

La modelización numérica de procesos fluviales: más allá de la hidrodinámica.

Ernest Bladé. Instituto de Investigación FLUMEN-UPC-CIMNE

ernest.blade@upc.edu

Georgina Corestein. Instituto de Investigación FLUMEN-UPC-CIMNE

georgina.corestein@upc.edu

Marina Arbat Bofill. Instituto de Investigación FLUMEN-UPC-CIMNE

marina.arbat@upc.edu

Carlos Andrés Caro. Instituto de Investigación FLUMEN-UPC-CIMNE

carlosandrescaro@gmail.com

Virginia Ruíz Villanueva. v.ruiz@igme.es

Instituto Geológico y Minero de España

Joan Soler Guitart. Instituto de Investigación FLUMEN-UPC-CIMNE

joan.soler@upc.edu

1. Introducción.

En los últimos años ha habido un considerable desarrollo en la modelización numérica del flujo de agua en lámina libre, concretamente en lo que respecta a la hidrodinámica. Después de haber pasado un largo período, de varias décadas, de un cierto estancamiento en cuanto a esquemas numéricos implementados en paquetes a disposición del usuario, en los últimos 5 años se ha producido un cambio significativo, especialmente para herramientas de modelización en dos dimensiones. Actualmente un número considerable de paquetes comerciales y de uso libre ya incorporan esquemas numéricos de última generación, mayoritariamente basados en la técnica de los volúmenes finitos o de los elementos finitos. Algunos de ellos permiten incluso escoger entre más de un esquema numérico de características bien distintas (por ejemplo, para cálculos bidimensionales los paquetes MIKE permiten al usuario escoger entre un utilizar un clásico esquema ADI o bien un esquema explícito en volúmenes finitos), cada uno con sus ventajas e inconvenientes.

De esta manera se puede decir que por lo que respecta a cálculo en dos dimensiones, la modelización hidrodinámica ha alcanzado un considerable estado de madurez que permite resolver de manera satisfactoria una gran variedad de tipologías de problemas. Es conocido que esto aún no es así en tres dimensiones, donde las posibilidades de utilización son bastante más reducidas, y limitadas a geometrías de pequeñas dimensiones o simples. Lo que ya es más curioso, es que este abanico de modelos con esquemas numéricos recientes en dos dimensiones, no tiene equivalente en una dimensión.

Esto, que a priori puede llamar la atención, tiene su explicación en el hecho que, si se utilizan elementos finitos o volúmenes finitos, dos técnicas con claras ventajas frente a las diferencias finitas para resolver flujos con discontinuidades, en cauces irregulares, es más sencillo resolver las ecuaciones de aguas poco profundas, o ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones, que en una dimensión irregulares. Ello se entiende si se observan las expresiones de las ecuaciones del flujo de agua en lámina libre en régimen variable en una dimensión:

$$\mathbf{U}_t + \mathbf{F}(\mathbf{U})_x = \mathbf{H}$$

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix} ; \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{pmatrix} ; \quad \mathbf{H} = \begin{pmatrix} 0 \\ gI_2 + gA(S_0 - S_f) \end{pmatrix}$$

$$I_1 = \int_0^h (h-\eta)b(x,\eta)d\eta \quad ; \quad I_2 = \int_0^h (h-\eta)\frac{\partial b(x,\eta)}{\partial x} d\eta$$

donde \mathbf{U} es the vector de variables conservadas, \mathbf{F} el vector de flujo y \mathbf{H} el término independiente; A el área de la sección mojada, Q el caudal, g la gravedad, S_0 la pendiente de fondo, S_f la pendiente motriz, h el calado y b el ancho del cauce, y se comparan con las ecuaciones equivalentes para una aproximación bidimensional:

$$\frac{\partial}{\partial t} \mathbf{U} + \nabla \mathbf{F} = \mathbf{H}$$

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix} ; \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} hu & hv \\ hu^2 + g\frac{h^2}{2} & huv \\ huv & hv^2 + g\frac{h^2}{2} \end{pmatrix} ; \quad \mathbf{H} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{ox} - S_{fx}) \\ gh(S_{oy} - S_{fy}) \end{pmatrix}$$

Ahora u y v son las dos componentes de la velocidad en las direcciones horizontales del espacio (x e y). En las primeras existe una variación espacial del vector de flujo producida por las diferencias de forma de una sección a otra, es decir, la variación espacial de I_1 (fuerzas de presión sobre una sección) depende de las condiciones del flujo pero también de la geometría, y lo mismo ocurre con el término I_2 , por lo que el esquema numérico debe ser capaz de mantener el correcto balance entre ambos términos (E. Bladé et al. 2008). En 2D esto no ocurre, al no existir el concepto de sección transversal, por lo que el vector de flujo (o tensor en este caso) cambia espacialmente sólo debido a los cambios de calado o velocidad de un punto a otro.

Aunque no existan herramientas de modelización en 1D en volúmenes finitos amigables y accesibles, sí existen paquetes de cálculo unidimensionales basados en esquemas implícitos en diferencias finitas (Hec-Ras, Mike-11, SOBEK...) que gracias a técnicas adicionales de estabilización automática (principalmente métodos LPI) consiguen resultados aceptables en un entorno amigable incluso para cauces altamente irregulares, con hidrogramas muy acentuados, y flujos cambiantes entre régimen subcrítico y supercrítico.

Por todo lo dicho, se puede decir que en el presente los cálculos hidrodinámicos en régimen permanente o variable, en una o dos dimensiones, han dejado de ser un reto desde el punto de vista del desarrollo para pasar a ser una herramienta ampliamente utilizada. Los aspectos de mayor interés en el momento actual son quizás la adaptación de las herramientas a los desarrollos en hardware actuales (cálculo paralelo, uso de tarjetas gráficas, etc.) que pueden permitir incrementar de forma muy considerable la eficiencia de los esquemas. En 3D se está todavía trabajando en el desarrollo y adaptación de esquemas para poderlos utilizar en geometrías irregulares, donde por un lado tiene una gran importancia la metodología de mallado, y por otro el tiempo de cálculo, ya que el alto coste computacional en 3D sigue siendo un inconveniente.

Precisamente esta gran variedad de modelos hidrodinámicos 1D y sobretodo 2D, con un buen comportamiento, es lo que ha abierto la posibilidad de, utilizando los resultados de simulaciones hidrodinámicas, abordar otros fenómenos propios de la dinámica fluvial desde un punto de vista numérico. Es en este paso más allá de la hidrodinámica en el que se centran en el presente los esfuerzos de muchos grupos de investigación, y el objeto de esta comunicación. La lista de problemáticas a estudiar, o fenómenos a simular, es considerable. A continuación se presentan algunos desarrollos de herramientas de simulación numérica en algunos campos en los que se ha estado trabajando recientemente:

- Transporte de sedimentos por arrastre de fondo

- Transporte de sedimentos en suspensión
- Simulación integrada en un mismo modelo de procesos hidrológicos e hidráulicos, incluyendo la generación de caudal base, o la interacción del flujo superficial con la red de alcantarillado en zonas urbanas
- Transporte y arrastre de troncos (Woody Debris Flow)
- Avances en la discretización y las técnicas computacionales

Todos ellos representan campos de interés ingenieril en la actualidad, en los cuales existen aún importantes lagunas en el estado del conocimiento. La seguridad y precisión que se tiene en la modelización hidrodinámica no es tal para la mayoría de ellos, y por ello la modelización numérica debe complementarse con otras aproximaciones al problema, como pueden ser las experiencias en laboratorio, o los datos de campo. La mayoría de las veces es necesaria una calibración y validación para cada caso concreto.

