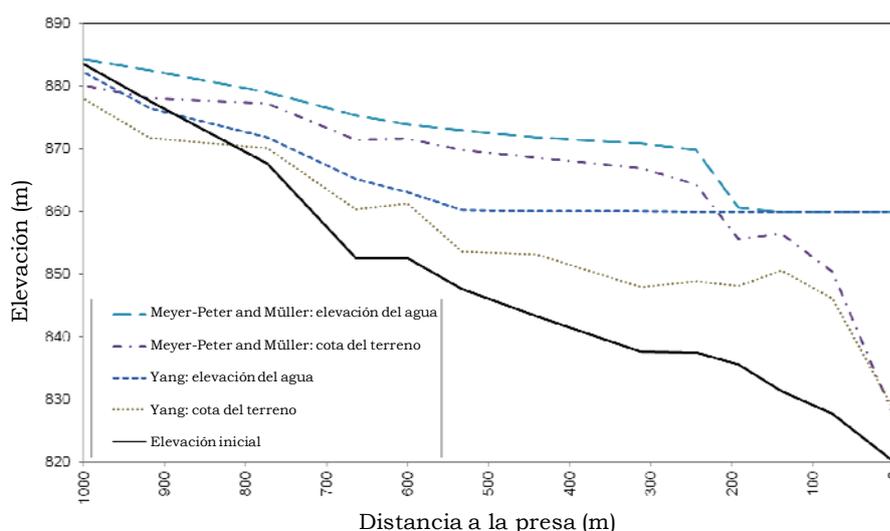


Figura 5. Fondo original del cauce y después de 3 meses y 27 días de simulación, considerando el caudal de diseño de los desagües de fondo (408.9 m³/s) y el embalse inicial a la cota 860 m.s.n.m.

4. SIMULACIÓN DEL LAVADO DEL EMBALSE

4.1 SIMULACIÓN BIDIMENSIONAL

Puesto que el modelo unidimensional no fue capaz de reproducir adecuadamente la erosión regresiva del sedimento en el embalse, el proceso de flushing fue analizado con el programa bidimensional Iber. El programa se organiza en tres módulos: hidrodinámico, turbulencia y transporte de sedi-

mentos. Iber admite elementos triangulares o cuadriláteros en una malla no estructurada y en un esquema de solución de volúmenes finitos. El módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant. Se pueden utilizar algunos modelos de turbulencia de diverso grado de complejidad. El módulo de transporte de sedimentos resuelve las ecuaciones de transporte por medio de la expresión de Meyer-Peter and Müller y la evolución del fondo por medio del balance de masas de sedimento (ecuación de Exner).

La evolución del flushing se ha estudiado sobre un período continuo de 72 horas, siguiendo las reglas de operación de la presa. La condición inicial del perfil de sedimentación (obtenido con la simulación unidimensional de todo el tramo en estudio) tiene un volumen de sedimentos acumulados de 1.47 hm³. El caudal de entrada corresponde al caudal de diseño de los desagües de fondo, es decir igual a tres veces el caudal medio del río (408.9 m³/s). El nivel inicial del embalse corresponde con la cota mínima de operación de los desagües de fondo (860 m.s.n.m.). La figura 6 muestra los perfiles del sedimento en el embalse para diferentes tiempos de operación del flushing. Se produce un flushing efectivo durante la operación de los desagües de fondo.

