

VALIDACIÓN EXPERIMENTAL DE UN MODELO COMPUTACIONAL UNIDIMENSIONAL PARA EL CÁLCULO DE ONDAS DE AVENIDA

Ignacio Villanueva¹², Pilar García¹ y Victorino Zorraquino²

RESUMEN: El objetivo principal de este artículo es validar un modelo numérico para el cálculo computacional de ondas de avenida en cauces fluviales, en aproximación unidimensional. Se presenta la comparación de resultados frente a los datos experimentales de un ensayo de laboratorio, y la comparación con un caso test propuesto y resuelto por otros autores.

INTRODUCCIÓN

La simulación numérica por ordenador de ondas de avenida provocadas por la destrucción espontánea o gradual de presas y muros de contención de grandes depósitos de agua es la herramienta más barata y que produce mayor cantidad de resultados para la predicción de la evolución de tales fenómenos y sus consecuencias, de gran interés para la Ingeniería Civil. Ahora bien, es necesario conocer sus fundamentos, simplificaciones, limitaciones y el comportamiento en casos prácticos sencillos, para poder obtener conclusiones juiciosas de aplicación en posteriores análisis y seguimientos.

Dentro del campo de la simulación numérica de flujos existen discrepancias sobre la idoneidad del uso de modelos basados en ecuaciones diferenciales debido a las simplificaciones e hipótesis asociadas, y también acerca de los propios métodos de discretización y resolución aplicados para resolverlas. En este trabajo presentamos dos estudios, uno para comparar la bondad de las ecuaciones diferenciales discretizadas por diferencias finitas, con datos reales, y otro para contrastar dos métodos de diferencias finitas aplicados en un ensayo enteramente computacional.

Los problemas más usuales en la simulación numérica de frentes de onda están relacionados con la captura de las discontinuidades que se propagan, en nuestro caso la diferencia de alturas inicial causada por la presa, y las transiciones de estado supercrítico-subcrítico del flujo, producidas por las variaciones de caudal en geometrías irregulares como las de los cauces naturales.

La aplicación de técnicas numéricas a la resolución del sistema de ecuaciones diferenciales que se establece como modelo matemático de esta clase de flujos, se remonta a los años sesenta (Cunge *et al.*, 1980). Son conocidos los modelos simplificados de rodaje de avenidas tales como el cinemático y el difusivo (Fread, 1985).

Estos modelos reducen de una u otra forma la dificultad asociada a la resolución del modelo dinámico de onda, de tipo hiperbólico y no lineal.

De entre las técnicas más utilizadas para la discretización del problema completo destaca el esquema implícito de cuatro puntos o de Preissmann (Cunge *et al.*, 1980) y su aplicación comercial más conocida (DAM-BREAK). También se ha extendido el uso del esquema implícito de Abbott-Ionescu (Abbott, 1992) de seis puntos bajo el nombre comercial MIKE 11.

Estas técnicas implícitas se caracterizan por su eficiencia, logrando pasos de tiempo largos y espaciados no uniformes con estabilidad, en una amplia variedad de casos de interés. Su mayor desventaja radica en el tratamiento que realizan de las situaciones transcíticas. Incapaces de tolerarlas, las evitan proponiendo soluciones que suavizan los términos de inercia y representan una mayor disipación.

Las técnicas explícitas en general se presentan mejor adaptadas a la resolución de flujos rápidos (Mahmood, Yevjevich, 1975). A esta familia pertenece el método en el que se basa el modelo presentado en este trabajo. La mejor cualidad del mismo y el objetivo logrado, tras haber sido contrastado con otros dos, reside en la confirmación de que se trata de un método numérico muy robusto y fiable en presencia de discontinuidades, lo que le constituye en una herramienta eficaz para describir la casuística de un río, sin desprestigiar ningún término de las ecuaciones de Saint Venant. En posteriores trabajos se someterá a condiciones extremas de pendiente y fricción donde los esquemas disponibles en el mercado son inestables. No detallaremos las ecuaciones diferenciales empleadas y su tratamiento matemático, comunmente referenciado, sino que nos centraremos en la exposición de los datos requeridos para la realización práctica y los resultados obtenidos en dos casos concretos.

¹ Depto. de Ciencia y Tecnología de Materiales y Fluidos. Centro Politécnico Superior. Universidad de Zaragoza. María Luna, nº 3 -50015- Zaragoza email: ivilla@ideafix.cps.unizar.es

² SERS, Consultores en Ingeniería y Arquitectura, S.A. Paseo de los Rosales 34 -50008- Zaragoza email:vzorraqino@caminos.recol.es

MODELO HIDRÁULICO

Como quedó expuesto en García-Navarro y Alcrudo (1995), la discretización de las ecuaciones unidimensionales de Saint Venant por el método de diferencias finitas, con las hipótesis de simplificación de la problemática que suponen, son aceptadas comunmente para la simulación de estados transitorios en ríos. Estas ecuaciones formulan la conservación de la masa y del momento lineal a lo largo del cauce, entre diversas secciones transversales, teniendo como objeto seguir la evolución de la lámina de agua en el tiempo en cada sección transversal, conocido el estado inicial, la topografía y las condiciones de contorno. En formulación conservativa (Cunge *et al.*, 1980) son :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/A + gI_1)}{\partial x} = gA \cdot (S_0 - S_f) + gI_2$$

Donde A es el área de la sección transversal, Q el caudal, x la distancia a lo largo del cauce, t el tiempo, I_1 el término de presión hidrostática, I_2 el de presión producida por variación del ancho de sección, S_0 es la pendiente y S_f la fricción según la ley de Manning (Chow, 1959).

$$S_f = \frac{n^2 \cdot Q \cdot |Q|}{A^2 \cdot R^3} \quad (2)$$

Siendo n el coeficiente de fricción de Manning, y R el radio hidráulico definido como $R=A/P$, con P como perímetro mojado.