Los puntos arriba mencionados representan un abanico de campos de interés no exhaustivo. La modelización hidrodinámica es también la base para la modelización de la calidad de aguas (Cea 2011), para la determinación de caudales ambientales, la obtención de mapas de riesgo a partir de la peligrosidad (Diéz-Herrero et al. 2008), etc.

En los siguientes apartados se presenta brevemente algunos métodos posibles para la modelización numérica de los procesos anteriores, así como algún ejemplo de aplicación.

2. Transporte de sedimentos por arrastre de fondo

La modelización del transporte de sedimentos por arrastre de fondo es fundamental para el estudio de los procesos de evolución morfológica de los ríos. Éste es un campo con una larga tradición, pero también con muchas incertidumbres, propiciadas básicamente por la complejidad del propio proceso. Las herramientas de modelización numérica permiten incorporar las formulaciones existentes, la mayoría de carácter empírico basadas en experiencias de laboratorio y también algunos estudios de campo. Debido a la complejidad del problema se suelen hacer simplificaciones importantes, como suele ser por ejemplo la hipótesis de material uniforme y granular y sin acorazamiento. Éste es un campo donde existe una ingente cantidad de formulaciones desarrolladas para casos particulares, y es a la práctica inviable incorporarlas todas en la modelización numérica. A título de ejemplo se puede pensar en la gran cantidad de fórmulas para el cálculo del caudal sólido que se pueden encontrar en la literatura, que suman varias decenas. Es por ello fundamental en este campo disponer de herramientas de apoyo a la modelización numérica para validar la metodología: prescindir de una calibración-validación puede conducir a errores varios órdenes de magnitud mayores que para el caso de un estudio puramente hidrodinámico.

Para el cálculo de la erosión-sedimentación en un río, y por lo tanto su evolución morfológica, es necesario complementar las ecuaciones hidrodinámicas vistas con anterioridad con una ecuación de conservación del material sólido (o ecuación de Exner) y alguna formulación para el cálculo del caudal sólido a partir de las tensiones de fondo. En el caso bidimensional la ecuación de conservación del sedimento, o ecuación de Exner, en el caso de considerar únicamente transporte de fondo (y no en suspensión) es:

$$1 - p \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_{sb,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sb,y}}{\partial y} = 0$$

donde p es la porosidad de los sedimentos que forman el lecho, z es la cota del fondo, $q_{sb,x}$ y $q_{sb,y}$ son las dos componentes del caudal sólido de fondo.

Ejemplo 2.1. Estudio híbrido en modelo numérico y físico del meandro de Quinzanas en el río Narcea.

El ejemplo corresponde al caso del río Narcea en una zona en la que la dinámica del río ha sido fuertemente alterada por las canalizaciones realizadas en la zona, entre las cuales destaca la ubicada en el meandro de Quinzanas. Esta obra supuso un notable aumento de la sección natural del río, de forma que

se ha producido un rápido proceso de colmatación sedimentaria tanto en el tramo de las obras como aguas abajo. El estudio en modelo reducido lo realiza el Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX , mientras que el modelo numérico corre a cargo del Instituto Flumen, con el objetivo final de proponer una geometría y eventuales protecciones en el meandro de Quinzanas que consiga un buen funcionamiento hidráulico y morfológico del mismo.



Figura 1. Meandro de Quinzanas

En este caso se utilizó la ecuación de transporte sólido propuesta por Wong y Parker (2006), a partir de la clásica expresión de Mayer-Peter y Muller:

$$q_{sb}^* = 3.97 \tau_{bs}^* - \tau_c^*{}^{3/2}$$

Donde τ_{bs}^* es la tensión de fondo adimensional mientras que la tensión crítica adimensional vale $\tau_c^* = 0.0495$. Como herramienta de modelización se utilizó Iber, que utiliza volúmenes finitos, es decir, integra las ecuaciones, en este caso la ecuación de Exner, en una celda bidimensional y posteriormente aplica el teorema de la divergencia a la integral del caudal sólido en la celda, de manera que finalmente se obtiene la evolución de la cota de fondo a partir de los caudales sólidos en las paredes de cada volumen finito:

$$z_i^{n+1} = z_i^n - \frac{\Delta t}{V_i} \frac{1}{1-p} \sum_{i=1}^n \mathbf{q}_{sb}^* \mathbf{n}_{ij} L_{ij}$$

El valor del caudal sólido en cada una de las aristas de la malla se calcula de forma descentrada:

$$\begin{aligned} (\mathbf{q}_{sb}^*)_{ij} &= q_{sb,i} & \text{si } (\mathbf{q}_{sb}^* \mathbf{n})_{ij} > 0 \\ (\mathbf{q}_{sb}^*)_{ij} &= q_{sb,j} & \text{si } (\mathbf{q}_{sb}^* \mathbf{n})_{ij} < 0 \end{aligned}$$

Cuando el fondo no es plano, las ecuaciones anteriores deben corregirse para tener en cuenta el efecto de la gravedad, tanto en el sentido de aumentar el transporte de fondo con pendiente positiva, como de disminuirlo con pendiente adversa. La formulación de la corrección por pendiente de fondo, que se realiza sobre el término de tensión crítica de inicio del movimiento, se detalla en (Apsley and Stansby 2008) donde se presenta un trabajo que engloba y generaliza metodologías de trabajos anteriores. Para considerar la pendiente de fondo tanto en el inicio del movimiento como en el caudal sólido, la

componente de peso del sedimento, debida a la pendiente de fondo, se combina de forma vectorial con la tensión de fondo para obtener una tensión efectiva. Si \mathbf{b} es un vector unitario en la dirección de la línea de máxima pendiente, la tensión efectiva adimensional se define como:

$$\tau_{bs,eff}^* = \tau_{bs}^* + D_0 \cdot \sin\beta \cdot \mathbf{b}$$

donde β es el ángulo de la línea de máxima pendiente con la horizontal, y D_0 un parámetro de forma de la partícula. Para que en ausencia de flujo el movimiento empiece cuando β es igual al ángulo de rozamiento interno del material (ϕ), el parámetro D_0 se define como:

$$D_0 = \frac{\tau_{c,0}^*}{\tan\phi}$$

en dónde $\tau_{c,0}^*$ es la tensión crítica adimensional para fondo plano. Por otro lado, la tensión crítica efectiva se reduce proporcionalmente a la componente de la gravedad normal a la pendiente de fondo:

$$\tau_{c,eff}^* = \tau_{c,0}^* \cdot \cos\beta$$

siendo $\tau_{c,0}^*$ la tensión crítica adimensional para fondo plano. A partir de aquí se utilizan las fórmulas de caudal sólido clásicas, pero sustituyendo las tensiones (de fondo y crítica) por tensiones efectivas, y obteniendo el caudal sólido, que es función de la tensión del fluido y de la pendiente de fondo, en cada una de las direcciones x e y . La formulación anterior es una formulación enteramente vectorial del caudal sólido de fondo capaz de considerar cualquier orientación del flujo respecto de la línea de máxima pendiente. (Apsley and Stansby 2008) también proponen la inclusión de un modelo de deslizamiento por avalancha para evitar pendientes superiores al ángulo de fricción del material. Para ello, si la pendiente β entre dos volúmenes finitos supera a ϕ entonces se produce un caudal sólido unitario del elemento más alto al más bajo igual a:

$$q_{aval} = 1 - p \frac{0.5 \cdot L^2 \cdot \tan\beta - \tan\phi}{\cos\beta \cdot \Delta t}$$

Siendo L la máxima dimensión horizontal de los volúmenes finitos adyacentes.

