

## Capítulo 7. Verificación

### 7.1. Introducción

En el presente capítulo se realiza la verificación de los esquemas numéricos presentados en el Capítulo 5 e incorporados en el programa CARPA. La verificación se efectúa en una y dos dimensiones tanto en régimen permanente como variable.

Como se ha comentado en el *Capítulo 4*, los esquemas numéricos unidimensionales basados en la técnica de los volúmenes finitos encontrados en la bibliografía, suelen ser incapaces de modelar correctamente el régimen permanente gradualmente variado con geometrías irregulares. Por ello, en primer lugar se verifica el esquema numérico unidimensional desarrollado en la presente tesis en régimen permanente, comparando los resultados obtenidos utilizando los esquemas de primero orden (método de Godunov con el *Riemann solver* de Roe, o esquema de Roe) y WAF TVD en una dimensión con los que se obtienen mediante el cálculo en régimen permanente gradualmente variado con el conocido método *paso a paso*, y también, para algunos casos especiales para los que es posible encontrar una solución analítica, con ésta. Los mismos ejemplos se utilizan para la verificación en régimen permanente de los esquemas bidimensionales.

A continuación se comprueba la conservación de volumen en el proceso de secado-mojado en dos dimensiones, con geometrías con fondo no plano, para luego comprobar el buen funcionamiento del esquema numérico en los distintos tipos de conexión entre dominios unidimensionales y bidimensionales.

Para régimen no permanente, se verifica la capacidad de los dos esquemas, unidimensional y bidimensional, para simular el fenómeno de la rotura ideal de una presa. A continuación se comparan los resultados con los del conocido esquema de Preissmann, aplicado a un tramo del río Ebro entre el embalse de Flix y el azud de Xerta.

Finalmente, se realiza una comparación numérico-experimental del esquema bidimensional, utilizando experiencias de laboratorio tanto en régimen variable (concretamente la propagación de un resalto móvil) como en régimen permanente.

## 7.2. Régimen permanente. Una dimensión

### 7.2.1. Canal rectangular con ancho y cota de solera variable

Se ha escogido esta geometría utilizada por distintos autores (García-Navarro y Vazquez-Cendón (1999), Villanueva (1999), Hubbard y García-Navarro (2000), Tseng (2004)) debido a la gran variabilidad de la misma. La geometría se presenta en la Figura 7.1. Este ejemplo se utiliza en los tres primeros trabajos mencionados para demostrar que los esquemas numéricos mantienen la situación de agua parada y nivel constante, mientras que en el último se aplica a régimen permanente, aunque con un caudal muy bajo.

Debido a que las características del flujo utilizadas por Tseng (2004) son relativamente poco exigentes, se ha utilizado la misma geometría para la simulación con un caudal mayor, de  $200 \text{ m}^3 / \text{s}$ , una condición de contorno de  $12 \text{ m}$  de calado y un coeficiente de rugosidad de Manning de  $0.020$ . En el cálculo se ha utilizado una separación entre secciones de  $2.5 \text{ m}$ .

Los resultados con el esquema de primer orden de precisión se presentan en la Figura 7.2 y la Figura 7.3 mientras que en la Figura 7.4 y Figura 7.5 se presentan los resultados con el esquema WAF TVD y la función de limitación Minmood. En la Figura 7.3 y la Figura 7.5 también se hace la comparación con la lámina de agua calculada con método *paso a paso* para régimen permanente gradualmente variado. Se aprecia la capacidad de simulación del régimen permanente de los esquemas. En la Figura 7.2 las láminas de agua con el método *paso a paso* y el esquema de Roe (primer orden) se confunden, por lo que en la Figura 7.3 (derecha) se presenta el detalle de las diferencias entre ambas, que no supera en ningún caso los  $3 \text{ mm}$ . Los mismos resultados se presentan en la Figura 7.4 y Figura 7.5 para el esquema WAF TVD. En este caso, como en el resto del capítulo si no se dice lo contrario, se ha utilizado la función de limitación Minmood.

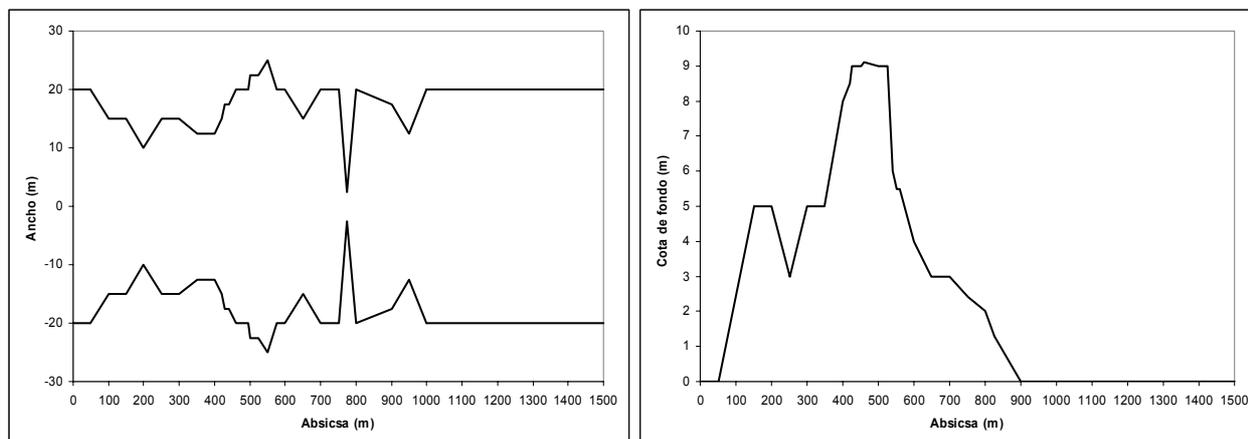


Figura 7.1. Planta y perfil del canal rectangular no prismático.

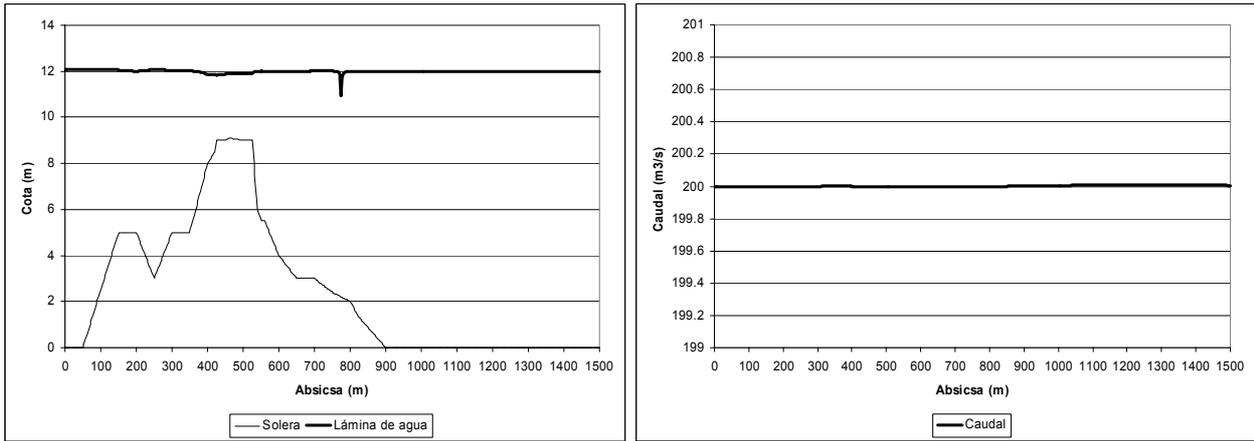


Figura 7.2. Régimen permanente en canal rectangular no prismático. Primer orden de precisión. Caudal de 200 m<sup>3</sup>/s, condición de contorno de 12 m de calado.

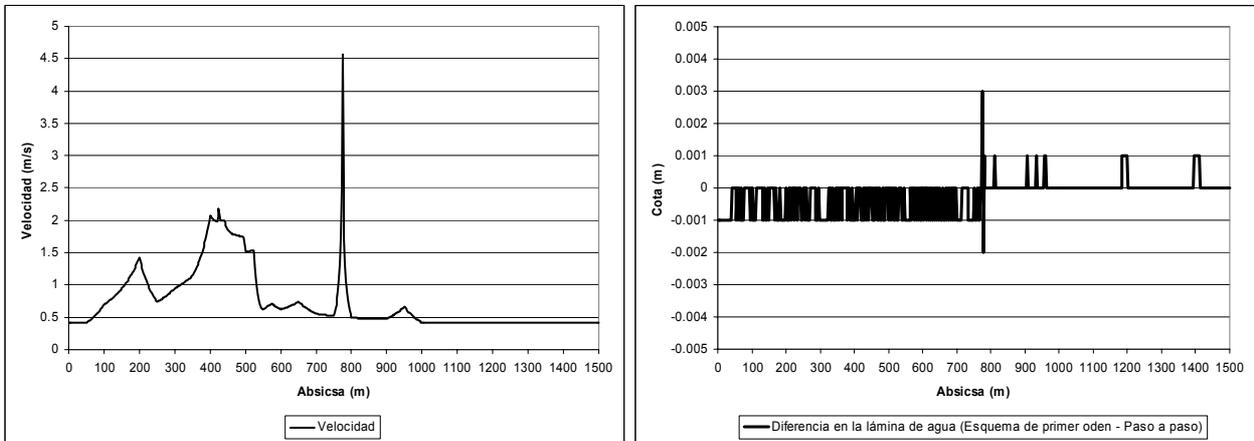


Figura 7.3. Régimen permanente en canal rectangular no prismático. Velocidad y diferencia en la lámina de agua entre el cálculo con el esquema de primer orden de precisión y el método paso a paso.

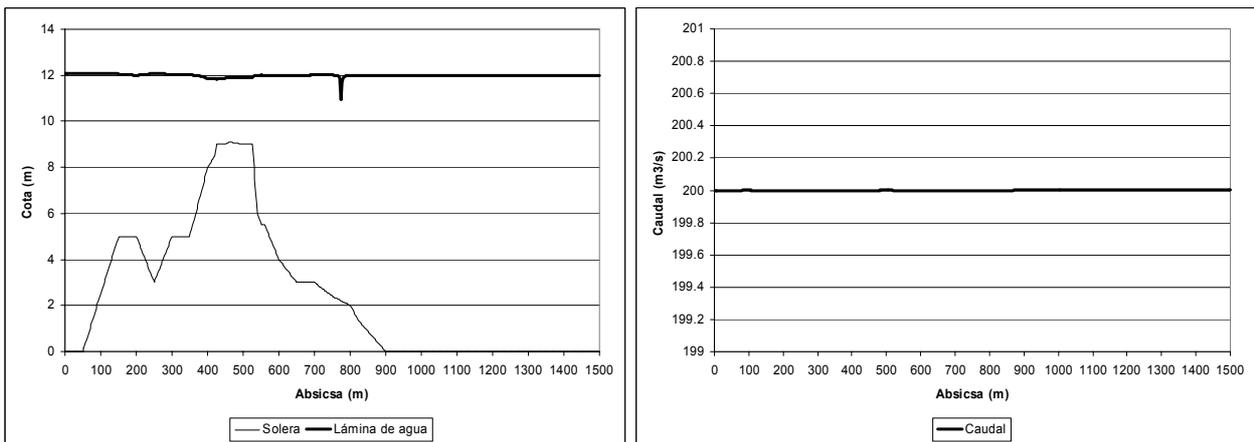


Figura 7.4. Régimen permanente en canal rectangular no prismático. Esquema WAF TVD. Caudal de 200 m<sup>3</sup>/s, condición de contorno de 12 m de calado.

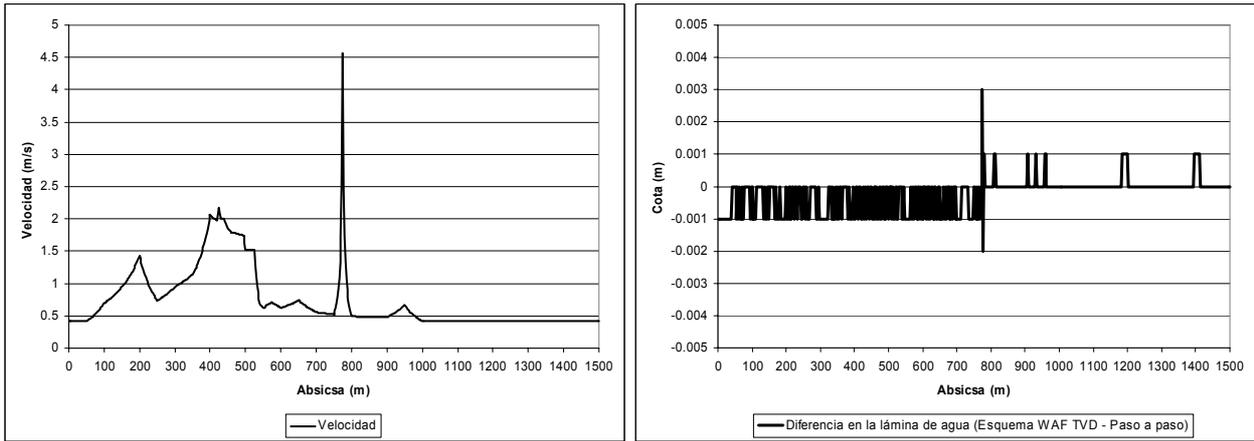


Figura 7.5. Régimen permanente en canal rectangular no prismático. Velocidad y diferencia en la lámina de agua entre el cálculo con el esquema WAF TVD y el método paso a paso.

### 7.2.2. Sobreelevación de solera suave

En este apartado se utiliza un ejemplo tomado de la tesis de Alcrudo (1992), consistente en una sobreelevación suave de la solera de un canal prismático. Utilizando las condiciones de contorno adecuadas, se consigue que el flujo sobre el obstáculo sea en régimen lento (apartado 7.2.2.1), rápido (apartado 7.2.2.2), transcrito de lento a rápido (apartado 7.2.2.3), o transcrito con resalto (apartado 7.2.2.4).

En todos los casos se ha considerado un ancho de canal de 10 m y no se ha considerado fricción. Los resultados se presentan para el esquema WAF TVD por no apreciarse prácticamente diferencias entre éste y el esquema de primer orden. En cada caso se presentan los resultados en cota de lámina de agua, caudal, velocidad, y diferencia entre la cota de la lámina de agua con el esquema WAF TVD y el método *paso a paso*.

#### 7.2.2.1 Régimen lento

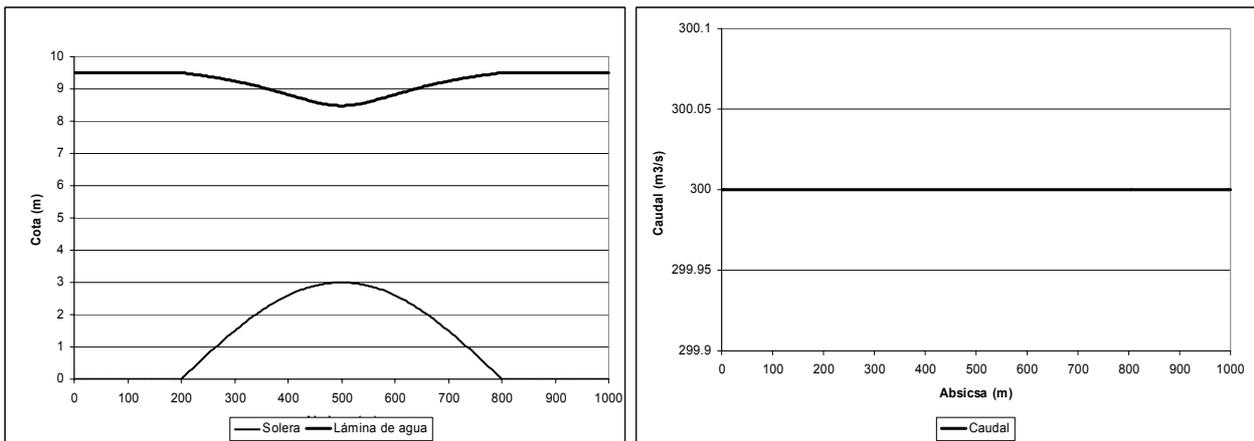


Figura 7.6. Régimen permanente subcrítico en una sobreelevación de solera suave. Esquema WAF TVD. Caudal de 300 m<sup>3</sup>/s, condición de contorno de 9.5 m de calado.

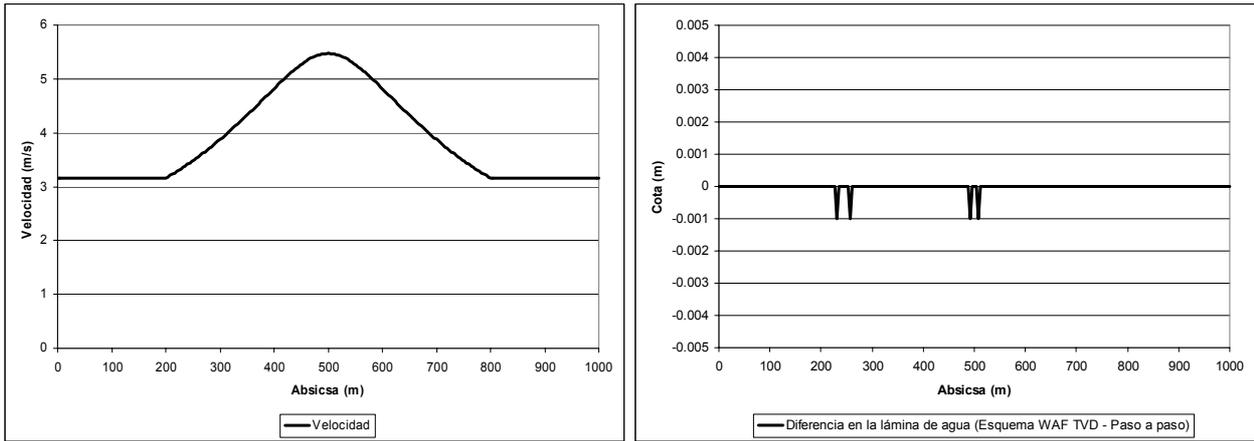


Figura 7.7. Régimen permanente subcrítico en una sobreelevación de solera suave. Velocidad y diferencia en la lámina de agua entre el cálculo con el esquema WAF TVD y el método paso a paso.

### 7.2.2.2 Régimen rápido

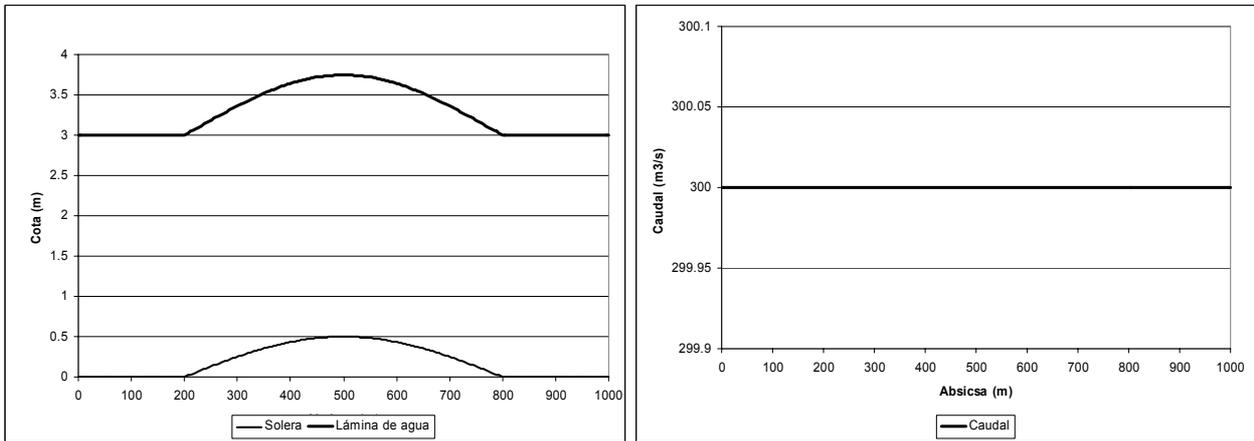


Figura 7.8. Régimen permanente supercrítico en una sobreelevación de solera suave. Esquema WAF TVD. Caudal de  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ , condición de contorno de 3 m de calado.

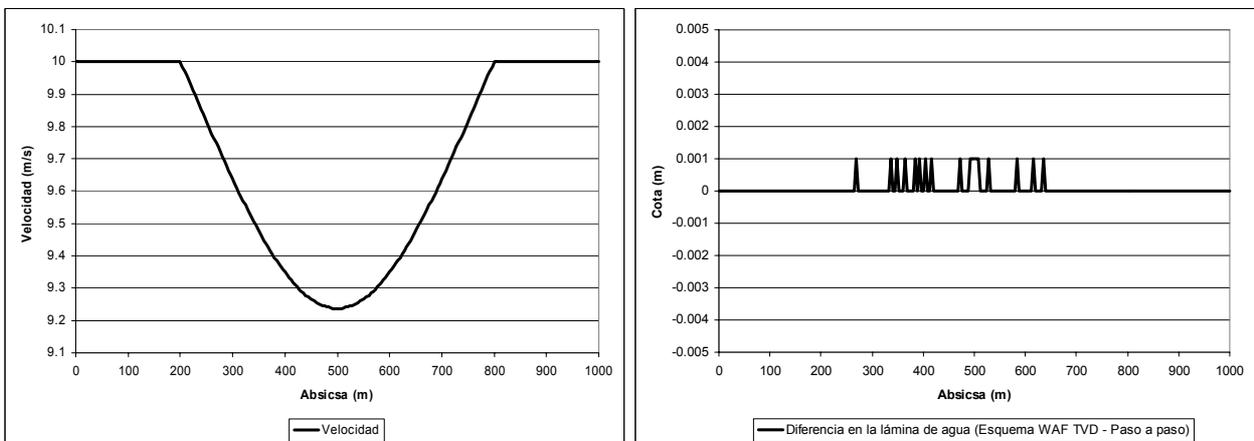


Figura 7.9. Régimen permanente supercrítico en una sobreelevación de solera suave. Velocidad y diferencia en la lámina de agua entre el cálculo con el esquema WAF TVD y el método paso a paso.

### 7.2.2.3 Régimen transcrito (lento a rápido)

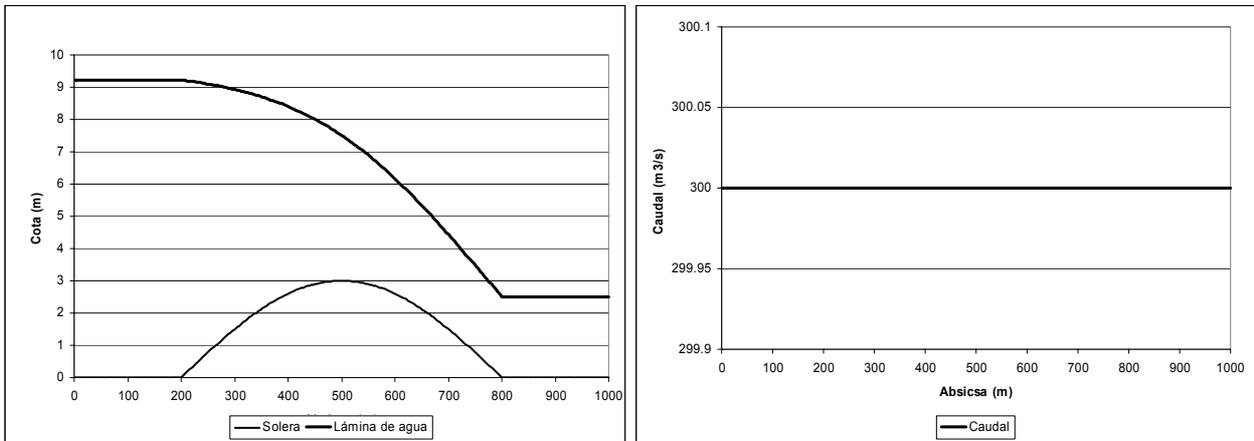


Figura 7.10. Régimen permanente transcrito (lento a rápido) en una sobreelevación de solera suave. Esquema WAF TVD. Caudal de 300 m<sup>3</sup>/s.

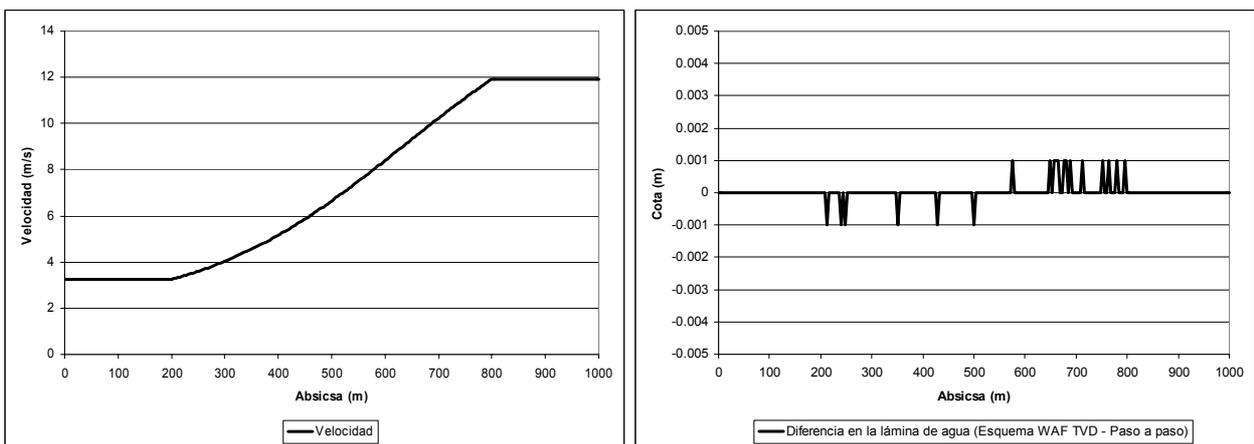


Figura 7.11. Régimen permanente transcrito (lento a rápido) en una sobreelevación de solera suave. Velocidad y diferencia en la lámina de agua entre el cálculo con el esquema WAF TVD y el método paso a paso.

### 7.2.2.4 Resalto hidráulico

En presencia de un resalto hidráulico, como se ha comentado en el Capítulo 5, el *Riemann solver* de Roe produce un error en el caudal localizado precisamente en la posición del resalto. Por otro lado, con la metodología comúnmente utilizada en el método *paso a paso* (situación del resalto por comparación entre la fuerza específica de las dos posibles soluciones en régimen lento y régimen rápido) el resalto hidráulico se sitúa siempre entre dos secciones contiguas, mientras que con los esquemas de alta resolución el resalto abarca dos elementos de volumen. Por estas dos razones, en la Figura 7.12 se aprecia un pico de caudal en el resalto, y en la Figura 7.13, en la que se presenta la diferencia de cota de lámina de agua con las dos metodologías, se aprecia una diferencia de cotas justo en la posición del resalto.

Sin embargo, es de destacar que tanto el error localizado en caudal, como la diferencia de cotas quedan restringidos solamente a la posición del resalto, y no tienen repercusión ni en la posición del mismo ni en la lámina de agua aguas arriba o aguas abajo. En la Figura 7.13, la velocidad corresponde al caudal de transferencia entre volúmenes finitos dividido por el área de cada sección.

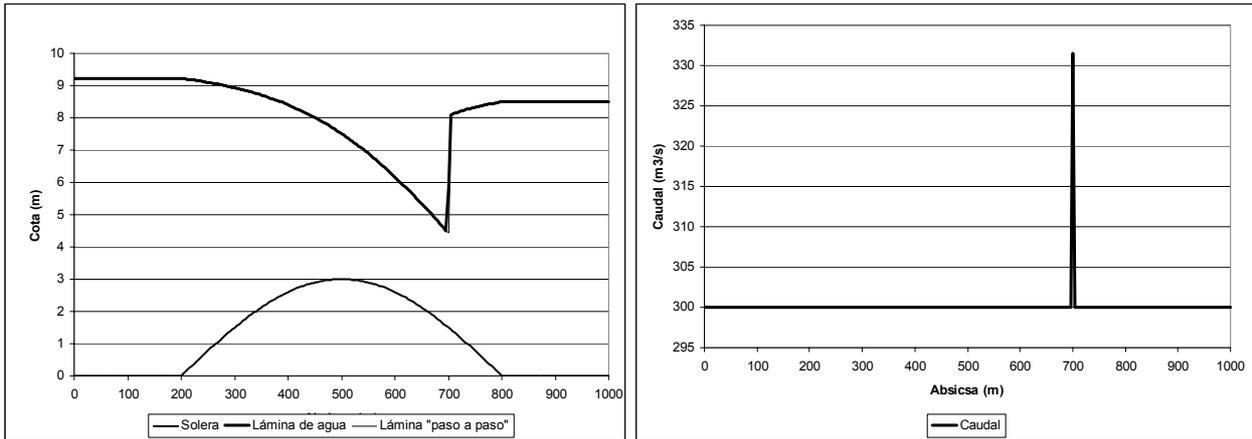


Figura 7.12. Resalto hidráulico aislado en una sobreelevación de solera suave. Esquema WAF TVD. Caudal de  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ , condición de contorno de 8.5 m de calado.

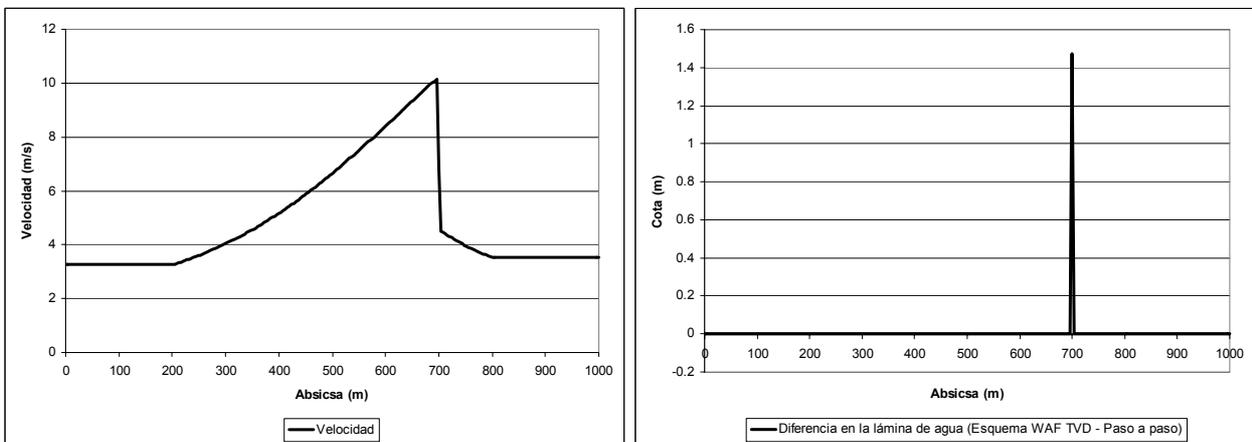


Figura 7.13. Resalto hidráulico aislado en una sobreelevación de solera suave sin fricción. Velocidad y diferencia en la lámina de agua entre el cálculo con el esquema Esquema WAF TVD y el método paso a paso.

### 7.2.3. Canal no prismático con solución analítica

Un trabajo singular es el presentado en la tesis de MacDonald (1996). En ella se desarrollan distintos métodos de cálculo en régimen permanente en una dimensión, por sobretodo se presenta una metodología para la obtención de geometrías variables para las cuales es posible encontrar los niveles de agua, y por lo tanto las velocidades, mediante solución analítica. En el trabajo mencionado se desarrollan una serie de problemas test para flujo en régimen lento, rápido, transcrito y con resalto, que se utilizan en este capítulo.

#### 7.2.3.1 Régimen lento

El problema test nº9 de MacDonald, para flujo en régimen lento, responde a la geometría en planta de la Figura 7.14, dada por la expresión:

$$B(x) = 10 - 5e^{\left(10 \left(\frac{x}{200} - \frac{1}{2}\right)^2\right)} \quad (7.1)$$

Donde  $B(x)$  es el ancho del canal. La cota de fondo se encuentra integrando la expresión para la pendiente:

$$S_0(x) = \left( 1 - \frac{Q^2 B(x)}{9.08665 (y(x) B(x))^3} \right) \frac{dy(x)}{dx} + Q^2 n^2 \frac{(B(x) + 2y(x))^{4/3}}{(y(x) B(x))^{10/3}} - \frac{Q^2 \frac{dB(x)}{dx}}{9.08665 (y(x))^2 (B(x))^3} \quad (7.2)$$

donde  $Q$  es el caudal,  $n$  el coeficiente de rugosidad de Manning, e  $y(x)$  el calado. En este problema test se define el calado según:

$$y(x) = 0.9 + 0.3e^{\left( 20 \left( \frac{x}{200} - \frac{1}{2} \right)^2 \right)} \quad (7.3)$$

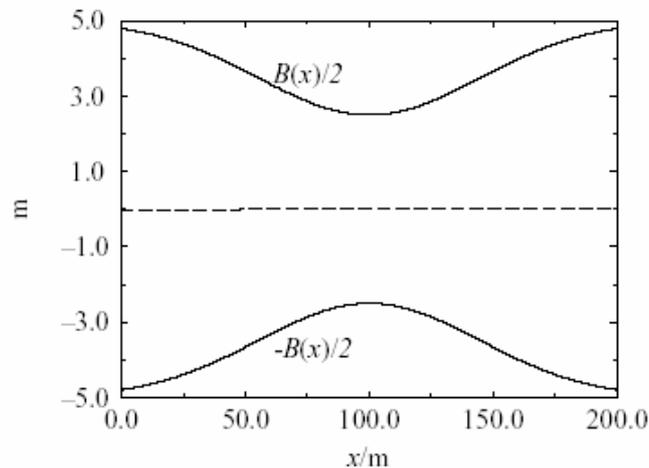


Figura 7.14. Forma en planta del problema test n°9 de MacDonald. Figura tomada de MacDonald (1996).

Las tres últimas expresiones definen completamente la geometría del problema y su solución. Para un caudal de  $20 \text{ m}^3 / \text{s}$ , una longitud del tramo de estudio de  $200 \text{ m}$  y un coeficiente de rugosidad de Manning de  $0.03$ , la solución exacta se presenta en línea continua en la Figura 7.15. En la misma figura se representa mediante puntos la solución numérica obtenida con el esquema WAF TVD. Se observa su coincidencia con la solución analítica.

### 7.2.3.2 Régimen rápido

El problema test n°10 de MacDonald se obtiene con las expresiones (7.1) y (7.2), por lo tanto la forma en planta es la misma que en el apartado anterior, pero considerando ahora la siguiente expresión para el calado:

$$y(x) = 0.5 + 0.5e^{\left( 20 \left( \frac{x}{200} - \frac{1}{2} \right)^2 \right)} \quad (7.4)$$

Con ello, se obtiene el perfil representado en la Figura 7.16 juntamente con la solución numérica obtenida con el esquema WAF TVD. Como antes, se aprecia la exactitud de la modelación numérica.

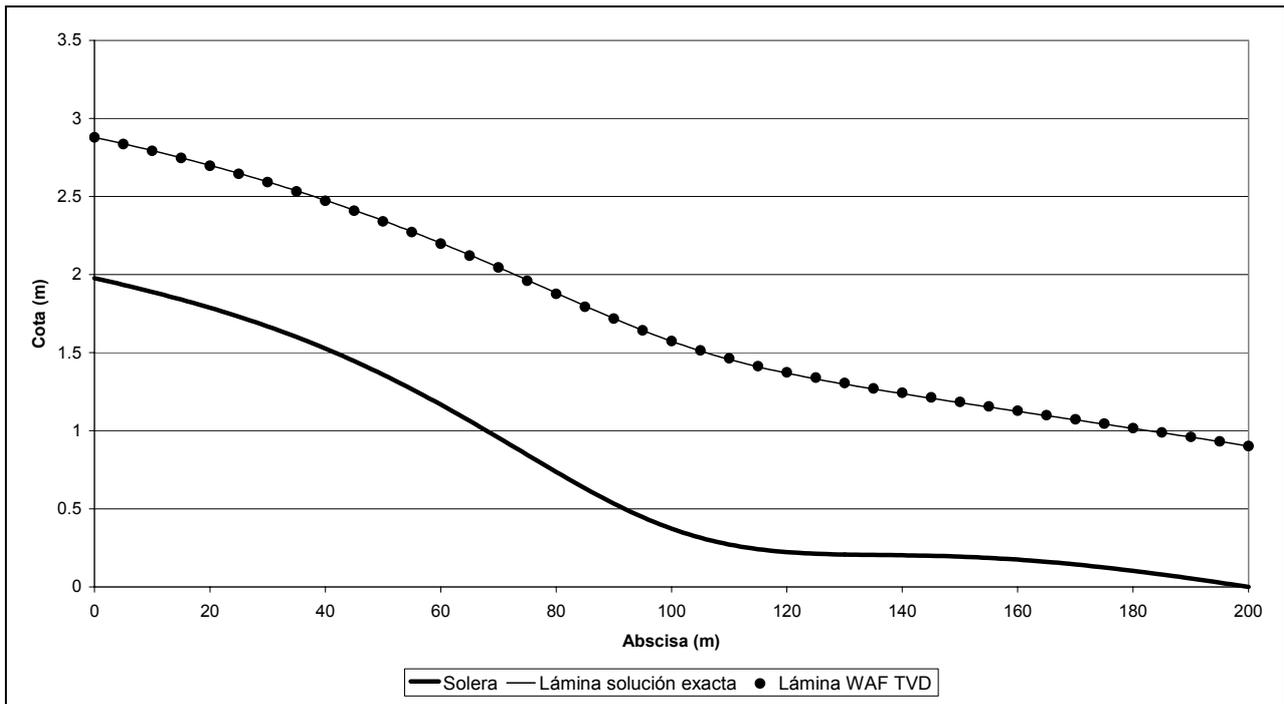


Figura 7.15. Problema test n°9 de MacDonal. Régimen lento.

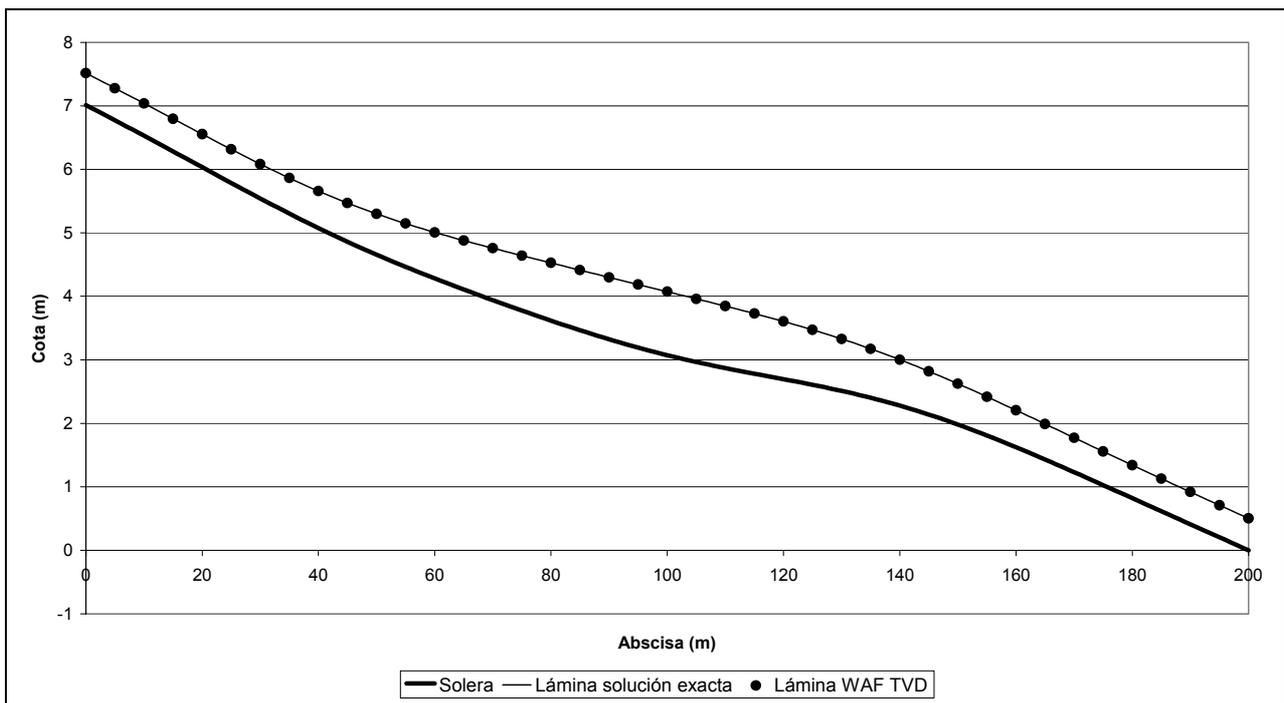


Figura 7.16. Problema test n°10 de MacDonal. Régimen rápido.