Para la resolución numérica del sistema (1) es necesario conocer:

- Área, anchura, perímetro mojado y el término de presión hidrostática de cada sección, como funciones de la altura de agua. En cauces irregulares se realiza mediante tablas generadas tras la descomposición en trapezios de cada sección transversal, conocidos los puntos que la definen.
- La pendiente del fondo y el coeficiente de fricción o de Manning en cada sección del cauce. Este último puede tomarse uniforme o variable con la altura.
- Las condiciones de contorno en los extremos. Usualmente, aguas arriba, un caudal o calado determinado y aguas abajo análogamente, o una relación matemática entre ellos.
- Los parámetros y condiciones de contorno en las fronteras de un elemento hidráulico interno como el caso de una presa, con vertido a través de un vertedero, compuerta, turbina, etc.
- Caudal y calado inicial en todas las secciones del cauce.

El método de discretización utilizado es el esquema explícito de McCormack en diferencias finitas con corrección TVD (Variación Total Decreciente) descrito por García-Navarro, Alcrudo y Savirón (1992). Básicamente es un método de tres pasos, el predictor y corrector de McCormack y el TVD, que disminuye las oscilaciones manteniendo una aproximación de segundo orden en espacio y tiempo.

En notación vectorial la resolución del sistema:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} = S, \text{ con}$$

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix} \quad F = \begin{pmatrix} Q \\ Q^2/A + gI_1 \end{pmatrix} \quad S = \begin{pmatrix} 0 \\ gA \cdot (S_0 - S_g) + gI_2 \end{pmatrix} \quad (3)$$

se realiza en los tres pasos :

$$U_j^p = U_j^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot (F_{j+1}^n - F_j^n) + \Delta t \cdot S_j^n \quad (\text{predictor}) \quad (4)$$

$$U_j^c = U_j^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot (F_j^p - F_{j-1}^p) + \Delta t \cdot S_j^p \cdot \text{con}$$

$$F_j^p = F(U_j^p) \quad (5)$$

$$S_j^p = S(U_j^p), \quad (\text{corrector})$$

$$U_j^{n+1} = \frac{1}{2} \cdot (U_j^p + U_j^c) + \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot (D_{j+1/2}^n - D_{j-1/2}^n) \quad (TDV) \quad (6)$$

Siendo D la corrección adicional. Resulta un modelo simple de programar y muy robusto.

Este tipo de discretización explícita está sometido, para asegurar su estabilidad numérica, al criterio de Courant-Friedrichs-Levy (CFL), por el cual el paso de tiempo se limita a :

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{v + c} \quad (7)$$

O usualmente $\Delta t \leq CFL \cdot \frac{\Delta x}{v + c}$ variando CFL entre 0

yl. Con $v = Q/A$ como velocidad y c la celeridad;

$c = \sqrt{g \cdot \frac{A}{\sigma}}$, siendo σ el ancho de sección correspondiente a

una profundidad h .

TEST EXPERIMENTAL

Con la intención de validar nuestro modelo numérico frente a datos experimentales, lo hemos aplicado al problema planteado por Bellos, Soulis y Sakkas (1992), originalmente propuesto para observar fenómenos bidimensionales de onda de avenida en el laboratorio.

Descripción

Se trata de un canal de ensayo de sección transversal rectangular con base variable entre 0.6 y 1.4 metros como se observa en la *Tabla 1*. La longitud es de 21.2 metros y el coeficiente de Manning es de 0.012 (composición vidrio-hierro). La pendiente del mismo es uniforme y regulable en la dirección x .

En la sección colocada a 8.5 metros del origen se sitúa una placa transversal a modo de presa que divide al canal en dos zonas con niveles de agua diferentes. Ésta es extraída instantáneamente generando la propagación de un frente a lo largo de la segunda parte del canal y el vaciado de la primera. La variación del calado en el tiempo es registrada por unas sondas situadas en el centro de las secciones alejadas 0, 4.5, 8.5, 11, 13.5, 16 y 18.5 metros del origen respectivamente.

Se realizaron diversos ensayos variando la pendiente del canal y los niveles de aguas a ambos lados de la presa, según se observa en la *Tabla 2*.

N°	X(m)	B (m)	N°	X(m)	B (m)	N°	X(m)	B (m)
1	0	1.4	9	8.5	0.6	17	12.5	0.99
2	5	1.4	10	9	0.61	18	13	1.08
3	5.5	1.22	11	9.5	0.62	19	13.5	1.15
4	6	1.05	12	10	0.64	20	14	1.24
5	6.5	0.9	13	10.5	0.68	21	14.5	1.28
6	7	0.77	14	11	0.75	22	15	1.33
7	7.5	0.67	15	11.5	0.82	23	15.5	1.37
8	8	0.62	16	12	0.91	24	16	1.39
						25	16.5	1.4
						26	21.2	1.4

Tabla 1. Ancho del canal B en función de la distancia X

Pendiente e	h aguas arriba presa (m)	h aguas abajo presa (m)
0	0.3, 0.25, 0.20, 0.15	0.101, 0.053, 0
0.002	0.3, 0.25, 0.20, 0.15	0
0.004	0.3, 0.25, 0.20, 0.15	0
0.006	0.3, 0.25, 0.20, 0.15	0
0.008	0.3, 0.25, 0.20, 0.15	0
0.01	0.3, 0.25, 0.20, 0.15	0

Tabla 2. Parámetros variables en los ensayos

En el caso de una altura aguas abajo diferente de cero, es decir cauce mojado, en dicho punto se situó un vertedero de la misma altura, para asegurar que inicialmente en todos los experimentos el caudal de partida era cero.

Comparación de resultados

La desaparición de la presa se simula numéricamente partiendo del estado inicial discontinuo en altura y dejando evolucionar el frente en el tiempo. El cauce seco inicial se representa con una altura de agua de 0.0005 metros, inferior al orden de resolución mínimo de las medidas experimentales.