La calibración del modelo numérico se realizó con los datos del modelo reducido. Para ello se utilizó el tramo superior del modelo reducido en el cual se obtuvo la curva de capacidad de transporte del modelo físico (González et al. 2011) mediante ensayos largos para alcanzar la pendiente de equilibrio. El tramo fue modelado también numéricamente con la ecuación obtenida en modelo físico. A título de ejemplo de resultados se presenta la evolución del fondo del tramo de calibración ante el avance de una duna de sedimento, que rompe el equilibrio del cauce en un primer momento y produce una evolución del mismo a otro nuevo equilibrio..

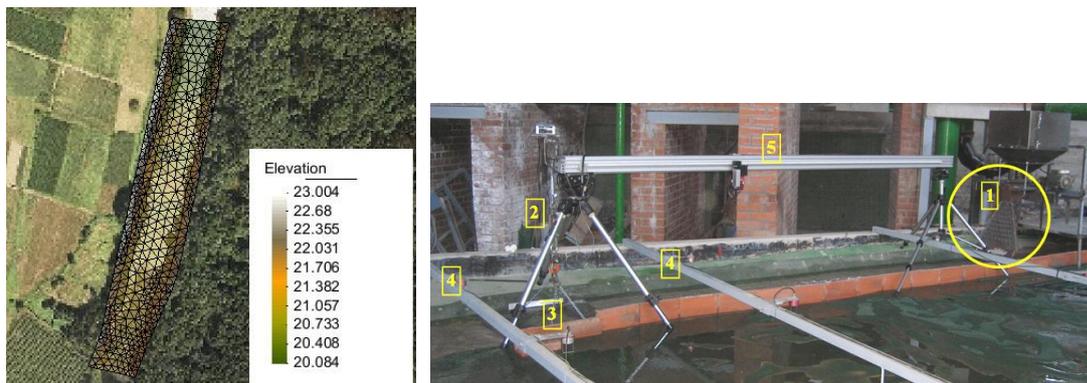


Figura 2. Tramo utilizado para la calibración en modelo numérico (izq.) y modelo físico (der.)

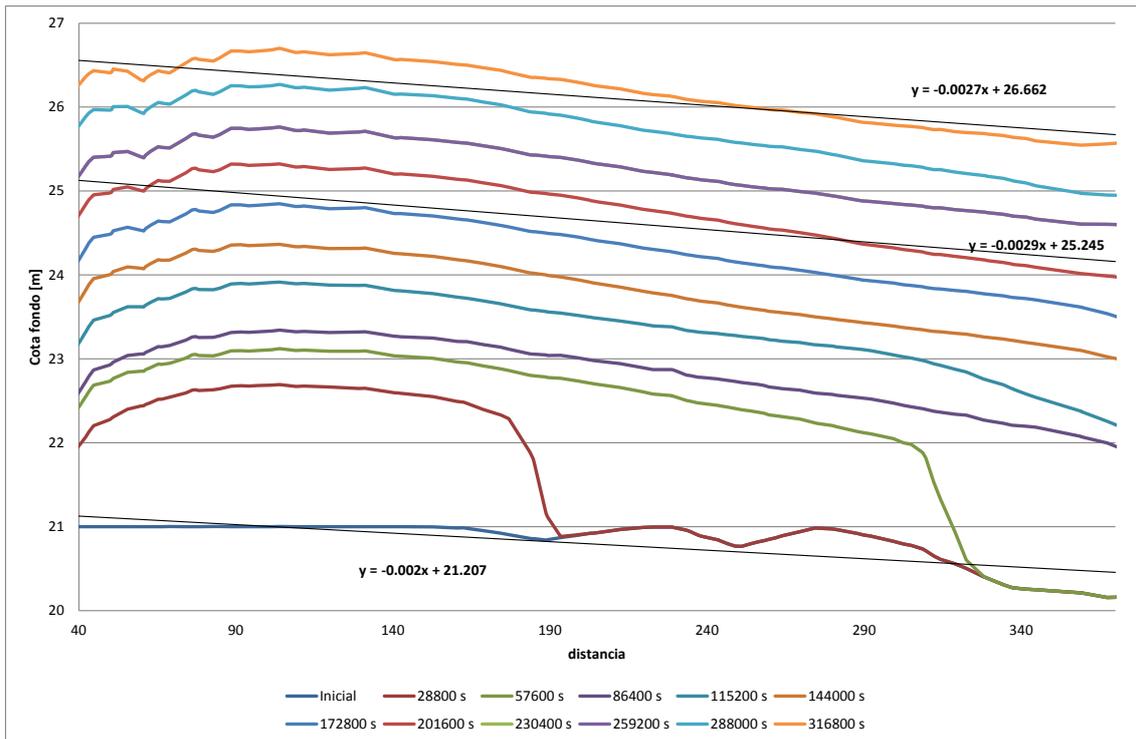


Figura 3. Evolución del fondo hacia una pendiente de equilibrio

Ejemplo 2.2. Formación de una brecha en la rotura de una presa por erosión de la misma.

En este caso se puso a punto un modelo de formación de brecha en una presa de materiales sueltos que se ve rebasada por el flujo por coronación. La calibración y validación del modelo se realizó en base a las experiencias en laboratorio desarrolladas en el Instituto de Hidráulica de la UNAM, en México (Fuentes Mariles et al. 2010)(Rivera Díaz 2010). El trabajo realizado en la UNAM consistió en una caracterización experimental de la ruptura de presas de arena, variando los volúmenes de almacenamiento e identificando el comportamiento dinámico de sus variables geométricas e hidráulicas, con la finalidad de asociar el hidrograma de salida de cada prueba con relaciones entre variables. Para ello se construyó un modelo físico experimental en donde se implementó un dique de 10 cm de alto que almacenaba un volumen de agua en la parte posterior. Aguas abajo del canal se aforó el caudal para obtener el hidrograma desaguado en la rotura.



Figura 4. Modelo físico con la presa antes de la rotura

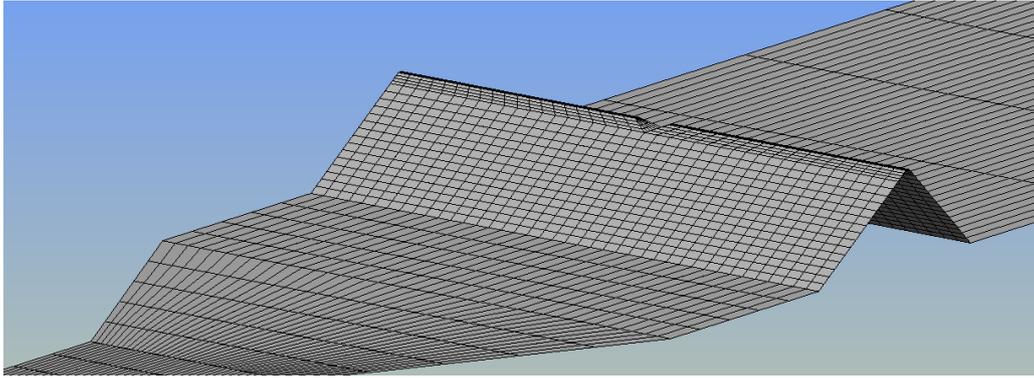


Figura 5. Malla de cálculo y geometría inicial del modelo numérico

Para provocar el inicio de la rotura se producía una pequeña hendidura en la coronación de la presa por la que se iniciaba el flujo, que empezaba movilizar el sedimento (Figura 4). La misma experiencia se ha simulado en modelo numérico con Iber (Figura 5). En el modelo físico se observó que se formaba una brecha abocinada, que iba evolucionando hasta la rotura total.