### 7.2.3.3 Régimen transcrito (lento a rápido)

Para conseguir un ejemplo de paso de régimen lento a rápido con solución analítica, en el problema test n°11, MacDonal propone utilizar la expresión

$$y(x) = 1 + 0.3 \tanh \left( 4 \left( \frac{x}{200} - \frac{1}{3} \right)^2 \right) \quad (7.5)$$

juntamente con (7.1) y (7.2). El perfil de la lámina de agua obtenido mediante la expresión analítica, se compara con la solución numérica en la Figura 7.17.

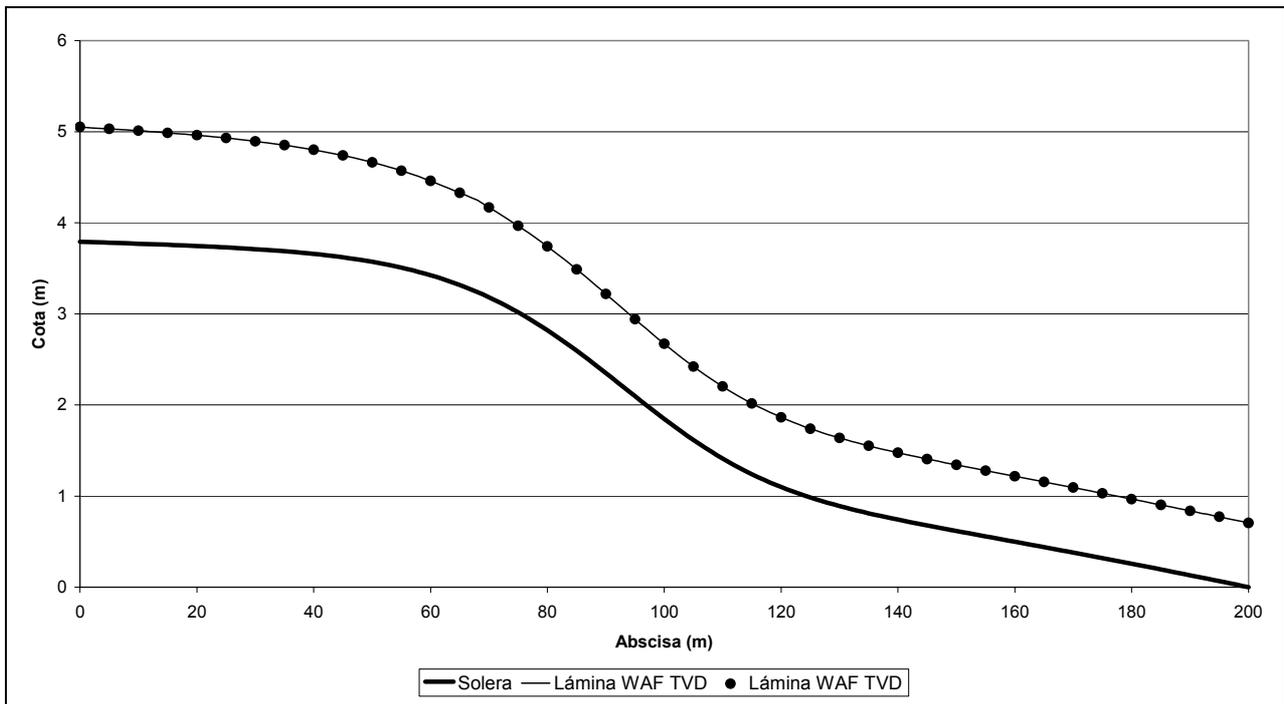


Figura 7.17. Problema test n°11 de MacDonald. Paso de lento a rápido.

### 7.2.3.4 Resalto hidráulico

Para el caso de resalto hidráulico, MacDonald demuestra que se puede obtener un problema con solución analítica (Problema test n° 12) si se considera un calado dado por:

$$\begin{aligned}
 y(x) &= 0.7 + 0.3(e^{x/200} - 1) & \text{si } x \leq 120 \\
 y(x) &= e^{(-0.1(x-120))} \sum_{i=0}^M k_i \left( \frac{x-120}{200-x} \right)^i + 1.5e^{-0.1\left(\frac{x}{200}-1\right)} & \text{si } x > 120
 \end{aligned}
 \tag{7.6}$$

con  $M = 2$ ,  $k_0 = -0.154375$ ,  $k_1 = -0.108189$ ,  $k_2 = -2.014310$ . Como antes, el ancho y cota de fondo se obtienen de (7.1) y (7.2). En la Figura 7.18 se compara la lámina de agua obtenida mediante la expresión analítica con la solución numérica con el esquema WAF TVD.

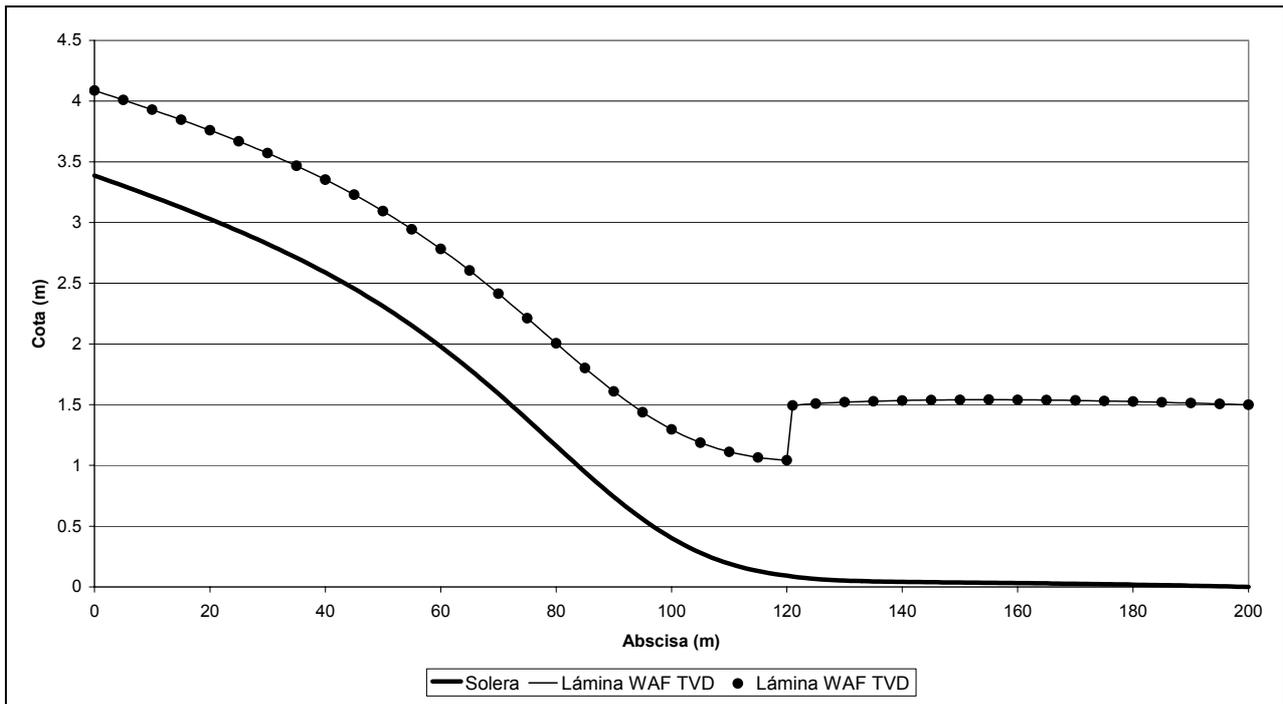


Figura 7.18. Problema test n°12 de MacDonald. Resalto hidráulico.

#### 7.2.4. Canal trapezoidal no prismático

Para verificar la capacidad de los esquemas numéricos presentados en esta tesis de modelar correctamente el régimen permanente gradualmente variado con geometrías irregulares, uno de los principales puntos débiles en los esquemas de resolución en volúmenes finitos para las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión, se creyó de interés considerar una geometría irregular no prismática y no rectangular. El objetivo es verificar los desarrollos presentados en el capítulo anterior para, por un lado, considerar adecuadamente la variación espacial del vector de flujo por cambios en la geometría, y por otro, el tratamiento de la parte correspondiente a la pendiente de fondo del término independiente. Para ello se utilizó la geometría representada por las 14 secciones de la Figura 7.19 correspondientes a un canal de 13 m de longitud, con un caudal de  $2\text{ m}^3/\text{s}$  y una cota de lámina de 2 m en el extremo aguas abajo. Para evitar posibles distorsiones de la comparación por efecto de la rugosidad, que en el método *paso a paso* se puede considerar de distintas formas, se ha considerado que no hay fricción.

La sección es siempre trapezoidal pero van variando la cota de fondo, el ancho de solera y los taludes laterales. En la Figura 7.20 y Figura 7.21 se comparan los resultados obtenidos con una modelación con el esquema *paso a paso* y se manifiesta la capacidad de los esquemas de Roe y WAF TVD para modelar con precisión el régimen permanente. Ambos esquemas producen idénticos resultados, y también idénticos al método *paso a paso*.

Para este mismo caso se ha creído conveniente ilustrar los errores que se producen, en primer lugar, si no se discretiza el término independiente de manera que se asegure la conservación de la energía (como hacen los esquemas en volúmenes finitos basados en el *Riemann solver* de Roe que se conocen), y en segundo lugar si no se considera el efecto de la irregularidad de la geometría en la dependencia espacial del vector de flujo (lo que también es muy común en la bibliografía).

En la Figura 7.22 se presenta la lámina de agua, y su comparación con el método *paso a paso*, aproximando el área en un controno de un elemento de volumen según la media aritmética del valor en los volúmenes contiguos, y no según la media harmónica. Se aprecia que la solución que se obtiene presenta diferencias considerables con el método *paso a paso*. En la Figura 7.23 se presentan los resultados y la misma comparación, pero sin considerar en el esquema numérico la irregularidad de la geometría en la dependencia espacial del vector de flujo; los errores en este caso son de gran magnitud.

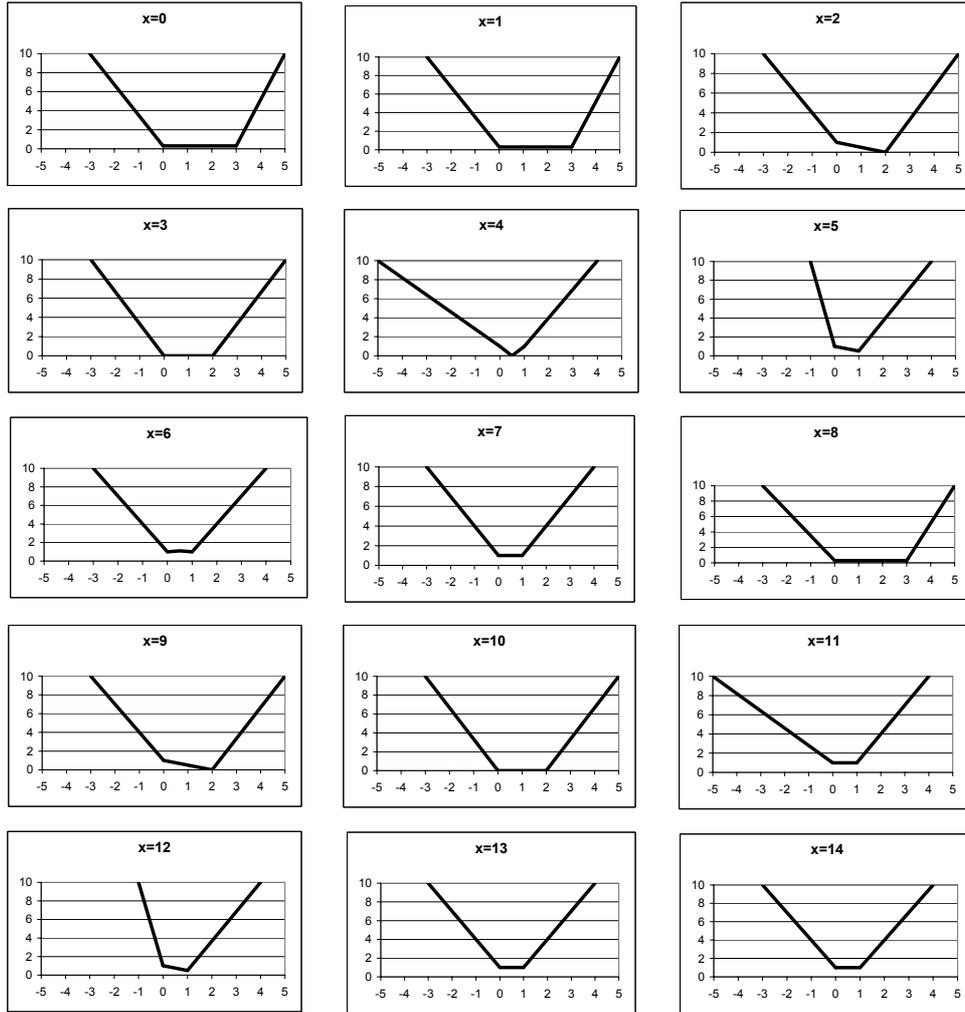


Figura 7.19. Secciones para el canal trapezoidal no prismático.

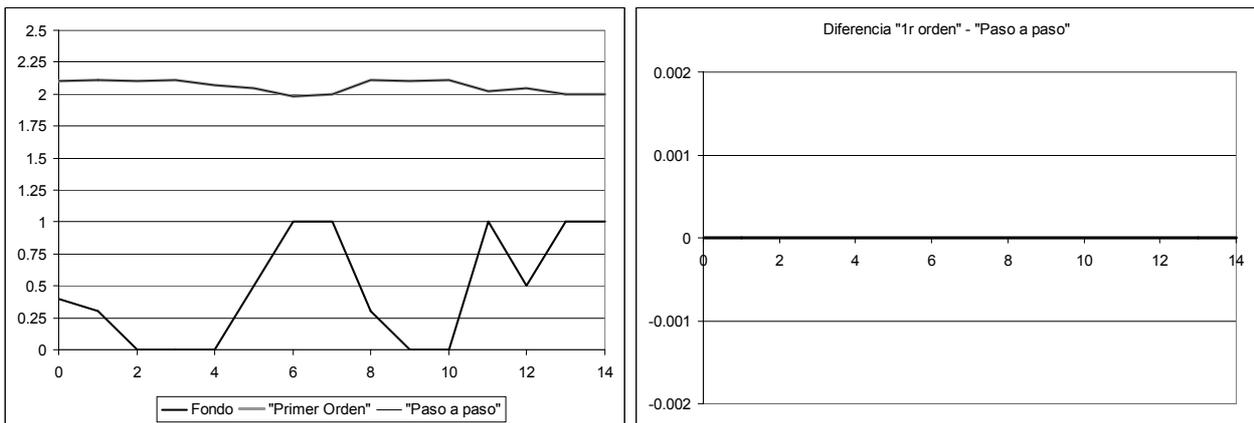


Figura 7.20. Canal trapezoidal no prismático. Esquema de Roe (primer orden). Lámina de agua (izquierda) y comparación con el método paso a paso (derecha).

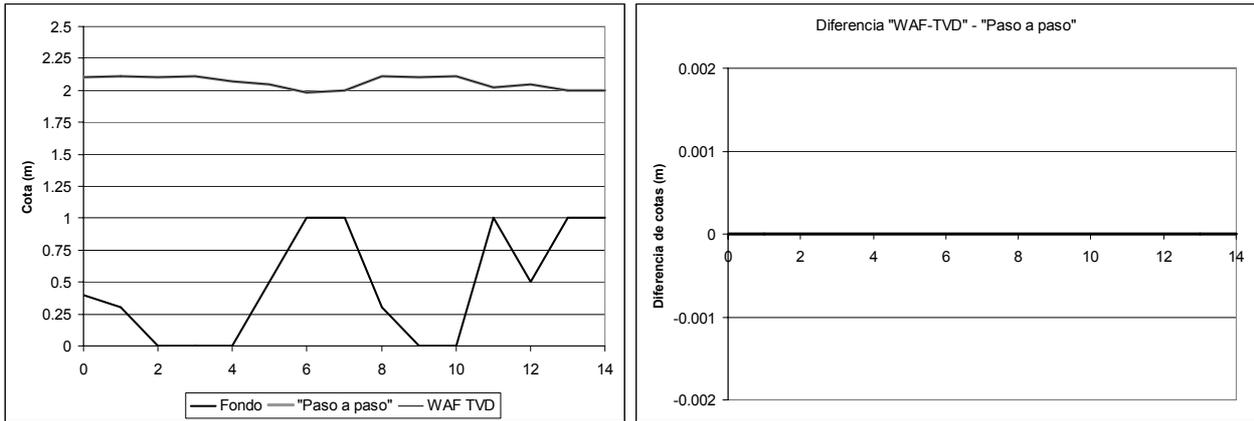


Figura 7.21. Canal trapezoidal no prismático. Esquema WAF TVD. Lámina de agua (izquierda) y comparación con el método paso a paso (derecha).

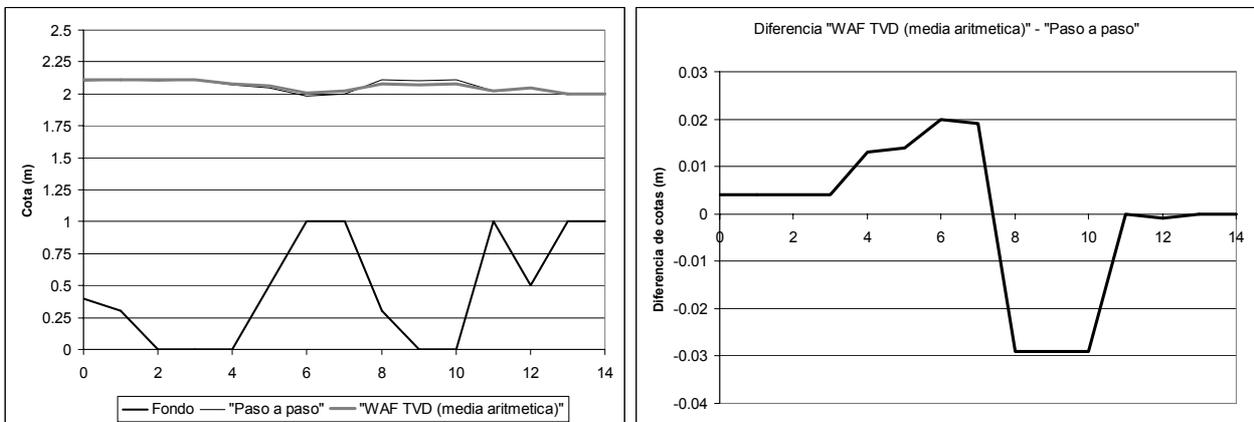


Figura 7.22. Canal trapezoidal no prismático. Esquema WAF TVD aproximando el área entre dos volúmenes finitos por la media aritmetica, y comparación con el método paso a paso.

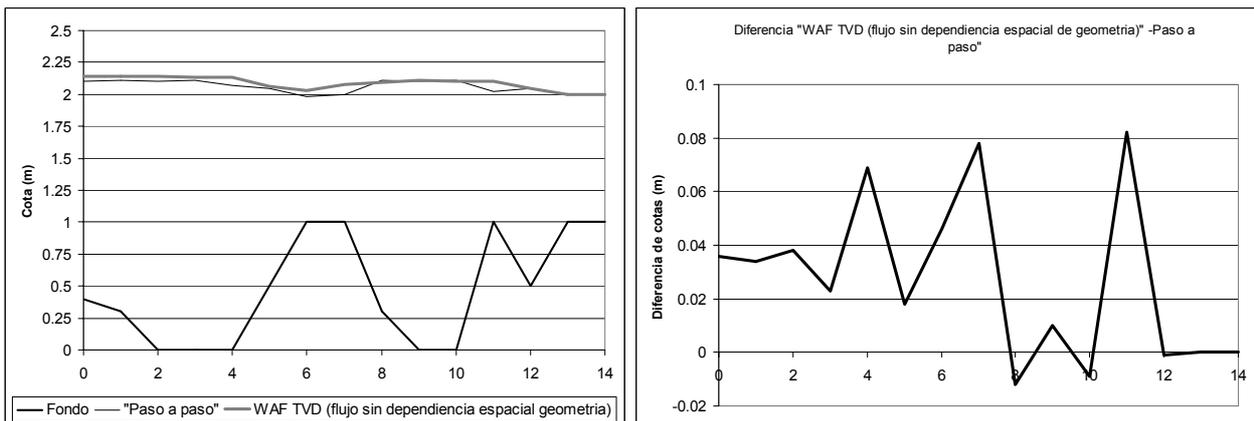


Figura 7.23. Canal trapezoidal no prismático. Esquema WAF TVD sin considerar la irregularidad de la geometría en la dependencia espacial del vector de flujo, y comparación con el método paso a paso.

### 7.2.5. Resalto hidráulico en un canal de pendiente fuerte

En este caso se calcula la lámina de agua en un canal rectangular con un 1% de pendiente y 5 m de ancho para una caudal de  $50 \text{ m}^3 / \text{s}$ . El cálculo se realiza en primer lugar para una condición de contorno aguas abajo de 4 m de calado y sin fricción (Figura 7.24 y Figura 7.25) y luego para la misma condición de contorno pero un

coeficiente de rugosidad de Manning de 0.020 (Figura 7.26 y Figura 7.27). En ambos casos se aprecia la bondad del esquema WAF TVD para simular correctamente el resalto hidráulico.

En la Figura 7.28 se realiza una comparación de detalle de la lámina de agua calculada con el esquema de primer orden (Roe) y el esquema de alta resolución (WAF TVD con función de limitación Minmod). Se aprecia la suavización de la solución producido por el primero, que en este caso afecta tan solo a dos elementos de volumen.

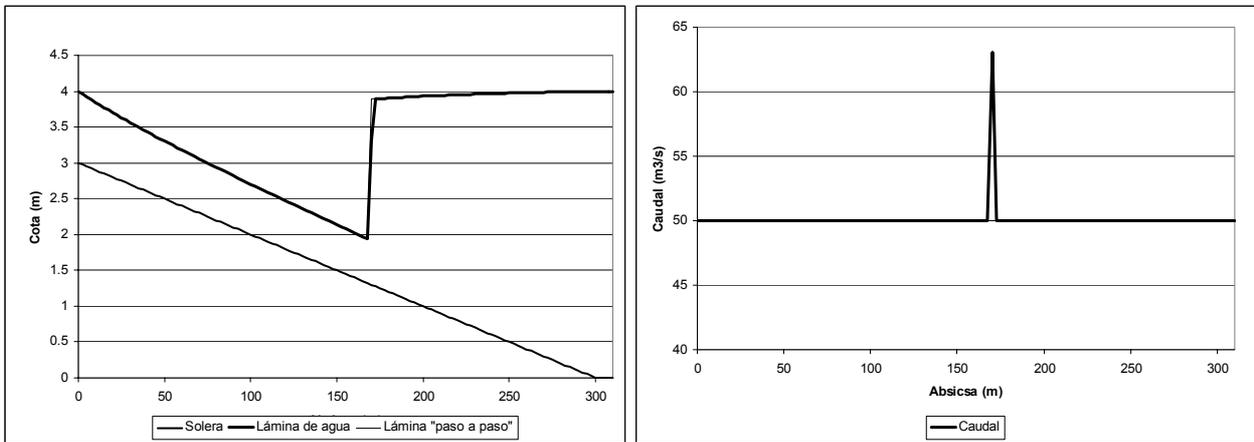


Figura 7.24. Resalto hidráulico aislado sin fricción. Lámina de agua y caudal con el esquema WAF TVD

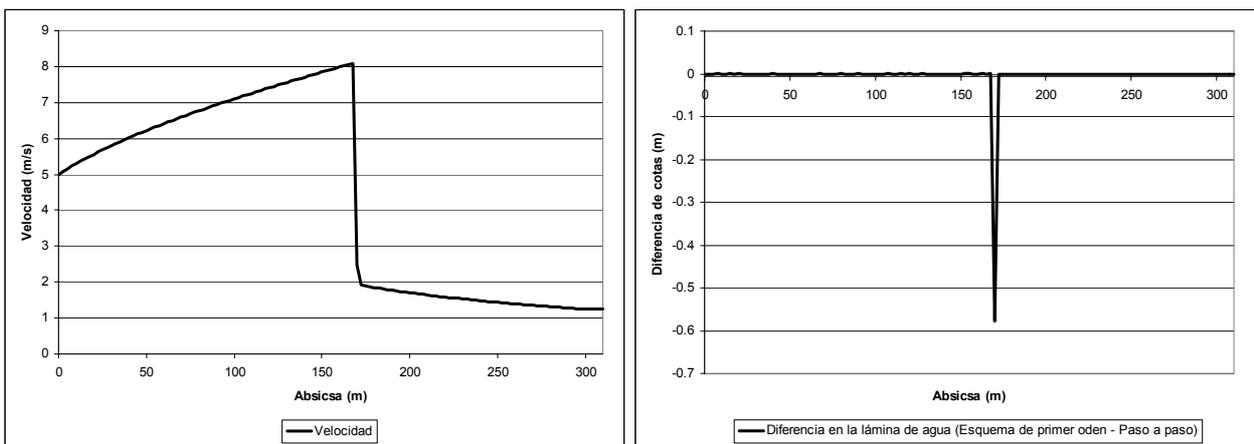


Figura 7.25. Resalto hidráulico aislado sin fricción. Caudal a partir de la transferencia de volumen y perfil de velocidad con el esquema WAF TVD

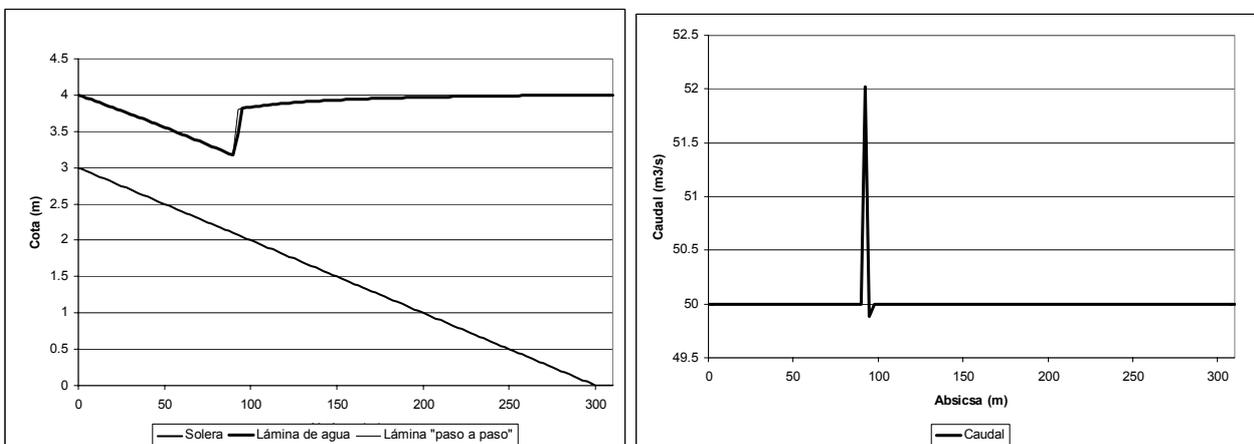


Figura 7.26. Resalto hidráulico aislado con  $n=0.020$ . Lámina de agua y caudal con el esquema WAF TVD

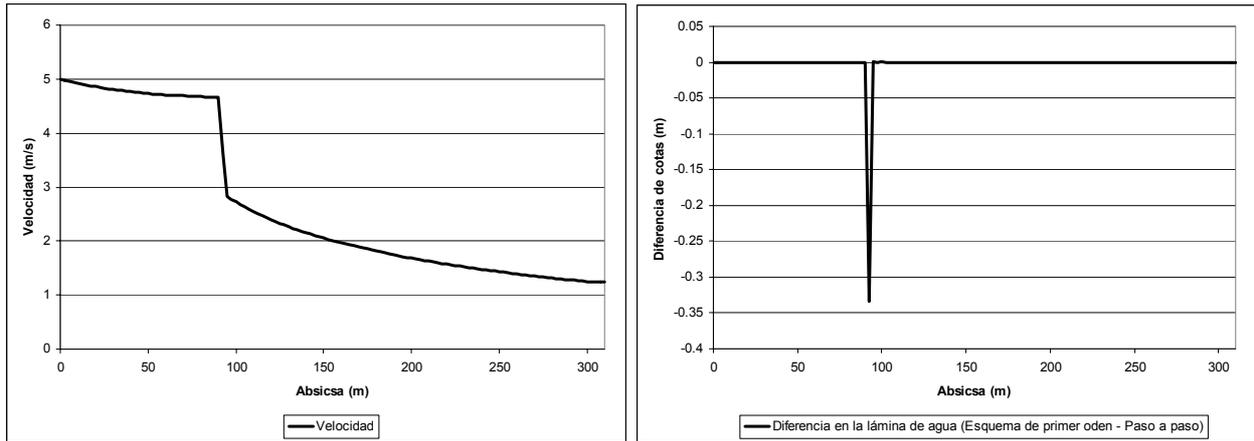


Figura 7.27. Resalto hidráulico aislado con  $n=0.020$ . Caudal a partir de la transferencia de volumen perfil de velocidad con el esquema WAF TVD

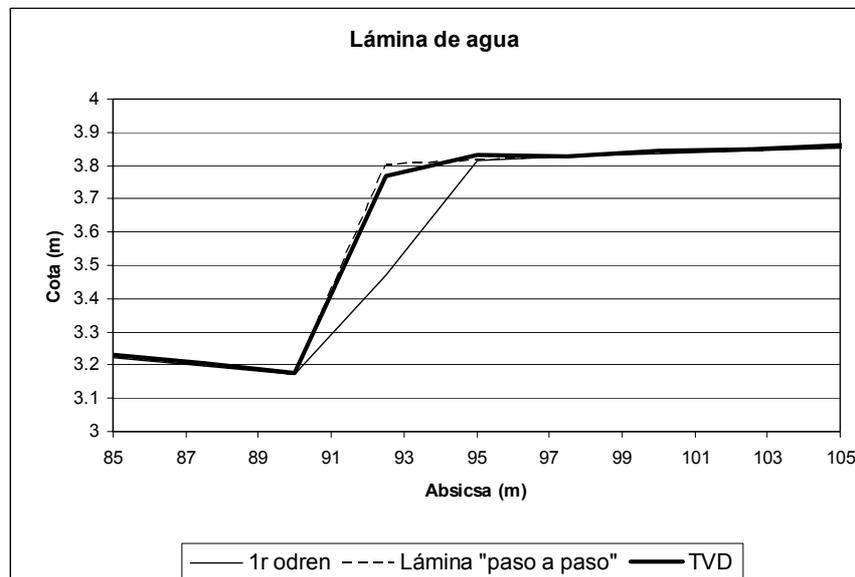


Figura 7.28. Resalto hidráulico aislado con  $n=0.020$ . Comparación de detalle de la lámina de agua con el esquema de primer orden y el esquema WAF TVD (izquierda).

### 7.2.6. Niveles de agua en el río Llobregat

Se compara la lámina de agua obtenida en régimen permanente con el método *paso a paso* y con los esquemas de primer orden y alta resolución para un tramo de 7075 m de longitud situado ente la confluencia del río Llobregat y la Riera de Rubí, y el escalón existente donde anteriormente se encontraba el azud del Canal de la Margen Derecha, en el término municipal de Sant Vicenç dels Horts. El tramo incorpora el escalón existente en un punto situado 450 m aguas arriba del puente de de la N-349 en Molins de Rei, construido a raíz de la obras de encauzamiento realizadas durante la construcción de la Autovía del Baix Llobregat.

El cálculo se ha realizado para un caudal de  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ , calado crítico aguas abajo por corresponder al azud mencionado, y coeficiente de rugosidad de Manning variable dentro de cada sección dependiendo de si el punto corresponde al cauce central, o, en las llanuras de inundación, dependiendo del uso del suelo. El coeficiente de rugosidad considerado en el cauce central es de 0.025, mientras que en las llanuras oscila entre este mismo valor hasta valores de 0.120. El tramo se ha discretizado mediante 143 secciones transversales del río, con una fuerte irregularidad. En al Figura 7.29 se presentan a título de ejemplo la geometría de cuatro de ellas (nº1, nº100, nº150 y nº143).

El perfil del fondo se puede observar en la Figura 7.30, donde se presentan también la lámina de agua con el método paso a paso y el esquema WAF TVD. Se aprecia que las dos líneas se superponen en todo el tramo de estudio. Las diferencias entre ambas se observan mejor en la Figura 7.32 (izquierda) siendo de pocos centímetros. En la Figura 7.31 y Figura 7.32 (derecha) se puede observar que la mayor disipación del esquema de primer orden se acaba convirtiendo en mayores errores en la lámina de agua, especialmente en la zona del escalón, donde el esquema de primer orden no es capaz de reproducir el régimen rápido aguas abajo del mismo, aunque en general se obtienen niveles inferiores que con el esquema de alta resolución.

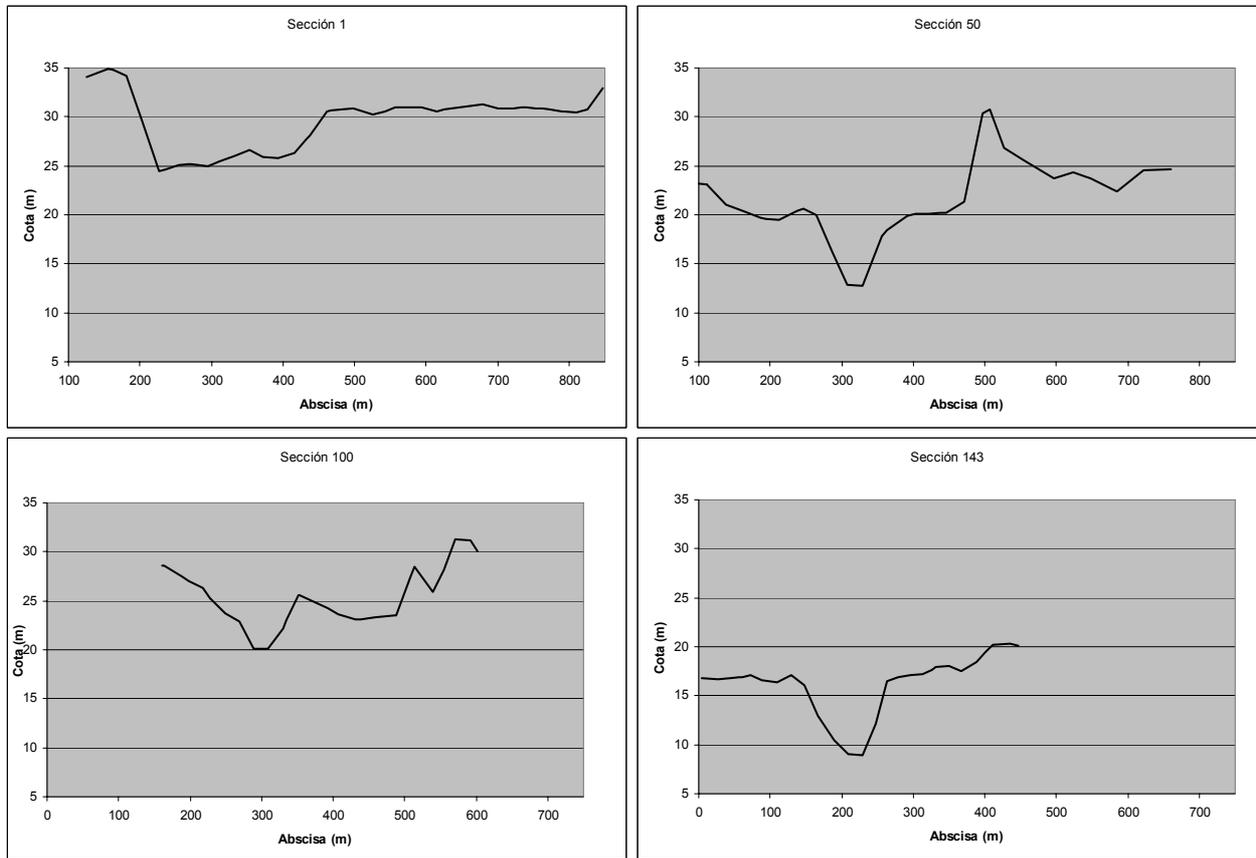


Figura 7.29 Ejemplo de secciones en el río llobregat

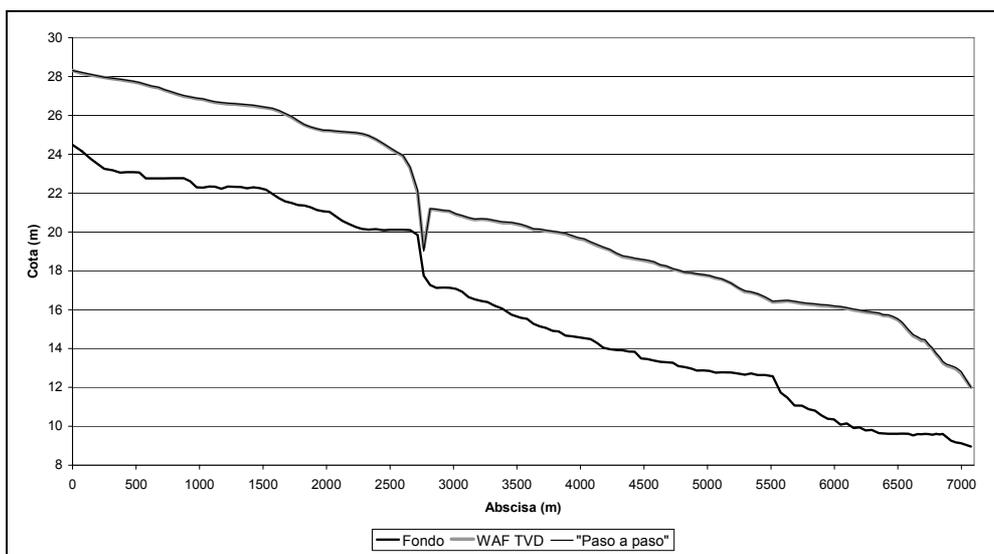


Figura 7.30. Río Llobregat en régimen permanente. Comparación entre el método paso a paso y el esquema WAF TVD

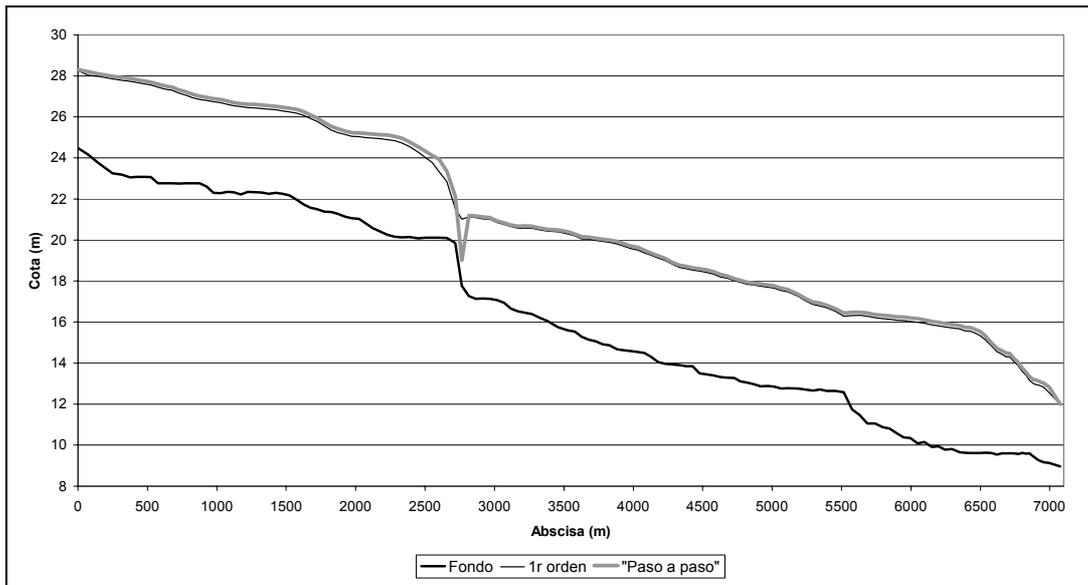


Figura 7.31. Río Llobregat en régimen permanente. Comparación entre el método paso a paso y el esquema de primer orden.