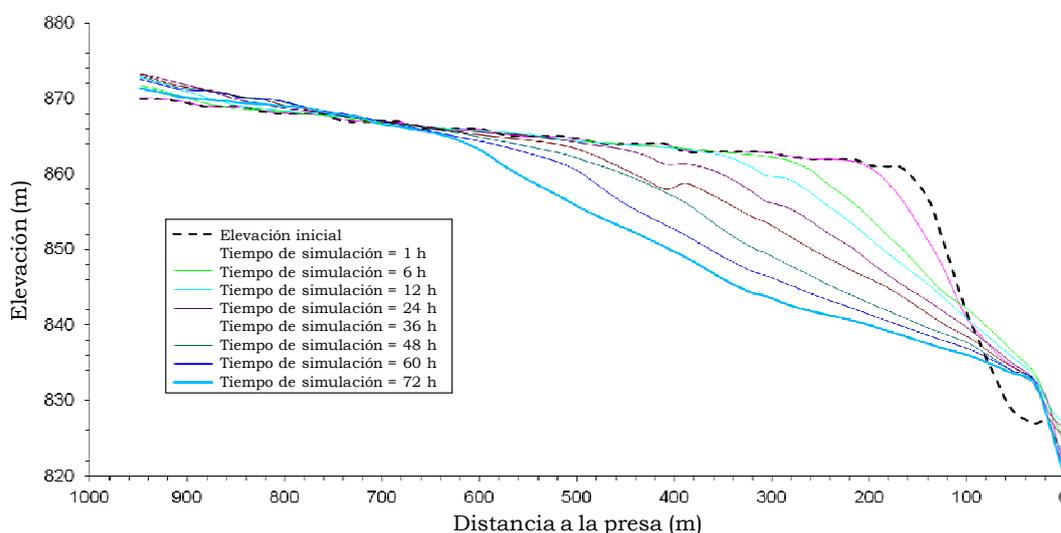


Figura 6. Evolución del nivel de sedimentos durante un período de flushing de 72 h simulado con Iber.

Diferentes escenarios fueron considerados: Nivel inicial de embalse a las cotas 860 y 918 m.s.n.m. La erosión máxima en 72 h fue de 21 m en el primer escenario y de unos 45 m en el segundo escenario. Los valores máximos de erosión de la cuña de sedimentos se alcanzaron a una distancia de 100-200 m aguas arriba de la presa, y coinciden con las zonas donde se producen las máximas velocidades.

Después de un período de 72 h el volumen de sedimentos lavado y descargado por los desagües de fondo, en cada uno de los escenarios analizados fue de 1.77 hm³ y 3.51 hm³, respectivamente. En el primer escenario el 100% de los sedimentos del embalse fueron desaguados hacia aguas abajo de la presa, mientras que en el segundo escenario fue del 81%. Estas diferencias se deben a los volúmenes de sedimentos iniciales existentes en el embalse para cada caso analizado.

En la figura 7 se indican las relaciones entre el volumen del flushing, el tiempo de operación y la evolución de los sedimentos transportados a través de los desagües de fondo. Después de un periodo de 72 h de operación, un volumen de sedimentos equivalente a 1.77 hm³ puede ser movilizado (valor ligeramente superior al depósito inicial de 1.47 hm³). Durante el vaciado inicial del embalse se producen los mayores tasas de transporte de sedimentos (23 m³/s). La fuerte carga o concentración de sedimentos que pasan a través de los desagües de fondo en los instantes iniciales, genera una cierta oclusión que reduce la tasa de sedimentos desaguados a unos 3 m³/s, para posteriormente alcanzar una tasa próxima a los 7 m³/s. Excepto en el instante inicial de vaciado del embalse, los desagües de fondo funcionan en lámina libre.