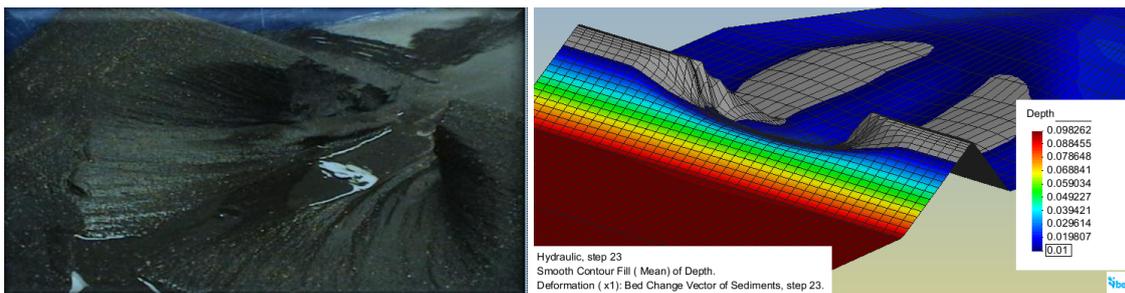


Figura 6. Generación de la brecha en el modelo físico (izq.) y numérico (der.)

La formulación y el esquema numérico es exactamente el mismo que para el caso 2.1, pero en la ecuación del transporte de fondo se realizó un análisis de sensibilidad y un ajuste de los parámetros de la ecuación de Meyer-Peter y Müller con el objetivo de ajustar los resultados numéricos a los experimentales. Para ello se generalizó la expresión como:

$$q_{sb}^* = k \tau_{bs}^* - \tau_c^* \alpha$$

y se hizo un análisis de sensibilidad para k , α y τ_c^* con el objetivo de lograr el mejor ajuste posible entre el hidrograma de salida medido en laboratorio y el obtenido mediante Iber. Los resultados indican que si se mantiene el valor de la tensión crítica y del exponente originales, el valor de k debe ser alrededor de 8, mientras que con un valor de k de 4, el exponente debería subir a valores superiores a 2 (Figura 7), lo que es congruente con otros estudios (García 2008).

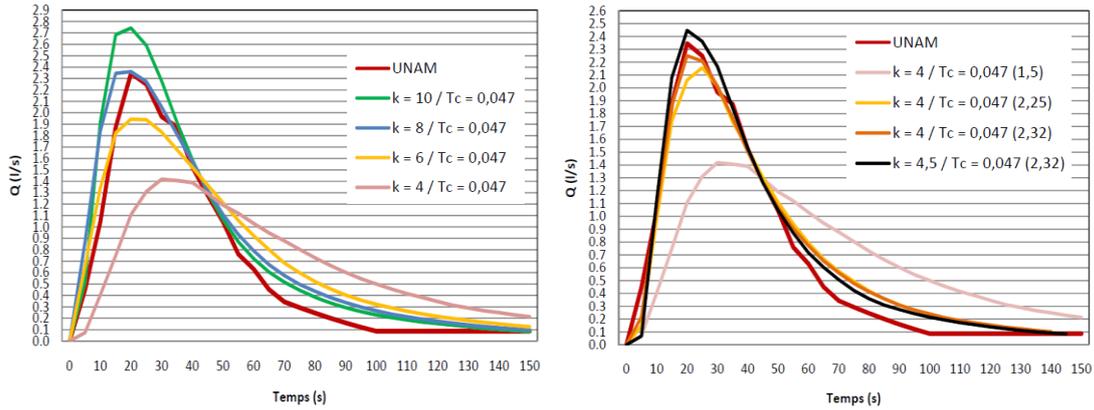


Figura 7. Influencia en el hidrograma de salida de los parámetros K (izq.) y α (der.), y comparación con el obtenido en modelo reducido en la UNAM

3. Transporte de sedimentos en suspensión.

El transporte de sedimentos en suspensión puede ser relevante en otro tipo de ríos. En regiones mediterráneas no suele ser el determinante en general a la hora de determinar la morfología de un río no alterado, pero si puede ser determinante para estudiar los procesos de erosión-sedimentación asociados a la dinámica de los embalses, por otro lado muy numerosos en la región Mediterránea. Para considerar el efecto de los sedimentos en suspensión se debe incorporar los procesos de resuspensión y deposición a la ecuación de continuidad del sedimento, que quedará ahora:

$$1 - p \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_{sb,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sb,y}}{\partial y} = D - E$$

Donde $D - E$ representa el balance entre deposición y erosión, y lógicamente ello quedará reflejado en el esquema numérico:

$$z_i^{n+1} = z_i^n - \frac{\Delta t}{V_i} \frac{1}{1-p} \sum_{i=1}^n \mathbf{q}_{sb}^* \mathbf{n}_{ij} L_{ij} = D - E V_i$$

En la formulación de utilizada (Van Rijn 1987) el término $D - E$ se evalúa a partir de la siguiente expresión:

$$E - D = W_s c_a^* - c_a = \alpha W_s C^* - C$$

en donde α es un coeficiente que relaciona la concentración media de partículas en suspensión y la concentración cerca del lecho del río, cuyo valor se obtiene a partir del perfil de Rouse para la distribución de concentración de sedimentos en profundidad, W_s es la velocidad de sedimentación de las partículas sólidas, C es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad, C^* es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad en condiciones de equilibrio (capacidad de transporte de sólidos en suspensión), c_a y c_a^* son respectivamente la concentración instantánea y la concentración de equilibrio a una altura $z=a$ sobre el lecho del río, siendo a el espesor de la capa en la cual se produce el transporte de fondo (límite teórico de separación entre el transporte de fondo y el transporte en suspensión).