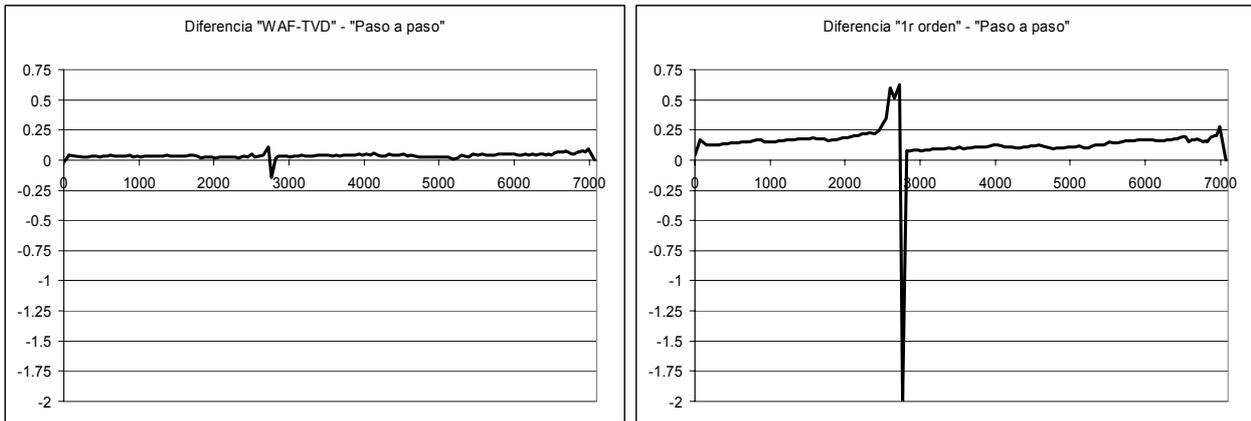


Figura 7.32. Río Llobregat en régimen permanente. Diferencias en cota de la lámina de agua entre el método paso a paso y los esquemas WAF TVD (izquierda) y primer orden (derecha)

### 7.3. Régimen permanente. Dos dimensiones

Para la validación en régimen permanente del esquema de segundo orden se utilizan dos ejemplos. El primero corresponde a la misma sobreelevación de solera suave que en una dimensión. En segundo lugar se comprueba que el esquema es capaz de simular correctamente la formación de ondas cruzadas en un estrechamiento.

#### 7.3.1. Sobreelevación de solera suave

Se estudian los mismos casos que en el caso unidimensional (apartado 7.2.2) pero ahora en un dominio bidimensional de  $40\text{ m}$  de ancho (la longitud es la misma que en una dimensión:  $1000\text{ m}$ ). El dominio se discretiza mediante 1250 volúmenes finitos, 5 a lo ancho y 250 a lo largo (Figura 7.37). En los siguientes subapartados se presentan las comparaciones entre la lámina de agua con el esquema WAF TVD 2D en el eje del canal y el método *paso a paso* (unidimensional) como en el apartado 7.2.2, más, en cada caso, la representación de los calados resultantes del cálculo mediante escala de colores.

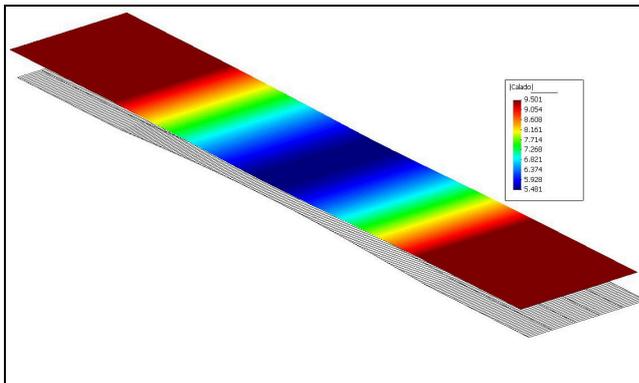


Figura 7.33. Calados obtenidos con el esquema WAF TVD 2D en una sobreelevación de solera suave en régimen lento

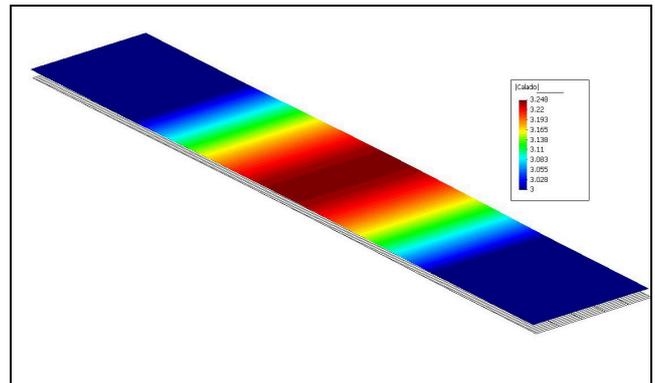


Figura 7.34. Calados obtenidos con el esquema WAF TVD 2D en una sobreelevación de solera suave en régimen rápido

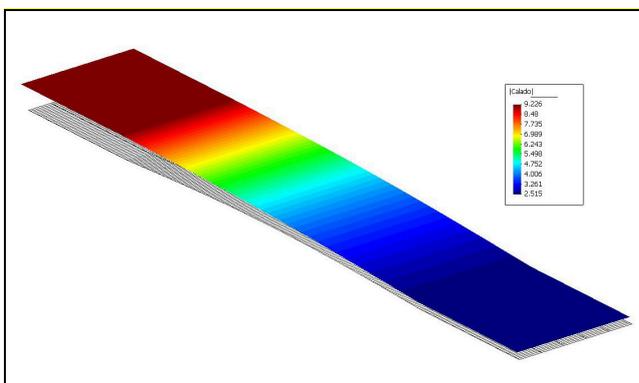


Figura 7.35. Calados obtenidos con el esquema WAF TVD 2D en una sobreelevación de solera suave en un paso de régimen lento a rápido

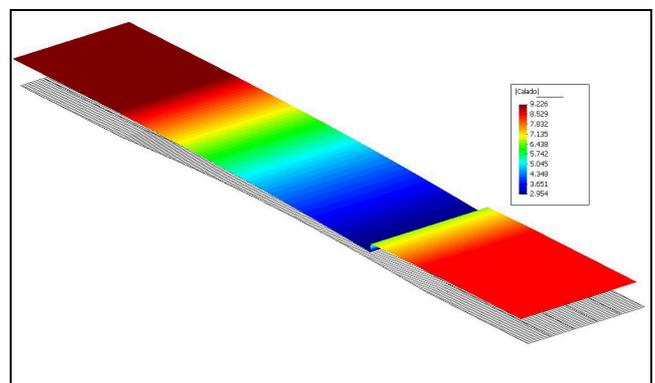


Figura 7.36. Calados obtenidos con el esquema WAF TVD 2D en una resalta hidráulico.

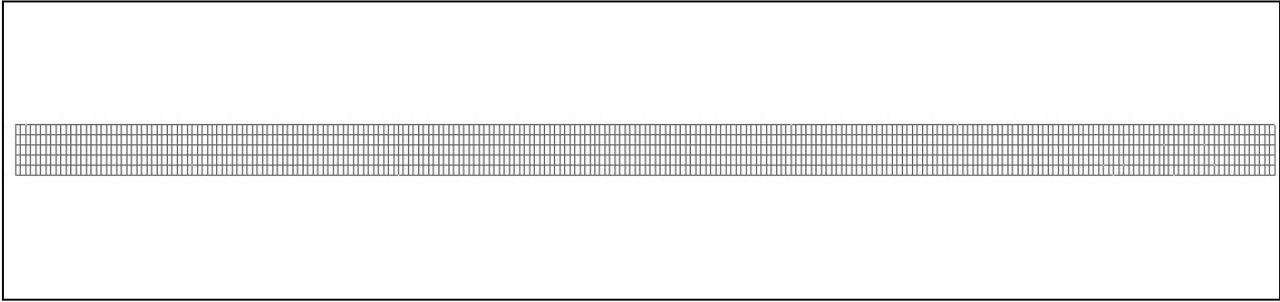


Figura 7.37. Malla utilizada en el cálculo de la sobreelevación de solera suave en dos dimensiones

### 7.3.1.1 Régimen lento

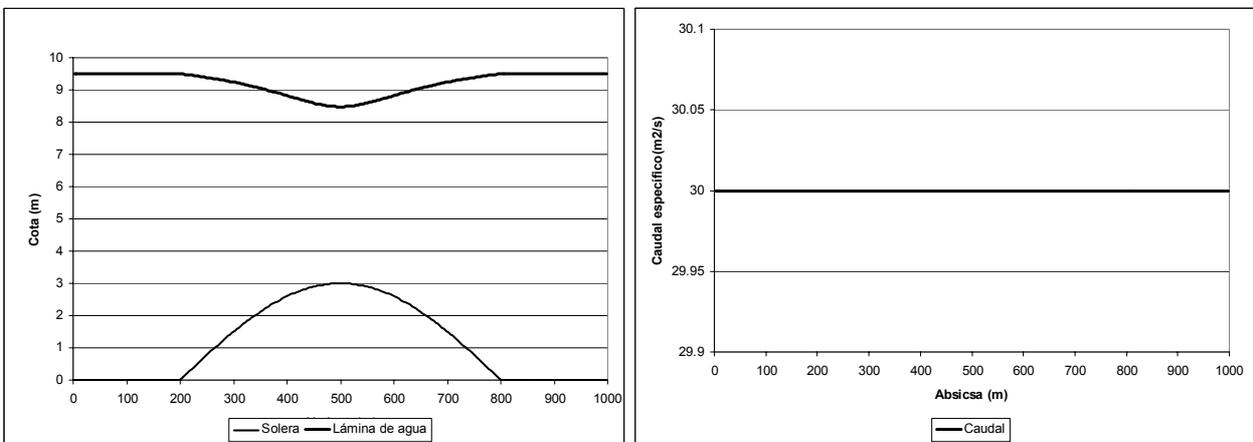


Figura 7.38. Régimen permanente subcrítico en una sobreelevación de solera suave. Esquema WAF TVD 2D. Caudal de  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ , condición de contorno de 9.5 m de calado. Resultados en el eje del canal.

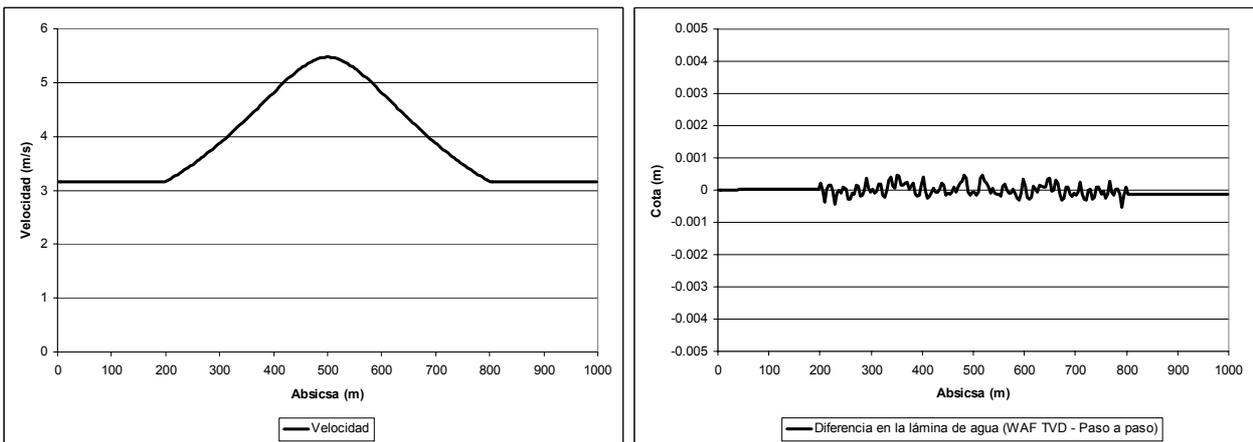


Figura 7.39. Régimen permanente subcrítico en una sobreelevación de solera suave. Velocidad y diferencia en la lámina de agua entre el cálculo con el esquema WAF TVD 2D y el método paso a paso.

**7.3.1.2 Régimen rápido**

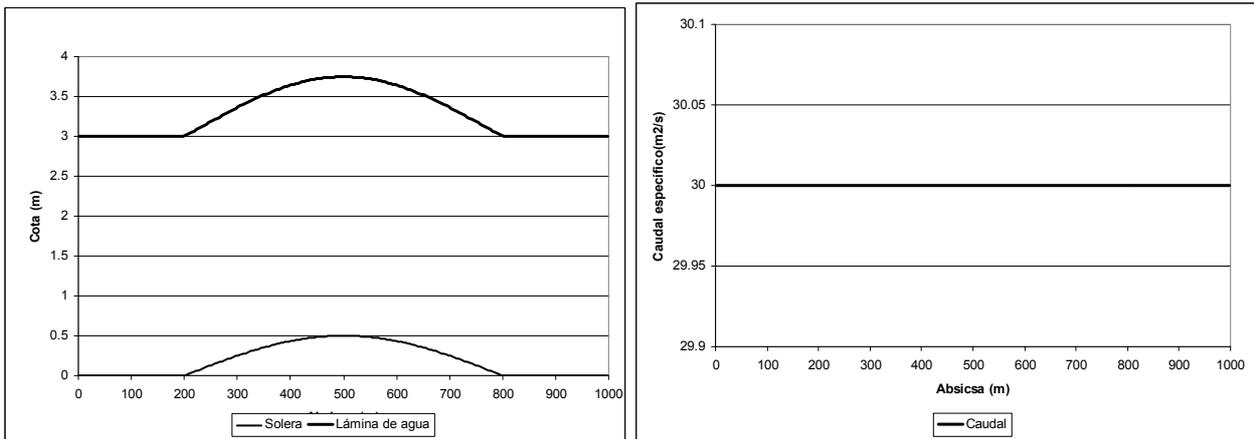


Figura 7.40. Régimen permanente supercrítico en una sobreelevación de solera suave. Esquema WAF TVD 2D. Caudal de 300 m<sup>3</sup>/s, condición de contorno de 3 m de calado. Resultados en el eje del canal.

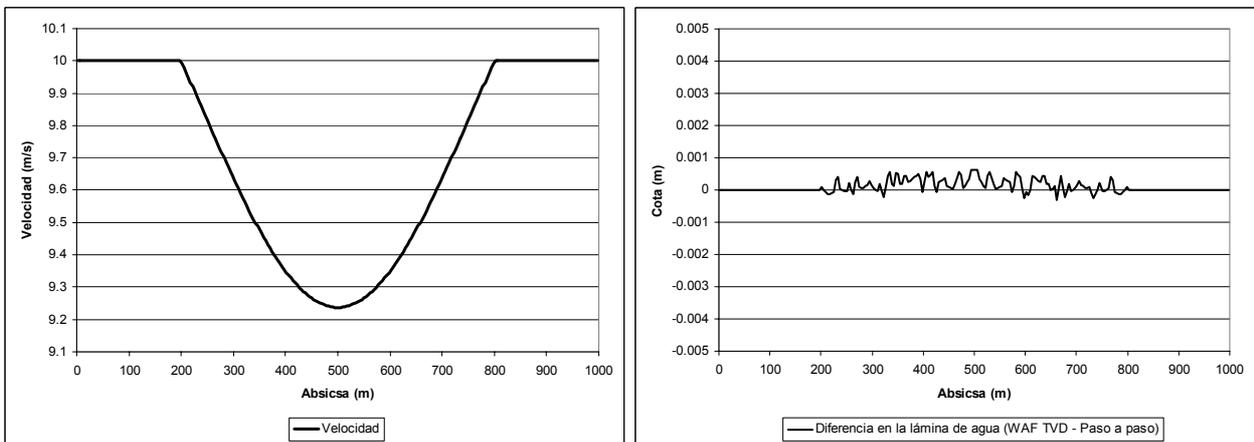


Figura 7.41. Régimen permanente supercrítico en una sobreelevación de solera suave. Velocidad y diferencia en la lámina de agua entre el cálculo con el esquema WAF TVD 2D y el método paso a paso.

**7.3.1.3 Régimen transcrito (lento a rápido)**

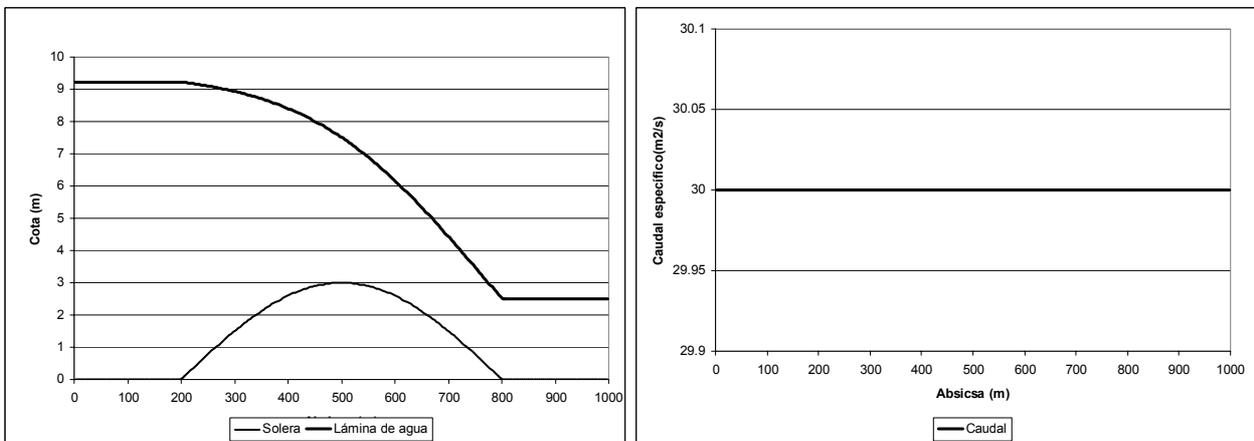


Figura 7.42. Régimen permanente transcrito (lento a rápido) en una sobreelevación de solera suave. Esquema WAF TVD 2D. Caudal de 300 m<sup>3</sup>/s. Resultados en el eje del canal.

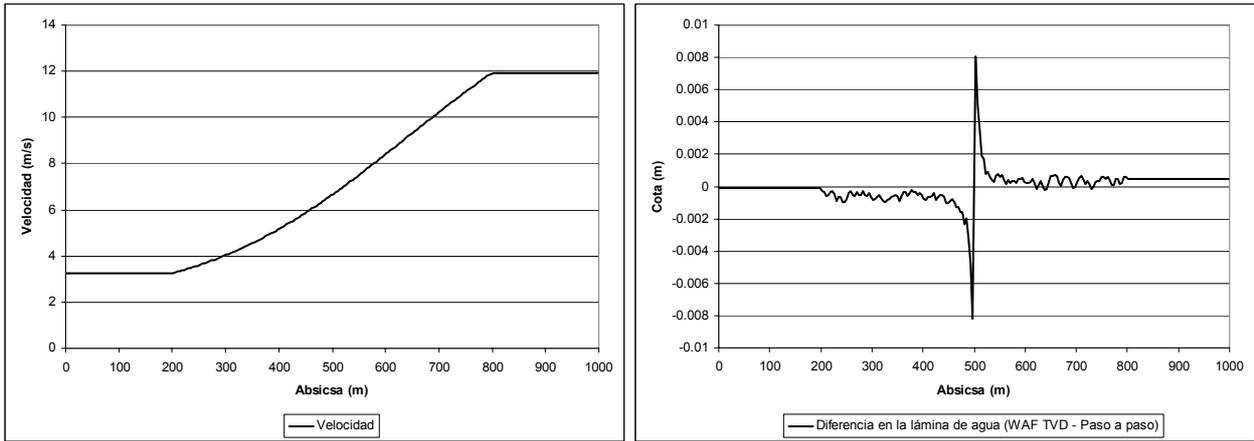


Figura 7.43. Régimen permanente transcrito (lento a rápido) en una sobreelevación de solera suave. Velocidad y diferencia en la lámina de agua entre el cálculo con el esquema WAF TVD 2D y el método paso a paso.

7.3.1.4 Resalto hidráulico

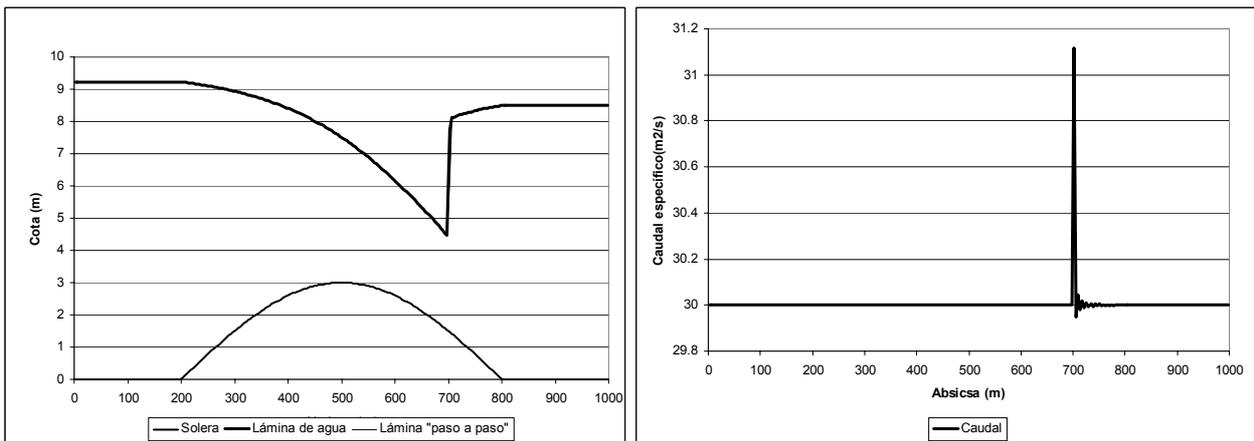


Figura 7.44. Resalto hidráulico aislado en una sobreelevación de solera suave sin fricción. Esquema WAF TVD 2D. Caudal de 300 m<sup>3</sup>/s, condición de contorno de 8.5 m de calado. Resultados en el eje del canal

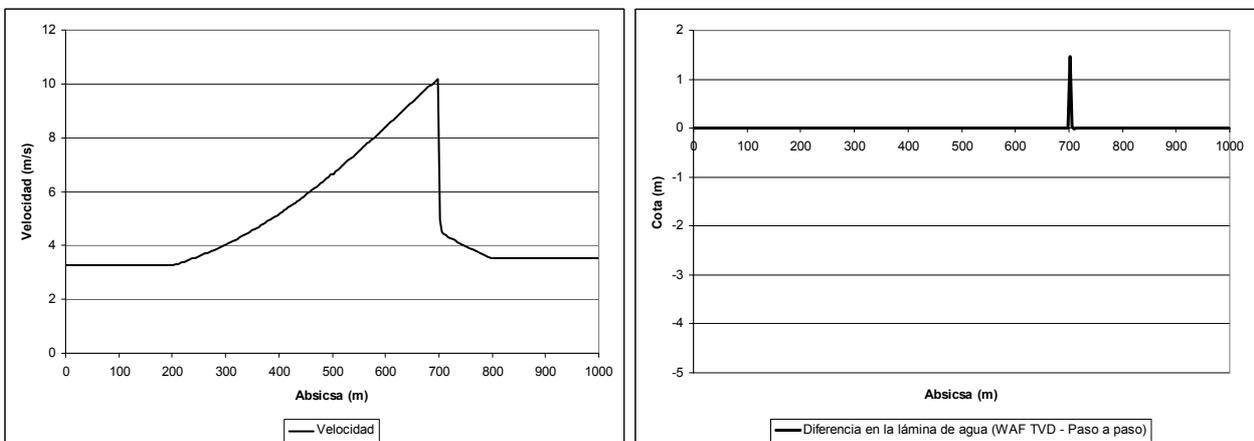


Figura 7.45. Resalto hidráulico aislado en una sobreelevación de solera suave sin fricción. Velocidad y diferencia en la lámina de agua entre el cálculo con el esquema WAF TVD 2D y el método paso a paso.

### 7.3.2. Ondas cruzadas

Las ondas cruzadas que se producen en una contracción en régimen rápido, son un claro ejemplo de fenómeno que no se puede estudiar con una aproximación unidimensional, de gran importancia práctica en el diseño de canales y aliviaderos. Con geometrías sencillas, el fenómeno se puede estudiar analíticamente a partir de la ley de conservación de la cantidad de movimiento.

En el caso de un cambio de dirección repentino de la pared de un canal que funciona en régimen rápido (Figura 7.46), considerando conservación de la cantidad de movimiento en la dirección normal a la onda que se produce, es posible encontrar relaciones entre calados, números de Froude y velocidades a ambos lados de la onda (Henderson, 1966). Si  $\theta$  es el ángulo que forma la pared del canal, y  $\beta$  es el ángulo de la onda cruzada que se forma respecto la dirección de la pared del canal aguas arriba de la misma, se deduce la siguiente relación entre ambos:

$$\frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \theta)} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr_1 \sin^2 \beta} - 1 \right) \quad (7.7)$$

donde  $Fr_1$  es el número de Froude aguas arriba del estrechamiento. El calado y velocidad aguas abajo se pueden obtener con:

$$\frac{Fr_2}{Fr_1} = \sqrt{\frac{y_1}{y_2}} \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \theta)} \quad (7.8)$$

y

$$V_1 \cos \beta = V_2 \cos(\beta - \theta) \quad (7.9)$$

donde  $V_1$  es la velocidad aguas arriba del estrechamiento,  $V_2$  y  $Fr_2$  son respectivamente la velocidad y número de Froude aguas abajo del estrechamiento y en la dirección del Flujo, y  $y_1$  e  $y_2$  los calados.

De esta manera, con los valores de flujo incidente y geometría de Alcrudo (1992) ( $y_1 = 1m$ ,  $V_1 = 1.57m/s$ ,  $Fr_1 = 2.5$ ,  $\theta = 8.95^\circ$ ) las variables después del salto valen  $y_2 = 1.5m$ ,  $V_2 = 7.95m/s$ ,  $Fr_2 = 2.075$  y el ángulo de la onda cruzada es  $\beta = 30^\circ$ .

Este caso se ha calculado numéricamente para un tramo de canal de 30 m de longitud, ancho de 15 m aguas arriba del estrechamiento, y estrechamiento a 10 m del extremo aguas arriba. El cálculo se ha realizado con el esquema WAF TVD en dos dimensiones, utilizando las cuatro mallas distintas de la Figura 7.47:

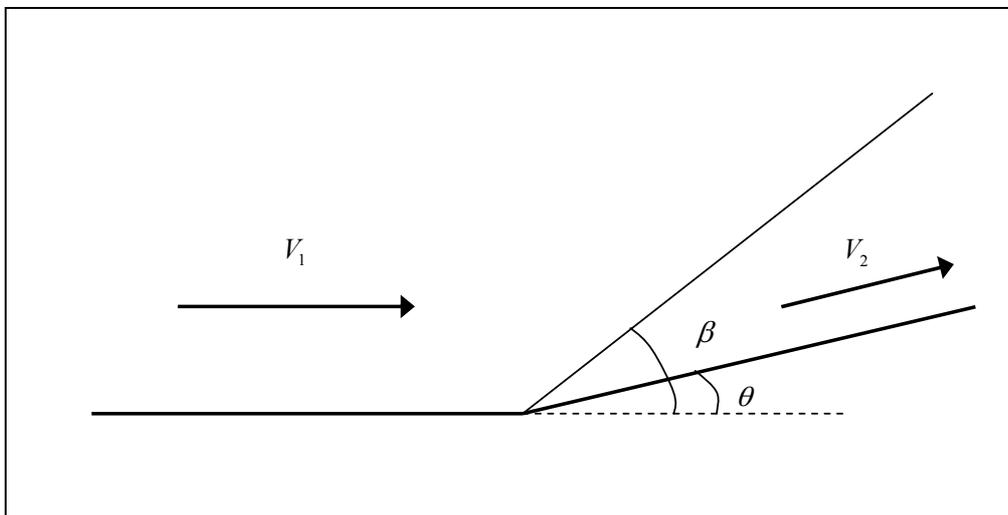


Figura 7.46. Formación de una onda cruzada por un cambio de dirección brusco en un canal en régimen rápido.

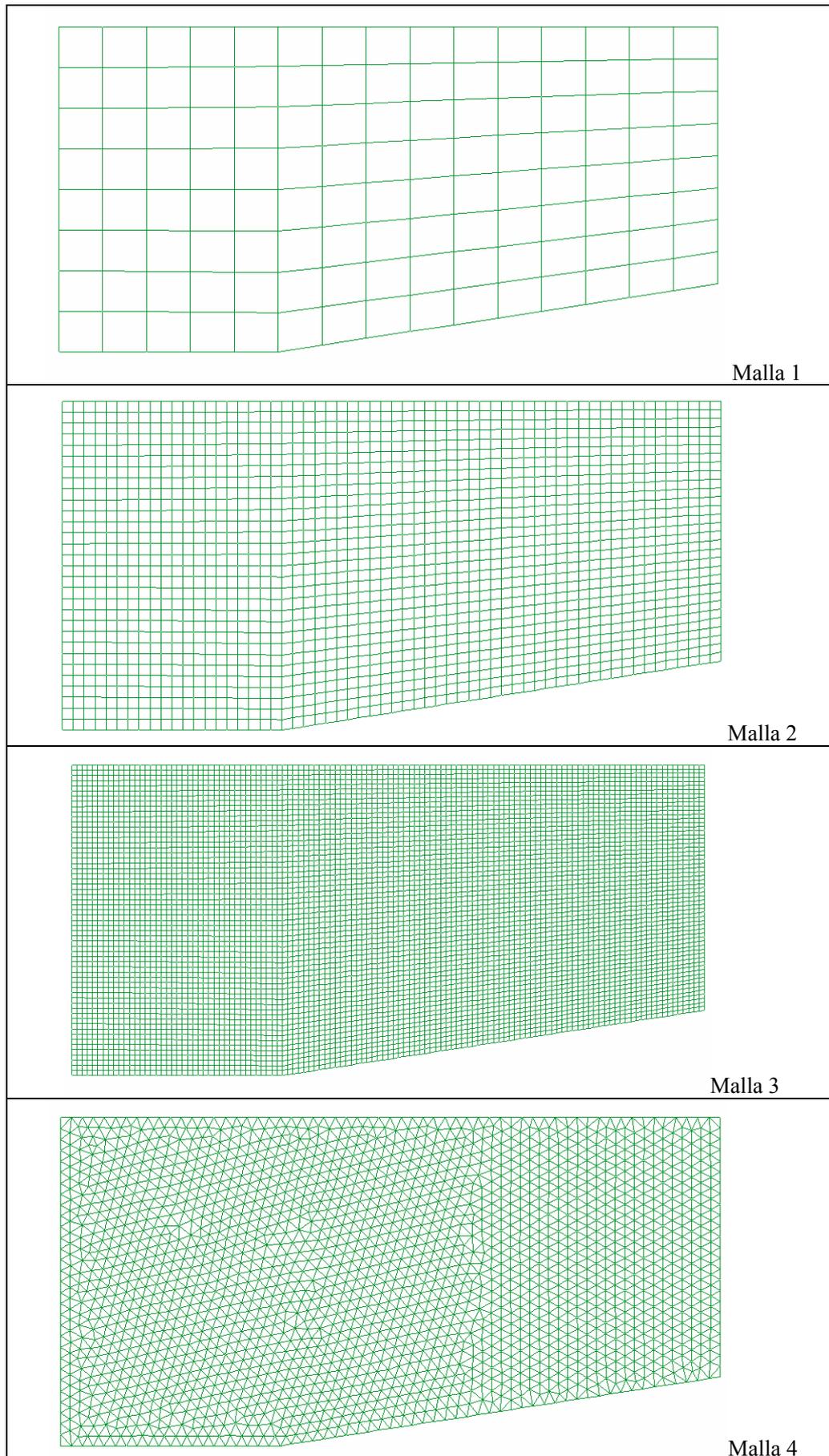


Figura 7.47. Mallas utilizadas en el cálculo de la onda cruzada.

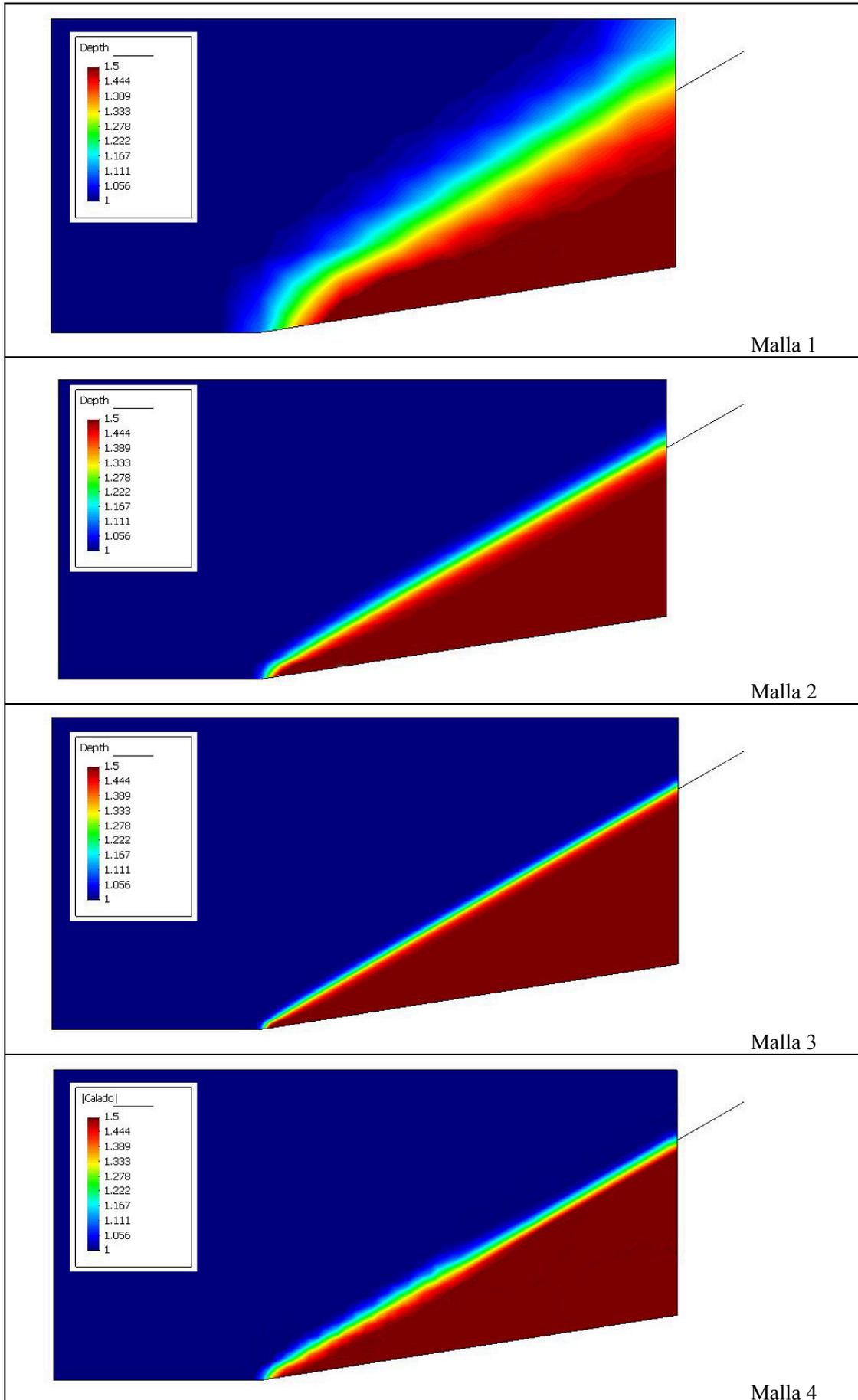


Figura 7.48. Resultados en calados del cálculo para las mallas de la Figura 7.47.

1. Cuadriláteros. 8 elementos a lo ancho del canal por 15 a lo largo.
2. Cuadriláteros. 30 elementos a lo ancho por 60 a lo largo
3. Cuadriláteros. 60 elementos a lo ancho por 120 a lo largo
4. Triángulos de 0.5 m de lado en promedio

En la Figura 7.48 se representa los calados resultantes del cálculo numérico. El esquema WAF TVD consigue reproducir exactamente los calados y velocidades a ambos lados de la onda, aunque lógicamente se aprecia una cierta dispersión variable en función da la malla: mayor dispersión a mayor tamaño de elemento, y mayor dispersión cuanto menor paralelismo existe entre los lados de los elementos y la onda. En la misma figura se indica con una línea negra la dirección que debería tener a onda cruzada según la solución exacta. Se aprecia plena coincidencia en los cuatro ejemplos.

Por otro lado, en la Figura 7.85 se presentan los perfiles de la lámina de agua para cada malla por una línea paralela a la margen derecha separada 2.75 m del mismo. Se observa que aguas arriba de la onda en todos los casos el calado es de 1.0 m, y aguas debajo de la misma de 1.5 m. Se observa la lógica mayor dispersión en las mallas más gruesas.

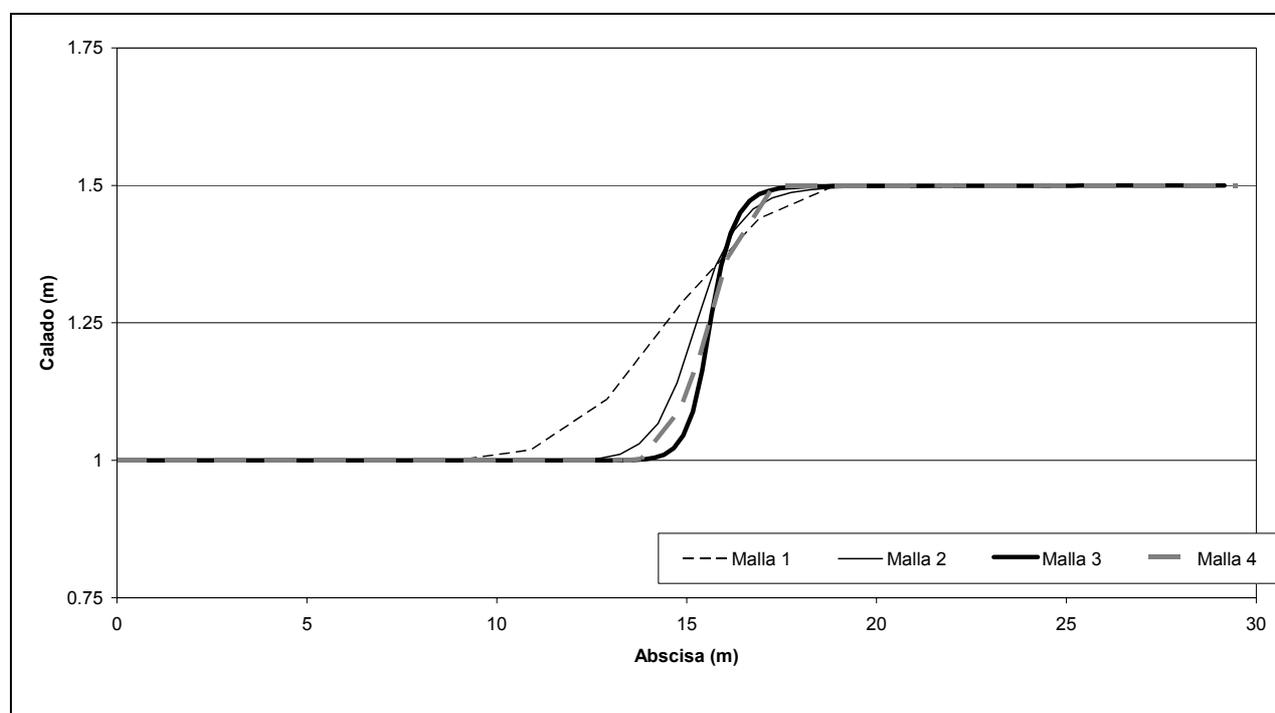


Figura 7.49. Perfil longitudinal de la lámina de agua por una línea paralela al margen derecho separada 2.75m del mismo.

## 7.4. Conservación del volumen en avance sobre fondo seco

Una de las exigencias de cualquier esquema numérico es que respete las ecuaciones originales. Para ello, los esquemas en volúmenes finitos son especialmente adecuados cuando las ecuaciones de partida son leyes de conservación, como es el caso. Para la modelización de un fenómeno de propagación de avenida es fundamental que se conserve el volumen. Tradicionalmente, durante el proceso de secado-mojado es donde suelen producirse los mayores errores en este sentido, aunque la metodología de secado-mojado implementada, y que se ha descrito en el capítulo anterior, consigue simular el proceso de secado mojado conservando exactamente el volumen.

Para la comprobación de la conservación del volumen se presentan una serie de casos sencillos que ponen a prueba el esquema y en los que es fácil comprobar la conservación de volumen. Es de destacar que se ha comprobado que la conservación de volumen es exacta no sólo en los ejemplos de este apartado, sino también en el resto de ejemplos de este capítulo y del siguiente.

### 7.4.1. Canal con dos niveles

Se considera un canal rectangular de  $30\text{ m}$  de longitud en planta y  $5$  de ancho. El primer tercio del canal está a cota  $+5\text{ m}$ , mientras que el último tercio está a cota  $0\text{ m}$ . El tramo intermedio es un plano inclinado que une las dos zonas planas. Como condición inicial se supone un calado de  $5\text{ m}$  en  $5\text{ m}$  de longitud. El resto de canal se supone seco. Tras el instante inicial se produce un fenómeno de ruptura de presa hasta que finalmente toda el agua queda parada en la zona inferior del canal.

En la Figura 7.50 se presenta la malla de cálculo; en la Figura 7.51 se puede ver la condición inicial, y en la Figura 7.52 el estado final. En este caso se comprobó que el volumen de agua es de  $125.000\text{ m}^3$  a lo largo de todo el cálculo.