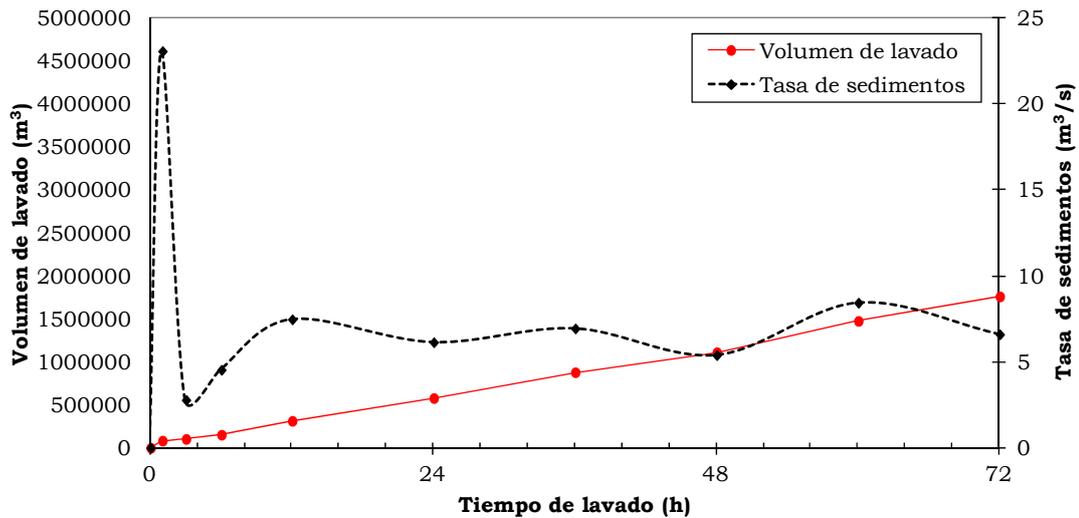


Figura 7. Evolución del volumen y tasa del transporte de sedimentos a través de los desagües de fondo durante la operación del flushing.

4.2 SIMULACIÓN TRIDIMENSIONAL

Se utilizó el programa FLOW-3D. Este paquete de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD) resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes discretizadas en un esquema basado en diferencias finitas. El programa incorpora varios modelos de turbulencia, un modelo de transporte de sedimentos y un modelo empírico de erosión de fondo (Guo, 2002; Mastbergen y Von den Berg, 2003; Brethour y Burnham, 2010), junto con un método para calcular la superficie libre del fluido sin necesidad de resolver la componente de aire (Hirt y Nichols, 1981).

Se realizó un análisis detallado de la operación de los desagües de fondo, empezando con la condición inicial de sedimentación obtenida con el programa HEC-RAS. La figura 8a muestra los vectores de velocidad del flujo pasando a través de los desagües de fondo. Los dos desagües del lado izquierdo descargan un flujo mayor que el de diseño ($Q = 102.22 \text{ m}^3/\text{s}$ por cada desagüe), mientras los dos desagües de la derecha transportan un caudal inferior al esperado.

La figura 8b indica el caudal en cada uno de los desagües de fondo, junto con el caudal total descargado para los primeros 3000 s de operación. En los

instantes iniciales de vaciado del embalse, los desagües de fondo funcionan en presión y en régimen no permanente, alcanzando una descarga próxima a los 1000 m³/s. Alrededor de los 530 s de simulación, se alcanza el funcionamiento en régimen permanente y en lámina libre, y un caudal desaguado igual al de diseño (408.90 m³/s durante la operación del flushing).

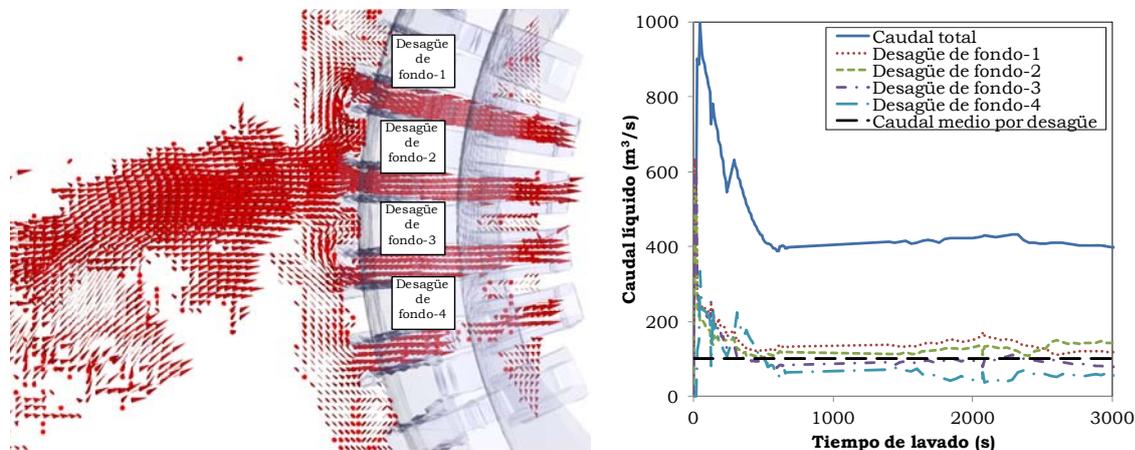


Figura 8. Desagües de fondo: a) Vectores de velocidad después de 3000 s de simulación. b) Caudal parcial y total de los desagües de fondo durante los primeros 3000 s de simulación.