Para suelos cohesivos se ha utilizado la expresión propuesta por (Ariathurai and Arulanandan 1978), que hace depender la erosión de la diferencia entre la tensión tangencial y una tensión tangencial crítica de

inicio de erosión τ_{ce} , así como de un valor M representativo de la tasa de erosión (que sería la tasa de erosión cuando $\tau_b = 2 \cdot \tau_{ce}$):

$$E = M \frac{\tau_b}{\tau_{ce}} - 1$$

En suelos cohesivos se introduce asimismo una modificación al cálculo de D para considerar una tensión tangencial crítica de deposición τ_{cd} . En este caso:

$$D = P \cdot \alpha \cdot W_s \cdot C$$

con:

$$P = 1 - \frac{\tau_b}{\tau_{cd}} \quad \text{si } \tau_b \leq \tau_{cd} \quad \text{y } P = 0 \quad \text{en caso contrario}$$

Para determinar la concentración de sedimento en suspensión en cada instante es necesario introducir su correspondiente ecuación de convección-difusión promediada en profundidad:

$$\frac{\partial hC}{\partial t} + \frac{\partial hU_x C}{\partial x} + \frac{\partial hU_{xy} C}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\Gamma + \frac{\nu_t}{S_{c,t}} \right) h \frac{\partial C}{\partial x_j} + E - D$$

donde C es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad, U_x , U_y son las dos componentes de la velocidad horizontal promediadas en profundidad, ν_t es la viscosidad turbulenta, Γ es el coeficiente de difusión molecular de sólidos en suspensión, y $S_{c,t}$ el número de Schmidt (relaciona el coeficiente de difusión turbulenta de momento con el coeficiente de difusión turbulenta de sólidos en suspensión). Esta ecuación se puede integrar también por la técnica de los volúmenes finitos

Ejemplo 3.1. Dinámica sedimentaria de la cola del embalse de Ribaraja

La formulación anterior, implementada en la herramienta Iber, se utilizó para el estudio de la dinámica sedimentaria del embalse de Ribaraja. Al igual que con el arrastre de fondo, la calibración del parámetro M y las tensiones críticas tanto de erosión como de sedimentación son fundamentales para la validez del cálculo. En este caso la calibración se realizó mediante datos de campo gracias a dos batimetrías que permitieron realizar dos modelos digitales del terreno para el fondo del embalse, uno en 2007 y otro en 2008. En el periodo comprendido entre ambas batimetrías (noviembre 2007 – diciembre 2008) se produjo una sola avenida significativa que se utilizó para calibrar el modelo. El modelo consiguió ajustar órdenes de magnitud y definió aceptablemente las zonas de erosión y deposición en comparación con las obtenidas a partir de los modelos digitales del terreno. Un volumen de unos 170.000 m³ de sedimento fue desplazado unos 4 km aguas abajo. En el periodo comprendido entre ambas batimetrías el único episodio de avenida importante se presentó en el Ebro entre finales de mayo y principios de junio de 2008, con un caudal medio diario máximo de 1600 m³/s, siendo superior a los 500 m³/s durante unos 12 días.

Como que el evento de avenida fue únicamente en el Ebro, el Segre no aportó sedimento que pudiera reponer el que se había movilizado aguas abajo de la confluencia.

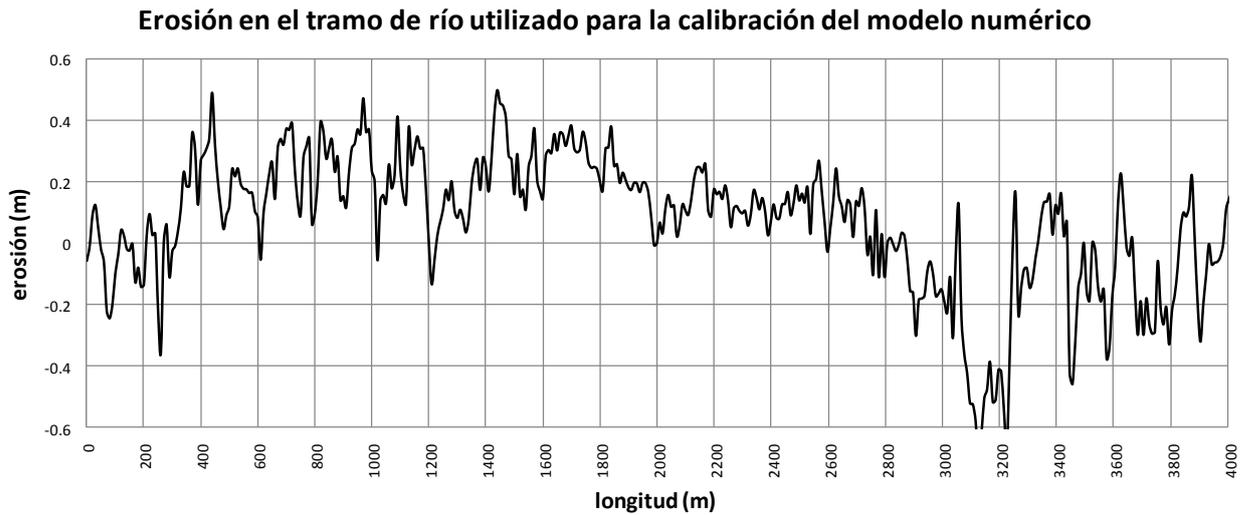


Figura 8. Diferencia de los dos modelos digitales del fondo de embalse (batimetría 2008 – batimetría 2007). Erosión para los primeros 4000 m y deposición aguas abajo.

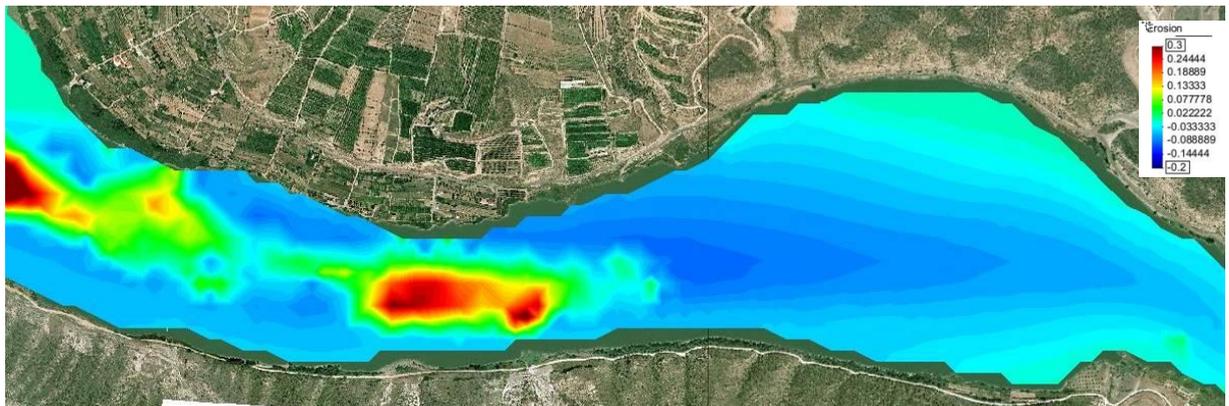


Figura 9. Valores de erosión (positivos) y sedimentación (negativos) resultantes de la modelización numérica de la avenida de mayo-junio de 2008.

La calibración de la avenida de 2008 permitió ajustar unos valores $M = 5 * 10^6 \text{m/s}$ y $\tau_{ce} = \tau_{cd} = 1 \text{N/m}^2$

Después de realizar la calibración se modelizó la dinámica erosiva/deposicional para el tramo del Río Segre comprendido entre la confluencia con el río Ebro y un kilómetro aguas arriba de la población de Mequinenza, dónde se pretende construir un espigón para proteger de la sedimentación la zona del campo de regatas. En el estudio (Arbat Bofill et al. 2010) se simularon distintas geometrías y longitudes de espigón para varios caudales de avenida y posteriormente se compararon con la situación actual. En la Figura 10 se representan los resultados de erosión y sedimentación esperables para una avenida de 24 h de duración en la zona de estudio, en una de las hipótesis geométricas consideradas.