Para nuestras simulaciones usamos aguas arriba la condición de contorno física del caudal igual a cero. Para obtener el calado es necesario utilizar una ecuación más de contorno numérica. En nuestro trabajo se ensayó con la ecuación de discretización de la masa entre los nodos primero y segundo (Jin y Fread, 1997):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\theta}{\Delta x} \cdot (Q_2 - Q_1)^{n+1} + \frac{1-\theta}{\Delta x} \cdot (Q_2 - Q_1)^n$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} \cdot \{ [\varphi A_2 + (1-\varphi) \cdot A_1]^{n+1} - [\varphi A_2 + (1-\varphi) \cdot A_1]^n \}$$

con $0 \leq \theta \leq 1$, $0 \leq \varphi \leq 1$

(8)

En nuestros ensayos usamos $\theta = \Psi = 0$. Y con la de las curvas características (García-Navarro, 1989)

$$\frac{d(v \pm 2c)}{dt} = g \cdot (s_o - s_r), \text{ en la curva } \frac{dx}{dt} = v \pm c, \text{ en la curva (+/-) aguas arriba/abajo} \quad (9)$$

Aguas abajo con cauce seco, se impuso la condición de vertido crítico:

$$\frac{Q_N^{n+1}}{A_N^{n+1}} = \sqrt{g \cdot \frac{A_N^{n+1}}{\sigma_N^{n+1}}} \quad (10)$$

y con cauce mojado una ecuación de vertedero :

$$Q_N^{n+1} = coef * base * (h_N^{n+1} - h_v)^{1.5} \quad (11)$$

Siendo h_N^{n+1} la altura de agua, A_N^{n+1} el área, Q_N^{n+1} el caudal, σ_N^{n+1} el ancho, en el último nodo en el paso $n+1$, h la altura del vertedero, $coef = 1.78$ y $base$ el ancho de la sección.

Como condiciones de contorno numéricas, ya que se tienen dos incógnitas, A_N^{n+1} y Q_N^{n+1} , es necesario usar también la teoría de características o la discretización de la masa entre el penúltimo y último nodo con $\theta = 0$ y $\Psi = 0$.

La malla de espaciado uniforme con $\Delta x = 0.1$ metros, constaba de 213 nodos, observándose que al reducirlo a la mitad no se mejoraban los resultados, y que el tiempo de cálculo era inferior al minuto. El coeficiente de paso temporal CFL usado fue de 0.9, tras no observar cambios en los resultados variándolo entre 0.1 y 0.9.

Las Figuras 1 a 10 muestran valores del calado, en función del tiempo, en diversas posiciones de las sondas, y con alturas iniciales aguas arriba de la presa de 0.3 y 0.15 metros. Se han superpuesto los resultados experimentales y numéricos para su comparación. Las gráficas nombradas con el prefijo EXP_ corresponden a resultados de laboratorio y las de ONDEX_ a los computados. Tras el prefijo aparece un número que es la profundidad inicial aguas arriba de la presa.

Las Figuras 1 a 5 corresponden a un experimento con pendiente nula y vertedero aguas abajo. Esto justifica la presencia de picos secundarios originados por el rebote del frente. Las Figuras 6 a 10 corresponden a otro ensayo realizado sobre cauce seco con una pendiente de 0.006. La sección quinta es la que presenta mayor discordancia, debido a que su posición le hace objeto de mayores efectos bidimensionales al encontrarse en el punto medio de la expansión abrupta del cauce, pero los tiempos de llegada del frente principal son buenos.

En todos los casos los errores numéricos de balance de masa total fueron inferiores al 1 %.

Como conclusiones generales de todos los ensayos citados en la Tabla 2, en general muy ajustados a los resultados experimentales, se concluye que la aproximación es mayor cuanto menor es la diferencia inicial entre las alturas aguas arriba y abajo de la presa, y mejor en las tres primeras secciones que en las últimas, habiéndose seguido la evolución del frente con fidelidad.

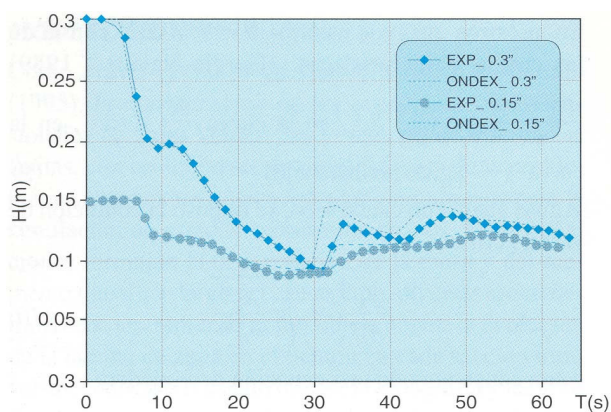


Figura 1. Calado en función del tiempo, sección primera ($do = 0$ m), $So = 0$, altura aguas abajo de 0.101 m

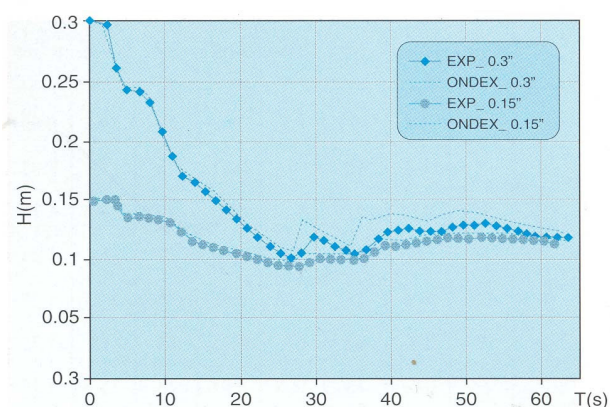


Figura 2. Calado en función del tiempo, sección segunda ($do = 4.5$ m), $So = 0$, altura aguas abajo de 0.101 m