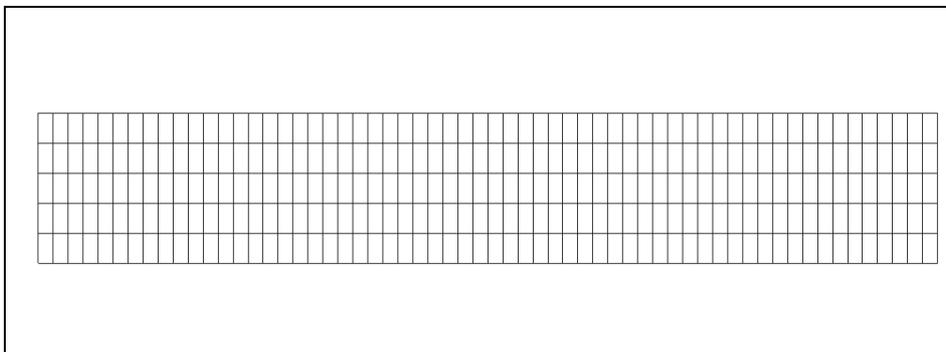


Figura 7.50. Malla de cálculo en el canal con dos niveles.

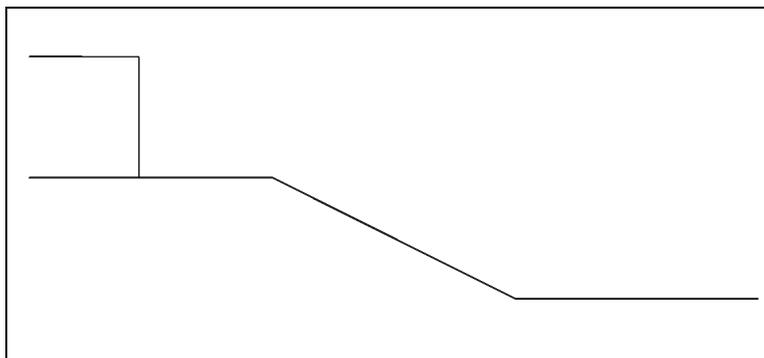


Figura 7.51. Canal con dos niveles. Solera y lámina de agua en el instante inicial.

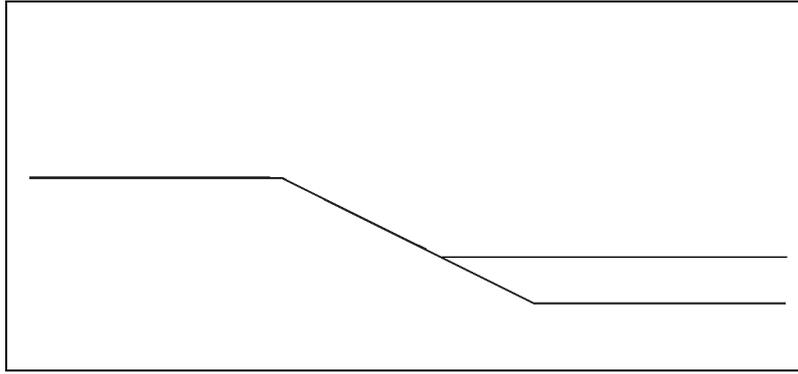


Figura 7.52. Canal con dos niveles. Solera y lámina de agua en el instante final.

#### 7.4.2. Concentración de agua en una cubeta

En este caso se considera un canal de  $100\text{ m}$  de longitud con pendiente hacia su punto medio. Entre  $x=0$  y  $x=40$ , la pendiente es de  $0.0025$ , mientras que entre  $x=40$  y  $x=50$  la pendiente es de  $0.5$ . El lado derecho es simétrico. Igual que antes, se supone una condición inicial de agua parada y  $5\text{ m}$  de calado pero ahora en los  $10\text{ m}$  del extremo izquierda. Al final del cálculo todo el volumen de agua queda en la cubeta central del canal. El volumen se mantiene constante e igual a  $250.000\text{ m}^3$ .

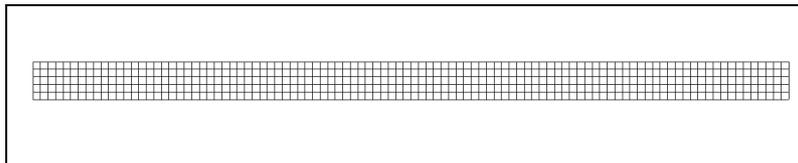


Figura 7.53. Malla de cálculo en el canal con cubeta central.

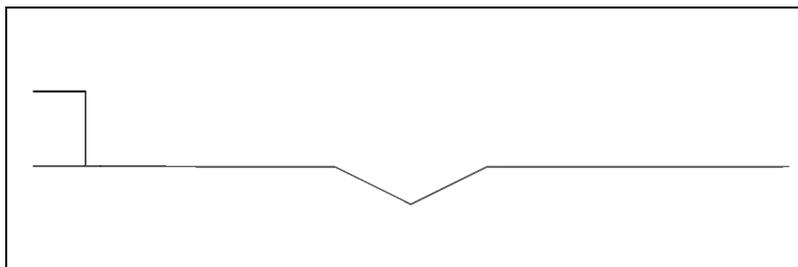


Figura 7.54. Concentración de agua en una cubeta. Solera y lámina de agua en el instante inicial.

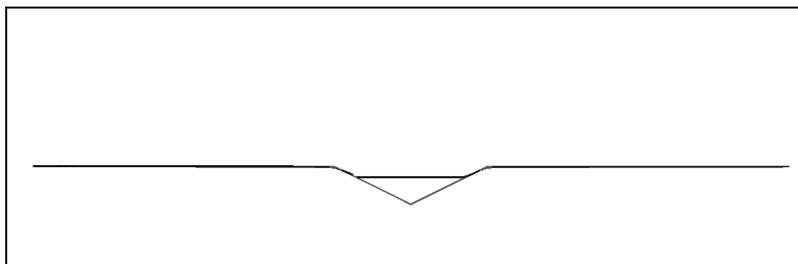


Figura 7.55. Concentración de agua en una cubeta. Solera y lámina de agua en el instante final.

### 7.4.3. Canal con sobreelevación de solera

En este caso se ha considerado un canal de  $60\text{ m}$  de longitud por  $10\text{ m}$  de ancho. La cota de solera viene dada por la Tabla 7.1:

Abscisa (m)	Cota solera (m)
0	0
25	0
30	3
35	3
55	0
60	0

Tabla 7.1. Cotas de solera para el canal con sobreelevación

En la Figura 7.56 se muestra la malla de cálculo, mientras que en la Figura 7.57 y Figura 7.58 se presentan respectivamente la condición inicial y la situación final. En este caso la situación inicial es de  $5\text{ m}$  de calado en  $17\text{ m}$  de longitud y en todo el ancho. El volumen es de  $850.000\text{ m}^3$  en todo el cálculo

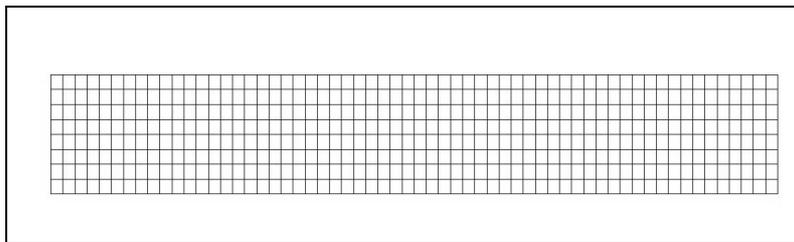


Figura 7.56. Malla de cálculo en el canal con sobreelevación.

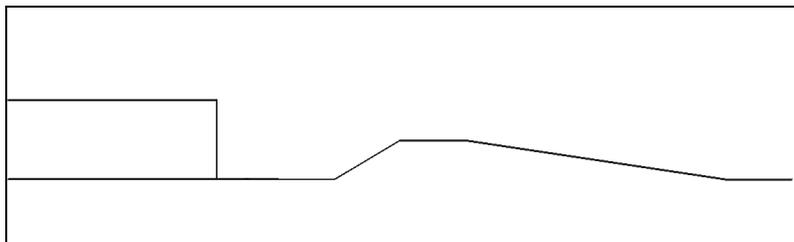


Figura 7.57. Canal con sobreelevación. Solera y lámina de agua en el instante inicial.

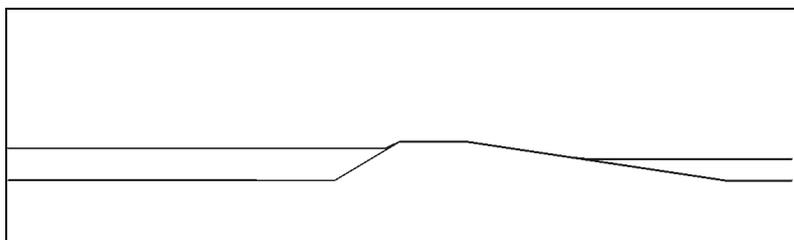


Figura 7.58. Canal con sobreelevación. Solera y lámina de agua en el instante final.

### 7.4.4. Área con pendientes convergentes

Se considera un área rectangular de  $1000\text{ m}$  de largo por  $600\text{ m}$  de ancho, formada por tres planos con pendiente según el eje  $y$  y hacia el centro y según el eje  $x$  hacia la derecha. Como condición inicial se impone un

calado de  $3\text{ m}$  en un área situada en la esquina superior izquierda de  $400\text{ m}$  de largo por  $180\text{ m}$  de ancho. Los  $216000\text{ m}^3$  se mantienen constantes en todo el cálculo.

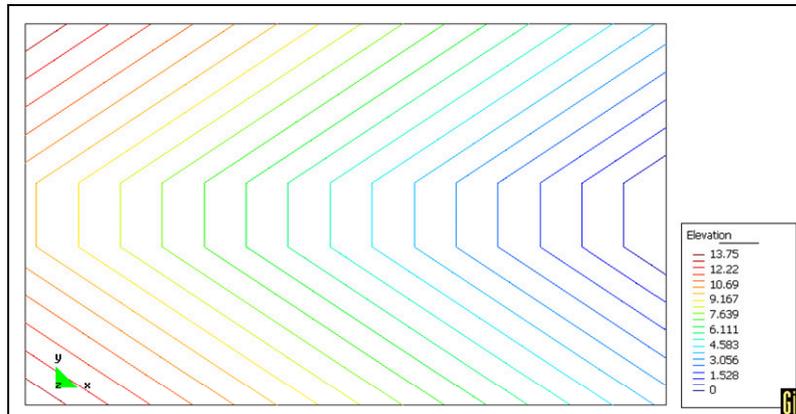


Figura 7.59. Área con pendientes convergentes. Curvas de nivel.

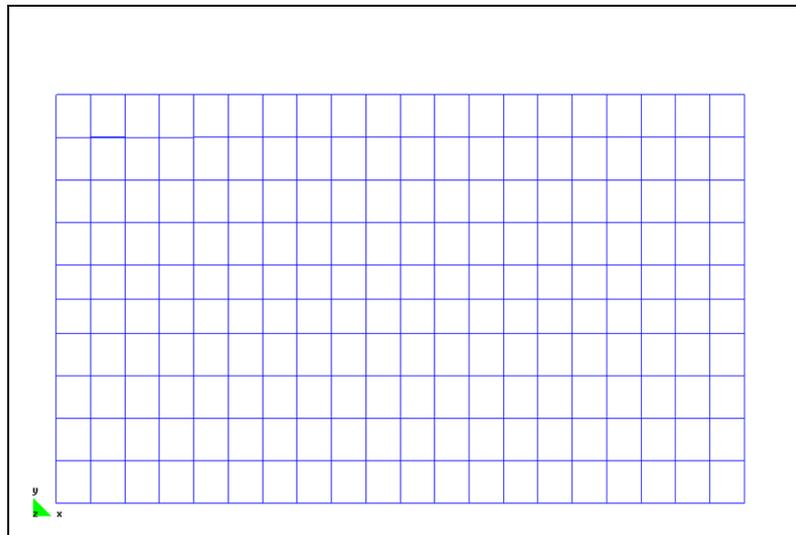


Figura 7.60. Área con pendientes convergentes Malla de cálculo.

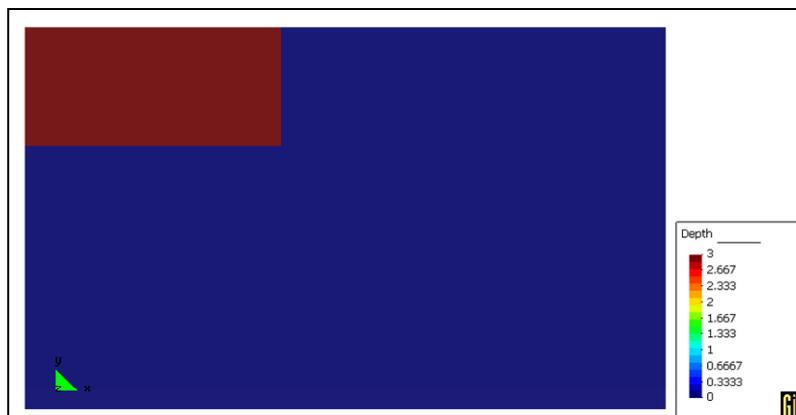


Figura 7.61. Área con pendientes convergentes Condición inicial.

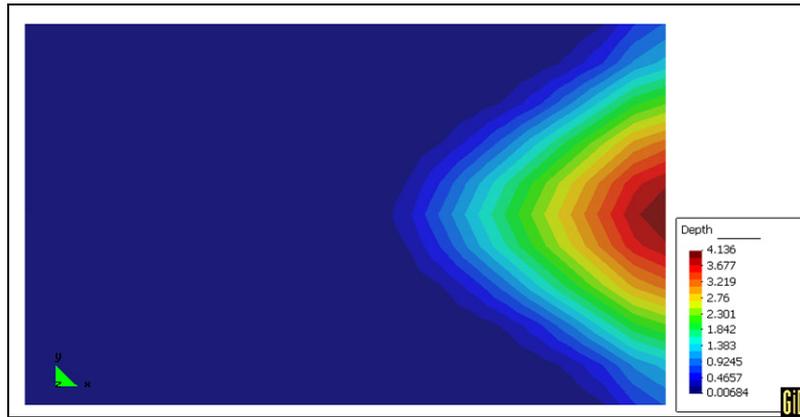


Figura 7.62. Área con pendientes convergentes Situación final.

## 7.5. Conexión entre dominios 1D y 2D

En este apartado se comprueba el correcto funcionamiento de las conexiones entre dominios unidimensionales y bidimensionales, en primer lugar para conexiones en el sentido del flujo, para los que el extremo aguas abajo de un tramo unidimensional conecta con un tramo bidimensional, y luego para conexiones por desbordamiento lateral del tramo 1D. Para ello se estudian una serie de geometrías simples con los distintos tipos de conexión que se pueden encontrar.

### 7.5.1. Conexión en el sentido del flujo

Se ha considerado un canal rectangular de  $1000\text{ m}$  de longitud y  $50\text{ m}$  de ancho, y coeficiente de rugosidad de Manning de  $0.030$ . En el extremo aguas abajo se supone un vertedero a la altura de la solera y un coeficiente de desagüe de  $2.0$ . Las condiciones iniciales corresponden a un caudal de  $50\text{ m}^3/\text{s}$ , a partir del cual se incorpora un hidrograma de caudal triangular, con tiempo al pico de  $1800\text{ s}$ , tiempo base de  $3600\text{ s}$  y caudal punta de  $1000\text{ m}^3/\text{s}$ . En el extremo aguas arriba se supone un vertedero con coeficiente de desagüe de  $2$ . Antes de introducir el hidrograma, se deja correr el cálculo durante  $5000\text{ s}$  para estabilizar la solución a régimen permanente.

Se estudia la evolución temporal de niveles y caudales en el canal, con cuatro discretizaciones distintas:

1. Todo el tramo discretizado en dos dimensiones
2. Primeros  $500\text{ m}$  aguas arriba en dos dimensiones, el resto en una dimensión
3. Primeros  $500\text{ m}$  aguas arriba en una dimensión, el resto en dos dimensiones
4. Todo el tramo discretizado en una dimensión

En la Figura 7.63 se representan las cuatro discretizaciones utilizadas. Las zonas 2D se han discretizado con elementos de  $10\text{ m}$  de longitud en la dirección del flujo, y nueve elementos a lo ancho del canal. En los tramos 1D las secciones transversales distan  $10\text{ m}$  entre sí.

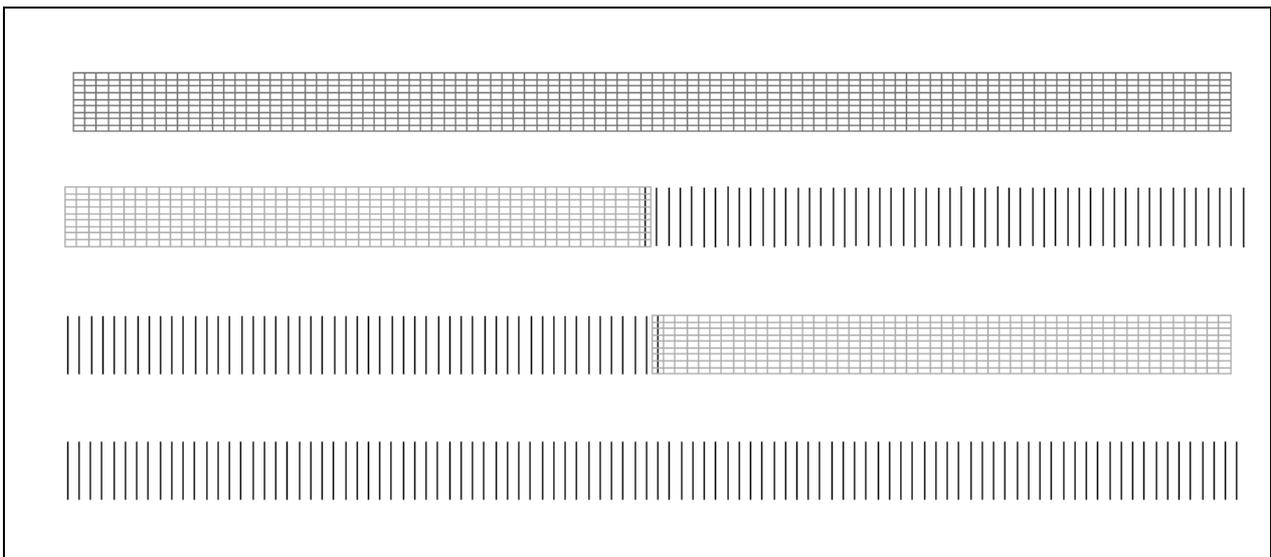


Figura 7.63. Esquema de las cuatro discretizaciones utilizadas (la izquierda corresponde a aguas arriba)

Para verificar que la conexión entre zonas 1D y 2D se realiza de forma correcta, se han comparado los resultados obtenidos con las distintas discretizaciones. Si el esquema numérico respeta las ecuaciones de partida en las conexiones, los resultados deberían coincidir en los cuatro casos.

En primer lugar, en la Figura 7.64, Figura 7.65, Figura 7.66 y Figura 7.67 se representan los caudales en distintas secciones del canal con las cuatro aproximaciones descritas. Se observan resultados coincidentes entre

ellas, aunque esto se aprecia mejor en la Figura 7.69, en la que se sobreponen los resultados de las cuatro discretizaciones para  $x = 250m$  y  $x = 750m$  sin que se pueda apreciar diferencias entre ellos. Aun así, en la Figura 7.69 y Figura 7.70 se representan estas pequeñas diferencias, tomando como referencia la aproximación totalmente unidimensional. Las diferencias son siempre inferiores a  $1 m^3 / s$ , y si se representan de forma relativa (en porcentaje de caudal, Figura 7.70 y Figura 7.71) se obtienen siempre diferencias inferiores al 0.5%. Estas pequeñas diferencias se deben a los distintos esquemas utilizados, concretamente al distinto tratamiento de la rugosidad que se hace en una y dos dimensiones: en una dimensión existe un único valor de la pendiente motriz en cada sección, mientras que en dos dimensiones, la fricción, y por lo tanto la pendiente motriz, es distinta en los elementos próximos a las paredes del canal que en el centro del mismo.

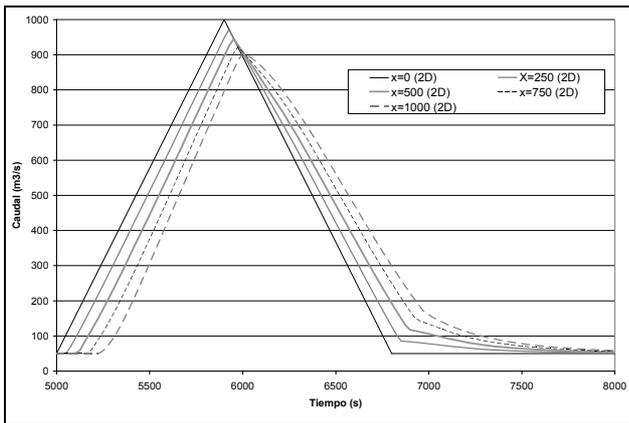


Figura 7.64. Aproximación 2D en todo el dominio.

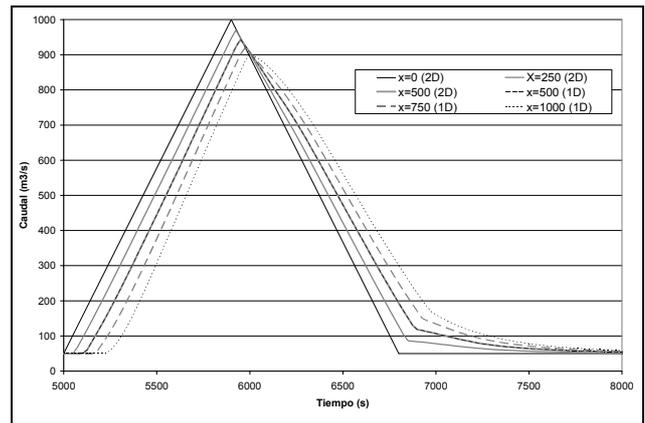


Figura 7.65. Aproximación 2D en los 500m aguas arriba y 1D en los 500m aguas abajo.

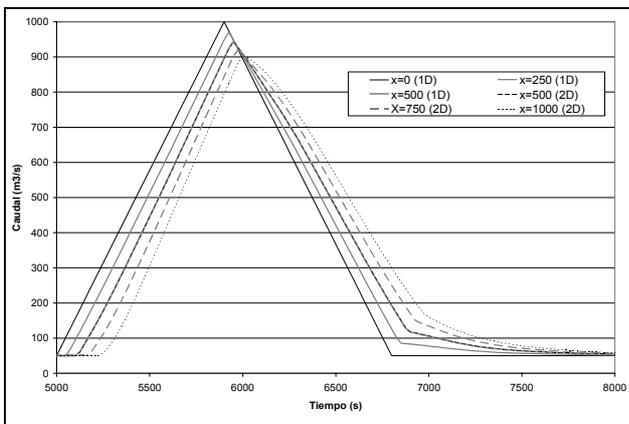


Figura 7.66. Aproximación 1D en los 500m aguas arriba y 2D en los 500m aguas abajo.

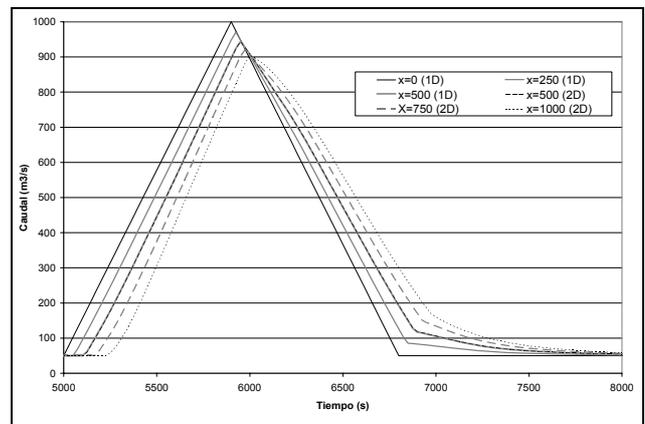


Figura 7.67. Aproximación 1D en todo el dominio.

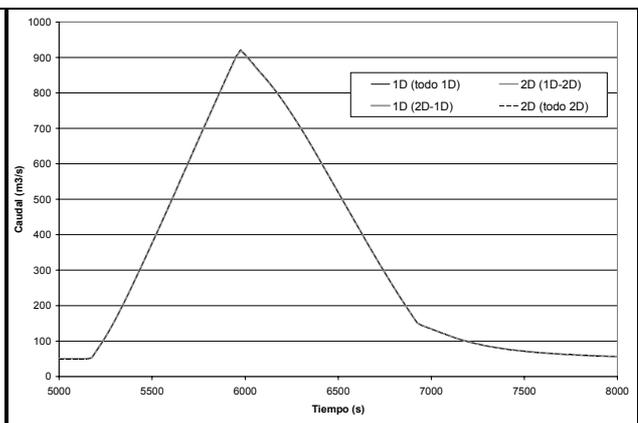
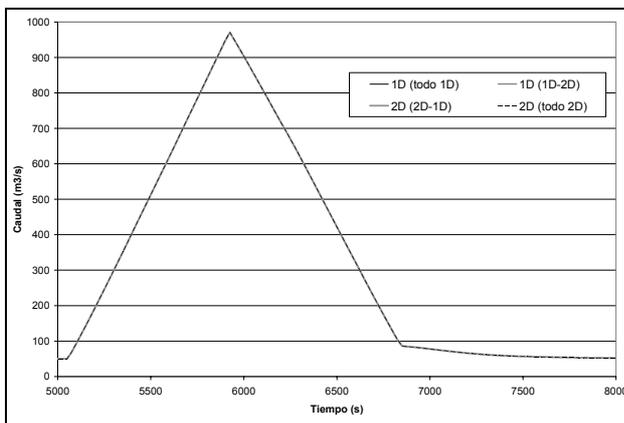


Figura 7.68. Caudal en  $x=250$  (izquierda) y  $x=750$  (derecha) con las cuatro discretizaciones utilizadas.

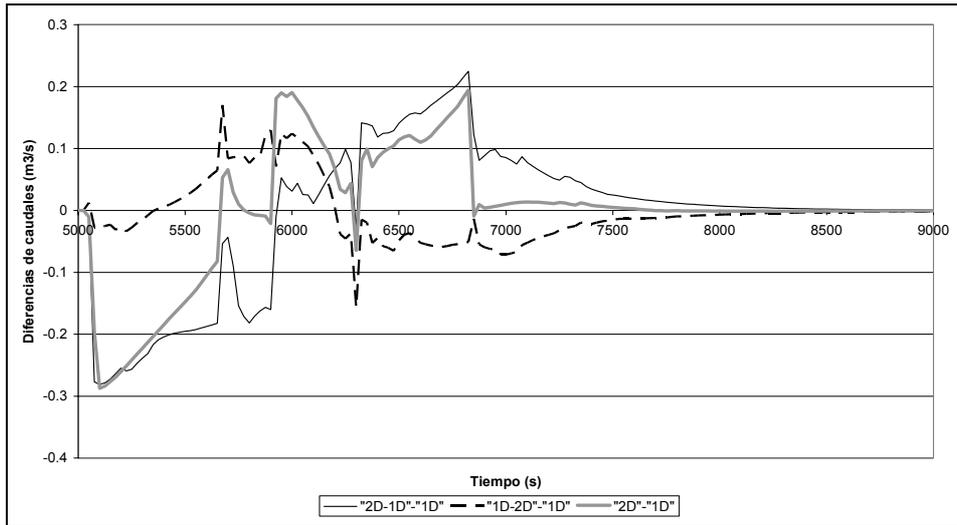


Figura 7.69. Diferencias en caudal entre las distintas aproximaciones en  $x=250$ .

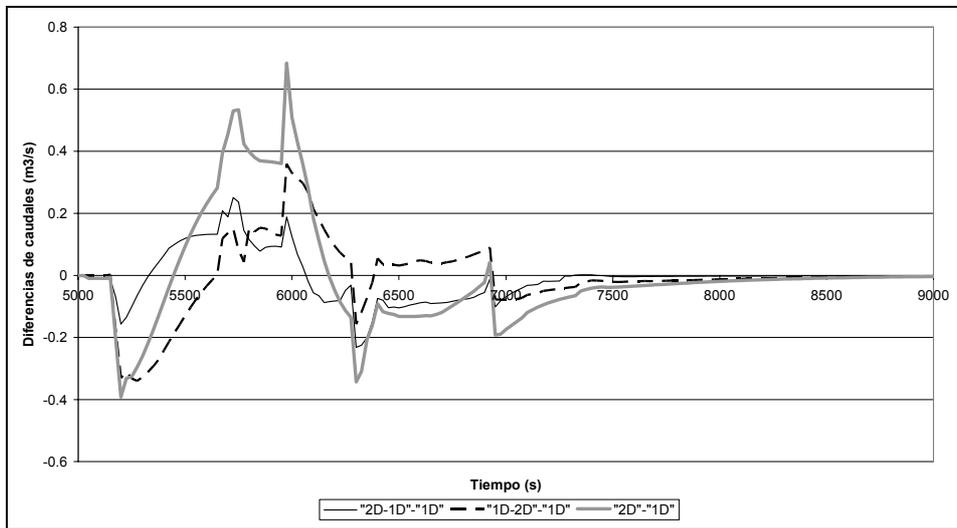


Figura 7.70. Diferencias en caudal entre las distintas aproximaciones en  $x=750$ .

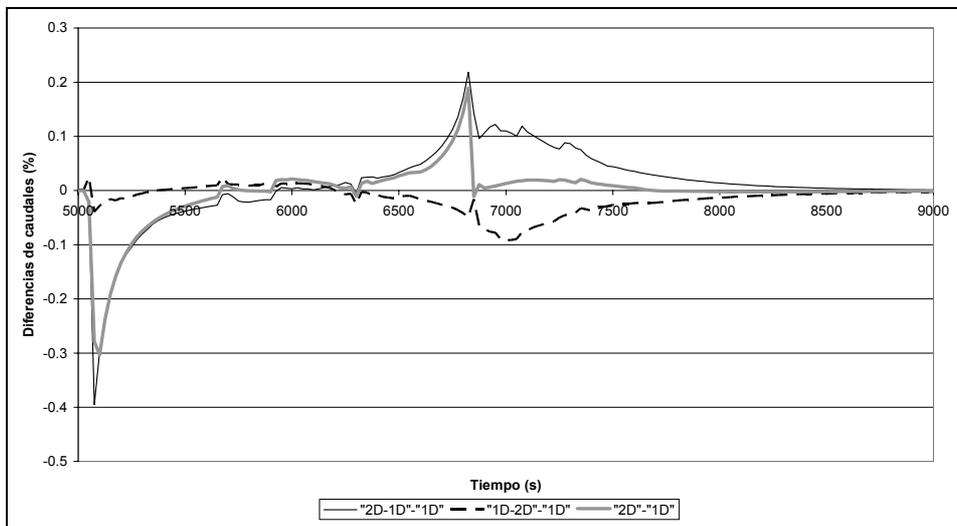


Figura 7.71. Diferencias en porcentaje de caudal entre las distintas aproximaciones en  $x=250$ .

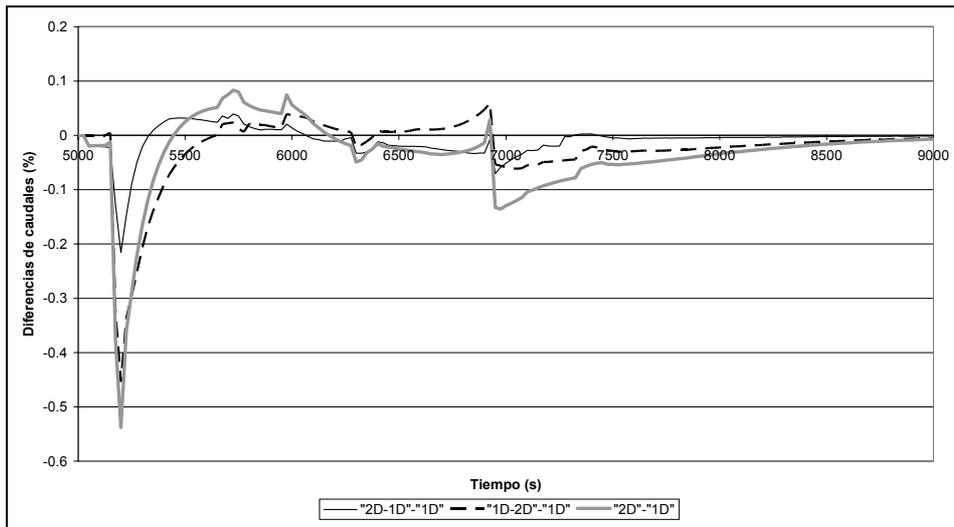


Figura 7.72. Diferencias en porcentaje de caudal entre las distintas aproximaciones en  $x=750$ .

En la Figura 7.100 se representan los niveles en las distintas secciones del canal. Se representa solamente el caso de aproximación totalmente 2D, ya que visualmente no se aprecian diferencias de niveles entre ésta y las otras aproximaciones (de la misma manera que ocurría en caudales en la Figura 7.64, Figura 7.65, Figura 7.66 y Figura 7.67). Para apreciar estas diferencias, en la Figura 7.101 y Figura 7.102 se han representado las diferencias de cota de lámina de agua en  $x=250m$  y  $x=750m$  respectivamente, tomando como referencia el caso 1D en todo el dominio. Las máximas diferencias son del orden de  $1\text{ cm}$

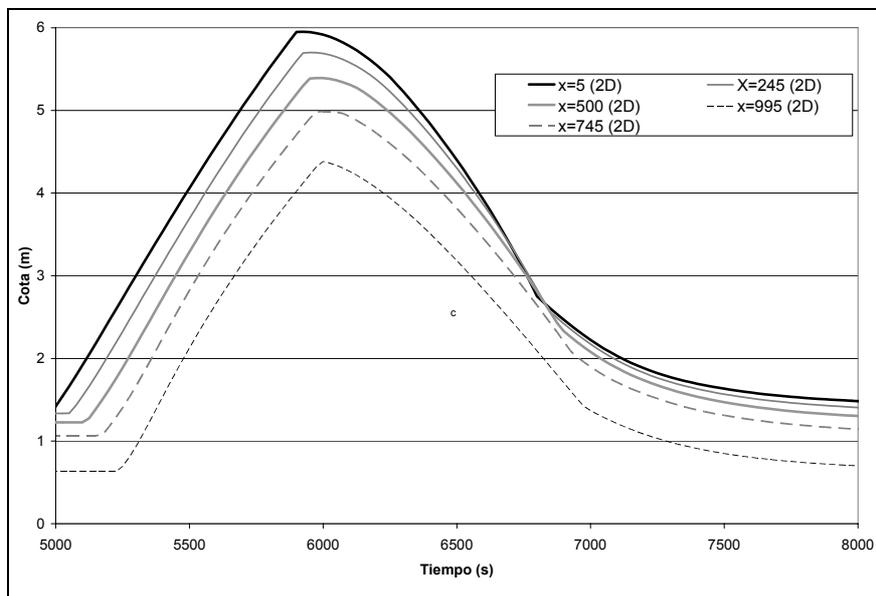


Figura 7.73. Niveles de agua en distintas abscisas.

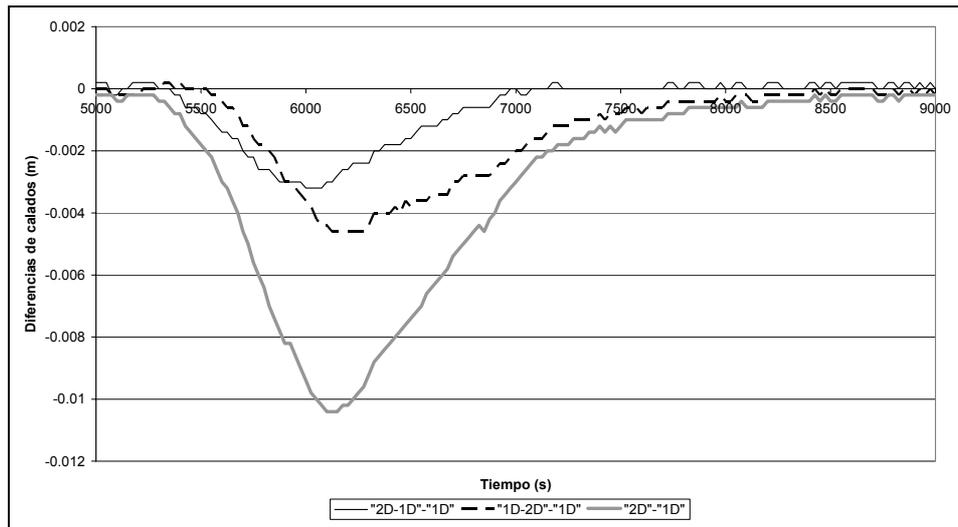


Figura 7.74. Diferencias en cota de agua entre las distintas aproximaciones en  $x=250$ .

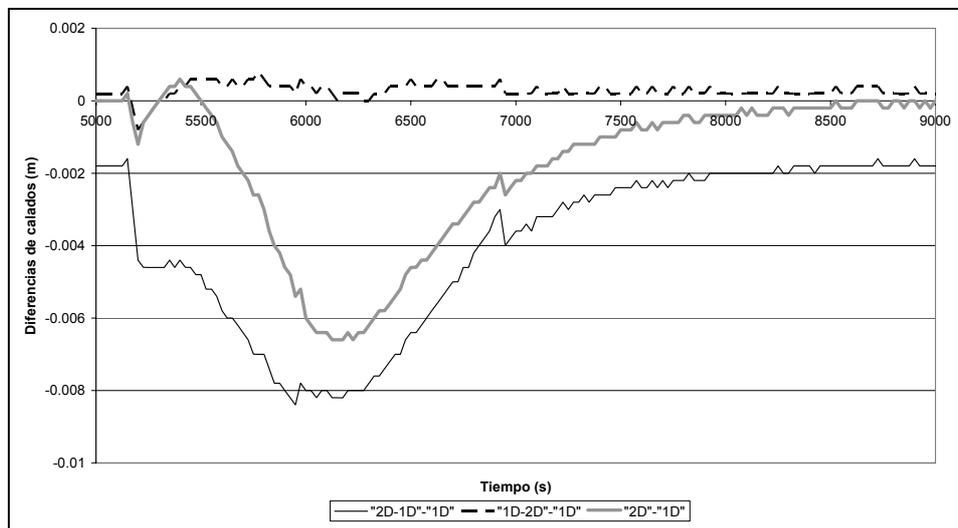


Figura 7.75. Diferencias en cota de agua entre las distintas aproximaciones en  $x=750$ .

### 7.5.2. Conexión por desbordamiento lateral

Se ha considerado un canal rectangular, de  $1000\text{ m}$  de longitud,  $50\text{ m}$  de ancho, pendiente de  $0.001$  y coeficiente de rugosidad de Manning de  $0.030$ . El extremo aguas abajo está formado por un vertedero a la cota de la solera de coeficiente de desagüe  $1.7$ . En su extremo aguas abajo (abscisa  $1000$ ) la solera del canal está a cota  $0\text{ m}$ . El canal, en su tramo central, puede desbordar a una zona llana de forma cuadrada, de  $500\text{ m} \times 500\text{ m}$ , con el fondo a cota  $+3.0$ . El canal se ha discretizado con secciones transversales separadas  $10\text{ m}$  entre ellas, mientras que la llanura se ha discretizado con una malla de volúmenes finitos cuadrados de  $10\text{ m} \times 10\text{ m}$  (Figura 7.76).

Para la verificación, se han considerado los dos tipos de conexión implementados en el programa CARPA: conexión con vertedero y conexión tipo río.

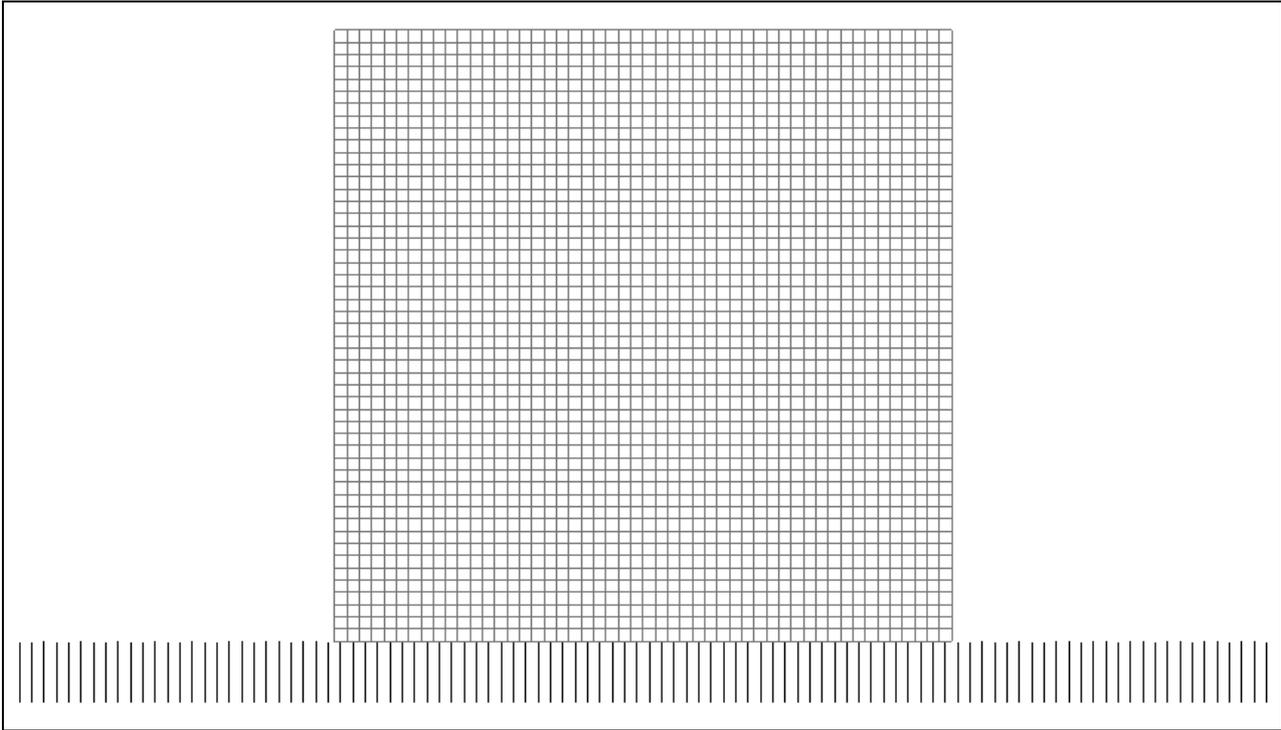


Figura 7.76. Esquema de la conexión por desbordamiento lateral (la izquierda corresponde con el extremo aguas arriba).