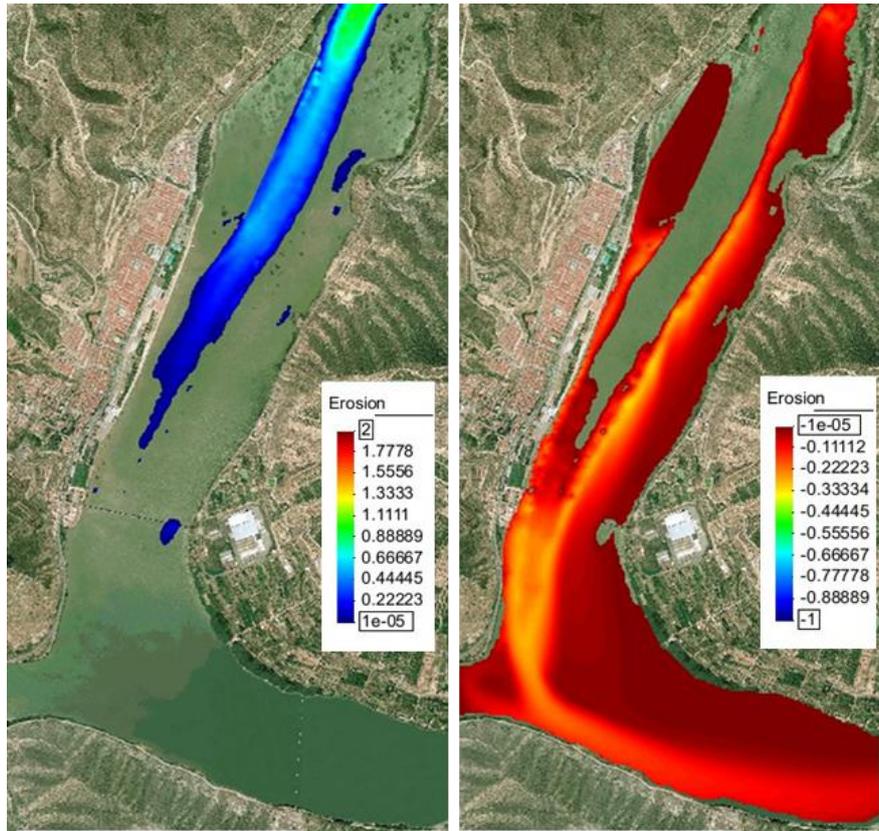


Figura 10. Erosión (izquierda) y sedimentación (derecha) en el caso de espigón de 700 m de longitud para el caudal de 500 m³/s (24 horas) y embalse a la cota 69.5 m. Valores en metros.

4. Simulación integrada hidráulico-hidrológica

Tradicionalmente se ha considerado la modelización hidrológica separadamente de la modelización hidráulica. El esquema clásico es disponer de un modelo hidrológico para obtener caudales o hidrogramas de diseño, y utilizar estos resultados como datos de entrada para un subsiguiente modelo hidráulica. Con la generalización de la técnica de los volúmenes finitos ya hace años que se adaptaron las formulaciones hidráulicas para incorporar en el mismo modelo algunos procesos hidrológicos (Cubells 2004) (Ernest Bladé 2005). Esta modificación en la discretización de la ecuación de continuidad es inmediata, que queda:

$$h_i^{n+1} = h_i^n - \frac{\Delta t}{V_i} \sum_{j=1}^n Q_j + (I - L)\Delta t$$

donde h_i^n representa el calado en el volumen finito, o elemento, i en el instante n , Q_j el caudal de salida a través del contorno j del elemento, V_i el área proyectada del elemento. I representa aquí la intensidad de precipitación, u otras aportaciones de agua que puedan existir en un elemento (como surgencias) mientras que L es el conjunto de pérdidas (infiltración, evapotranspiración, etc.) consideradas, también representando una tasa de pérdidas. Sin la inclusión del modelo hidrológico la ecuación de continuidad discretizada es la misma sin el término $(I - L)\Delta t$, por lo que se entiende la poca dificultad a priori de transformar un modelo hidrodinámico en volúmenes finitos en un modelo hidrológico. Las ventajas de semejante aproximación son múltiples, por un lado la simplicidad del concepto, pero también la posibilidad de considerar caudales crecientes a lo largo del río según sean las aportaciones laterales, y no a escalones como se hace habitualmente, o el hecho de poseer un modelo totalmente distribuido con lo que se puede alimentar de manera sencilla con lluvias no uniformes, o que se desplazan por la cuenca.

En el término $(I - L)$ se puede considerar únicamente una intensidad como aporte y una formulación de pérdidas clásica con el método de Green-Ampt para la infiltración, o incluso el método del número de curva del SCS (aunque éste, al trabajar con valores acumulados, requiere de alguna adaptación en zonas permanentemente cubiertas de agua, o en la zona del cauce, para que los resultados no sean dependientes del instante considerado como inicio) o se puede utilizar para la implementación de fenómenos más complejos como por ejemplo la recarga de acuíferos y consiguiente aportación de un caudal base más aguas abajo, o, en zona urbana, las pérdidas ocasionadas por la existencia de sumideros y las aportaciones que se pueden producir por entrada en carga de los colectores. Esta última situación, se considera conjuntamente el flujo en superficie y el flujo por la red de alcantarillado, junto con sus interacciones, es lo que se conoce como *flujo dual*.

Ejemplo 4.1. Modelo Hidrológico Continuo para el estudio hidrológico de una cuenca incluyendo el caudal base.

Para poder considerar de alguna manera el almacenamiento en los acuíferos durante el episodio de lluvia y posteriormente la generación de un caudal base, se debe acoplar al modelo hidrológico-hidrodinámico visto (o *sub-modelo de transporte superficial*) otro modelo conceptual que relacione las variables I y L , constituido por otros dos sub-modelos, un *sub-modelo de transferencia vertical* y otro *sub-modelo de transporte subterráneo* (Caro and Ernest Bladé 2011). El modelo global se llamó Modelo HMC.

El sub-modelo de transferencia vertical indica la forma como el agua guía su movimiento desde la parte superficial hasta la acumulación en acuífero, pasando por una zona del subsuelo no saturada y una zona saturada subterránea. El sub modelo de transporte hace referencia al movimiento del agua superficial o subterránea entre celdas (a manera de transferencia horizontal.) y se descompone en el sub-modelo de transporte superficial y el de transporte subterráneo. El sub-modelo de transferencia vertical explica la transferencia de agua entre las diferentes capas del suelo, es decir, la zona superficial, la zona sub superficial, y la zona subterránea, en las que se ha dividido verticalmente cada celda del modelo. La división en 3 capas verticales permite un seguimiento de los principales procesos que intervienen en la modelación hidrológica (evapotranspiración, interceptación, almacenamiento, pero también infiltración, percolación y alimentación de acuíferos).