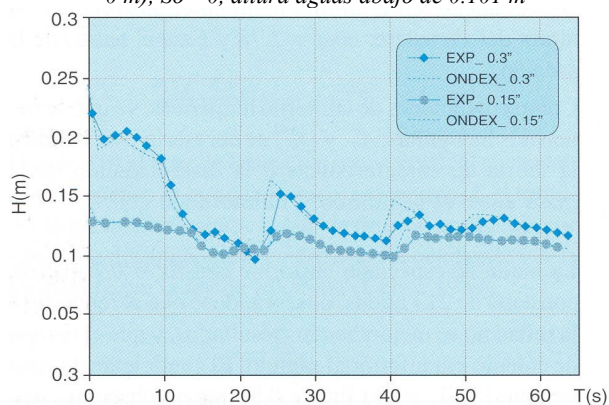


Figura 3. Calado en función del tiempo, sección tercera ($do = 8.5$ m), $So = 0$, altura aguas abajo de 0.101 m

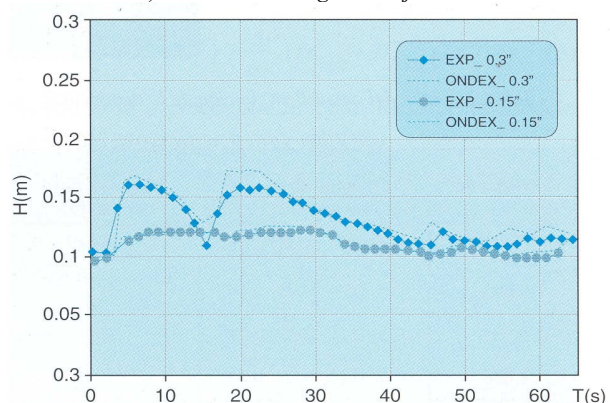


Figura 4. Calado en función del tiempo, sección quinta ($do = 13.5$ m), $So = 0$, altura aguas abajo de 0.101 m

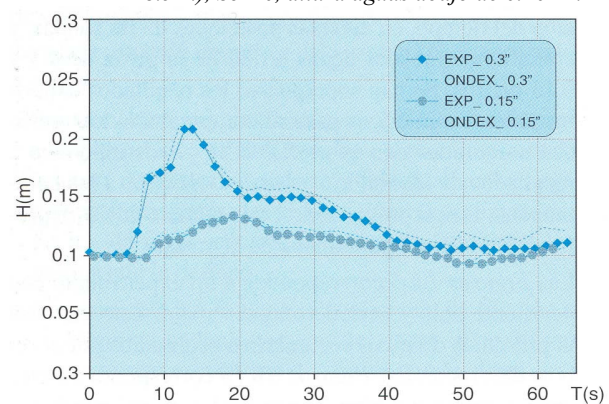


Figura 5. Calado en función del tiempo, sección séptima ($do = 18.5$ m), $So = 0$, altura aguas abajo de 0.101 m

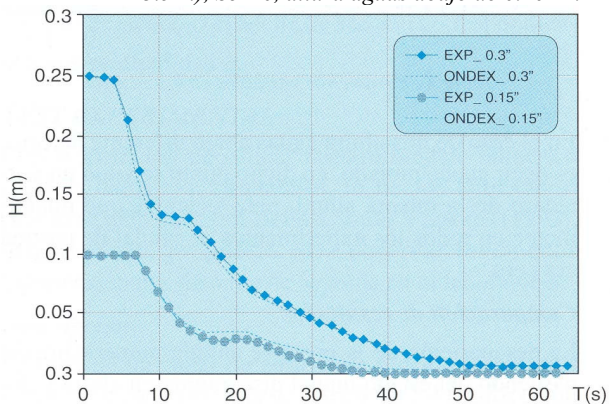


Figura 6. Calado en función del tiempo, sección primera ($do = 0$ m), $So = 0.006$, cauce seco aguas abajo

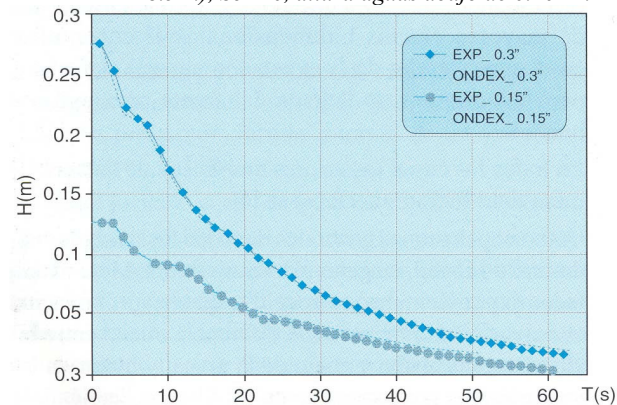


Figura 7. Calado en función del tiempo, sección segunda ($do = 4.5$ m), $So = 0.006$, cauce seco aguas abajo

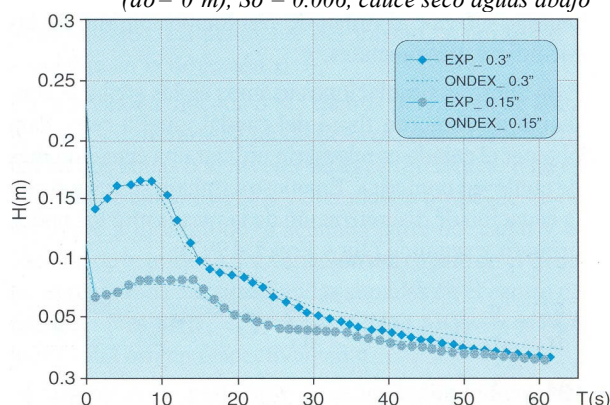


Figura 8. Calado en función del tiempo, sección tercera ($do = 8.5$ m), $So = 0.006$, cauce seco aguas abajo