**Conexión con vertedero:**

En este caso la conexión entre río y llanura se realiza por un vertedero a la cota  $+4\text{ m}$ . El coeficiente de desagüe del vertedero es  $Cd = 1.7$ . En la Figura 7.77 se presenta un corte transversal del río y Llanura de inundación.

Los hidrogramas de entrada y salida del río, e hidrograma de transferencia río-llanura se presentan en la Figura 7.78, mientras que en la Figura 7.82 se presentan los resultados de cota de agua para la sección del río correspondiente a  $x = 505\text{ m}$ , así como en el elemento de volumen de la llanura contiguo a la misma. En la misma figura se puede observar el caudal de transferencia entre el río y la llanura a través de dicha sección.



Figura 7.77. Sección transversal de la conexión con vertedero

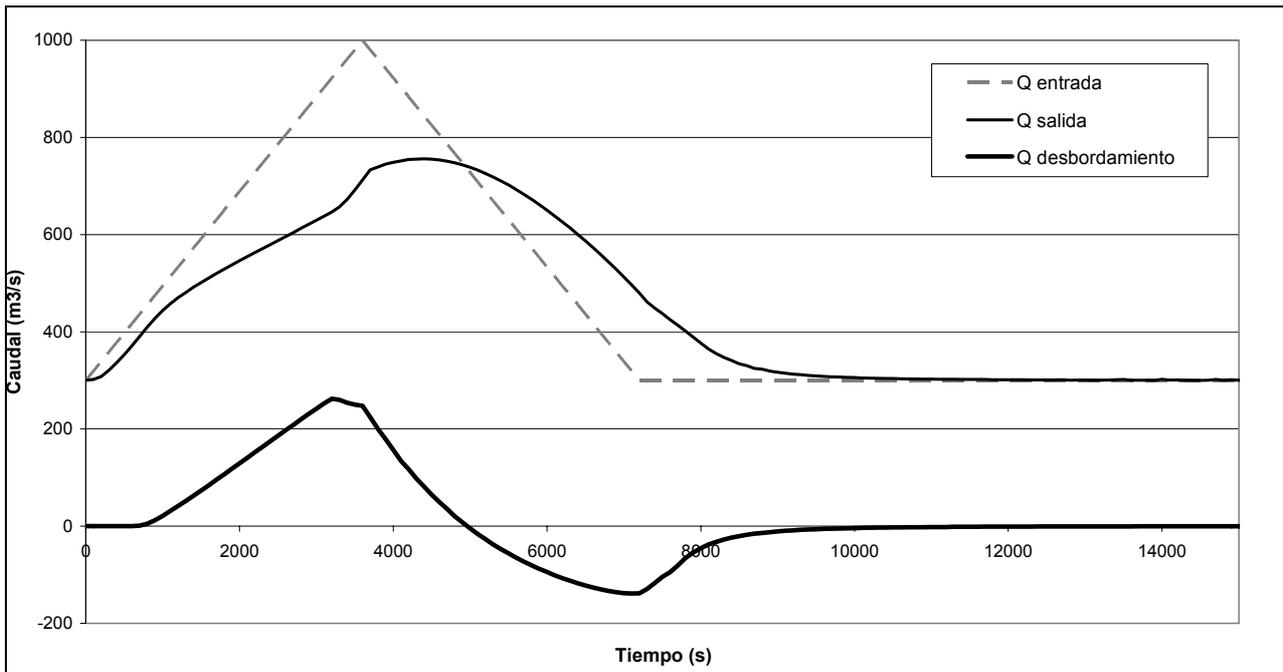


Figura 7.78. Hidrogramas en la conexión con vertedero

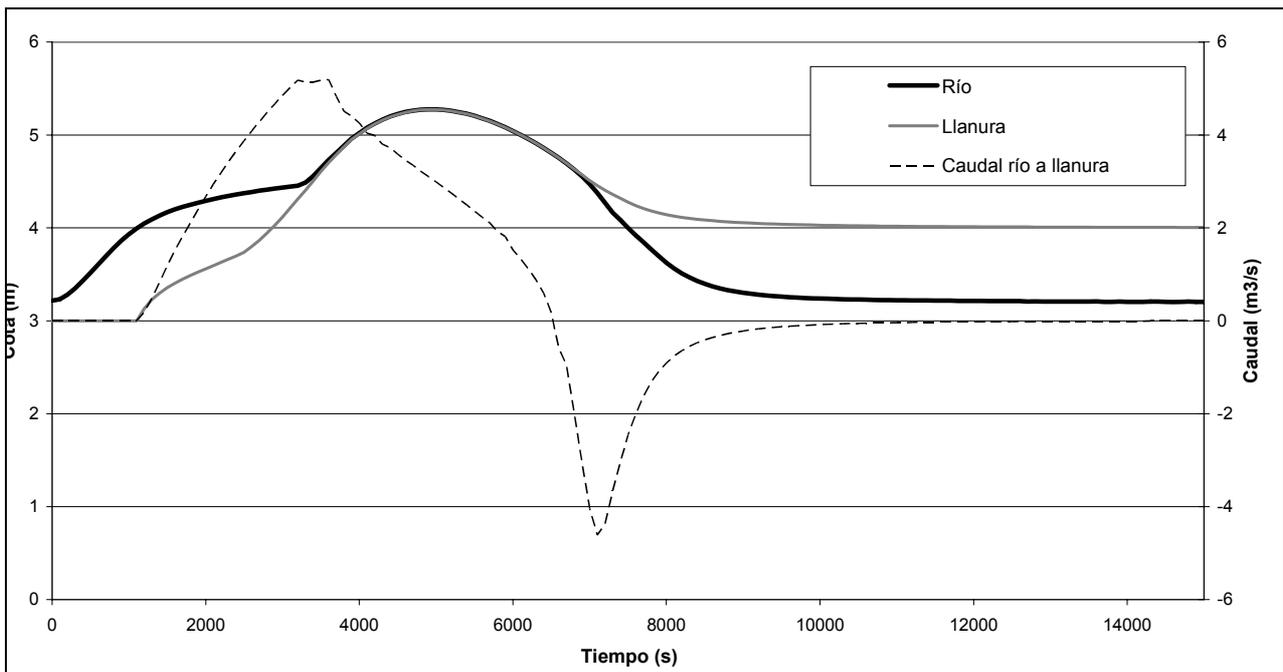


Figura 7.79. Cota de agua en el río y en la llanura de inundación para  $x=505m$ , con conexión con vertedero, y caudal de transferencia.

### **Conexión tipo río:**

En este caso la conexión entre río y llanura se realiza con una conexión tipo río. En la Figura 7.80 se presenta un corte transversal del río y Llanura de inundación. Para la conexión se ha utilizado el mismo coeficiente de rugosidad de Manning de 0.030, como en el río y llanura.

Los hidrogramas de entrada y salida del río, e hidrograma de transferencia río-llanura se presentan en la Figura 7.81 mientras que en la Figura 7.82 se presentan los resultados de cota de agua para la sección del río correspondiente a  $x = 505m$ , así como en el elemento de volumen de la llanura contiguo a la misma. En la misma figura se puede observar el caudal de transferencia entre el río y la llanura a través de dicha sección.

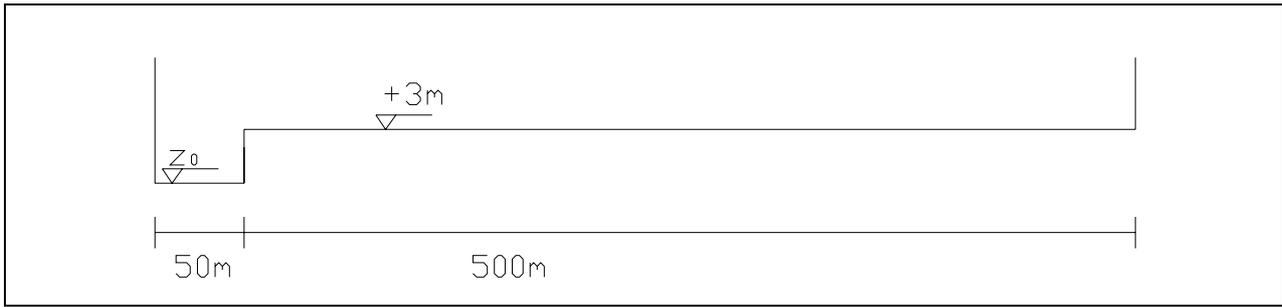


Figura 7.80. Sección transversal de la conexión tipo río

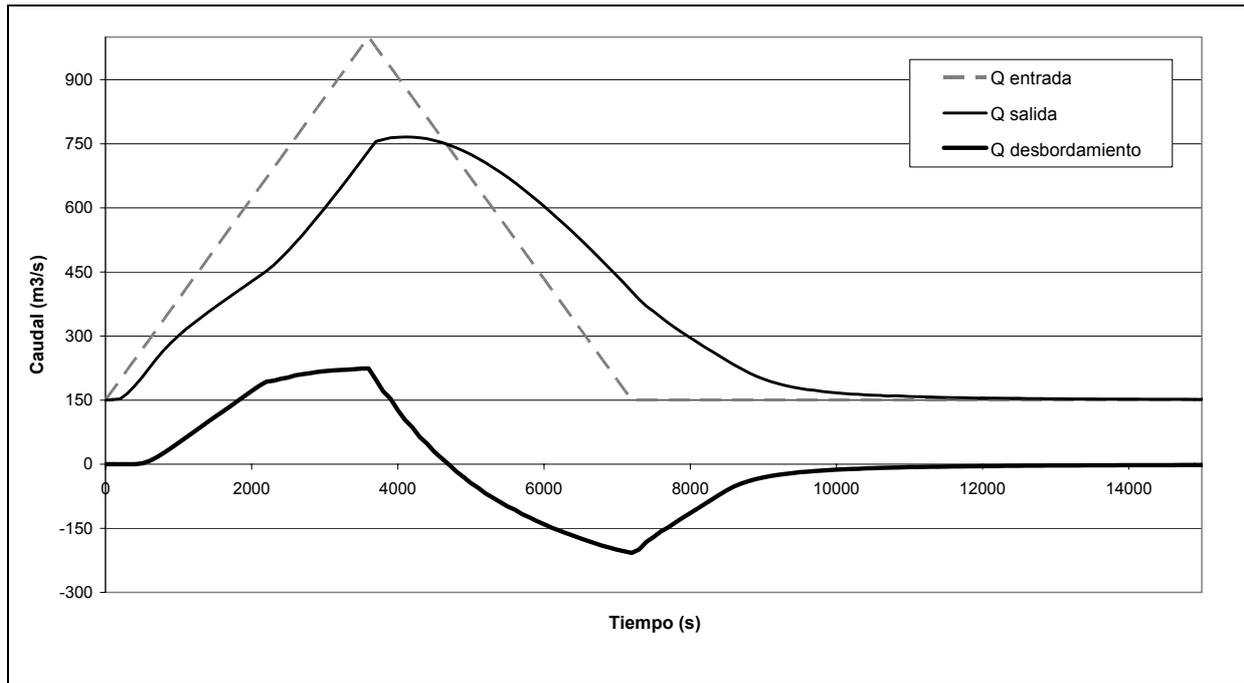


Figura 7.81. Hidrogramas en la conexión tipo río

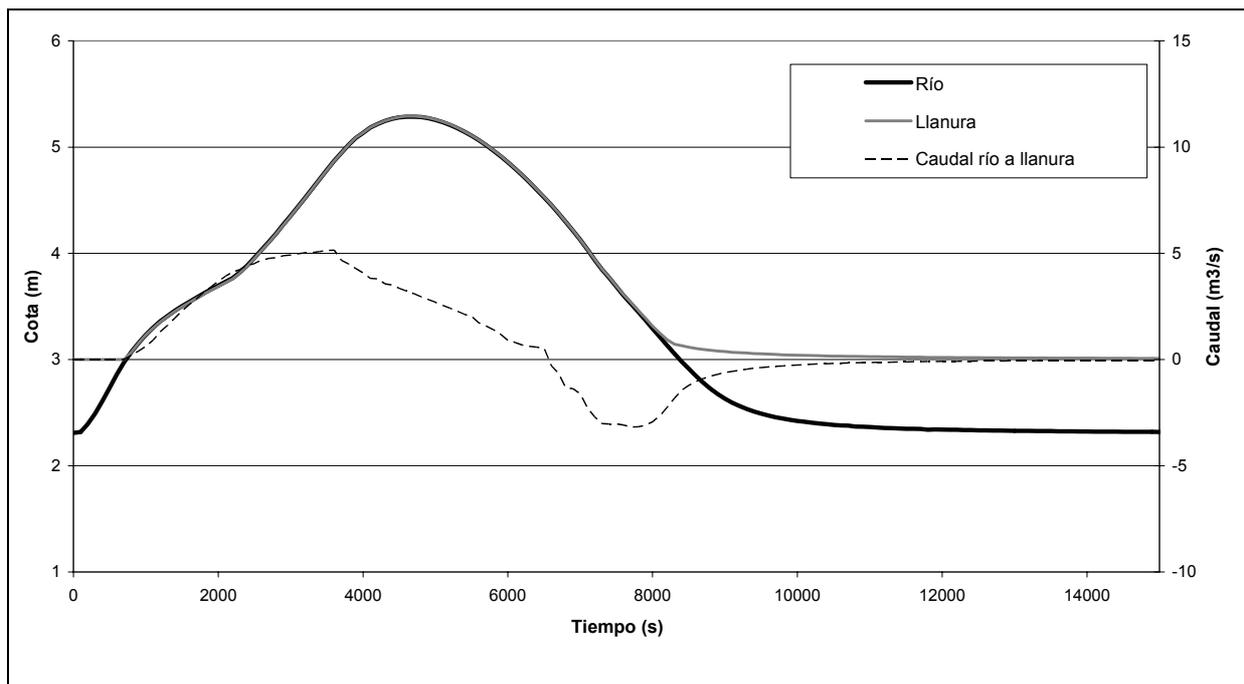


Figura 7.82. Cota de agua en el río y en la llanura de inundación para  $x=500m$ , con conexión tipo río, y caudal de transferencia.

## 7.6. Rotura de presa

El caso de una rotura ideal de presa (sin fricción) es otro ejemplo para el cual existe solución analítica, por lo que se suele utilizar para la verificación de esquemas numéricos en régimen variable. La solución exacta del problema se ha presentado al final del Capítulo 2.

### 7.6.1. Rotura de presa ideal con el esquema 1D

Se ha considerado el fenómeno de una rotura ideal de presa, partiendo de una condición inicial de agua parada pero con calados distintos a ambos lados de la supuesta presa, situada en  $x = 0$ . En primer lugar se ha calculado una rotura de presa con 4 m de agua a un lado de la misma y 0.4 m en el otro. Ello se ha realizado con los esquemas de primer orden (método de Godunov con el *Riemann solver* de Roe), esquema WAF (2° orden de precisión) y esquema WAF TVD (alta resolución), y con volúmenes finitos de 0.2 m de longitud. Los resultados en lámina de agua, para el instante  $t = 2s$ , se presentan en la Figura 7.83, y en velocidades en la Figura 7.84. Se aprecia claramente la formación de oscilaciones espurias que provoca el esquema de segundo orden, así como el suavizado de la solución del esquema de primer orden.

En la Figura 7.85 y Figura 7.86 se presentan los resultados al cabo de 5 segundos de la rotura para una situación inicial de 10 m de calado a la izquierda y 0.1 m a la derecha. En este caso no aparece la solución del esquema de segundo orden de precisión, debido a que las oscilaciones espurias provocan calados negativos y por tanto el fin del cálculo antes de los 5 s. En cambio se presentan los resultados utilizando la función de limitación de Van Leer, aunque prácticamente no se aprecia diferencia entre éstos y la función Minmood.

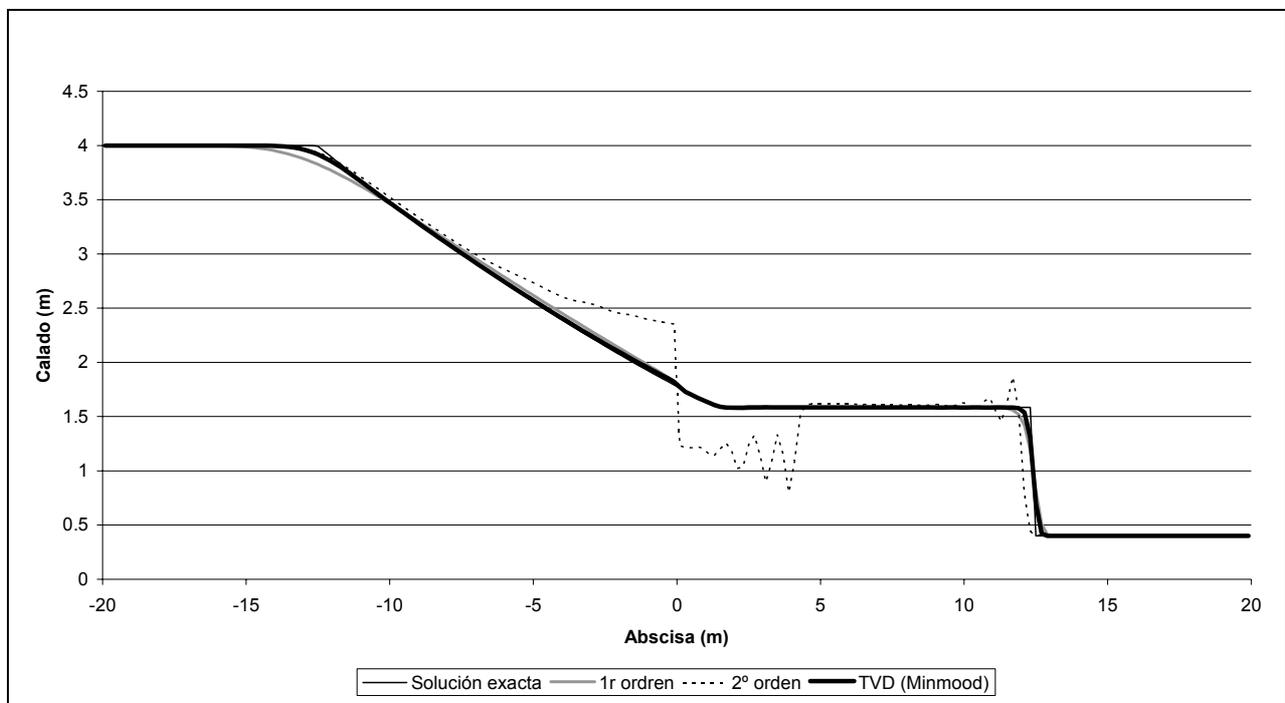


Figura 7.83. Calados en el instante  $t=2s$ , para una rotura de presa ideal con calados iniciales a ambos lados de la presa de 4m y 0.4m respectivamente.

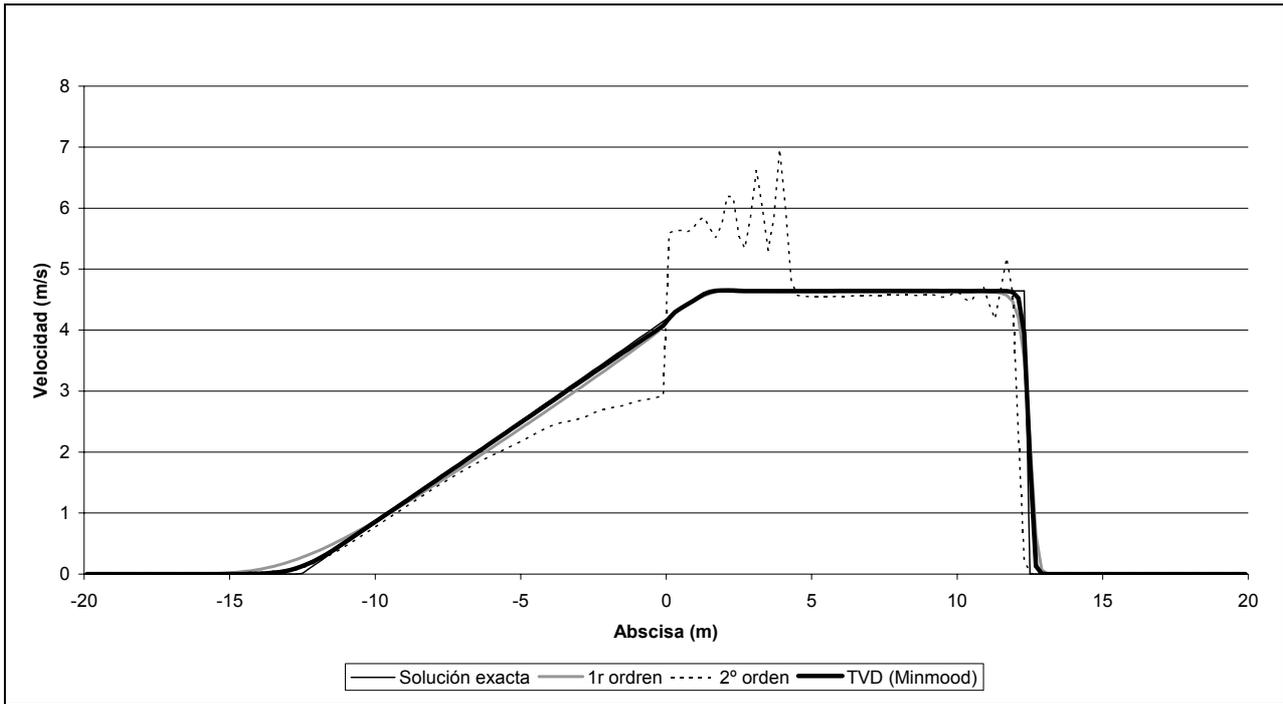


Figura 7.84. Velocidades en el instante  $t=2s$ , para una rotura de presa ideal con calados iniciales a ambos lados de la presa de 4m y 0.4m respectivamente.

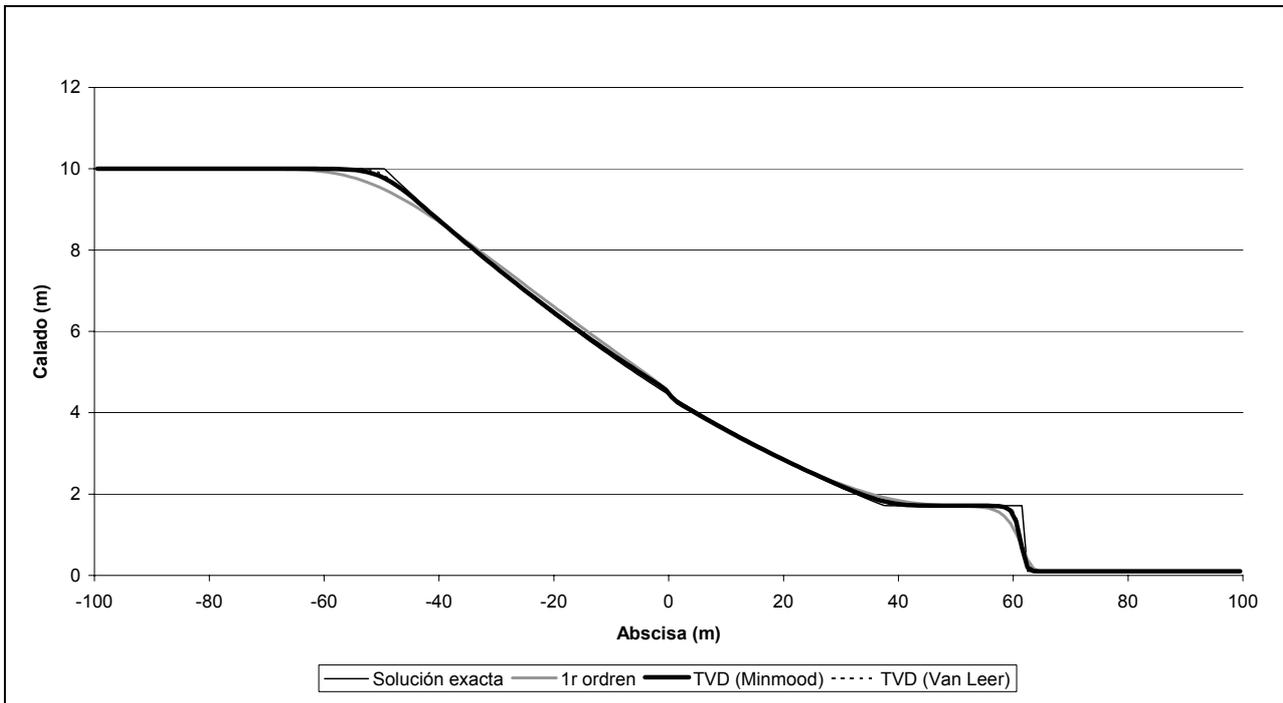


Figura 7.85. Calados en el instante  $t=5s$ , para una rotura de presa ideal con calados iniciales a ambos lados de la presa de 10m y 0.1m respectivamente.

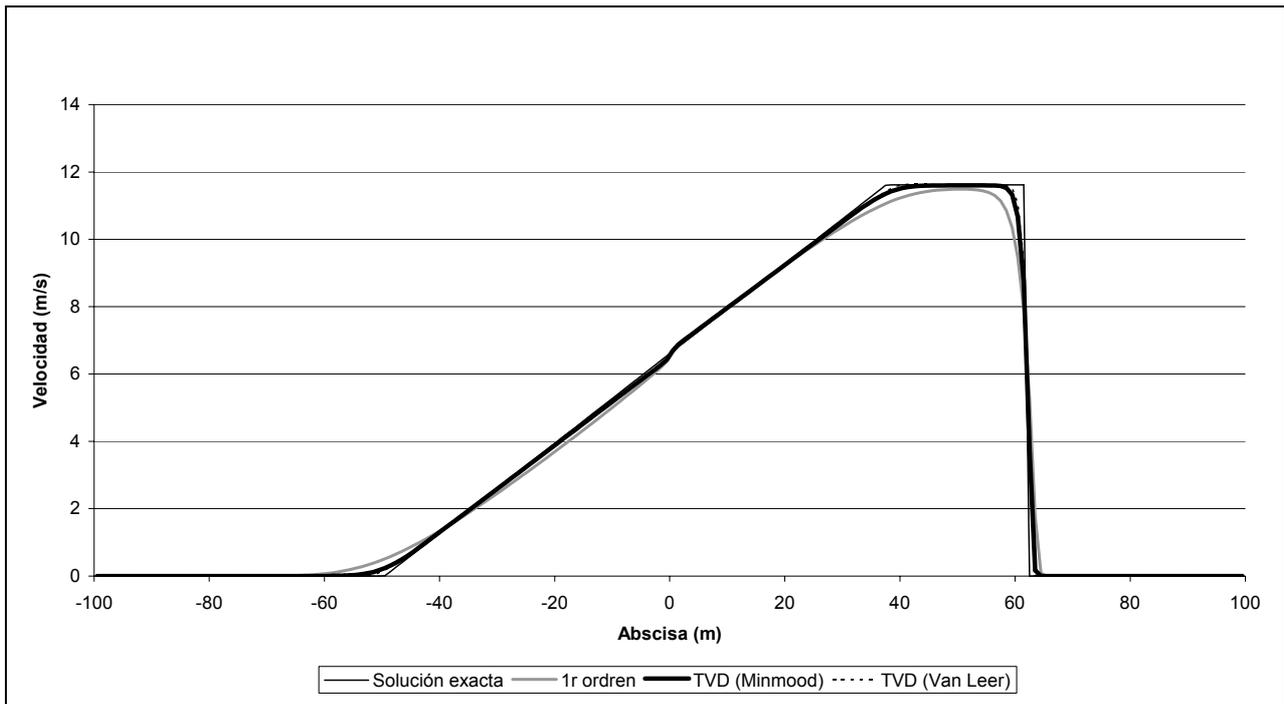


Figura 7.86. Velocidades en el instante  $t=5s$ , para una rotura de presa ideal con calados iniciales a ambos lados de la presa de 10m y 0.1m respectivamente.

### 7.6.2. Rotura ideal con el esquema 2D

El mismo caso de rotura de presa con 4 m de calado a la izquierda y 0.4 m a la derecha se calcula en dos dimensiones. Para ello se ha considerado un canal de 40 m de largo y 5 de ancho, y una malla con 1000 elementos (200 x 5). En la Figura 7.87 se presenta una imagen en perspectiva del fenómeno, mientras que en la Figura 7.88 y la Figura 7.89 se representan los calados y velocidades en el eje del canal para el esquema WAF TVD 2D y distintas funciones de limitación.

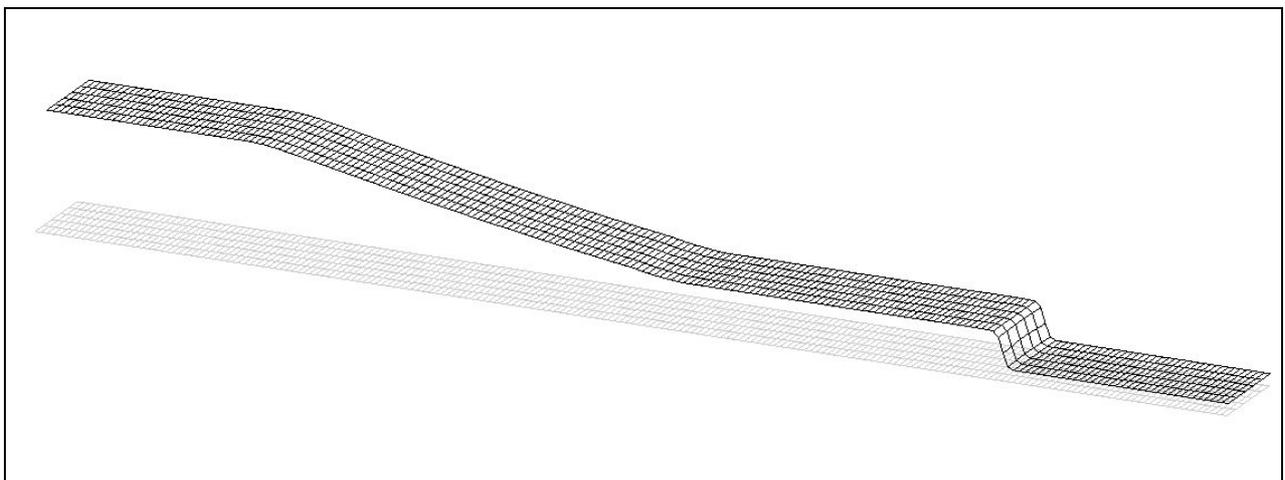


Figura 7.87. Lámina de agua en el instante  $t=2s$ , para una rotura de presa ideal con calados iniciales a ambos lados de la presa de 4m y 0.4m respectivamente.

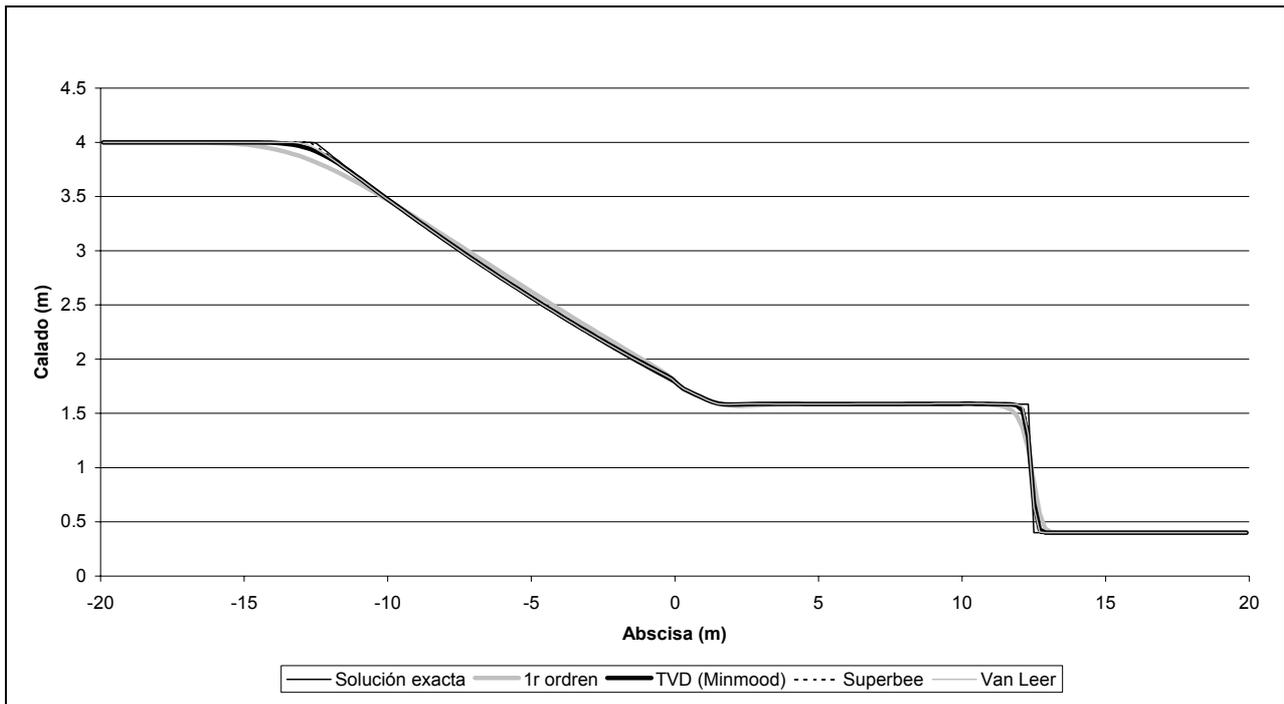


Figura 7.88. Calados en el eje del canal en el instante  $t=2s$ , para una rotura de presa ideal con calados iniciales a ambos lados de la presa de 4m y 0.4m respectivamente.

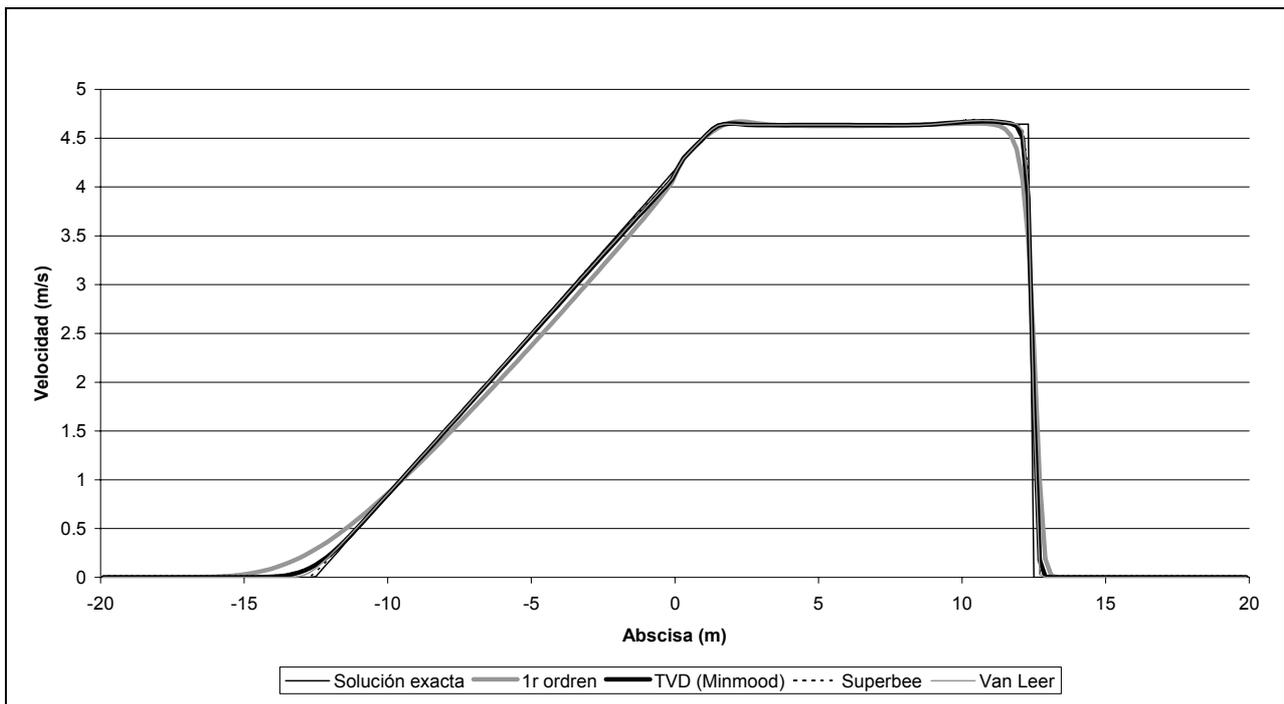


Figura 7.89. Velocidades en el eje del canal en el instante  $t=2s$ , para una rotura de presa ideal con calados iniciales a ambos lados de la presa de 4m y 0.4m respectivamente.

### 7.6.3. Rotura de presa asimétrica

Un ejemplo clásico de rotura de presa en dos dimensiones es el caso de la rotura de presa asimétrica modelada por primera vez por Chaudrhy (1990), que ha sido utilizado en muchas otras ocasiones para la comprobación cualitativa de la robustez de esquemas numéricos para rotura de presa. El problema consiste en un recinto de  $200\text{ m} \times 200\text{ m}$  con una compuerta de  $75\text{ m}$  de ancho que separa dos masas de agua en reposo a distintos

niveles. La compuerta es retirada repentinamente. El dominio se ha modelado con una malla de elementos cuadrados de  $5\text{ m}$  de lado

En la Figura 7.91 se presentan los resultados para el esquema WAF ( $2^{\circ}$  orden de precisión) y WAF TVD (alta resolución) a los  $8\text{ s}$  de abrir la compuerta con  $10$  y  $2.5\text{ m}$  de calado en las condiciones iniciales. Se observan las oscilaciones espurias del esquema de segundo orden que no aparecen en el esquema WAF TVD.

En la Figura 7.92 se presenta ala lámina de agua también a los  $8\text{ s}$  pero para unas condiciones iniciales de  $10$  y  $0.5\text{ m}$  con el esquema WAF TVD. Lo mismo calculado con el esquema de primer orden se puede ver en la Figura 7.93. Se aprecia la mayor disipación del esquema. Finalmente, en la Figura 7.94 se representan los niveles de agua a los  $25\text{ s}$  de la rotura.