La tabla 2 muestra las diferencias en el funcionamiento entre los diferentes conductos que conforma el desagüe de fondo después de una operación de 5000 s. El desagüe de fondo-2 descarga mayores caudales de agua y de sedimentos, mientras que el desagüe de fondo-4 es el menos eficiente.

Tabla 2. Caudal de agua y de sedimentos por cada conducto después de 5000 s de simulación.

| Desagüe de fondo | 1 | 2 | 3 | 4 | Total |
|------------------------------------|--------|--------|-------|-------|--------|
| Caudal líquido (m ³ /s) | 126.17 | 136.68 | 89.27 | 56.78 | 408.90 |
| Calado máximo cond. (m) | 2.20 | 3.00 | 1.00 | 3.20 | - |
| Caudal sedimento (ton/s) | 4.48 | 6.18 | 4.20 | 2.95 | 17.81 |

Además, los conductos trabajan con un calado importante y posiblemente en este período de tiempo su funcionamiento se produce alternativamente en presión y en lámina libre.

En la Figura 9 se indica el volumen de sedimentos removidos y la tasa de transporte de sedimentos en los primeras 6 horas de operación. Como en el caso de la simulación bidimensional, existe un significativo transporte de sedimentos en el inicio de la simulación, con un máximo de 60 m³/s cerca de la primera hora (casi tres veces los resultados del modelo bidimensional). Después, la tasa del transporte de sedimentos tiende a decrecer hasta unos 6 m³/s, valor similar al obtenido con el modelo bidimensional. El volumen total de sedimentos calculado con FLOW-3D es mucho mayor que el obtenido con

Iber, debido a que los resultados de las simulaciones del flushing son muy diferentes en las primeras 3 horas.

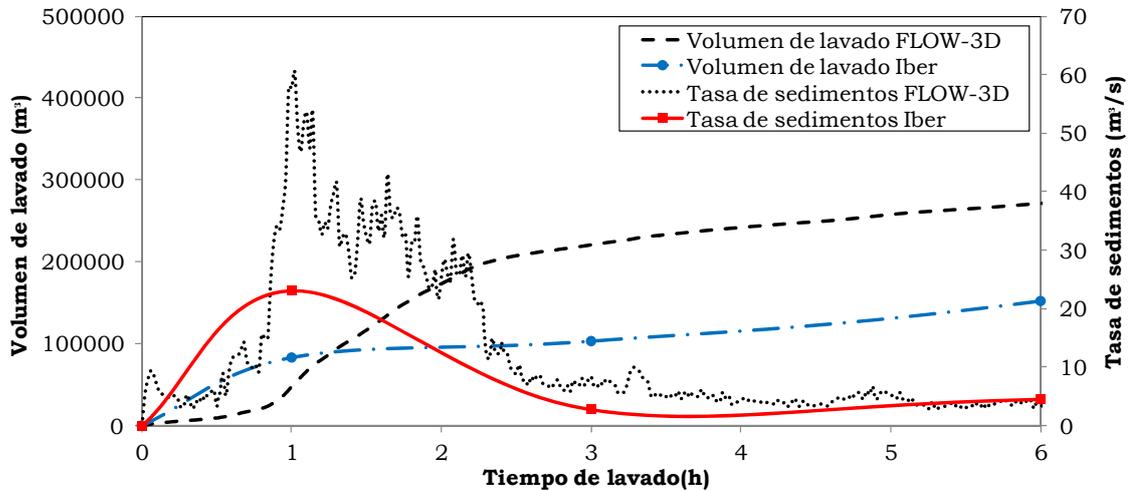


Figura 9. Principales resultados de la simulación del flushing con el programa bidimensional (Iber) y tridimensional (FLOW-3D).