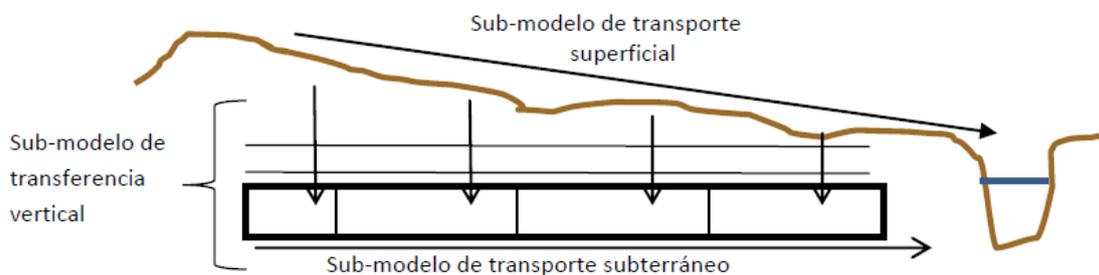


Figura 11. Esquema de la modelización hidrológica HMC y sus sub-modelos.

En la se pueden observar las diferencias que se obtienen en la generación de caudal a la salida de una cuenca cuando se producen una serie de episodios de lluvia separados en el tiempo. Sin la inclusión del los sub-modelos de transferencia vertical y transporte subterráneo, es decir, incluyendo únicamente en la ecuación de conservación de la masa la precipitación y la infiltración, se obtienen picos de caudal separaos entre ellos. El incluir los mencionados sub-modelos se consigue representar la curva de agotamiento del hidrograma y el caudal base.

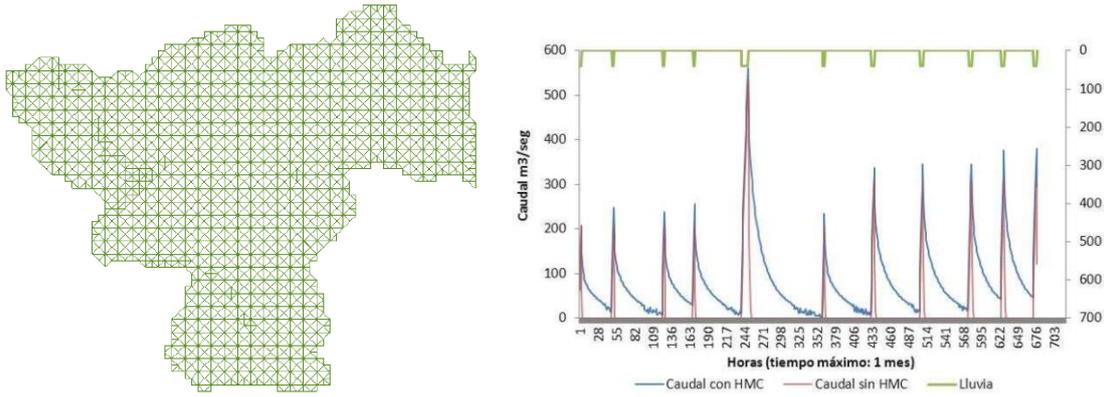


Figura 12. Discretización de la cuenca del río Fluvà e hidrogramas de caudal con HMC y sin..

5. Woody Debris Flow

Es bien sabido que la presencia y el transporte de restos de vegetación (*woody debris*) en los ríos influyen sobre varios aspectos de la dinámica fluvial. Desde un punto de vista morfológico, la acumulación y depósito de *woody debris* en el cauce puede originar cambios en el trazado del mismo, así como modificar la capacidad de transporte del flujo y por lo tanto la sedimentación y la erosión. Desde un punto de vista ecológico, las grandes acumulaciones de estos materiales pueden generar la formación de pequeños ecosistemas y mejorar las condiciones para el equilibrio de ciertas especies. Pero quizás aun son más relevantes sus efectos en la peligrosidad, debido a su transporte. Por un lado son muy pocos los estudios que se han llevado a cabo para incorporar este fenómeno en los estudios de peligrosidad y riesgo por inundaciones (Mazzorana et al., 2011), mientras que por otro lado sería de claro interés disponer de una herramienta que permita simular conjuntamente con la hidrodinámica y otros procesos fluviales como el transporte de sedimentos, el transporte de *woody debris*.

Para ello, juntamente con el Instituto Geológico Minero de España, los cuales tienen una sólida trayectoria en el estudio de *woody debris* y dendrología, se ha desarrollado un módulo de cálculo del transporte de madera en ríos que se integra en la herramienta de modelización Iber.

Teniendo en cuenta las distintas fuerzas que actúan sobre un tronco, se puede llegar a una expresión para la velocidad límite, o umbral, que es capaz de movilizar un tronco. Para ellos se puede considerar un tronco como un cilindro de madera, y las fuerzas que actúan sobre él son:

- Fuerza de gravedad:

$$F_g = F_w \cdot \sin \alpha = g \cdot \rho_w \cdot L_w \cdot A_w - g \cdot \rho_w \cdot L_w \cdot \rho_w \cdot A_{sub} \sin \alpha$$

siendo F_w el peso del tronco, g la gravedad, α la pendiente, ρ la densidad del agua y A_w el área del tronco.

- Fuerza de arrastre:

$$F_d = -U^2/2 \cdot \rho_w \cdot C_d \cdot L_w \cdot h \cdot \sin \theta + A_{sub} \cdot \cos \theta$$

donde A_{sub} es el área sumergida del tronco:

$$A_{sub} = 2 \cdot \cos^{-1} (1 - 2 \cdot h / D_w) \cdot L_w \cdot \sin \theta + 2 \cdot h \cdot D_w \cdot \cos \theta$$

- Fuerza de rozamiento o fricción (F_f) que se opone al movimiento:

$$F_f = F_n \cdot \mu_{bed} = F_w \cdot \cos \alpha \cdot \mu_{bed} = g \cdot \rho_w \cdot L_w \cdot A_w - g \cdot \rho_w \cdot L_w \cdot A_{sub} \cdot \mu_{bed} \cdot \cos \alpha$$

La velocidad correspondiente a $F_g + F_d / F_f = 1$ se denomina velocidad límite o umbral de inicio del movimiento:

$$U_{lim}^2 = \frac{g \cdot \rho_w \cdot \pi \cdot L_w \cdot D_w^2 \cdot 4 - g \cdot \rho_w \cdot L_w \cdot A_{sub} \cdot \mu_{bed} \cdot \cos \alpha - \sin \alpha \cdot A_w}{0.5 \cdot C_d \rho_w \cdot L_w \cdot h \cdot \sin \theta + A_{sub} \cdot \cos \theta}$$

Así en función de la densidad de la madera (ρ_w), su longitud (L_w) y diámetro (D_w), el ángulo que forma con respecto al flujo (θ), las condiciones hidrodinámicas del flujo (calado (h) y campo de velocidades) y unos coeficientes de fricción con el lecho y de arrastre (μ_{bed} y C_d) una pieza de madera iniciará su movimiento y se desplazará, bien por flotación (a la misma velocidad que el agua) o si se supera la velocidad límite, por rodadura o arrastre de fondo (a una velocidad diferente a la del agua).

A partir de las fuerzas anteriores se ha utilizado una descripción lagrangiana para el movimiento de los troncos, cada tronco se considera como una partícula con una posición de su centro de gravedad, y un ángulo respecto de un eje x. La velocidad del tronco depende de si flota, o se arrastra por el fondo, y los troncos pueden colisionar entre si y con las paredes laterales en caso de existir. En caso que un tronco se salga parcialmente de la zona mojada (una parte del tronco se apoya en la orilla), ello también se tiene en cuenta a la hora de calcular las fuerzas actuantes (la fuerza de arrastre actúa sólo sobre la porción mojada), y dado el caso puede llegar a pararse.