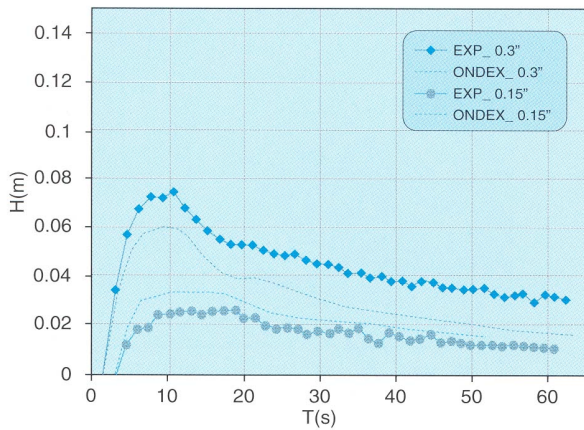


Figura 9. Calado en función del tiempo, sección quinta ($do = 13.5$ m), $So = 0.006$, cauce seco aguas abajo

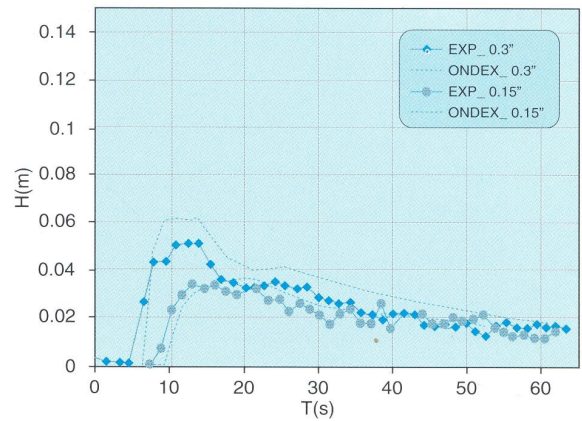


Figura 10. Calado en función del tiempo, sección séptima ($do = 18.5$ m), $So = 0.006$, cauce seco aguas abajo

TEST NUMÉRICO

Debido a la enorme dificultad de obtener datos tanto cualitativos como cuantitativos de rupturas de presas en escala real, se ha optado por usar como comparación el ensayo y los datos producidos con el modelo computacional unidimensional FLDWAV propuesto por Jin y Fread (1997). Se trata de un modelo que combina el método implícito de cuatro puntos con otro explícito de

discretización descentrado para tratar flujos transcíticos. Las características del problema se presentan a continuación.

Descripción

El cauce natural es de 32180 metros de largo y se caracteriza por un coeficiente de Manning de 0.04. Los aspectos de las secciones transversales en la Figura 11 y en la Figura 12.

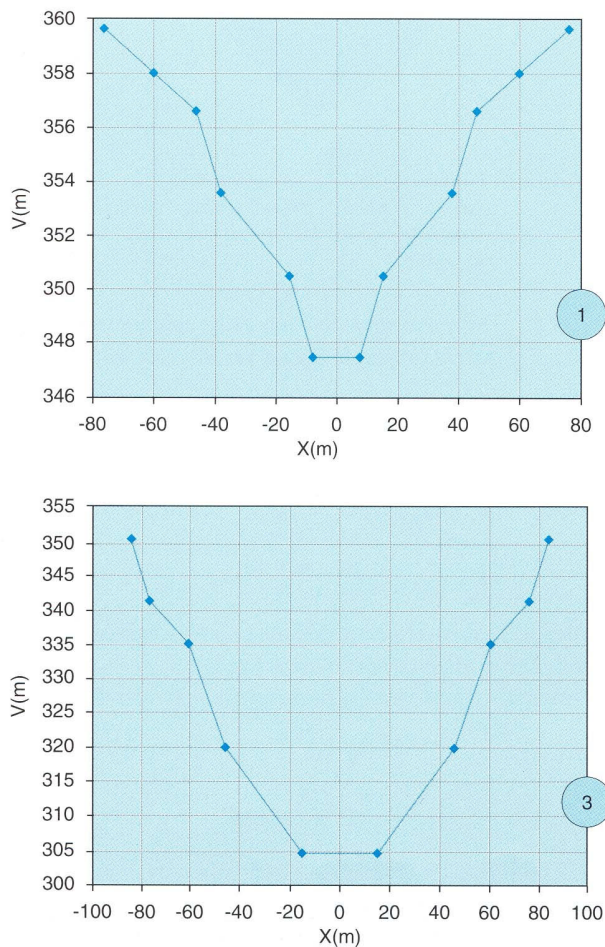


Figura 11. Secciones transversales 1-4 de cálculo del experimento numérico, do (m) = 0, 8045, 11263, 11279. Nótese la diferencia de escalas en los ejes.