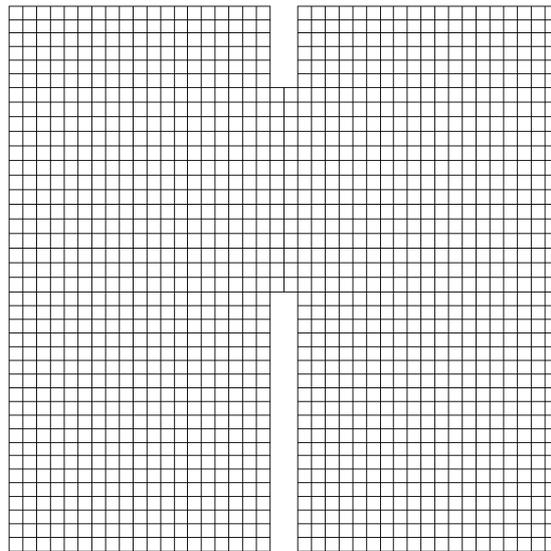


Figura 7.90. Malla de cálculo utilizada en la rotura de presa asimétrica

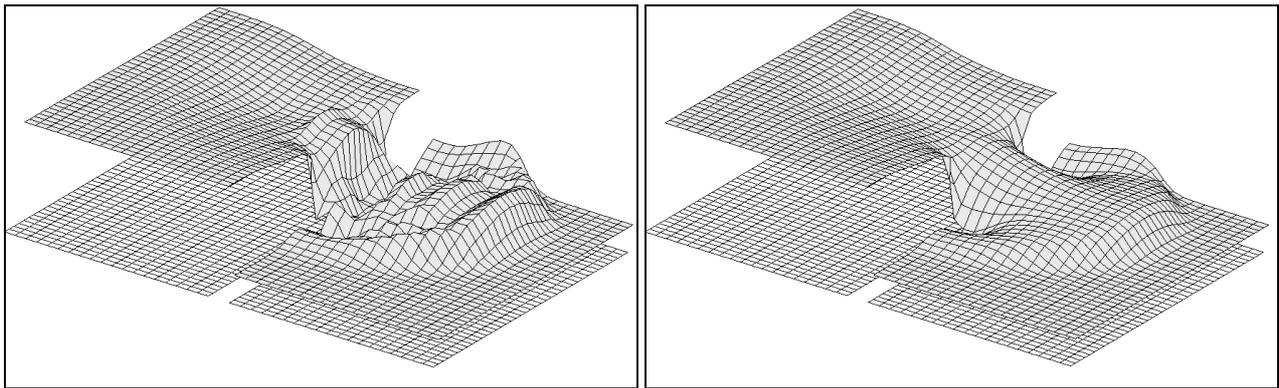


Figura 7.91. Lámina de agua a los  $8\text{ s}$  para una situación inicial de  $10$  y  $2.5\text{ m}$  de calado. Esquema WAF (izquierda) y WAF TVD (derecha).

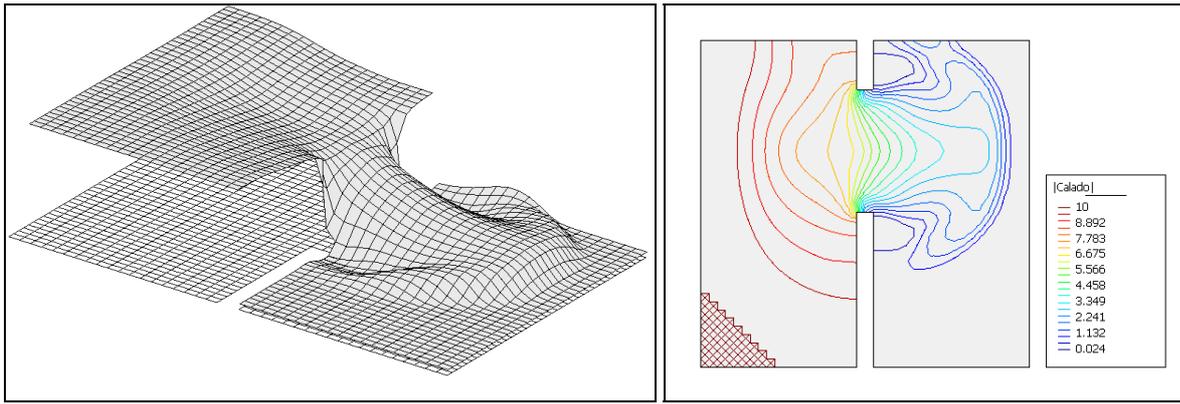


Figura 7.92. Lámina de agua a los 8s para una situación inicial de 10 y 0.5m de calado. Esquema WAF TVD.

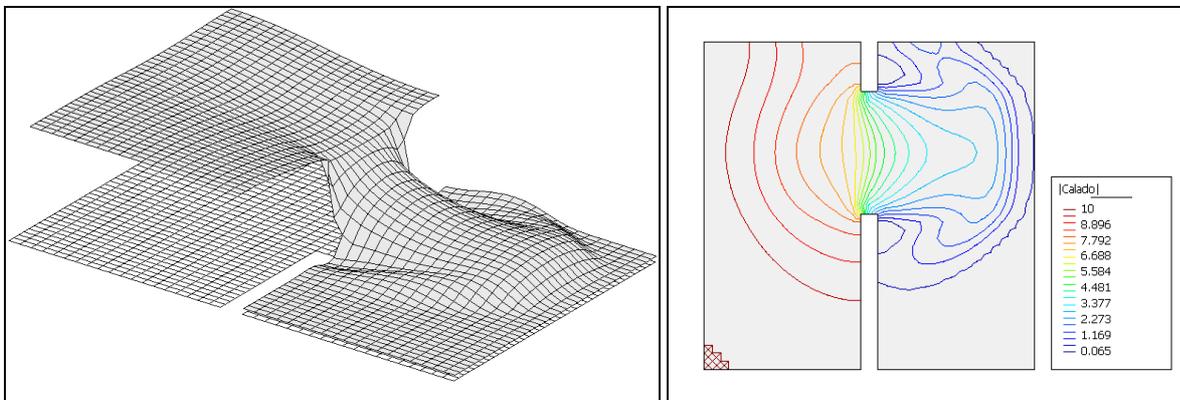


Figura 7.93. Lámina de agua a los 8s para una situación inicial de 10 y 0.5m de calado. Esquema de primer orden de precisión.

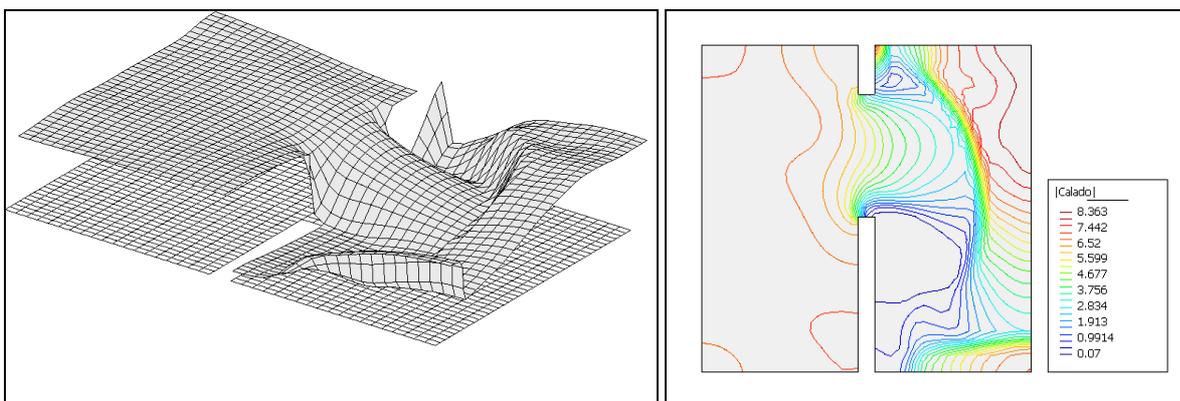


Figura 7.94. Lámina de agua a los 25s para una situación inicial de 10 y 0.5m de calado. Esquema WAF TVD.

## 7.7. Régimen variable en el río Ebro

En este apartado se verifica la capacidad del esquema WAF TVD en una dimensión de simular la propagación de una avenida en un cauce real. Para ello se ha utilizado la geometría (con información batimétrica) del Río Ebro en el tramo que va desde la salida del embalse de Flix hasta el azud de Xerta. Son 48258.5 m de longitud de río, discretizados mediante 285 secciones transversales, con una geometría que presenta fuertes irregularidades (Figura 7.95). El cálculo se ha realizado considerando un coeficiente de rugosidad de 0.032 en todas las secciones. Como condición de contorno se ha utilizado la curva de gasto del azud de Xerta. Las secciones de cálculo se obtuvieron de una topografía y batimetría para un estudio de navegabilidad de este tramo de río, por lo que comprenden el cauce principal pero no las llanuras de inundación.

En primer lugar se ha comparado la lámina de agua con el esquema WAF TVD estabilizado a régimen permanente para un caudal de  $100\text{ m}^3/\text{s}$  y la obtenida en régimen permanente gradualmente variado con el método *paso a paso*. En la Figura 7.96 se observa la coincidencia en lámina de agua entre metodologías, mientras que en la Figura 7.97 la comparación se realiza en calados y representando la diferencia en las láminas de agua con ambos esquemas.

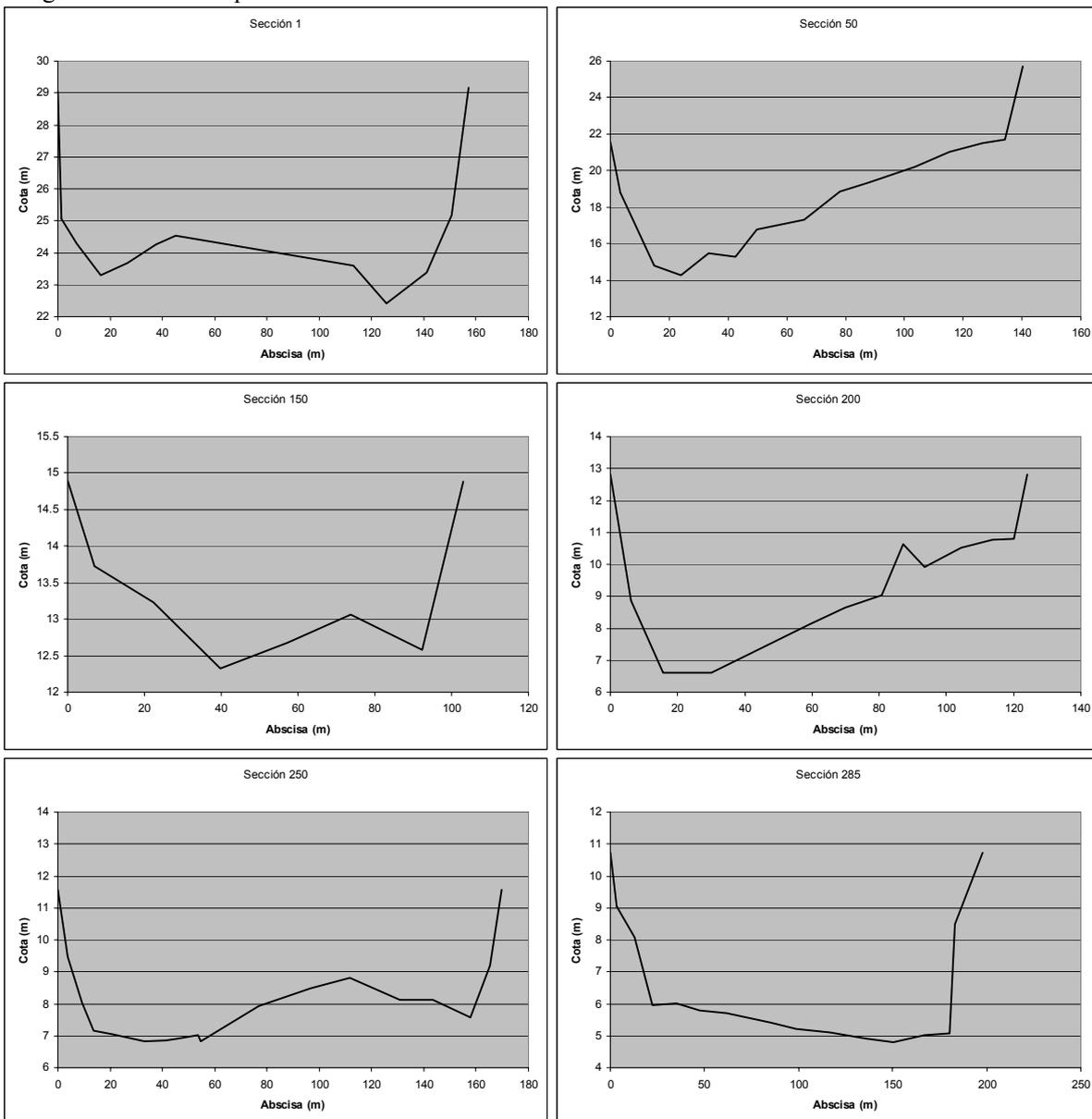


Figura 7.95. Ejemplo de secciones del río Ebro

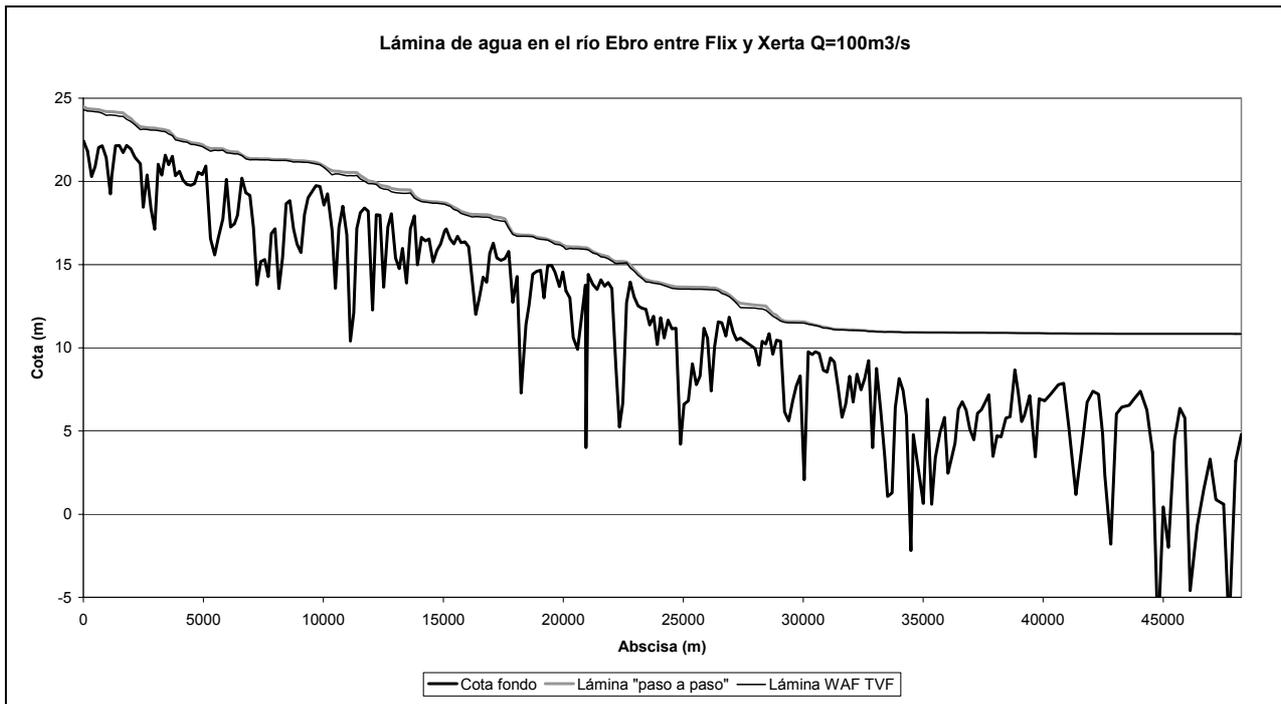


Figura 7.96. Comparación entre la lámina de agua calculada con el método paso a paso y el esquema WAF-TVD estabilizado a caudal constante.

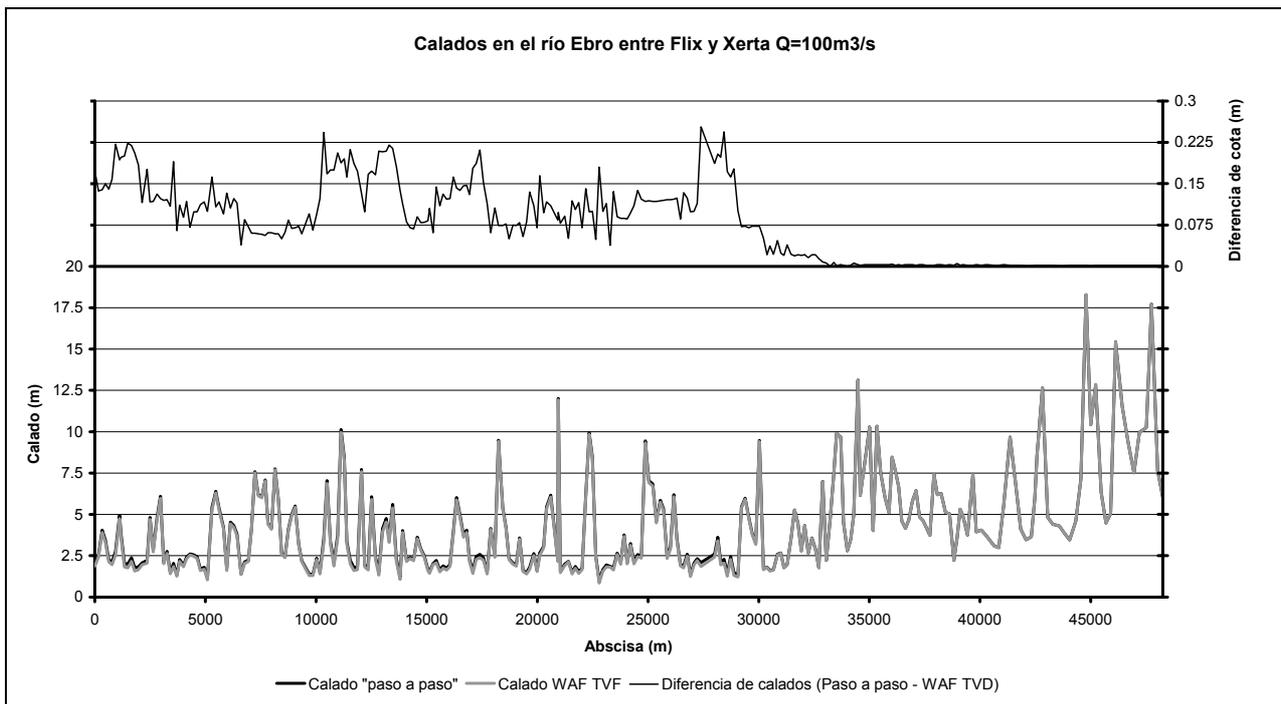


Figura 7.97. Comparación entre los calados calculados con el método paso a paso y el esquema WAF-TVD estabilizado a caudal constante.

Para la verificación en régimen variable, se estudió la propagación de un pulso de caudal, consistente en un hidrograma triangular con caudal base de  $100 \text{ m}^3 / \text{s}$ , caudal punta de  $300 \text{ m}^3 / \text{s}$ , tiempo base de dos horas con caudal punta a la mitad del tiempo base (1 h). La simulación con el esquema WAF TVD se compara con los resultados del esquema de Preissmann (esquema implícito en diferencias finitas). La comparación de hidrogramas en 13 secciones del tramo se realiza en la Figura 7.98. mientras que en la Figura 7.99 se realiza la comparación de la evolución temporal de niveles de agua.

Se observa una buena concordancia entre ambos esquemas, pese a las grandes diferencias entre ellos. El esquema de Preissmann es un esquema implícito en diferencias finitas, basado en las ecuaciones de Saint Venant

en forma no conservativa, con incrementos de tiempo de cálculo grandes (en este caso se ha utilizado un incremento de tiempo de 100 s), mientras que el esquema WAF TVD es explícito, se basa en las ecuaciones en forma no conservativas, y está sujeto a la condición de Courant por lo que los incrementos de tiempo de cálculo son muy pequeños (en este caso del orden de 1 s).

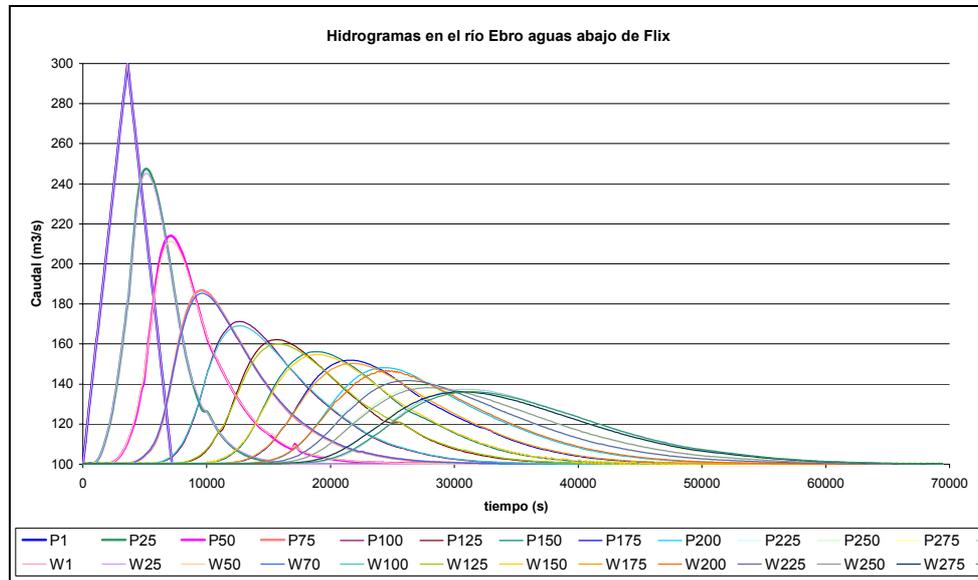


Figura 7.98. Hidrogramas en distintas secciones calculados con el esquema de Preissmann (P) y el esquema WAF-TVD (W).

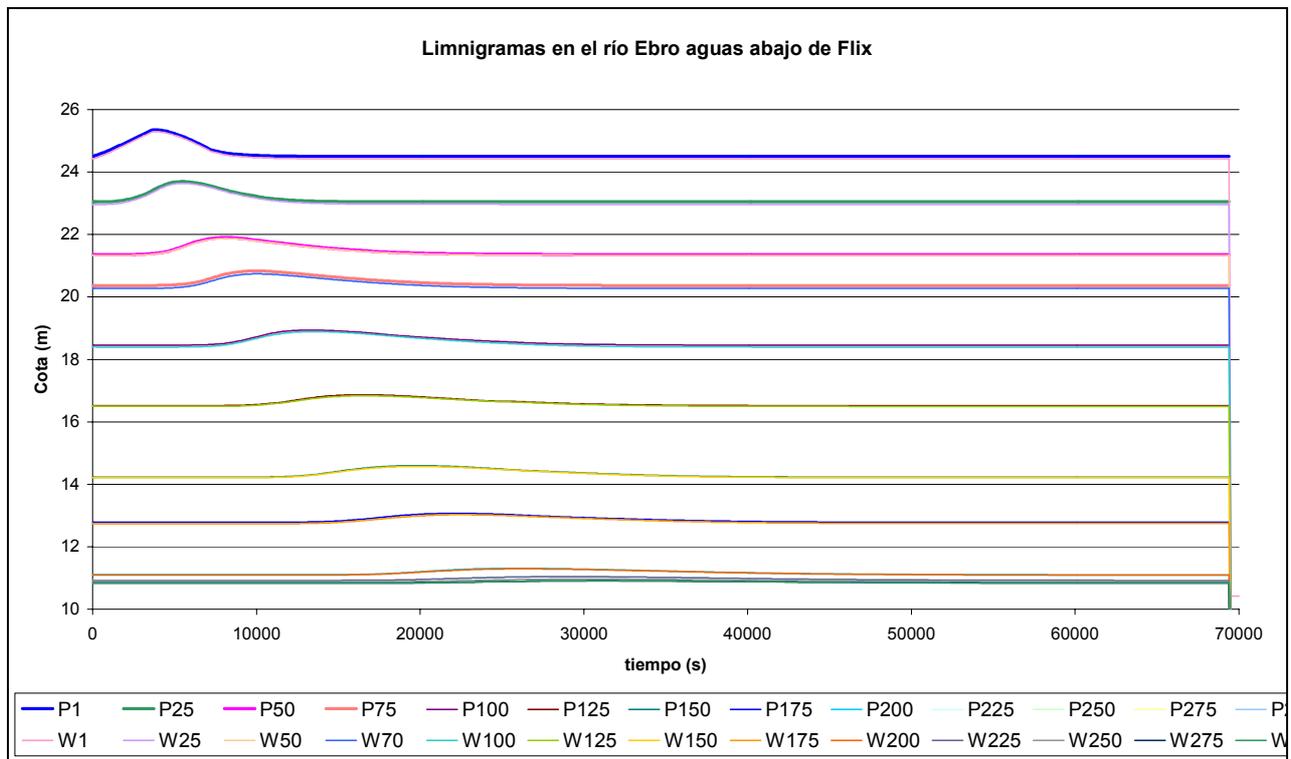


Figura 7.99. Limnigramas en distintas secciones calculados con el esquema de Preissmann (P) y el esquema WAF-TVD (W).

## 7.8. Resalto móvil en un canal de pendiente fuerte

La tesis doctoral de Martín Vide(1989) consiste en el estudio hidráulico de la propagación del resalto móvil, y en ella se realiza un estudio experimental de la propagación de un resalto móvil en un canal de pendiente fuerte. Se creyó de interés utilizar los datos experimentales de la tesis mencionada para la verificación en régimen variable del esquema WAF TVD en dos dimensiones.

Para ello, se utilizaron los ensayos 1 y 2 de la tesis, consistentes en la propagación de un resalto móvil a partir de una situación inicial en régimen rápido. La instalación experimental estaba formada por un canal de 20 m de largo por 0.40 m de ancho, y una pendiente del 3% (para los ensayos 1 y 2). El canal desembocaba en una arqueta con la solera a una cota 0.25 m inferior al extremo aguas abajo del canal, de 0.97 m de largo por 0.80 m de ancho. La salida de la arqueta consiste en un vertedero de pared delgada, de altura variable, de 0.32 m de ancho. El caudal en el extremo aguas arriba del canal es constante e igual a 45 l/s .

Los ensayos utilizados para la verificación consisten en, a partir de una situación inicial en régimen rápido, ir aumentando la altura del vertedero de salida para forzar la formación de un resalto, el cual asciende por el canal hasta un momento en que el vertedero vuelve a descender y por tanto el resalto vuelve a desplazarse aguas abajo hacia la arqueta. El ensayo n°1 es la fase ascendente del proceso mencionado, mientras que en el ensayo n°2 la cota del vertedero disminuye. Los dos ensayos se realizan sin interrupción entre ellos.

En la tesis se menciona que se realizó una calibración obteniéndose un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.009.

Debido a la imposibilidad de modelar numéricamente el movimiento del vertedero de forma correcta (en la tesis no existen registros de movimiento del mismo, y se habla de velocidades aproximadas de descenso y ascenso) se ha utilizado como condición de contorno el registro de nivel de agua en la arqueta, del que si se dispone. De esta manera, se ha programado un algoritmo para variar la cota del vertedero de manera que el nivel de agua calculado en la arqueta corresponda en cada momento al registrado en el trabajo de Martín Vide.

Para la verificación de la modelación numérica, lo que se ha hecho es escanear las figuras de niveles de agua medidos en distintas secciones del canal, para compararlas con los resultados numéricos. Otro resultado interesante de la tesis de Martín Vide, es la evolución temporal de la posición del resalto.

Se ha utilizado una malla de cálculo formada por 1596 cuadriláteros (200 a lo largo por 6 a lo ancho en el canal, y 22 a lo largo por 18 a lo ancho en la arqueta). En la Figura 7.100 se presenta una perspectiva de la modelación numérica de la experiencia, mientras que en la Figura 7.101 se puede observar un detalle de la malla.

En la Figura 7.102 se realiza la comparación gráfica de los resultados numéricos de la posición del resalto. Se observa la buena concordancia con los valores registrados, aunque se aprecia que el desplazamiento hacia aguas arriba es ligeramente más rápido en la modelación numérica.

En la Figura 7.103 se comparan los calados obtenidos numéricamente en el eje del canal para distintas secciones, con los niveles medidos en la tesis de Martín Vide . Es de destacar que la concordancia es mayor cuanto más aguas abajo (la abscisa  $x = 20$  coincide con el extremo aguas abajo del canal) debido a la influencia de la condición de contorno, aunque incluso en las secciones más alejadas la concordancia es muy aceptable.

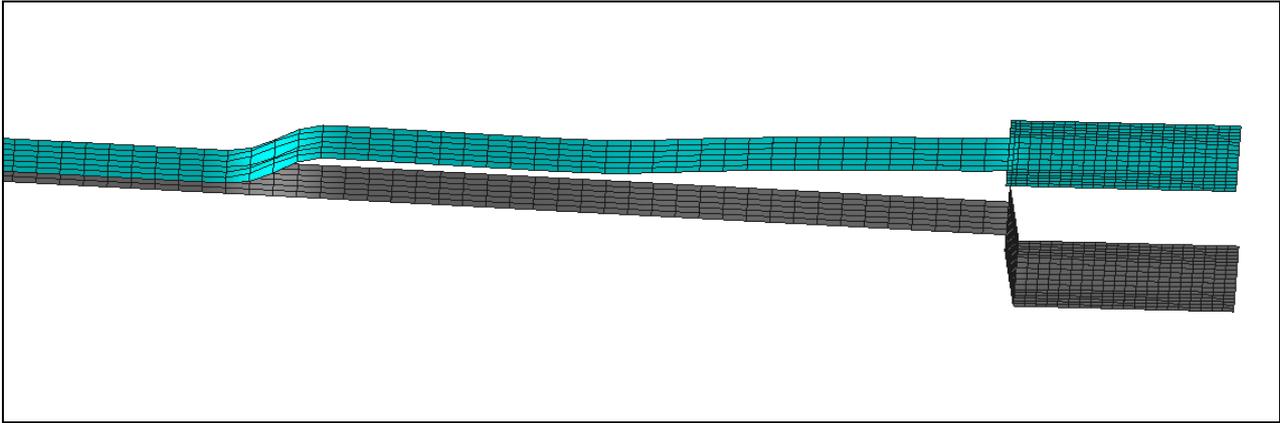


Figura 7.100. Perspectiva de la modelación numérica del tramo final del canal y la arqueta.

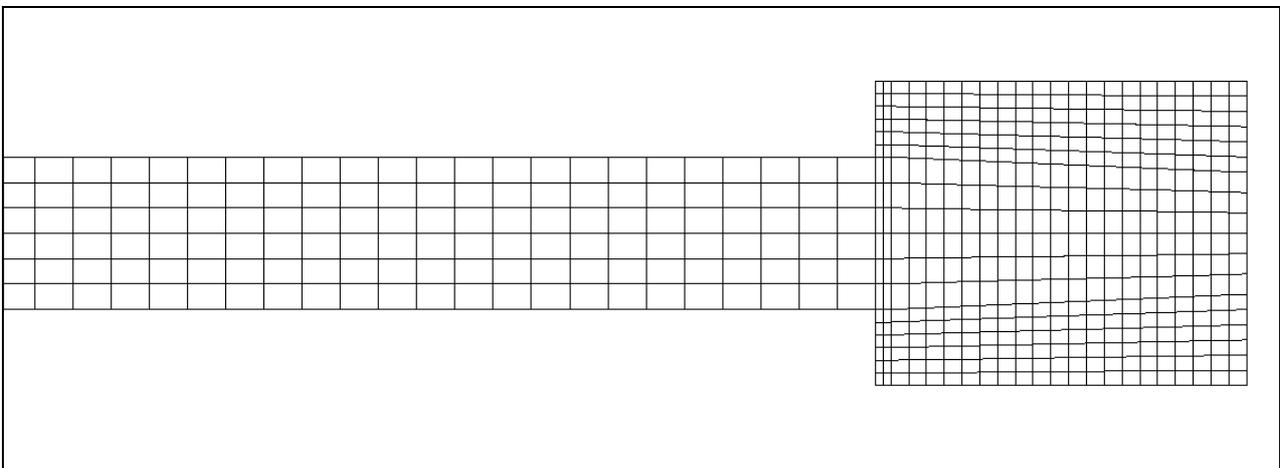


Figura 7.101. Detalle de la malla de cálculo en el extremo aguas abajo.

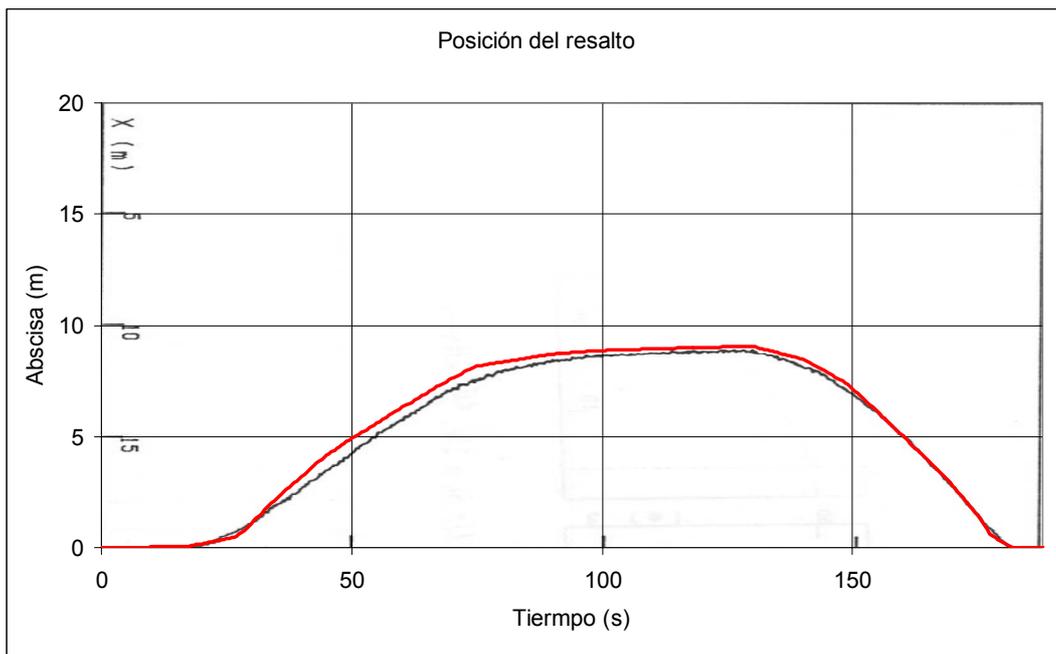


Figura 7.102. Comparación numérico-experimental de la posición del resalto.

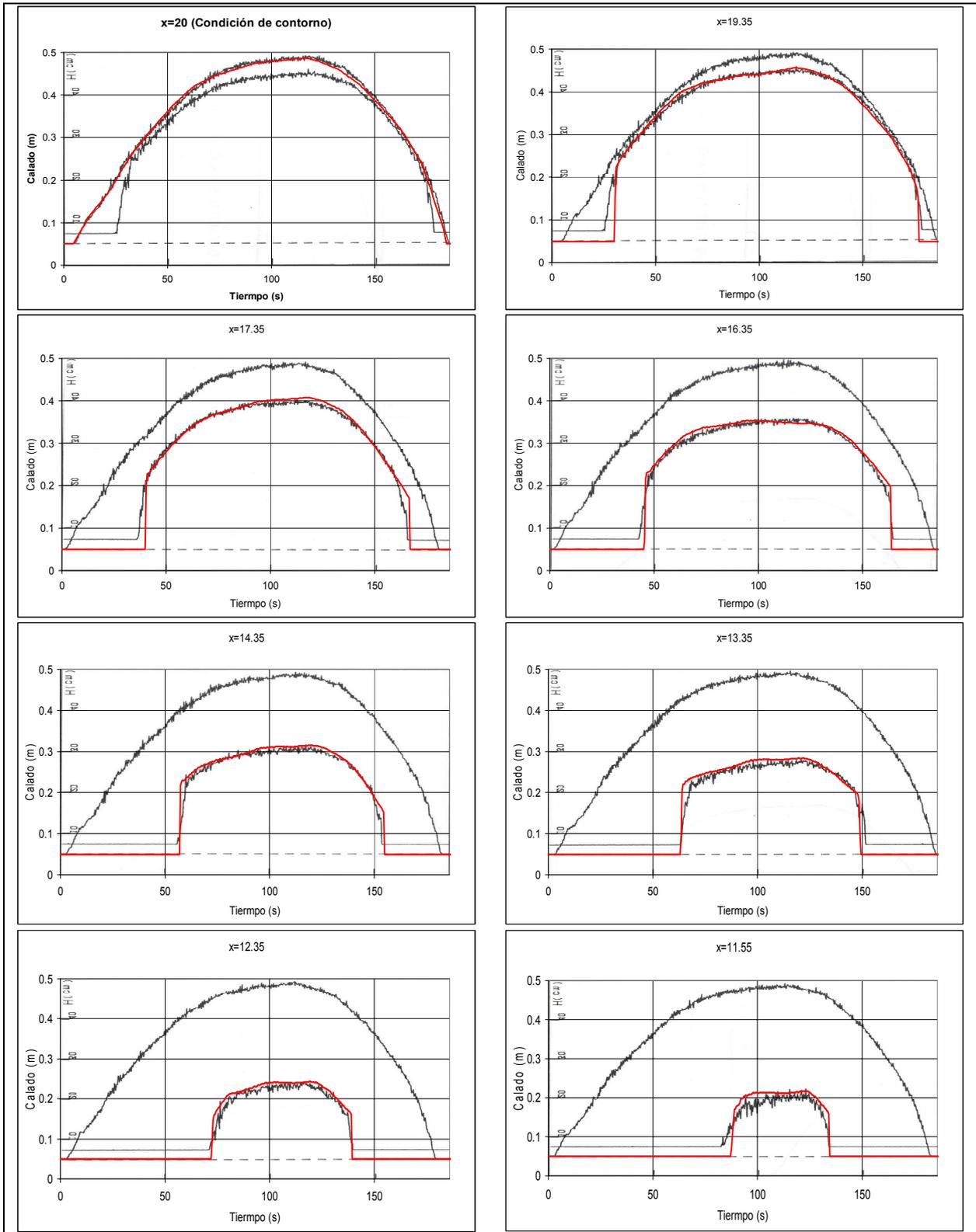


Figura 7.103. Comparación numérico-experimental de los calados en distintas secciones del canal.

## 7.9. Verificación experimental

### 7.9.1. Distribución del flujo en un cruce de calles

Para la verificación experimental se utilizó una instalación en el Laboratorio de Modelos Reducidos de la Sección de Ingeniería Hidráulica e Hidrológica del Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima i Ambiental de la U.P.C., que se construyó para el estudio de la distribución de caudales en un cruce de calles (Nania 1999).

La instalación consiste en dos canales de 1.5 m de ancho que se cruzan. La pendiente de los canales es variable excepto la zona del cruce donde la solera es horizontal. Los dos canales disponen de alimentación de agua independiente, y existen vertederos para aforo del caudal tanto en las dos entradas como en las dos salidas. La geometría en planta de la instalación se puede observar en la Figura 7.104. Una parte de la tesis de Nania (1999) consistió en una serie de ensayos para determinar la distribución de caudales con distintos caudales de entrada y distintas pendientes de los canales.

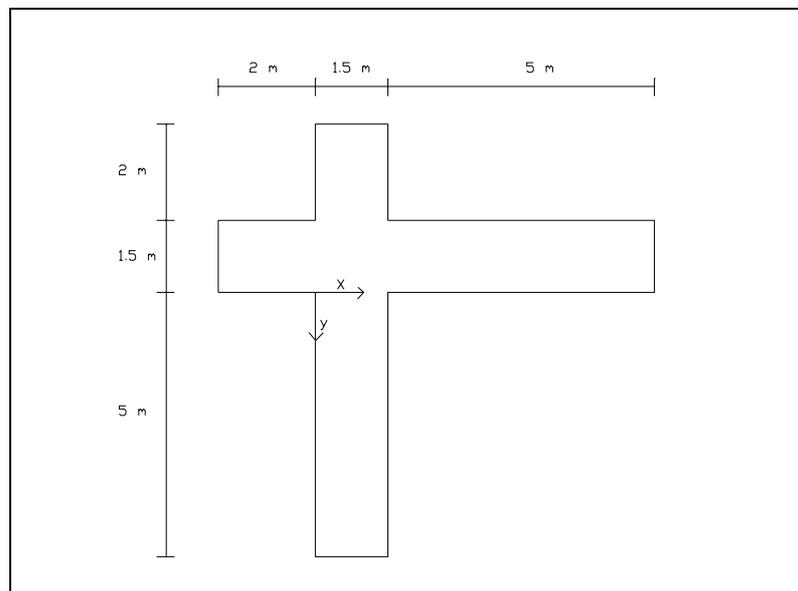


Figura 7.104. Geometría en planta de la instalación del cruce de calles

La verificación experimental para el cruce de calles se ha realizado a dos niveles:

- Modelación numérica de los ensayos realizados por Nania (1999) y comparación de la distribución de caudales medida con la calculada.
- Campaña de medida de calados y velocidades para una geometría y una combinación de calados determinados, y comparación numérico-experimental de los campos de calados y velocidades

#### 7.9.1.1 Distribución de caudales

Para la modelación numérica de la distribución de caudales se utilizó una malla formada por 2920 elementos (Figura 7.105). El flujo es en régimen rápido. La condición de contorno aguas arriba es de caudal uniformemente repartido en todo lo ancho y como calado se utilizó el medido por Nania para su tesis. Aguas abajo no es necesaria ninguna condición de contorno.