De esta manera a partir del campo de velocidades calculado por el módulo hidrodinámico se realiza, en cada instante de tiempo, un cálculo de transporte de madera actualizando la posición de cada tronco (un ejemplo se muestra en la *Figura 13*). Si un tronco está parado o encallado, también se tiene en cuenta la fuerza que realiza el mismo tronco sobre el flujo, como una rugosidad adicional, por lo que se tiene en cuenta el efecto sobre el flujo de los troncos.

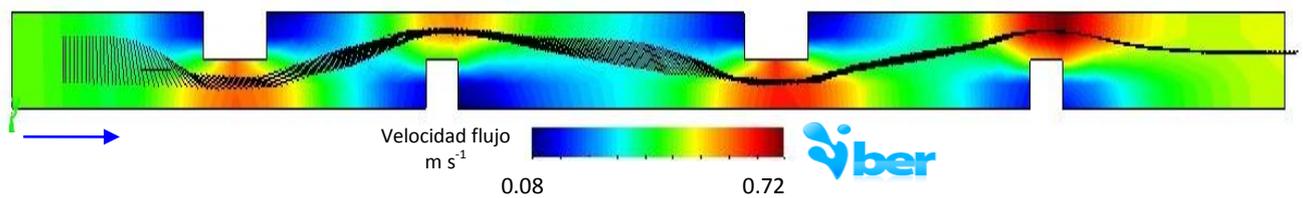


Figura 13. Una pieza de madera colocada perpendicular al flujo comienza a moverse por flotación y se va orientando en función del campo de velocidades hasta la posición más favorable hidrodinámica, paralela a la corriente (las líneas negras representan la trayectoria del tronco).

Como con los anteriores procesos modelados numéricamente, un estudio de este tipo necesita de una calibración y verificación. En este caso se ha hecho en un canal de pendiente variable, en el cual se han incorporado obstáculos para forzar los troncos a hacer un recorrido sinuoso. La verificación se ha realizado tanto para la hidrodinámica (medida del campo de calados y del campo de velocidades con un correntímetro de ultrasonidos Vectrino) como para la trayectoria de los troncos, mediante filmación.



Figura 14. Verificación de la metodología implementada mediante experiencia en el laboratorio



Figura 15. Atasco de troncos alrededor de un obstáculo en el canal del laboratorio

6. Conclusiones

La evolución que ha tenido lugar en el campo de la modelización numérica del flujo de agua en ríos, siempre ligada al continuo aumento de capacidad de los ordenadores, ha abierto una serie de nuevas posibilidades de simulación de procesos fluviales. Para ellos los esquemas explícitos son especialmente adecuados, ya que el pequeño incremento de tiempo que utilizan permite calcular los distintos procesos de forma desacoplada.

En muchos casos, la simulación de dichos procesos se basa en ecuaciones empíricas desarrolladas hace años, de manera que lo que se hace es introducir en las herramientas numéricas ecuaciones clásicas, por ejemplo, en el campo del transporte de sedimentos. Muchas veces dichas fórmulas, precisamente por su carácter empírico, no fueron desarrolladas para unas condiciones iguales a las que se pretenden simular, por lo que es importante disponer de mecanismos para la calibración y verificación de dichos modelos. Ello requiere de una modelización híbrida ya sea numérica-laboratorio, o numérica-campo.

Por otro lado, muchas veces la incertidumbre implícita a las formulaciones implementadas es mucho mayor que la que se tiene en cálculos puramente hidrodinámicos, debido principalmente a la propia complejidad de dichos procesos que afectan a materiales no uniformes, irregulares, y por lo tanto con un comportamiento hasta cierto punto impredecible.

En el presente escrito se han mostrado algunos ejemplos concretos, pero las posibilidades que existen para desarrollos futuros son casi ilimitadas. Además en la actualidad se están produciendo unos cambios importantes en la arquitectura de los ordenadores que comportan aumentos radicales en la capacidad de cálculo disponible para usuarios corrientes, es decir, con un presupuesto limitado. Entre ellos destaca la posibilidad real de utilizar los procesadores incorporados en las tarjetas gráficas para cálculo paralelo con centenares de procesadores. Actualmente por un par de miles de euros se puede disponer de tarjetas gráficas con 512 procesadores, y la rápida evolución hace prever que la relación capacidad de cálculo – precio va a seguir mejorando en el futuro. Ésto, junto con la aparición de nuevos lenguajes de programación para optimizar los cálculos en las tarjetas gráficas (CUDA y sus derivados), hace que actualmente se puedan realizar cálculos complejos con tiempos del orden de cien veces menos que hace un par de años.

7. Referencias

- Apsley, D. D., and Stansby, P. K. (2008). "Bed-Load Sediment Transport on Large Slopes: Model Formulation and Implementation within a RANS Solver." *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(10), 1440.
- Arbat Bofill, M., Bladé, Ernest, Pourcq, K. De, Sánchez-Juny, M., Dolz, Josep, López, P., Armengol, J., and Jaime, F. (2010). "Dinámica sedimentaria del extremo aguas arriba del embalse de Ribarroja (río Ebro)." *II Congreso internacional de Conservación y rehabilitación de presas*, Zaragoza.
- Ariathurai, R., and Arulanandan, K. (1978). "Erosion Rates of Cohesive Soils." *Journal of the Hydraulics Division*, 104(2), 279-283.
- Bladé, E., Gómez-Valentín, M., Sánchez-Juny, M., and Dolz, J. (2008). "Preserving Steady-State in One-Dimensional Finite-Volume Computations of River Flow." *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(9), 1343.

- Bladé, Ernest. (2005). "Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en una y dos dimensiones." Universitat Politècnica de Catalunya.
- Caro, C., and Bladé, Ernest. (2011). "Modelización del ciclo hidrológico de una cuenca, en base a un esquema de volúmenes finitos." *JIA 2011*, Barcelona.
- Cea, L. (2011). "Modelos numéricos para el estudio de calidad de aguas del medio receptor." *JIA 2011*, Barcelona.
- Cubells, R. (2004). ". Construcció d'un model hidrològic a partir de la resolució de les equacions completes de Saint Venant en dues dimensions. Tesina d'Especialitat." UPC.
- Diéz-Herrero, A., Laín-Huerta, L., and Llorente-Isidro, M. (2008). *Mapas de peligrosidad por avenidas e inundaciones. Guia metodológica para su elaboración*. IGME.
- Fuentes Mariles, Ó. A., Cruz Gerón, J. A., Rivera Díaz, C., Luna Cruz, F. De, and González Prado, J. (2010). "Caracterización Experimental de Ruptura de Diques." *XXIV Congreso Latinoamericano de hidráulica*, IAHR, Punta del Este. Uruguay.
- García, M. H. (2008). "Sediment Transport and Morphodynamics." *Sedimentation Engineering. Processes, Measurements, Modeling, and Practice*, M. H. García, ed., American Society of Civil Engineering.
- González, A., López, D., Berga, M. I., Corestein, G., and Bladé, Ernest. (2011). "Ajuste del transporte de sedimentos de fondo en modelo físico y calibración del modelo numérico Iber." *JIA 2011*, Barcelona.
- Rijn, L. C. Van. (1987). *Mathematical modelling of morphological processes in the case of suspended sediment transport*. Delft. The Netherlands.
- Rivera Díaz, C. (2010). "Caracterización experimental del hidrograma de salida de la ruptura de una presa." UNAM.