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se analiza el fenómeno complejo del flushing por medio de cuatro metodologías interrelacionadas: formulaciones empíricas, simulación unidimensional (HEC-RAS), simulación bidimensional (Iber) y simulación tridimensional (FLOW-3D). Las simulaciones empíricas permiten obtener una envolvente superior del transporte de sedimentos (capacidad de transporte). Con este procedimiento se estiman los coeficientes de resistencia de Manning, los cuales se utilizan en las posteriores simulaciones numéricas.

Debido al largo período de tiempo (un año) que se necesita para analizar el proceso de sedimentación, así como la longitud del tramo analizado (23.128 km), las simulaciones de este proceso se llevaron a cabo con el programa unidimensional (los programas bi y tridimensionales demandan una gran capacidad de cálculo y muy largos tiempos de simulación).

En el procesos del flushing el tiempo de simulación es de 72 h y la longitud del tramo de influencia es de únicamente 2.98 km (embalse a nivel máximo normal: 924 m.s.n.m.). Para simular 72 h del flushing el programa Iber requirió cerca 24 h de simulación (CPU Intel Core i7, procesador de 3.40 GHz, 16 GB de RAM y 8 núcleos). El programa FLOW-3D, con el mismo equipamiento requeriría más de 960 horas de proceso. Por este motivo, las simulaciones tridimensionales se utilizaron para analizar el comportamiento del flujo en las primeras 6 h del flushing (264 horas de simulación).

De este modo, se han utilizado simulaciones numéricas de distinto grado de complejidad para mejorar el entendimiento del fenómeno físico del lavado de sedimentos en el embalse.

6. REFERENCIAS

Bathurst, J. C. (2002). At-a-site variation and minimum flow resistance for mountain rivers. *Journal of Hydrology*, 269, 11-26.

Castillo, L., Carrillo, J.M. and Álvarez M.A. (2014). Complementary methods for determining the sedimentation and flushing in a reservoir. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE*, (in press).

CONSORCIO PCA (2012). FASE B: Informe de factibilidad. Anexo 2. Meteorología, Hidrología y Sedimentología.

Einstein, H. A., and Barbarossa, N. L. (1952). River Channels Roughness. *ASCE*, 117, 1121-1132.

Exner, F. M. (1919). Zur theorie der flussmäander. *Sitzber, Akad, Wiss, Wien*, pt. Ila, vol. 128, Herf 10.

Exner, F. M. (1925). Über die wechselwirkung zwischen wasser und geschiebe in flüssen. *Sitzber, Akad, Wiss, Wien*, pt. Ila, Bd. 134.

Flow Sciences Inc. (2011). FLOW-3D Users manual version 10.0. Santa Fe, New Mexico, United States.

Fuentes, R., and Aguirre-Pe, J. (1991). Resistance to flow in steep rough streams. *Journal of Hydraulic Engineering*, 116(11), 1374-1387.

Hirt, C. W., and Nichols, B. D. (1981). Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries. *Journal of Computational Physics*, 39 (201).

Iberaula (2013). Iber. Hydraulic reference manual. <www.iberaula.es> (March. 20. 2014).

Meyer-Peter, E., and Müller, R. (1948). Formulations of the Bed-load Transport. *Proc. of the II IAHR, Stockholm*, 39-64.

Strickler, A. (1923). Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und Geschlossene Leitungen, Berna (in German).

United States Army Corps of Engineers (2010). HEC-RAS 4.1 Hydraulic Reference Manual. Davis, California, United States.

van Rijn, L. C. (1986). Manual sediment transport measurements in rivers, estuaries and coastal seas. Rijkswaterstaat y Aqua publications.

van Rijn, L. C. (1987). Mathematical modelling of morphological processes in the case of suspended sediment transport. *Delft Hydraulics Communication No. 382*.

Yang, C. T. (1976). *Sediment transport: theory and practice*. McGraw-Hill International Ed., NY, USA.

Yang, S. Q. (2005). Sediment Transport Capacity. *Journal of Hydraulic Research*, 43(1), 12-22.