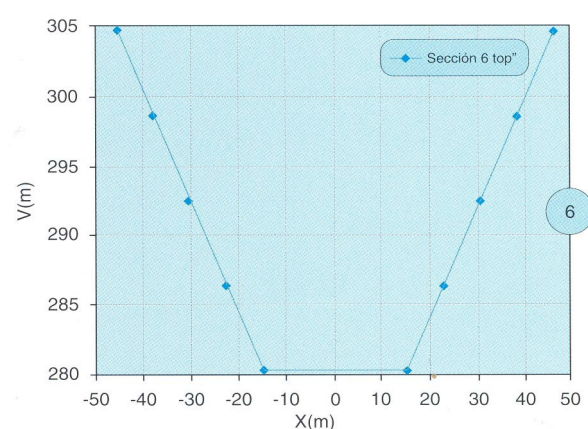
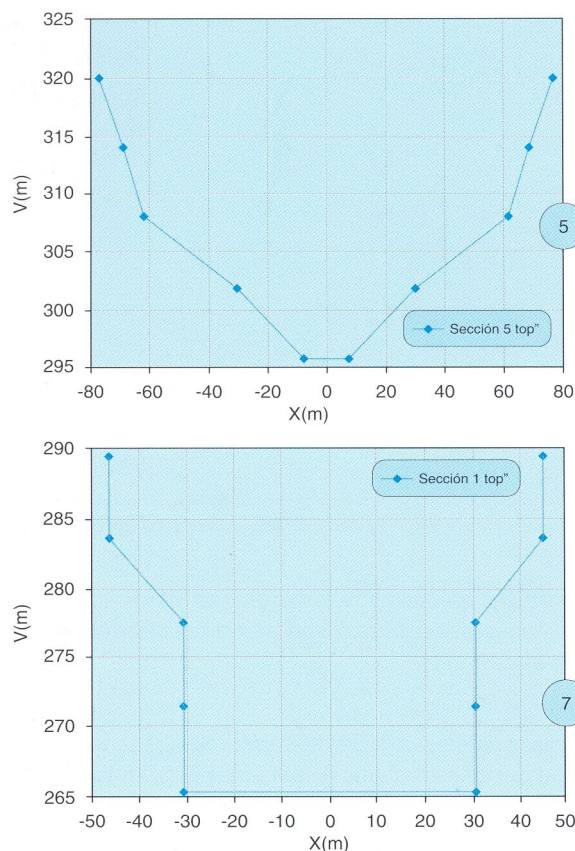


Figura 12. Secciones transversales (a,b y c), 5-7 de cálculo del experimento numérico, $do(m) = 16090, 24135, 32180$. Nótese la diferencia de escalas en los ejes

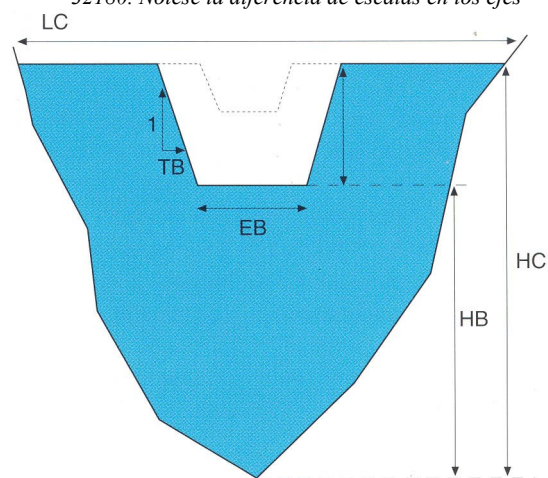


Figura 13. Parámetros de caracterización de la presa, LC longitud de coronación, HC altura de coronación, HB altura de la brecha, BB base de la brecha, TB talud de la brecha.

El $Q_{turbina}$ es una constante cuyo valor aparece en la Tabla 3, y para la brecha la ley de vertido supuesta es :

$$Q_{brecha} = 0.55 \cdot K_s \cdot (3.1 \cdot BB \cdot (h_L - HB)^{1.5} + 2.45 \cdot TB \cdot (h_L - HB)^{2.5}) \quad (14)$$

$$HB = h_{brecha\ inicial} + \frac{(t - t_0)}{\tau} \cdot h_{brecha\ final} \quad (15)$$

$$BB = B_{brecha\ inicial} + \frac{(t - t_0)}{\tau} \cdot b_{brecha\ final} \quad (16)$$

Siendo K_s un coeficiente de submergencia, que da cuenta del efecto de aguas abajo, de acuerdo a :

$$K_s = \begin{cases} 1 - 27.8(r - 0.67)^3 & r > 0.67 \\ r & r < 0.67 \end{cases} \quad (17)$$

$$r = \frac{h_L - HB}{h_R - HB} \quad (18)$$

En presencia de un elemento hidráulico de estas características el dominio numérico debe ser cortado en dos tramos, necesitando para su conexión las condiciones de contorno numéricas (8) o (9) junto a las relaciones anteriores (12) que caracterizan al elemento hidráulico.

Existe una presa en la sección tercera, en la que se origina una brecha trapezoidal en $t = 0$, que finalmente hace desaparecer todo el muro en un tiempo τ , siguiendo una ley de crecimiento lineal en el tiempo. Las dimensiones relevantes de la presa y de la brecha aparecen en las Tablas 3 y 4, y en la Figura 13.

Siguiendo el modelo de Fread (1985), el caudal en las secciones anterior (L) y posterior (R) a la presa debe ser siempre el mismo y seguir la ley :

$$Q_L = Q_R = Q_{brecha} + Q_{coronacion} + Q_{turbina} \quad (12)$$

El $Q_{coronacion}$ representa el vertido sobre el rebosadero de la presa y sigue la ecuación :

$$Q_{coronacion} = coef \cdot LC \cdot (h_L - HC)^{1.5} \quad (13)$$

siendo $coef = 1.78$ y h_L la altura aguas arriba de la presa.

Características de la presa ($do = 11263$ m)		
Altura coronación (m)	HC	36.573
Longitud de coronación (m)	LC	152.4
Coeficiente vertido de coronación		1.71
Caudal turbinado (m^3/s)		141.5
Características de la brecha trapezoidal		
Tiempo de formación (s)	τ	72.18
Altura inicial-final (m)	HB	36.573-0
Base inicial-final (m)	BB	0-30.48
Talud	TB	1.66

Tablas 3 y 4. Propiedades geométricas de la presa y parámetros deformación de la brecha

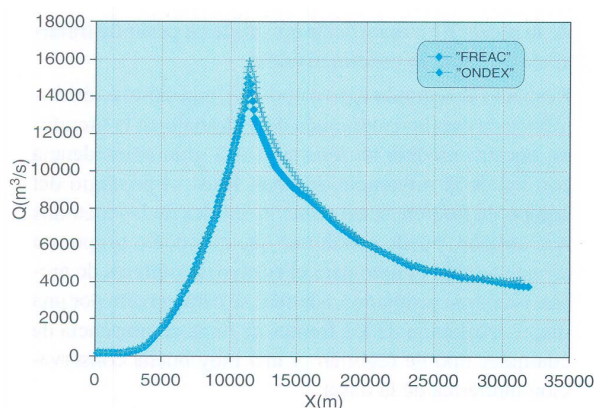


Figura 14. Caudales máximos tras la ruptura de 180 segundos, resultados de Jin-Fread y de los autores (ONDEX)