En la Tabla 7.2 se presentan los resultados de la comparación numérico-experimental. Las dos primeras columnas son la pendiente, en tanto por ciento, da cada calle, seguido de los caudales de entrada medidos (e impuestos como condición de contorno en el cálculo), a continuación se detallan los caudales de salida medidos y finalmente los calculados. La última columna representa el porcentaje de error (porcentaje de exceso de caudal por el eje  $x$  respecto el total de caudal entrante). Se observa que los máximos errores alcanzan el 3.1%.

ix	iy	Qx entrada	Qy entrada	Qx salida exp.	Qy salida exp.	Qx salida calc	Qy salida calc	Error	Error
(%)	(%)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(%)
1	1	35.7	38.0	34.8	38.9	35.6	38.1	0.9	1.2
1	1	35.6	52.0	36.6	51.0	38.1	49.5	1.5	1.7
1	1	34.4	70.7	35.3	69.9	35.1	70.1	-0.2	-0.2
1	1	70.4	104.7	79.1	96.0	80.2	94.9	1.1	0.6
1	1	104.5	104.5	105.5	103.6	105.1	104.0	-0.4	-0.2
1	1	69.7	35.0	75.7	29.1	72.7	32.0	-3.0	-2.8
1	1	52.2	34.9	56.2	30.9	54.7	32.4	-1.5	-1.7
1	1	52.3	51.9	55.2	49.1	53.4	50.8	-1.8	-1.7
1	1	52.2	69.6	56.8	65.0	56.0	65.8	-0.9	-0.7
1	1	70.1	70.6	76.5	64.2	74.6	66.1	-1.9	-1.4
1	1	69.6	52.2	72.7	49.1	69.4	52.4	-3.3	-2.7
1	2	35.3	35.1	35.3	35.1	34.6	35.8	-0.7	-1.0
1	2	34.8	52.0	34.2	52.7	34.1	52.7	-0.1	-0.1
1	2	34.7	69.4	32.7	71.5	33.0	71.1	0.3	0.3
1	2	34.6	104.0	29.0	109.6	25.0	113.6	-4.0	-2.9
1	2	52.6	104.1	51.6	105.1	49.5	107.2	-2.1	-1.3
1	2	69.9	104.9	71.2	103.6	70.5	104.2	-0.6	-0.4
1	2	104.6	34.8	113.0	26.4	109.4	30.0	-3.6	-2.6
1	2	69.9	34.7	75.5	29.1	73.4	31.2	-2.1	-2.0
1	2	52.3	34.5	58.3	28.5	55.6	31.2	-2.7	-3.1
1	2	52.0	52.1	49.1	55.0	49.0	55.0	0.0	0.0
1	2	52.2	70.2	51.7	70.7	51.7	70.8	-0.1	-0.1
1	2	70.1	70.2	69.0	71.2	69.0	71.2	0.0	0.0
1	2	69.7	51.7	75.5	45.9	74.5	46.9	-1.0	-0.8
2	2	34.7	34.8	38.9	30.6	37.2	32.3	-1.7	-2.4
2	2	34.5	52.1	33.8	52.9	33.8	52.9	0.0	0.0
2	2	35.2	69.4	33.3	71.3	33.1	71.5	-0.2	-0.2
2	2	34.9	105.0	30.3	109.7	29.8	110.2	-0.5	-0.4
2	2	52.7	104.9	52.4	105.2	52.0	105.6	-0.4	-0.2
2	2	69.3	104.3	71.5	102.1	71.6	102.0	0.1	0.1
2	2	86.4	103.6	90.1	99.9	90.2	99.7	0.2	0.1
2	2	69.1	35.9	78.5	26.5	76.3	28.8	-2.3	-2.2
2	2	52.6	34.7	60.6	26.7	58.5	28.8	-2.1	-2.4
2	2	52.3	52.1	56.3	48.0	55.4	49.0	-0.9	-0.9
2	2	52.1	69.9	50.6	71.4	50.8	71.2	0.2	0.2
2	2	69.7	70.5	73.7	66.6	71.9	68.4	-1.8	-1.3
2	2	69.9	51.6	79.6	41.9	76.6	44.9	-2.9	-2.4
2	2	18.4	17.7	20.9	15.2	21.0	15.2	0.1	0.2

Tabla 7.2 Comparación numérico-experimental de la distribución de caudales

### 7.9.1.2 Campos de calados y velocidades

Para el estudio de los campos de calados y velocidades, se realizó una campaña de medidas. El campo de velocidades se midió con la ayuda de un correntímetro electromagnético bidimensional (E-800 de Valeport). El mismo aparato sirvió para la determinación de niveles de agua utilizándolo a modo de limnómetro. Se tomaron medidas en un total de 720 puntos, con un espaciado de 0.15 m a lo ancho de las calles, también 0.15 m de espaciado longitudinal en la zona del cruce y 1.5 m aguas arriba ya aguas abajo del mismo, y 0.30 m de espaciado longitudinal en el resto. Para la simulación numérica se utilizó un malla 3 veces más densa, pero de manera que cada punto de medida coincidiera con un volumen finito para facilitar la comparación, obteniéndose un total de 6480 elementos (Figura 7.106).

La toma de medidas se realizó para una pendiente del eje  $x$  del 1% y un 2% para el eje  $y$ . Los caudales de entrada eran de  $42.86\text{ l/s}$  por la calle  $x$  y  $100\text{ l/s}$  por la calle  $y$ . Esto provoca que la aproximación al cruce por el eje  $y$  sea en régimen rápido, mientras que por el eje  $x$  es en régimen lento. En el cruce aparece un resalto hidráulico oblicuo que se inicia en una esquina, de manera que el flujo por el eje  $y$  pasa a régimen lento. A la salida del cruce las dos calles vuelven a funcionar en régimen rápido.

En la *Fotografía 7.1*, *Fotografía 7.2*, *Fotografía 7.3* y *Fotografía 7.4* se puede observar la instalación en funcionamiento durante la campaña de medidas

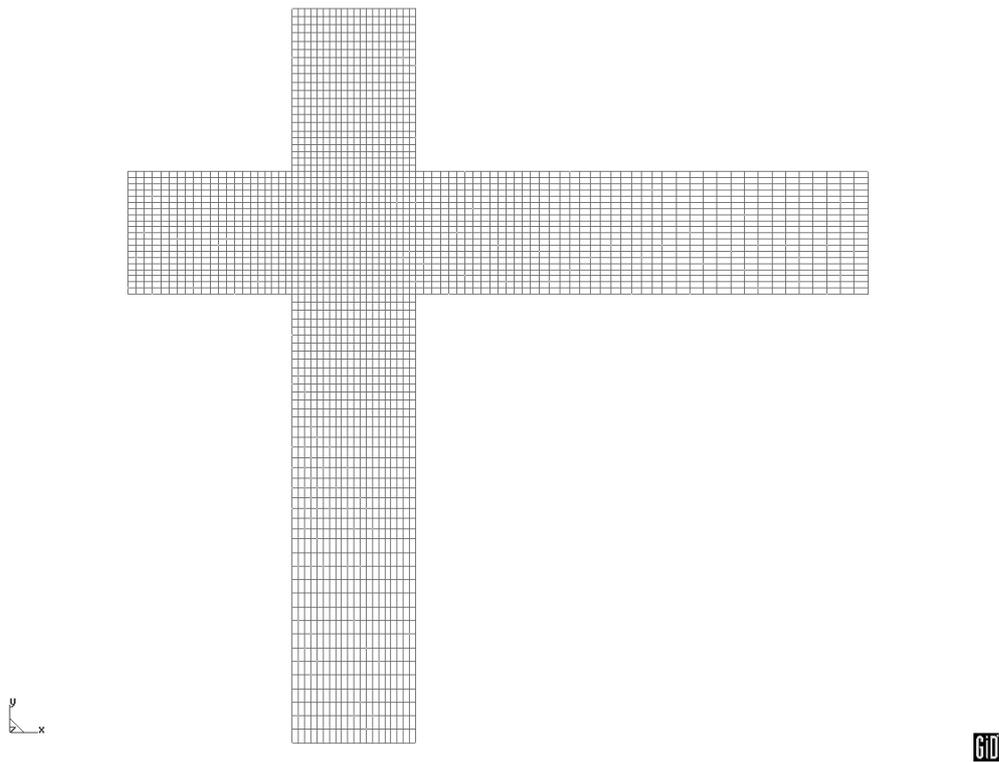


Figura 7.105. Malla utilizada en la simulación numérica de la distribución de caudales

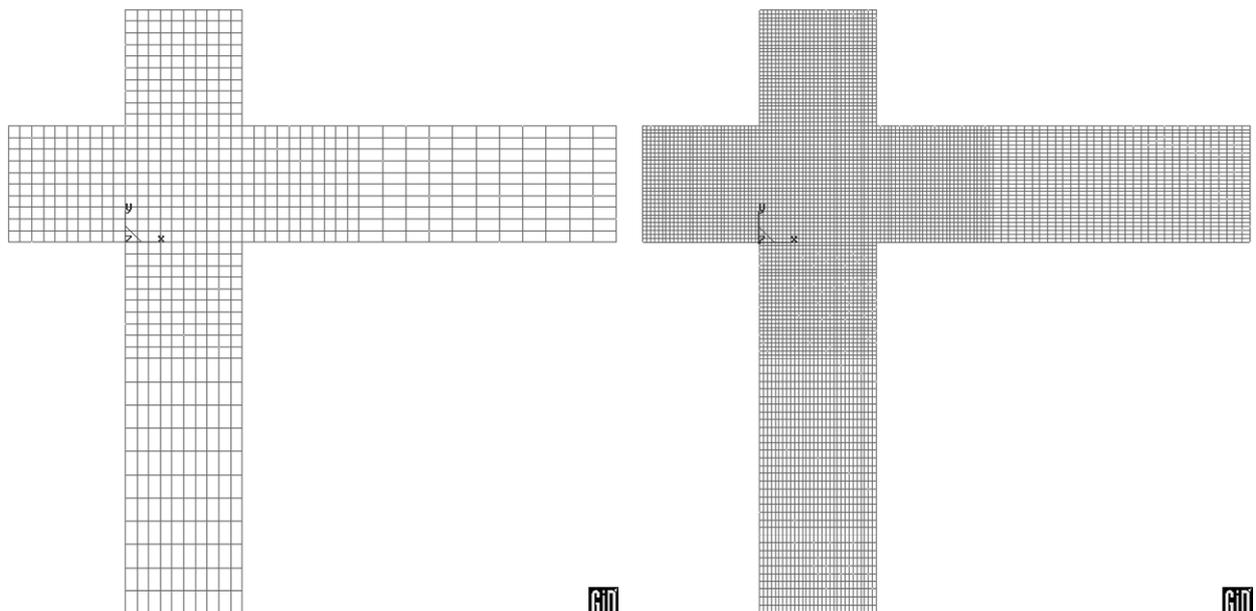
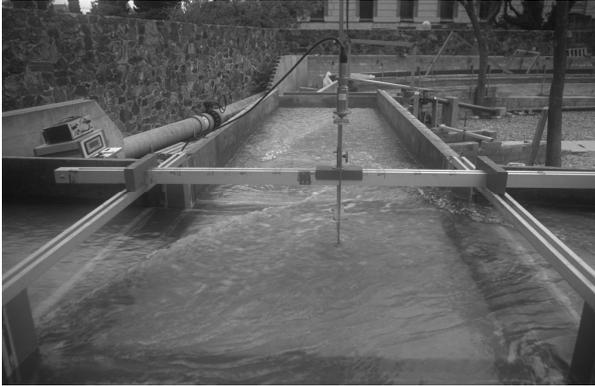


Figura 7.106. Malla utilizada para la campaña de medidas (izquierda, una medida en el centro de cada elemento), y malla utilizada en la simulación numérica (derecha).



Fotografía 7.1 Canal según el eje  $x$  desde aguas arriba



Fotografía 7.2 Canal según el eje  $y$  desde aguas abajo



Fotografía 7.3 Detalle del cruce (entrada de la calle según el eje  $x$  a la izquierda).



Fotografía 7.4 Detalle del cruce

En la Figura 7.107, Figura 7.108, Figura 7.109 y Figura 7.110 se realiza, en escala de colores, la comparación numérico-experimental de calado, módulo de velocidad, componente  $x$  de la velocidad y componente  $y$  de la velocidad. Se aprecia gran concordancia entre las medidas y los resultados numéricos. Es de destacar, que justo aguas abajo del cruce, en la margen izquierda del canal según el eje  $x$ , existe una zona con calados inferiores a  $5\text{ mm}$ , fuera del rango de medida del sensor de velocidad, por lo que la diferencia que se observa en el campo de velocidades es más debido a la falta de medidas (donde no existe medida se ha representado con valor cero) que a una discrepancia.

En el Anejo 2 se presenta la comparación numérico-experimental de calados y velocidades en forma de perfiles longitudinales por todas las líneas de puntos de medida.

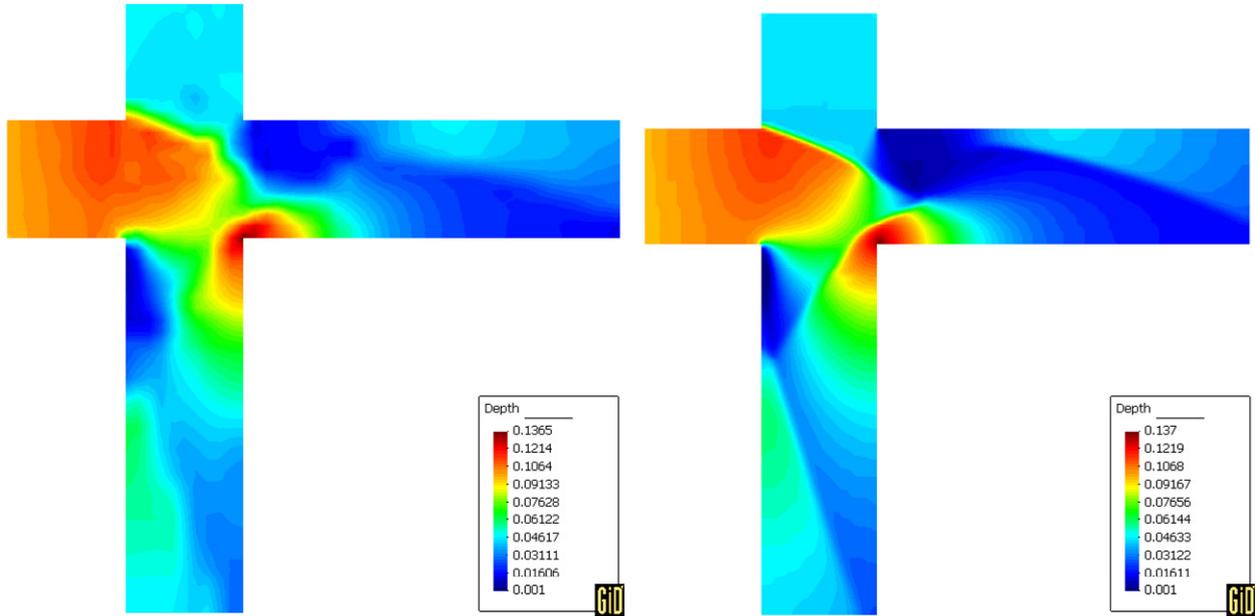


Figura 7.107. Calados medidos (izquierda) y calculados (derecha)

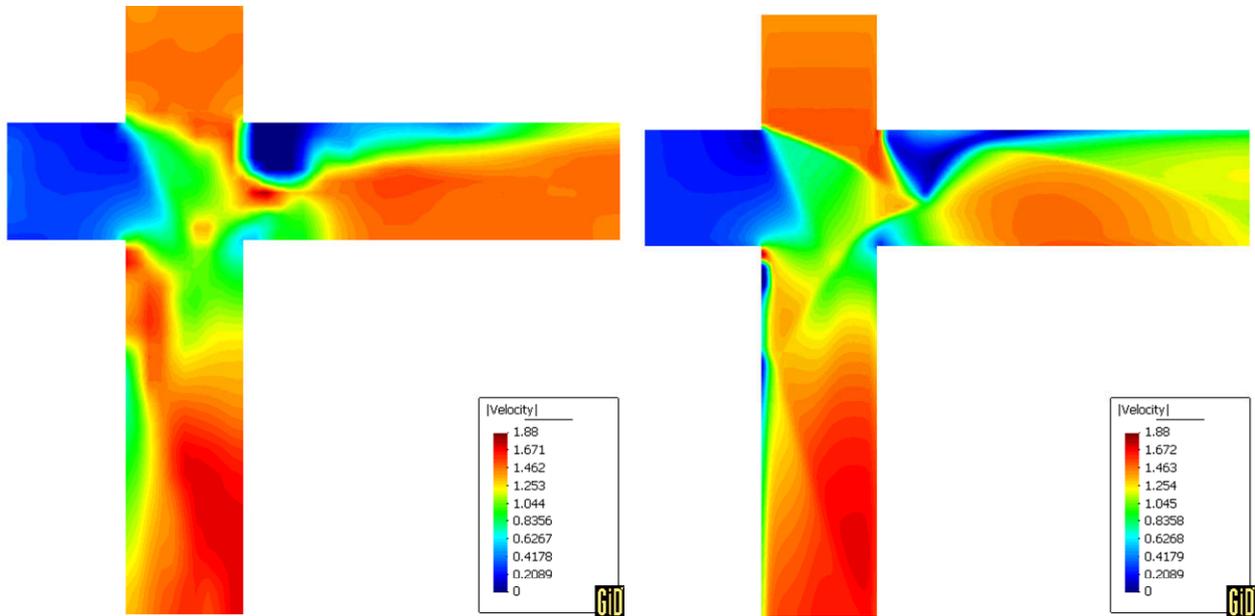


Figura 7.108. Módulo de velocidades. Experimental (izquierda) y numérico (derecha)

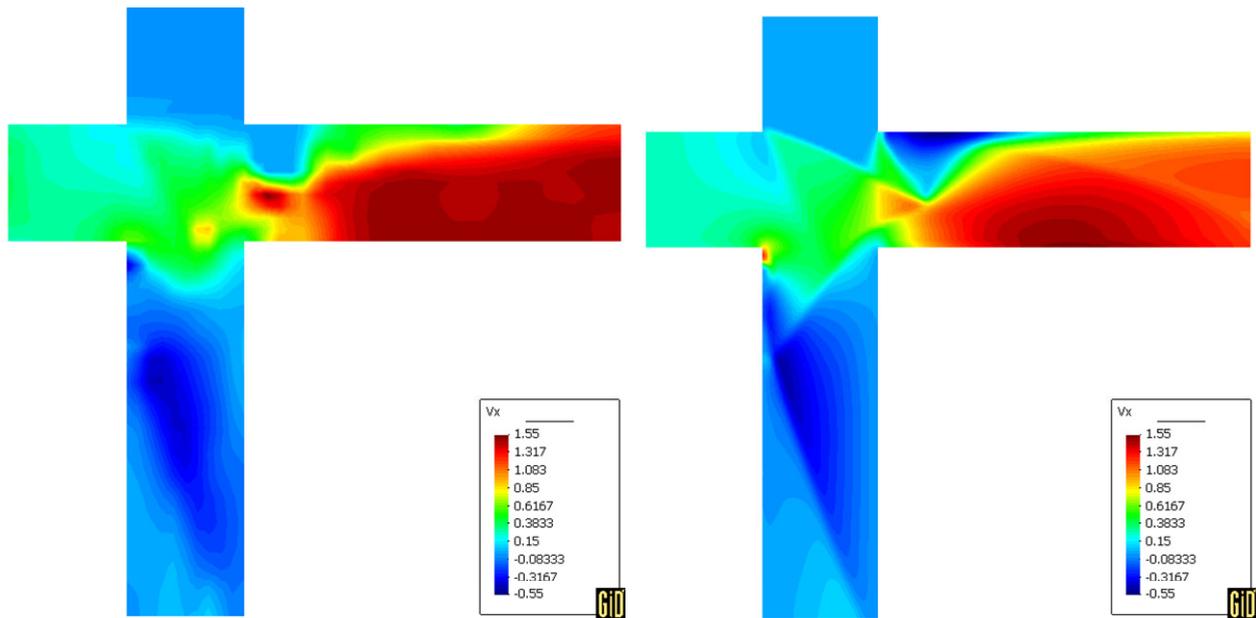


Figura 7.109. Componente de la velocidad según el eje x. Experimental (izquierda) y numérica (derecha)

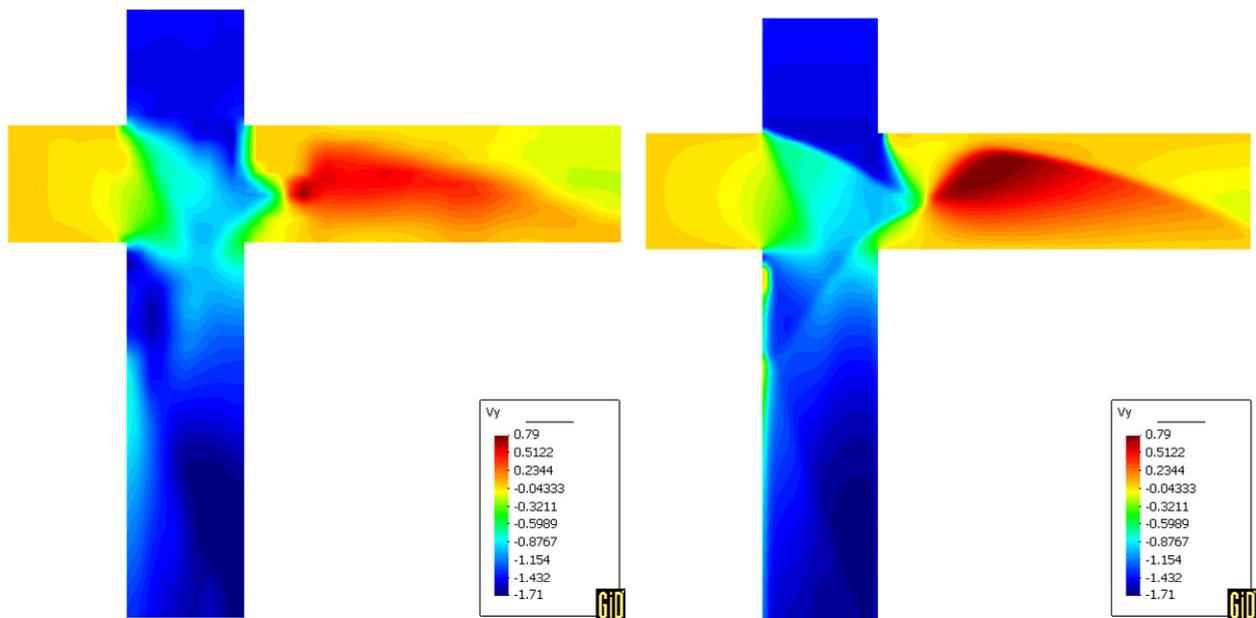


Figura 7.110. Componente de la velocidad según el eje y. Experimental (izquierda) y numérica (derecha)

### 7.9.2. Modelo reducido del río Besòs

En junio de 2000, en el Laboratorio de Modelos Reducidos de la Sección de Ingeniería Hidráulica e Hidrológica del Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental de la U.P.C. se realizó un estudio en modelo

reducido de un tramo de 1400 m del río Besòs (DEHMA, 1999). Posteriormente, el modelo se utilizó para estudiar la bondad de los modelos unidimensionales en su aplicación a cauces compuestos (Martín-Vide et al., 2004) y para la estimación de coeficientes de fricción y viscosidad turbulenta en modelos bidimensionales (Vionnet et al., 2004). Para ello se realizó una campaña de medida de calados y velocidades en el modelo, resultados utilizados en los trabajos mencionados, y en el presente apartado.

La experiencia consistió en un modelo físico de lecho fijo (Fotografía 7.5), que representaba los 1400 m de cauce en prototipo, a escala 75:30 (horizontal:vertical). Ello, en modelo, representa un tramo curvo de 18.67 m de longitud y 1.75 m de ancho. Por la parte central del mismo discurre un cauce central de 0.33 m de ancho en su base, con un trazado sinusoidal (Figura 7.112). La pendiente media según el eje del cauce central es del 0.0067.

El cauce central estaba formado por gravas de 25 mm de diámetro según DEHMA(1999) o 20 mm según Martín-Vide et al. (2004) y Vionnet et al. (2004). A partir de una serie de ensayos del mismo material granular en un canal rectangular recto, en DEHMA (1999) se determina que el coeficiente de rugosidad de Manning de dicho material es de  $n_c = 0.025$ . Este coeficiente de rugosidad es la media de los obtenidos a partir de 5 pares de datos de calado y caudal en régimen uniforme (calados entre 0.053 m y 0.149 m para una pendiente del 0.0065).

En la llanura de inundación se simuló el efecto de una vegetación flexible mediante la colocación de plantas ornamentales de plástico (isolepsis) sobre la misma grava. La experiencia que se considera corresponde a una densidad de 100 plantas/ $m^2$ . En el trabajo DEHMA (1999) se determina la rugosidad de este tipo de plantas sobre grava, para distintas densidades, mediante ensayos en un canal rectangular. Para cada densidad se obtiene una relación entre el coeficiente de rugosidad de Manning y el producto de la velocidad por el calado. Para la densidad de 100 plantas/ $m^2$  los resultados se muestran en la Tabla 7.3 y la Figura 7.111. Finalmente, para los muros del encauzamiento, de mortero, en el mismo estudio se estimó un coeficiente de rugosidad de Manning de  $n_m = 0.012$ .

En la campaña de medidas, los campos de velocidad se midieron mediante correntímetro bidimensional electromagnético (el mismo instrumento que para el cruce de calles) por lo que en cada sección se dispone de los datos de las componentes de la velocidad según un eje  $x$  perpendicular a las secciones, y según un eje  $y$  paralelo a la sección hacia la margen izquierda. Se han utilizado los datos de cota de lámina de agua y velocidad en 12 secciones transversales (PK 5+850 a PK 6+950) separadas 1.33 m entre ellas (100 m en prototipo). Las secciones utilizadas se muestran en planta en la Figura 7.112.

$Vy$ (m2/s)	$n_{II}$
0.0234	0.074
0.0469	0.057
0.0704	0.049
0.094	0.045
0.1125	0.04

Tabla 7.3. Rugosidad en la llanura en función del producto de velocidad por calado

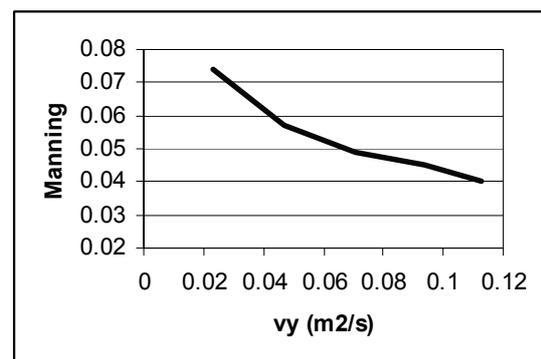


Figura 7.111. Rugosidad de las plantas en función del producto de velocidad por calado.

Tanto en el trabajo de Martín-Vide et al. (2004) como en el de Vionnet et al. (2004) se recalca en la necesidad del estudio de la resistencia al flujo en cauces compuestos, especialmente aquellos con vegetación flexible donde la fricción depende de las características del flujo. En ambos trabajos, partiendo de los valores del coeficiente de rugosidad de Manning mencionados anteriormente, se realiza la calibración y análisis de sensibilidad de distintos

modelos numéricos aplicados al modelo del río Besòs. Entre otros modelos, Martín-Vide et al. utilizan el modelo FESWMS-2D mientras Vionnet et al. emplean Telemac-2D. Ambos son modelos basados en la técnica de los elementos finitos en los cuales, aparte del coeficiente de rugosidad de Manning, es necesario considerar un coeficiente de viscosidad turbulenta constante para evitar inestabilidades del esquema numérico.

En ambos casos se realiza un trabajo de calibración de los modelos bidimensionales mencionados. Para ello se ensayan distintas combinaciones de coeficientes de rugosidad en cauce y llanuras (un coeficiente en el cauce y otro para las llanuras) junto con distintos coeficientes de viscosidad turbulenta constante. También en ambos casos se concluye que la mejor aproximación entre resultados numéricos y datos experimentales se consigue con unos coeficientes de rugosidad de Manning inferiores a los considerados en DEHMA (1999).

En la Tabla 7.4 se muestran los valores de coeficientes de rugosidad de Manning con los que se consigue una mejor aproximación entre cálculo numérico y valores experimentales en los trabajos anteriores.

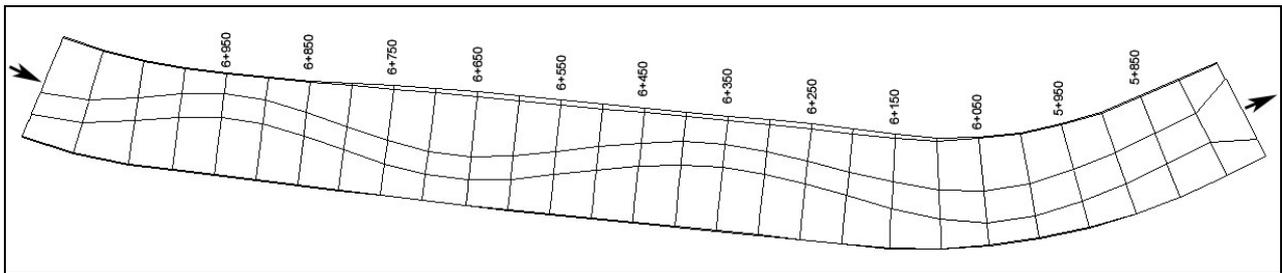


Figura 7.112. Planta del modelo reducido del río Besòs.



Fotografía 7.5. Modelo reducido del río Besòs. Fotografía tomada de (Martín-Vide et al., 2004)

	Coeficiente de rugosidad de Manning	
	Cauce	Llanuras
Vionnet et al. (Telemac 2D)	0.015	0.047
Martín Vide et al. (FESWMS-2D)	0.015	0.039

Tabla 7.4. Resultados de la calibración en trabajos anteriores

En la presente tesis, se ha realizado también una calibración con el modelo CARPA, con los datos de laboratorio correspondientes al modelo reducido del río Besòs. Para ello se ha realizado una serie de trece simulaciones con distintos valores para el coeficiente de rugosidad de Manning de cauce central y llanuras (Tabla 7.5). De estas, tres corresponden a simulaciones con un único coeficiente de rugosidad constante en las llanuras, mientras que en el resto se ha considerado un coeficiente de rugosidad que en cada instante de cálculo y cada elemento de volumen depende del valor del producto de calado por velocidad.

Simulación	Rugosidad en el cauce ( $n_c$ )	Rugosidad en las llanuras ( $n_{ll}$ )	
1	0.025	Fija	0.0487
2	0.018	Fija	0.0487
3	0.018	Fija	0.0475 (95% original)
4	0.025	Variable	Original (Tabla 7.3)
5	0.02375	Variable	Original (Tabla 7.3)
6	0.02375	Variable	95% de la original
7	0.020	Variable	Original (Tabla 7.3)
8	0.020	Variable	95% de la original
9	0.018	Variable	Original (Tabla 7.3)
10	0.018	Variable	97.5% de la original
11	0.016	Variable	Original (Tabla 7.3)
12	0.016	Variable	102.5% de la original
13	0.016	Variable	105% de la original

Tabla 7.5. Simulaciones realizadas en la calibración del modelo del Besòs

Para determinar la bondad de cada uno de los ensayos, se han usado una serie de indicadores que son:

1. Media, para las 12 secciones consideradas, de las diferencias cuadráticas entre valores numéricos y experimentales para:
  - a. Cota de la lámina de agua en el punto central del cauce central
  - b. Cota de la lámina de agua junto a la margen izquierda del cauce de avenida
  - c. Cota de la lámina de agua junto a la margen derecha del cauce de avenida
  - d. Velocidad en la dirección perpendicular a la sección en el punto central del cauce central
2. Media de las diferencias cuadráticas entre valores numéricos y experimentales para la velocidad en la dirección perpendicular a la sección en todos los puntos de medida.
3. Media, para las 12 secciones consideradas, de las diferencias entre valores numéricos y experimentales para:
  - a. Cota de la lámina de agua en el punto central del cauce central
  - b. Cota de la lámina de agua junto a la margen izquierda del cauce de avenida
  - c. Cota de la lámina de agua junto a la margen derecha del cauce de avenida
  - d. Velocidad en la dirección perpendicular a la sección en el punto central del cauce central
4. Coeficiente de correlación entre valores numéricos y experimentales para series de datos formadas por:
  - a. Velocidad en la dirección perpendicular a la sección en el punto central del cauce central
  - b. Velocidad en la dirección perpendicular a la sección en todos los puntos de medida de velocidad

Entre estos indicadores, las medias de las diferencias cuadráticas informan de la magnitud de las discordancias, mientras que la media de las diferencias indica el sentido del error. Como parámetro complementario pueden servir los coeficientes de correlación. Los resultados se presentan en la Tabla 7.6.

A parte de los indicadores numéricos mencionados, para cada simulación se han realizado las comparaciones gráficas de perfiles longitudinales de velocidad (ambas componentes) y niveles de agua en el cauce central, margen derecha y margen izquierda, así como perfiles longitudinales de coeficientes de Coriolis ( $\alpha$ ) y de Boussinesq ( $\beta$ ). También se han representado gráficamente las correlaciones (nubes de puntos) entre resultados numéricos y experimentales para las dos componentes de velocidad en todos los puntos de cálculo, así como la comparación gráfica sección a sección de las dos componentes de la velocidad y cota de agua en todos los puntos. En el presente apartado se muestran algunas de las comparaciones gráficas más representativas, mientras que en el Anejo 3 pueden observarse gráficamente la comparación numérico-experimental para todas las simulaciones realizadas.

Al igual que en los trabajos anteriores, la primera simulación (Simulación 1, Tabla 7.3) se realizó con los coeficientes de rugosidad originales de DEHMA (1999), y con un único coeficiente constante en toda la llanura ( $n_c = 0.025$ ,  $n_{ll} = 0.0487$ ,  $n_m = 0.012$ ). La distribución en planta de los valores de velocidad resultantes (Figura 7.113) indica que la línea de máxima velocidad no sigue la sinuosidad del cauce central, sino que existen zonas en la llanura de inundación, aguas abajo de los puntos de máxima curvatura y en su lado exterior, con velocidades elevadas. Esto hace pensar, a partir de los datos de la Tabla 7.3, que en esta zona la rugosidad

debería reducirse respecto el valor de referencia, mientras que en los puntos de velocidad y calados menores debería aumentar. Por ello, se decidió incorporar al modelo CARPA la posibilidad de considerar una rugosidad variable en función precisamente del valor de  $v_y$ .

A pesar de lo dicho, se realizaron dos simulaciones más con rugosidad constante pero valores del coeficiente de Manning inferiores en el cauce (Simulación 2) y en el cauce y llanuras (Simulación 3). En la Figura 7.115, Figura 7.116 y Figura 7.117, así como en los indicadores de la Tabla 7.6 y figuras del Anejo 3, se puede ver que la calibración mejora sensiblemente con las reducciones de rugosidad mencionadas.

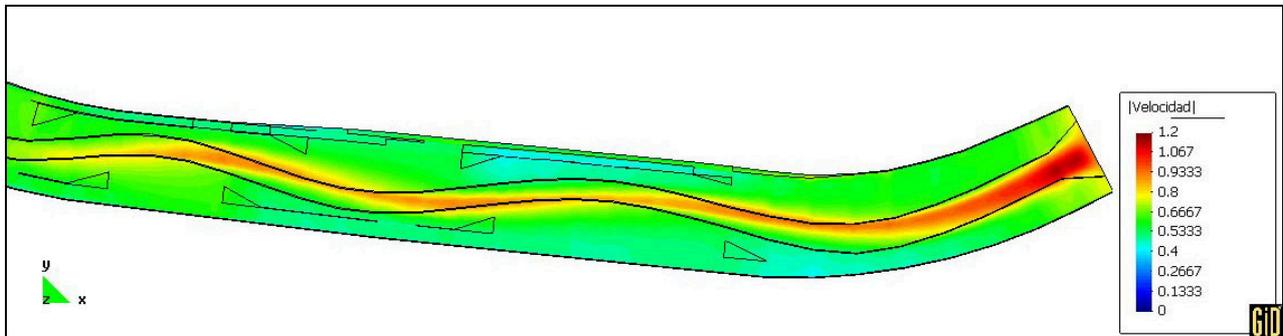


Figura 7.113. Distribución en planta del módulo de la velocidad para los valores originales de rugosidad (Simulación 1)

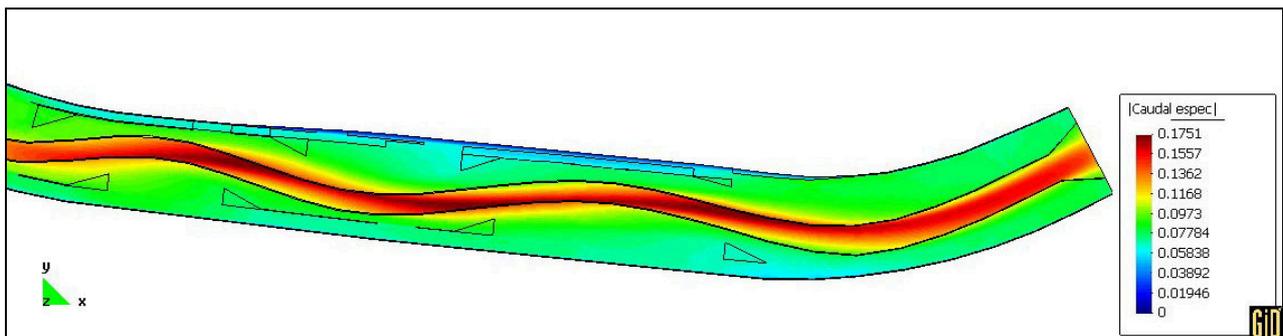


Figura 7.114. Distribución del caudal específico ( $v_y$ ) para los valores originales de rugosidad (Simulación 1)

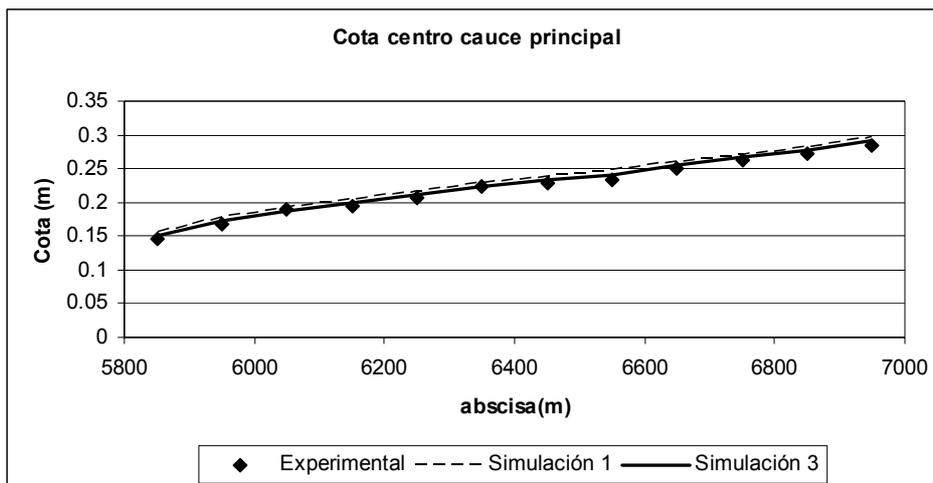


Figura 7.115. Perfil longitudinal de cota de lámina de agua por el centro del cauce. Simulaciones 1 y 3

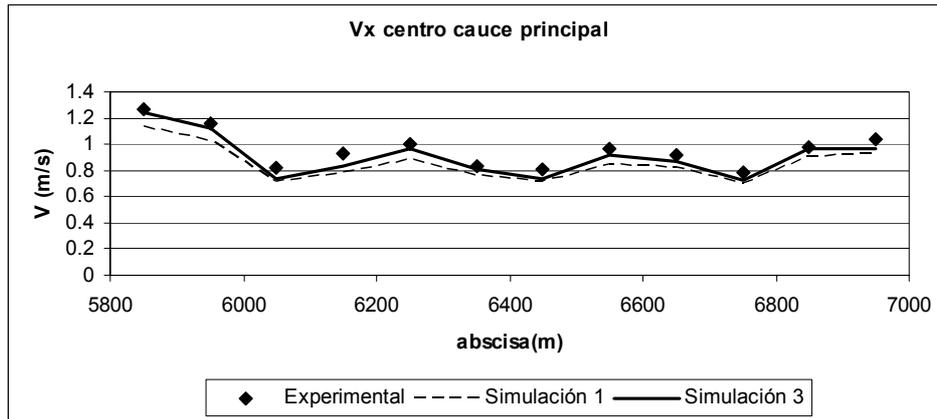


Figura 7.116. Perfil longitudinal de \$v\_x\$ por el centro del cauce. Simulaciones 1 y 3

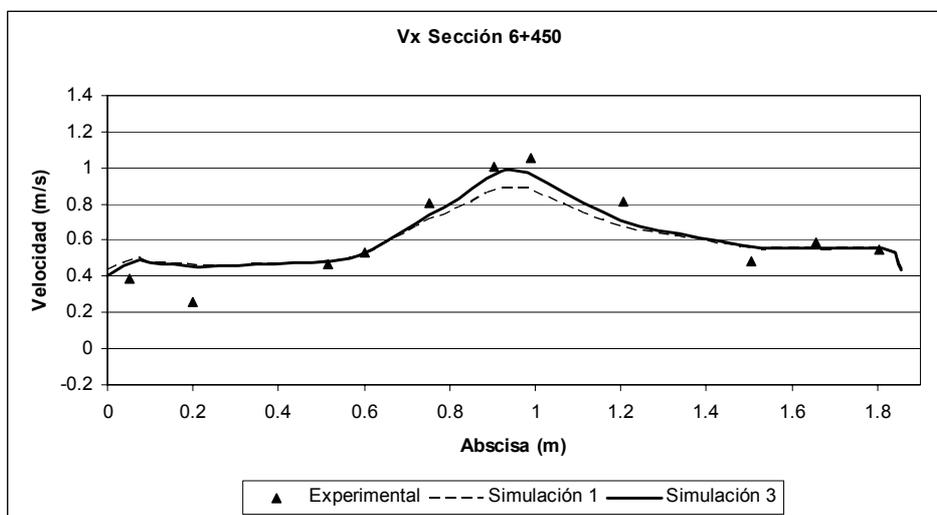


Figura 7.117. Comparación numerico-experimental de \$v\_x\$ Sección 6+450. Simulaciones 1 y 3

Sim.	$\sum (z_{num} - z_{exp})^2$			$\sum (v_{x,num} - v_{x,exp})^2$		$\sum (z_{num} - z_{exp})$			$\sum (v_{x,num} - v_{x,exp})$		Coef. de correlación	
	Centro	M.I.	M.D.	Centro	Todo	Centro	M.I.	M.D.	Centro	Todo	Centro	
1	0.00109	0.00076	0.00098	0.1401	1.5375	0.0092	0.0077	0.0085	-0.1058	0.971	0.939	
2	0.00045	0.00024	0.00040	0.0403	1.1099	0.0056	0.0040	0.0049	-0.0514	0.970	0.935	
3	0.00029	0.00013	0.00027	0.0352	1.0731	0.0043	0.0027	0.0037	-0.0484	0.970	0.939	
4	0.00048	0.00028	0.00045	0.0955	1.0101	0.0058	0.0043	0.0051	-0.0846	0.990	0.955	
5	0.00040	0.00025	0.00038	0.0732	0.9242	0.0052	0.0039	0.0045	-0.0741	0.991	0.955	
6	0.00014	0.00008	0.00018	0.1401	1.5375	0.0020	0.0006	0.0013	-0.1058	0.991	0.939	
7	0.00021	0.00009	0.00021	0.0272	0.7531	0.0034	0.0018	0.0028	-0.0437	0.991	0.954	
8	0.00018	0.00009	0.00018	0.0193	0.7377	-0.0004	-0.0013	-0.0004	-0.0333	0.987	0.956	
9	0.00015	0.00008	0.00018	0.0157	0.7147	0.0001	0.0009	0.0020	-0.0283	0.992	0.953	
10	0.00008	0.00006	0.00014	0.0124	0.7013	0.0010	-0.0007	0.0004	-0.0201	0.992	0.957	
11	0.00012	0.00005	0.00017	0.0124	0.7167	-0.009	-0.0008	-0.0008	-0.0166	0.987	0.951	
12	0.00023	0.00008	0.00022	0.0155	0.7336	0.0036	0.0008	0.0028	-0.0200	0.988	0.950	
13	0.00035	0.00017	0.00035	0.0187	0.7688	0.0048	0.0032	0.0043	-0.0248	0.988	0.948	

Tabla 7.6. Indicadores sobre la bondad de la calibración en el modelo del río Besòs

En las simulaciones 4 a 13 se realizaron variaciones en los coeficientes de rugosidad, tanto en el cauce como en las llanuras, siguiendo un proceso iterativo en función del valor de los indicadores resultantes (Tabla 7.6) y de la observación gráfica de los resultados. Los valores originales de rugosidad propuestos en DEHMA (1999) resultan ser demasiado altos (como se indica también en los trabajos de Vionnet et al. (2004) y Martín-Vide et al (2004) con códigos diferentes). Los valores que se considera que ajustan mejor con los resultados experimentales serían un coeficiente de rugosidad en el cauce central de  $n_c = 0.018$  y una reducción del 2.5% respecto los valores de la Tabla 7.3 en el coeficiente de rugosidad variable en las llanuras (Simulación 10).