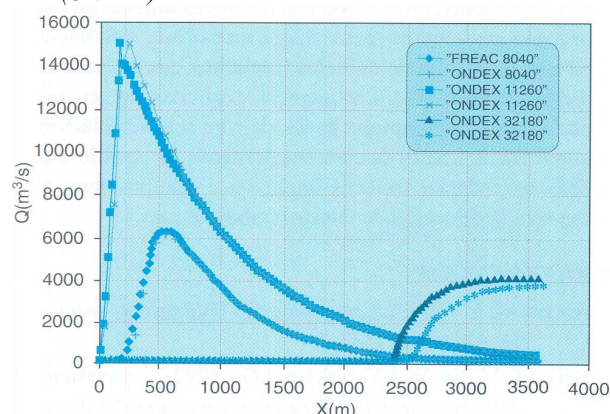


Figura 15. Hidrogramas comparados en la ruptura de 180 Segundos

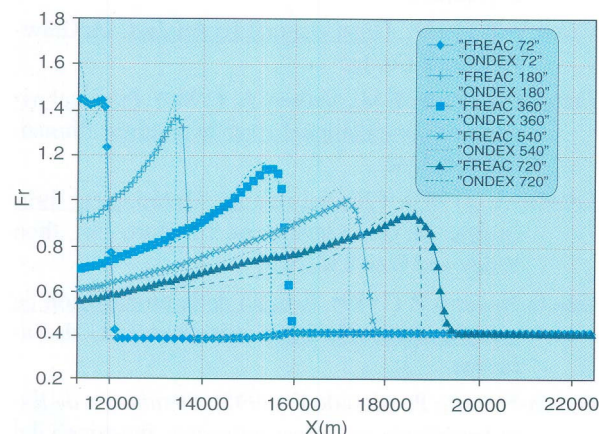


Figura 16. Perfiles de avance del número de Froude en sucesivos segundos, tras la ruptura de 72 segundos, comparación usando las mismas condiciones de contorno internas, las de discretización de la conservación de la masa

El estado inicial correspondía al régimen normal con un caudal base de 141.5 metros cúbicos por segundo, y una altura inicial aguas arriba de la presa de 36.58 metros. En el origen se impone el mismo caudal y aguas abajo la condición de régimen normal:

$$S_o = S_f \quad (19)$$

Comparación de resultados

Para esta simulación se optó por un espaciado uniforme de 20 metros, aproximadamente la mínima distancia

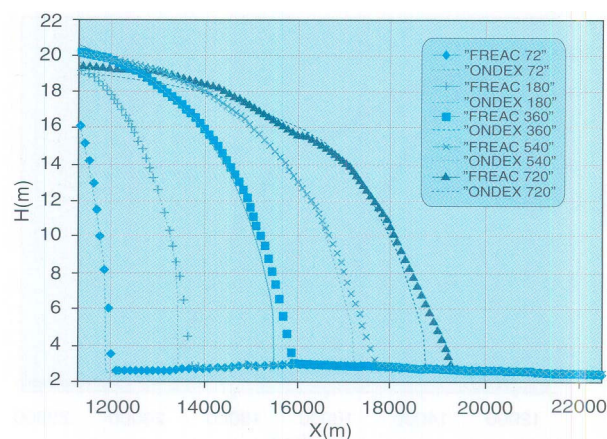


Figura 17. Perfiles de avance del calado en sucesivos segundos, tras la ruptura de presa de 72 segundos, comparación usando las mismas condiciones de contorno internas, las de discretización de la conservación de la masa

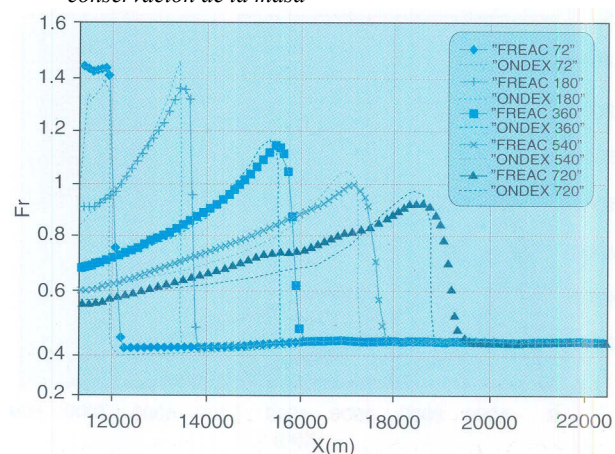


Figura 18. Perfiles de avance del número de Froude en sucesivos segundos, tras la ruptura de 72 segundos, comparación usando los autores la teoría de características

entre las secciones dato. La referencia original usa espaciados variables que van desde los 32.18 a los 321.8 metros. El coeficiente de CFL fue de 0.9.

Las comparaciones de los cálculos aparecen en la serie de Figuras 14 a 20. Las Figuras 14 y 15 muestran resultados de la rotura producida en 180 segundos, donde se observa el orden de magnitud de los caudales generados y su evolución. Este caso pudo ser evaluado con el método numérico implícito por Jin y Fread (1997), debido a que no presenta problemas de transición a flujo super-crítico. Nuestros resultados muestran una mayor definición de los picos de los frentes como es de esperar de un método de segundo orden explícito.

Las Figuras 16 a 20, comparan la rotura en 72 segundos. El frente se propaga con cabecera supercrítica hasta pasados 500 segundos. Este segundo ejemplo de rotura progresiva, debido a su rapidez, induce una onda más brusca que el anterior. Desde el punto de vista computacional, esto supone un reto para los métodos numéricos. Según Jin y Fread (1997), el método implícito basado en el esquema de Preissman fracasó en este caso debido a imposibilidad de converger hacia una solución. Sus resultados para este segundo caso fueron, por lo tanto, obtenidos

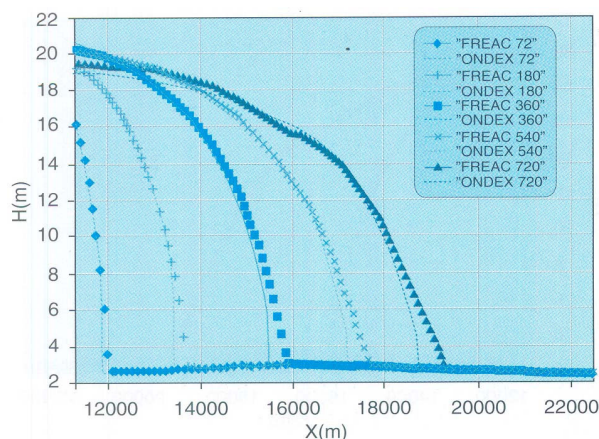


Figura 19. Perfiles de avance del calado en sucesivos segundos, tras la ruptura de 72 segundos, comparación usando los autores la teoría de características.

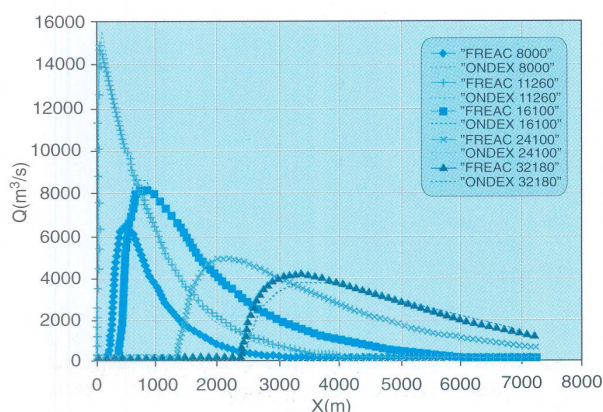


Figura 20. Hidrogramas comparados en la ruptura de 72 segundos

mediante una técnica explícita alternativa. En la *Figura 16* se observa el perfil del Froude en sucesivos instantes y en la *17* el calado. Los resultados son muy similares en los dos casos aun cuando se sigue observando una superior resolución de la discontinuidad en los procedentes de nuestro modelo. Las *Figuras 18 a 19* representan lo mismo que las dos anteriores pero usando la condición de contorno numérica de las características, sin obtener diferencias apreciables respecto a los resultados originales. En la *Figura 20* se observan los hidrogramas coincidentes en diversas secciones a lo largo del cauce.

Entre las dos condiciones de contorno internas usadas por los autores es preferible usar la de discretización de la masa por ser mucho más sencilla de plantear y no observarse mejoras respecto al uso de la teoría de características.

CONCLUSIONES

El modelo de cálculo propuesto ha descrito satisfactoriamente el avance del frente de onda de los experimentos de laboratorio, siendo mejores las prestaciones cuanto menor es la diferencia de alturas a ambos lados de la presa. Ello manifiesta su validez a pesar de tratarse de un modelo unidimensional.

Respecto al segundo caso estudiado, una simulación numérica de escala real tomada de un trabajo en la literatura, nuestro modelo ha mostrado una gran coincidencia con los de la referencia original. Dado el prestigio del equipo de referencia así como la validez de los métodos que utilizan, puede concluirse que el modelo propuesto en este trabajo es apto para el ensayo de rupturas de presas. Nuestros resultados, además, se caracterizan por una mejor resolución de los frentes de onda en presencia de cualquier tipo de régimen y una muy buena conservación numérica de la masa.

Al tratarse de un modelo explícito posee una limitación inherente en el cálculo de los pasos de tiempo, salvada en cierto modo con la velocidad de procesamiento de los ordenadores actuales, pero supone un patrón y referencia para el desarrollo de modelos implícitos que no poseen dichas restricciones. Las técnicas explícitas en general presentan mejores propiedades de cara a la simulación numérica de frentes de onda transcíticos. Es posible, sin embargo, adaptar técnicas implícitas a este problema y esa será la dirección de nuestro trabajo futuro.

REFERENCIAS

- Abbott M. B. (1992). *Computational Hydraulics*. Ashgate, Aldershot, U.K.
- Bellos C.V., Soulis J.V., Sakkas J.G. (1992). *Experimental investigation of two-dimensional dam-break induced flows*. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 30, Num. 1
- Chow V. T. (1959). *Open channel Hydraulics*. McGraw-Hill Book Co. Inc
- Cunge J.A., Holly F.M., Verwey A. (1980). *Practical aspects of computational river hydraulics*. Pitman, London, U.K.
- Fread D.L. (1985). *Channel routing*. *Hidrological forecasting*. M. G. Anderson and T.P. Burt, eds., Jhon Wiley and Sons Ltd. N.Y.
- García-Navarro P. (1989). *Estudio de la propagación de ondas en cursos fluviales*, tesis doctoral, U. de Zaragoza.
- García-Navarro P., Alcrudo F. (1995). *Simulación de flujo transitorio en cauces naturales*. *Ingeniería del Agua*. Vol. 2, Num. 1.
- García-Navarro P., Alcrudo F., Savirón J.M. (1992). *1-D Open-channel flow simulation using TVD-MacCormack scheme*. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 118, Num. 10.
- Jin M., Fread D.L. (1997). *Dynamic flood routing with explicit and implicit numerical solution schemes*. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 123, Num. 3.
- Mahmood K., Yevjevich, V. (1975). *Unsteady flow in open channels*, Water Resources Publications, USA.