En la Figura 7.118 se muestra la distribución en planta del módulo de la velocidad para la Simulación 10, mientras que en la Figura 7.120 se muestra la distribución en planta del coeficiente de rugosidad de Manning resultante de dicho campo de velocidades. Se aprecian los valores menores de rugosidad en las zonas de llanura con mayor velocidad, de manera que el comportamiento del modelo numérico reproduce más fielmente el funcionamiento hidráulico del modelo reducido.

Los resultados de la calibración se muestran de forma gráfica en la Figura 7.121 (perfil longitudinal de la cota de la lámina de agua), Figura 7.122 (perfil longitudinal de  $v_x$ ), Figura 7.123 (perfil longitudinal del coeficiente de Coriolis), Figura 7.124 (perfil longitudinal del coeficiente de Boussinesq) y Figura 7.126 (comparación numérico experimental de  $v_x$  en la sección 6+450). En las figuras se compara la Simulación 10 (modelo calibrado) con la 4 (coeficientes de rugosidad originales). Más resultados de las mismas simulaciones, así como de otras, se pueden observar en el Anejo 3.

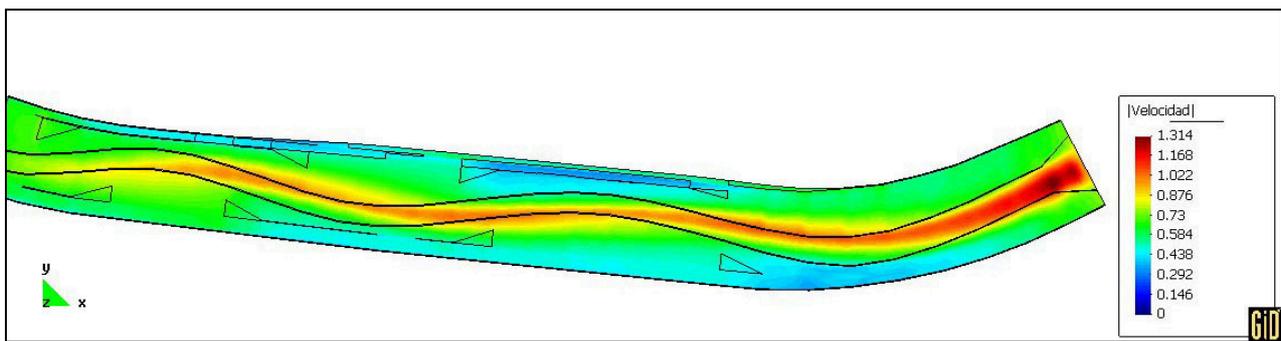


Figura 7.118. Distribución en planta del módulo de la velocidad. Simulación 10

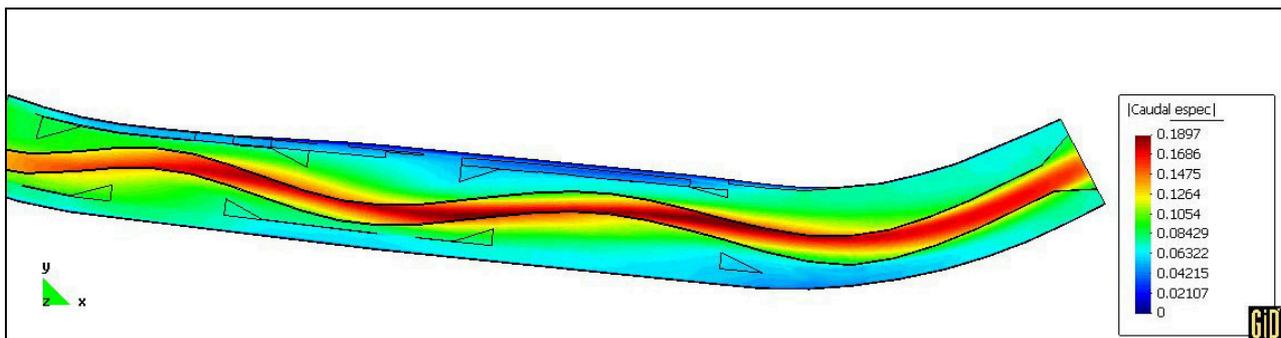


Figura 7.119. Distribución del caudal específico ( $v_y$ ). Simulación 1

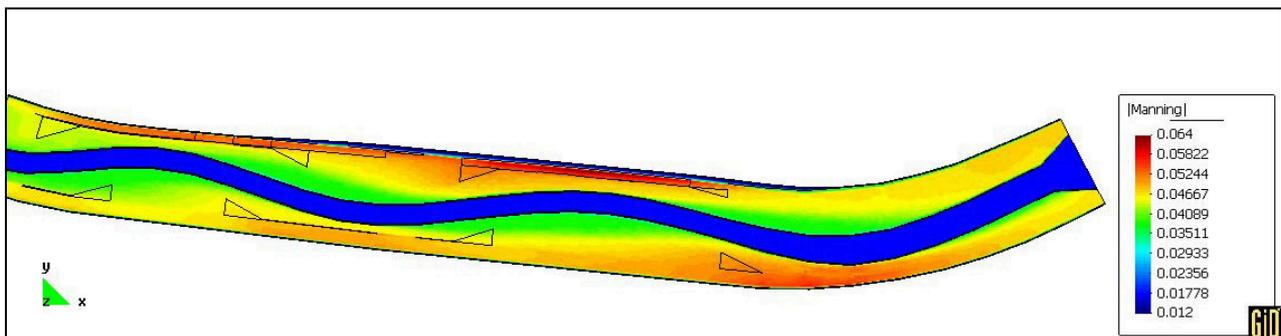


Figura 7.120. Distribución en planta del coeficiente de rugosidad de Manning. Simulación 10

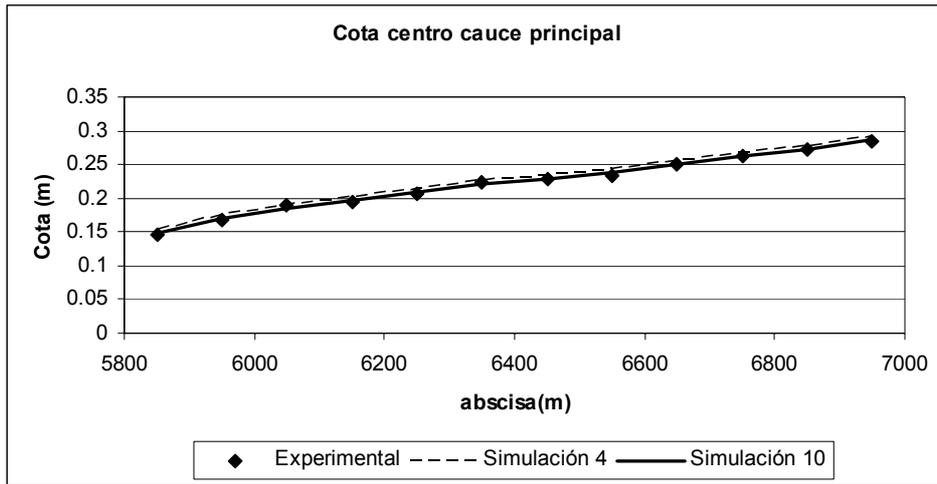


Figura 7.121. Perfil longitudinal de cota de lámina de agua por el centro del cauce. Simulaciones 4 y 10

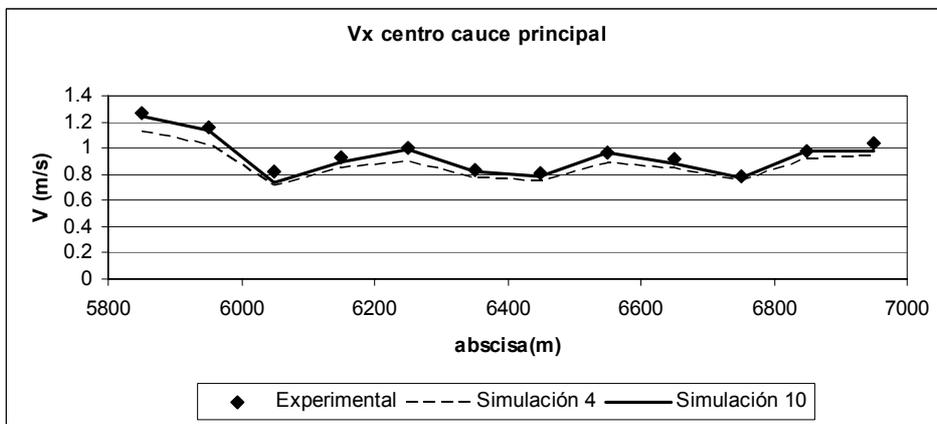


Figura 7.122. Perfil longitudinal de  $v_x$  por el centro del cauce. Simulaciones 4 y 10

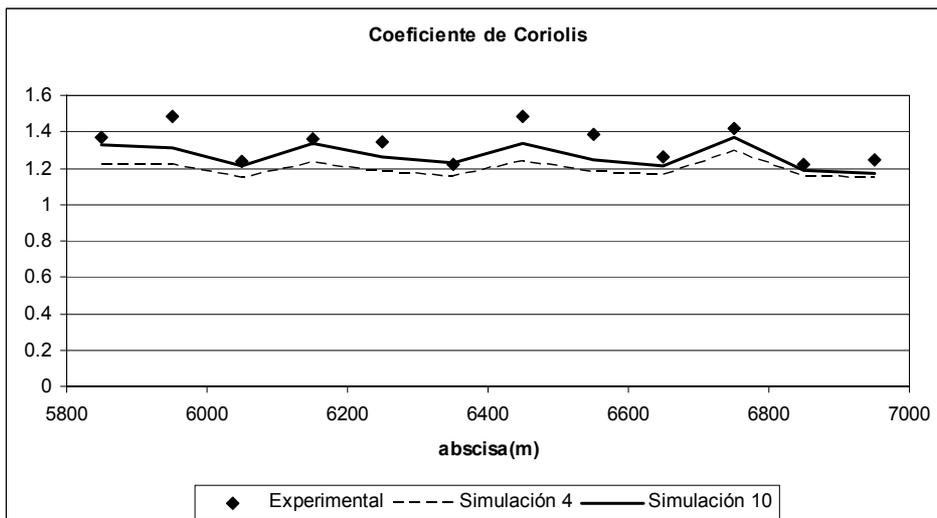


Figura 7.123. Perfil longitudinal del coeficiente de Coriolis. Simulaciones 4 y 10

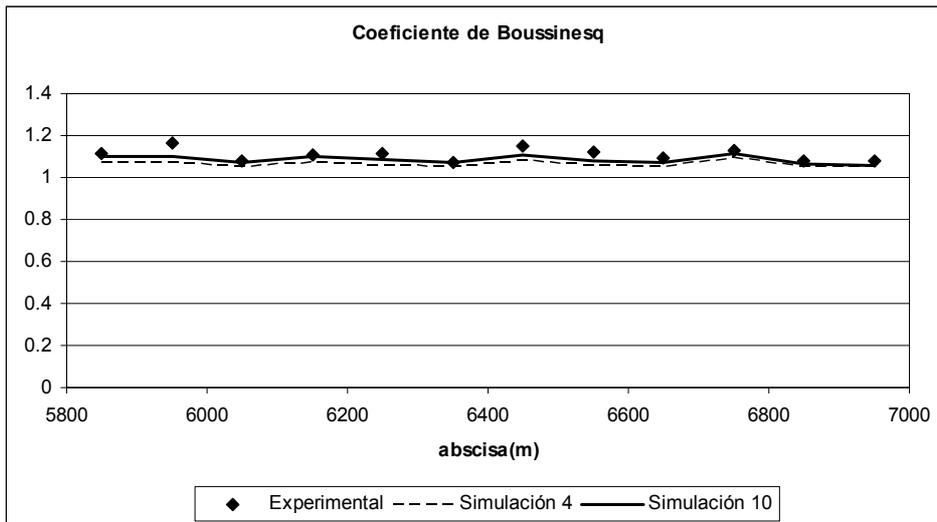


Figura 7.124. Perfil longitudinal del coeficiente de Boussinesq. . Simulaciones 4 y 10

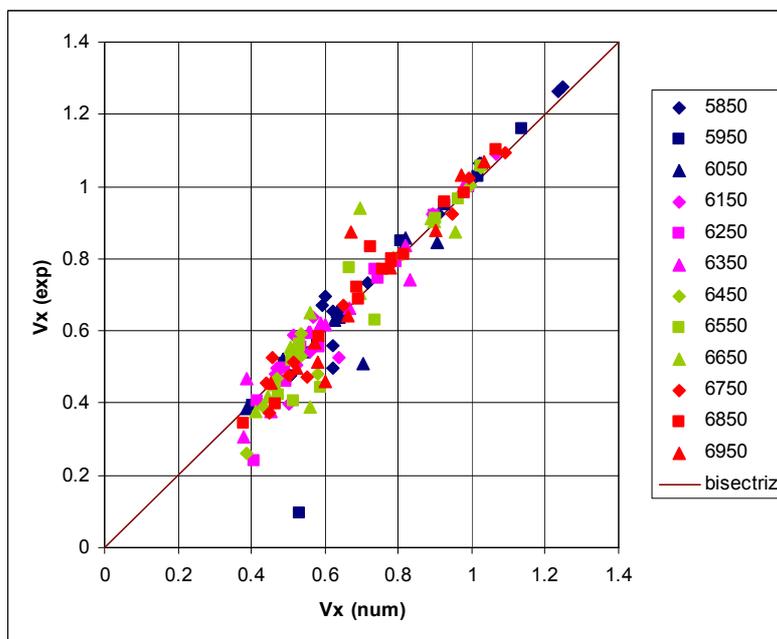


Figura 7.125. Perfil Comparación numérico experimental de los valores de  $v_x$  en todos los puntos de medida. Simulación 10

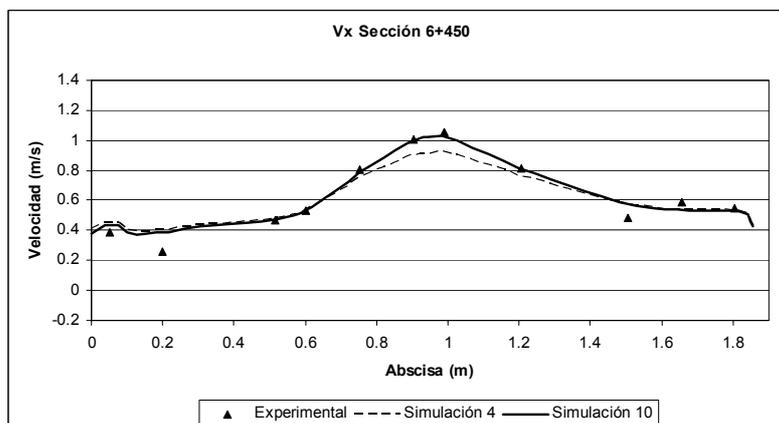


Figura 7.126. Comparación numérico-experimental de  $v_x$  Sección 6+450. Simulaciones 4 y 10

Es interesante destacar el efecto de la rugosidad variable en los resultados. Para ello se comparan las simulaciones 3 y 10. Ambas consiguen una buena aproximación en cotas de agua y velocidades en el centro del cauce, la primera con rugosidad fija en la llanura, y la segunda con rugosidad dependiente del flujo. Sin embargo, el perfil transversal de velocidades es distinto: con rugosidad fija se acentúa la forma cóncava del perfil en la zona de las márgenes del cauce central, es decir, la diferencia de velocidad entre puntos del cauce central y llanura, próximos entre sí, es mayor. Esto conduce a que con la misma rugosidad en el cauce central  $n_c = 0.018$  y la misma reducción en la llanura del 2.5%, los resultados con rugosidad variable consiguen un perfil transversal de velocidades que se aproxima mejor a los experimentos, como se muestra en la Figura 7.127 para las secciones 6+250 y 6+450.

En cuanto al valor de los indicadores (Tabla 7.6), la Simulación 10 es la que globalmente presenta una mejor aproximación. Para decidir la bondad de una respecto de la otra, se ha priorizado como criterio la media de las diferencias cuadráticas de cotas de lámina de agua y velocidad por el centro. Las velocidades junto a las márgenes presentan una mayor dispersión, probablemente debido al efecto de los contornos. La simulación 10 también presenta un buen comportamiento en cuanto a valores medios de calados y velocidad, aunque, como todos los casos estudiados, el valor medio de velocidades por el centro del cauce es algo inferior en la modelación numérica. Se ha intentado afinar este valor reduciendo algo más el coeficiente de rugosidad en la Simulación 11, donde se consigue este objetivo pero a costa de aumentar las diferencias cuadráticas en cota de lámina de agua y obtener valores medios de cota de agua por debajo de los medidos. Esto indica que el desajuste en velocidades medias es debido a unos pocos puntos (principalmente a las secciones 6+050 y 6+150, como se observa en la Figura 7.122) donde los valores medidos son algo mayores a los calculados, pero el intento de ajustar mejor estos puntos desajusta el resto.

Lo que si queda patente en la Tabla 7.6 es la mejora en la calibración al introducir rugosidad dependiente del flujo. Las Simulaciones 1, 2, y 3, con coeficientes de rugosidad fijos, presentan desajustes mayores que sus equivalentes con rugosidad variable.

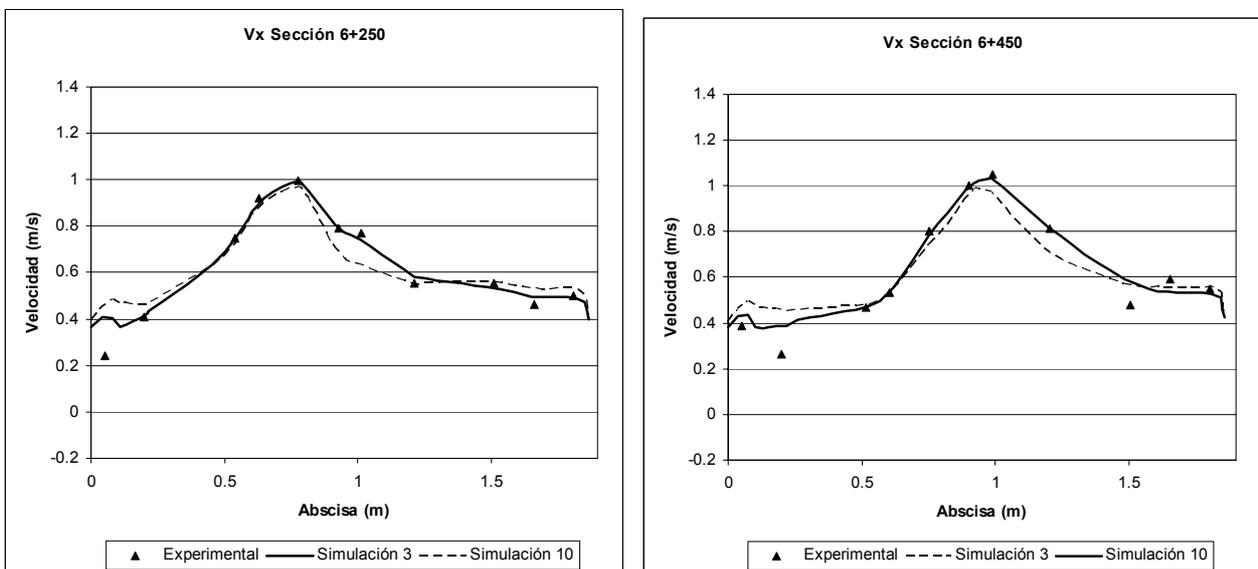


Figura 7.127. Comparación numérico-experimental de  $v_x$  Secciones 6+250 y 6+450. Simulaciones 3(rugosidad fija en llanuras) y 10 (rugosidad dependiente del flujo)

### 7.9.3. Modelo reducido del río Francolí

En febrero de 2002 En la Sección de Ingeniería Hidráulica e Hidrológica del Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima i Ambiental de la U.P.C se estudió una nueva geometría para el tramo final del río Francolí (DEHMA 2002). Se realizó un estudio en modelo numérico seguido de un modelo reducido. Este último se construyó en Laboratorio de Modelos Reducidos de la Sección. Era un modelo no distorsionado a escala 65 que se operó con semejanza de Froude. El modelo abarca un tramo de 1448 m de río, que comprende el tramo de río entre un punto situado 242 m aguas arriba del actual puente del ferrocarril Madrid-Barcelona, y un punto situado 200 m aguas abajo del puente de acceso al Puerto por el Eix Transversal (Fotografía 7.6 y Fotografía 7.7).

El caudal considerado en el estudio es de  $1600 \text{ m}^3 / \text{s}$  en prototipo, y el modelo se calibró para conseguir una rugosidad equivalente a un coeficiente de Manning de 0.035 también en prototipo.

Para el estudio se tomaron datos de niveles de lámina de agua en el modelo. Concretamente se tomaron tres datos en cada sección transversal, uno en el centro del cauce central, uno en la margen derecha del mismo y otro en la margen izquierda. La planta del modelo y los puntos de medida se muestran en la Figura 7.128.



*Fotografía 7.6. Visión general del modelo reducido*



Fotografía 7.7. Vista general del modelo reducido durante un ensayo.

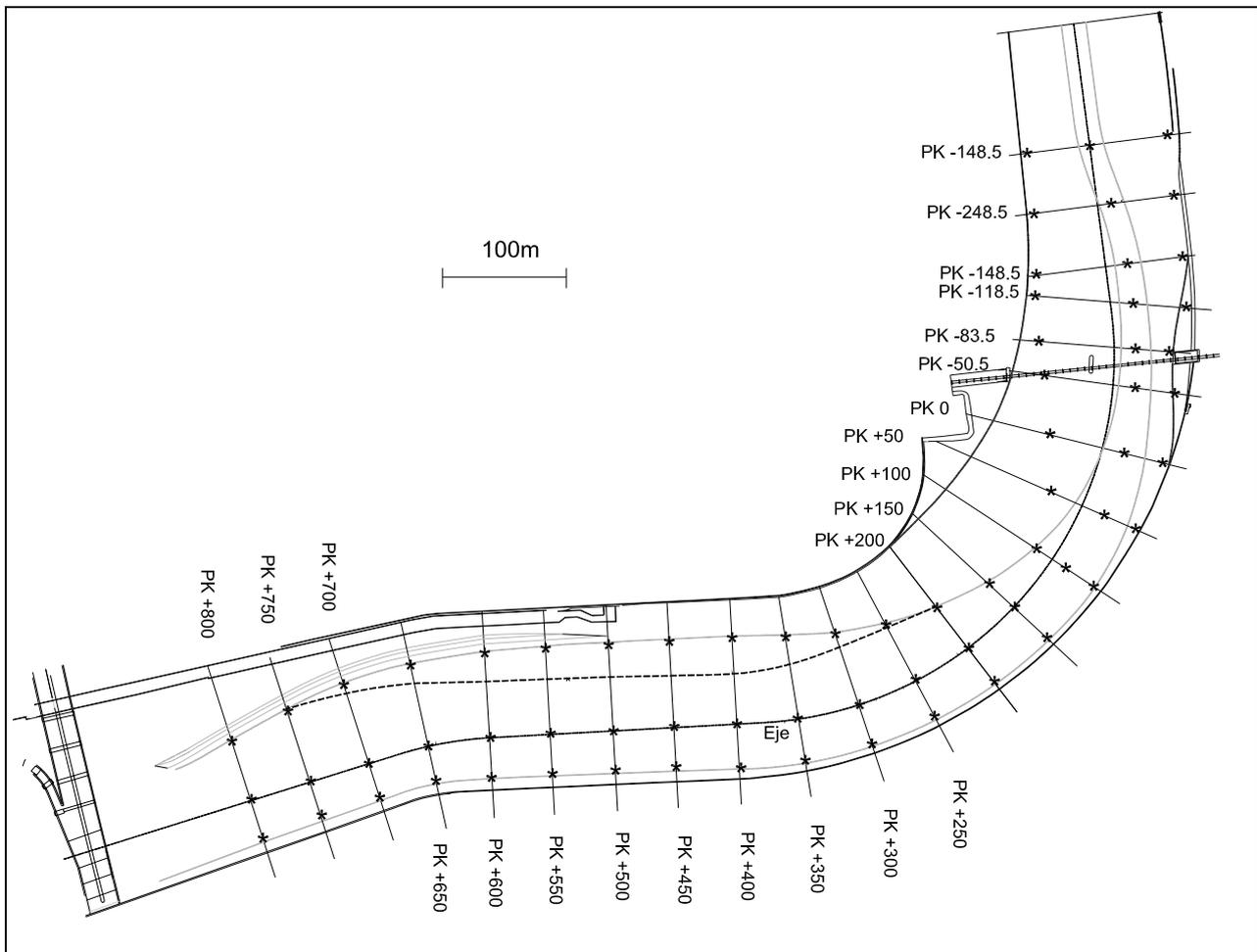
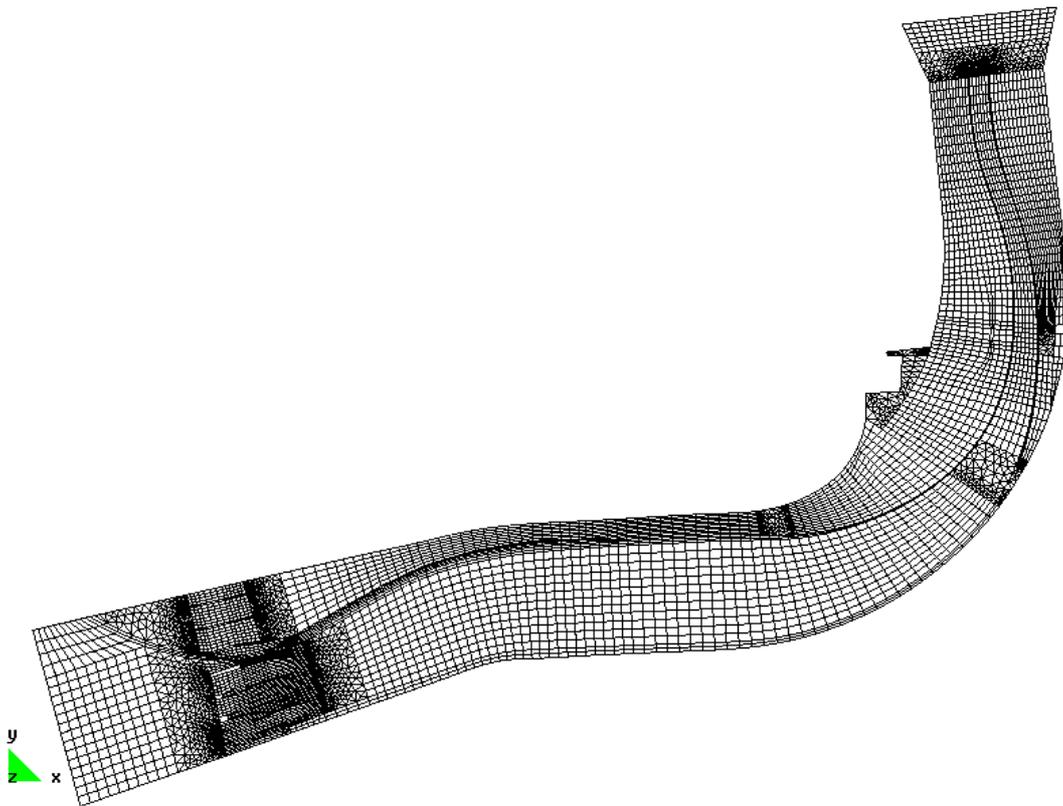


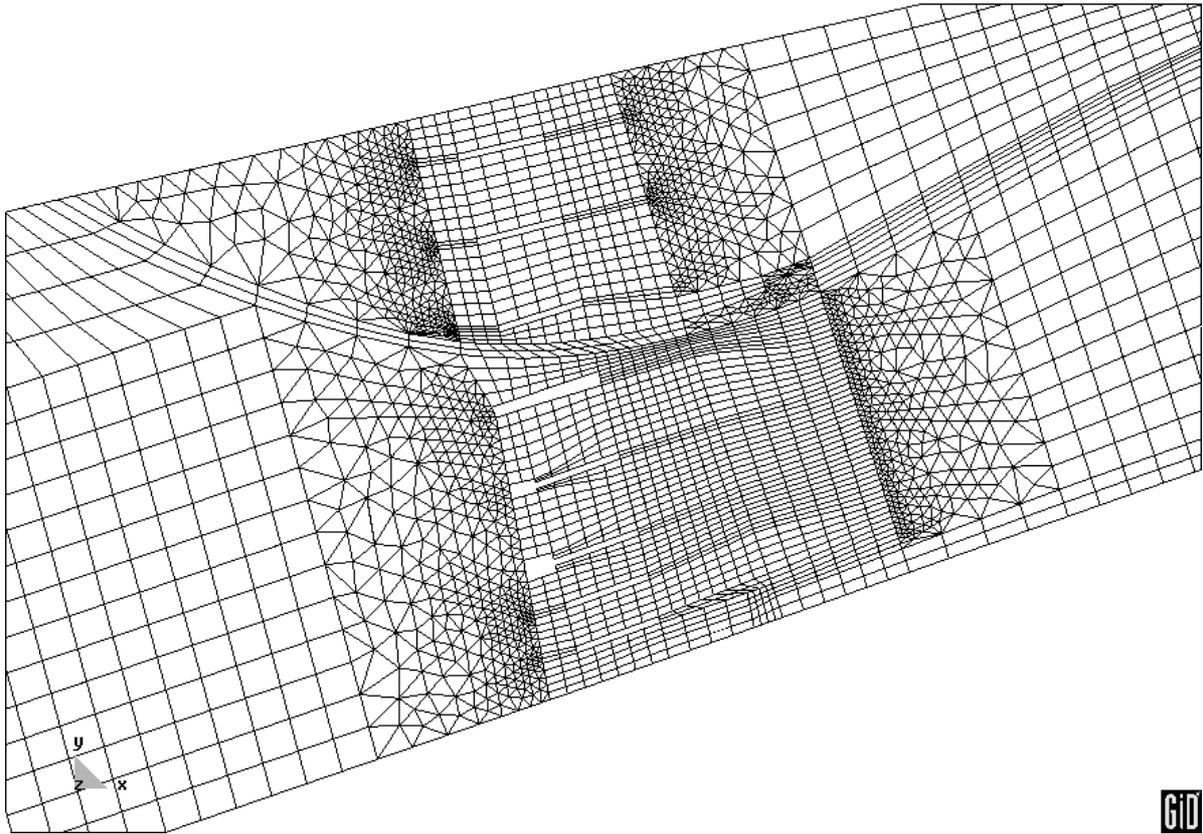
Figura 7.128. Planta del modelo reducido del río Francolí (dimensiones en prototipo) con los puntos de medida de cota de lámina de agua. Los puntos de medida de calado se señalan con un asterisco.

En la presente tesis se ha realizado la simulación numérica de la misma geometría representada por el modelo reducido (es decir, la simulación se ha realizado a escala de prototipo, a diferencia del caso del río Besòs). Para ello se ha discretizado el tramo con una malla de volúmenes finitos formada por 8818 elementos, 3748 de los cuales son triángulos y el resto cuadriláteros (Figura 7.129 y Figura 7.130).

En la Tabla 7.7 se presenta la comparación de la cota de lámina de agua medida (pasada a prototipo) y calculada con la geometría del tramo final del río Francolí. Los mismos resultados se muestran de forma gráfica en la Figura 7.131, Figura 7.132 y Figura 7.133. Se observa la capacidad del modelo CARPA para predecir los niveles de agua medidos en el modelo.



*Figura 7.129. Río Francolí. Malla de cálculo*



*Figura 7.130. Río Francolí. Detalle de la malla de cálculo en la zona del puente del Eix Transversal*

Sección	Abscisa (m)	Fondo cauce (m)	Experimental			Numérico		
			Lámina M. Izq. (m)	Lámina Centro (m)	Lámina M.D. (m)	Lámina M. Izq. (m)	Lámina Centro (m)	Lámina M.D. (m)
PK 800	800	-2.00	2.95	2.95	2.85	2.94	2.97	2.9
PK 750	750	-2.00	2.81	2.84	2.86	2.89	2.92	2.9
PK 700	700	-2.00	2.64	2.90	2.87	2.75	3.02	2.96
PK 650	650	-2.00	2.63	2.88	2.86	2.61	2.99	2.96
PK 600	600	-2.00	3.01	3.01	2.81	2.96	3.01	3.03
PK 550	550	-1.89	3.07	2.96	2.72	3.01	3.03	3.03
PK 500	500	-1.69	3.05	2.86	2.86	3.02	3.02	3.03
PK 450	450	-1.49	3.25	3.19	2.99	3.15	3.1	3.03
PK 400	400	-1.29	3.40	3.04	2.93	3.32	3.07	3.02
PK 350	350	-1.09	3.30	3.04	2.68	3.40	3.12	2.86
PK 300	300	-0.89	3.29	2.97	2.61	3.39	3.13	2.75
PK 250	250	-0.69	3.32	2.88	2.65	3.41	3.13	2.78
PK 200	200	-0.49	3.61	3.15	2.81	3.63	3.2	2.9
PK 150	150	-0.29	4.00	3.69	3.16	3.92	3.58	3.16
PK 100	100	-0.09	3.94	3.58	3.16	4.02	3.56	3.21
PK 50	50	0.11	4.29	4.23	3.32	4.27	4.15	3.41
PK 0	0	0.31	4.62	4.49	4.23	4.52	4.31	3.81
P-41	-50.5	0.51	4.43	4.43	4.17	4.30	4.31	4.21
P-40	-83.5	0.64	5.07	5.12	4.76	5.14	4.92	5.14
P-39	-118.5	0.78	5.33	5.51	4.91	5.31	5.32	5.23
P-38	-148.5	0.90	5.74	5.57	5.59	5.40	5.37	5.21
P-37.5	-183.5	1.04	5.60	5.48	5.51	5.27	5.12	4.87
P-37	-248.5	1.30	4.97	5.33	5.33	5.14	5.31	5.32

Tabla 7.7. Comparación numérico-experimental de la lámina de agua en el moelo reducido del río Francolí.

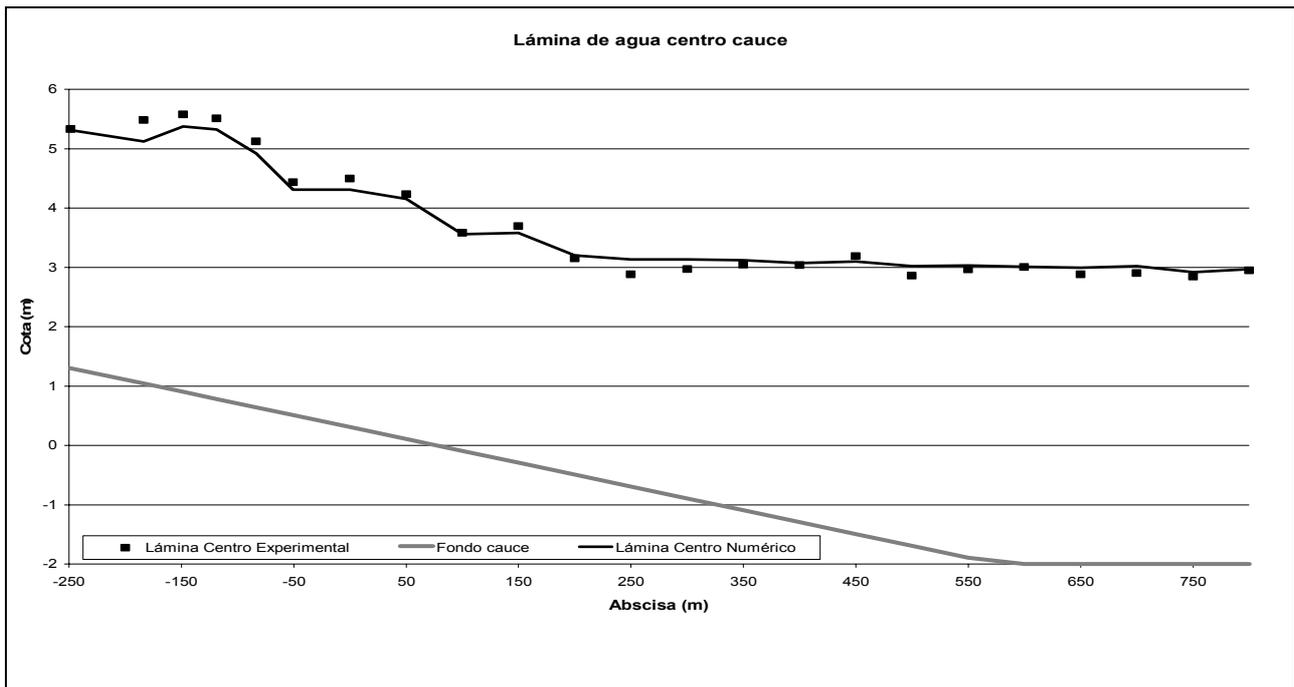


Figura 7.131. Río Francolí. Comparación numérico experimental de la lámina de agua por el centro del cauce

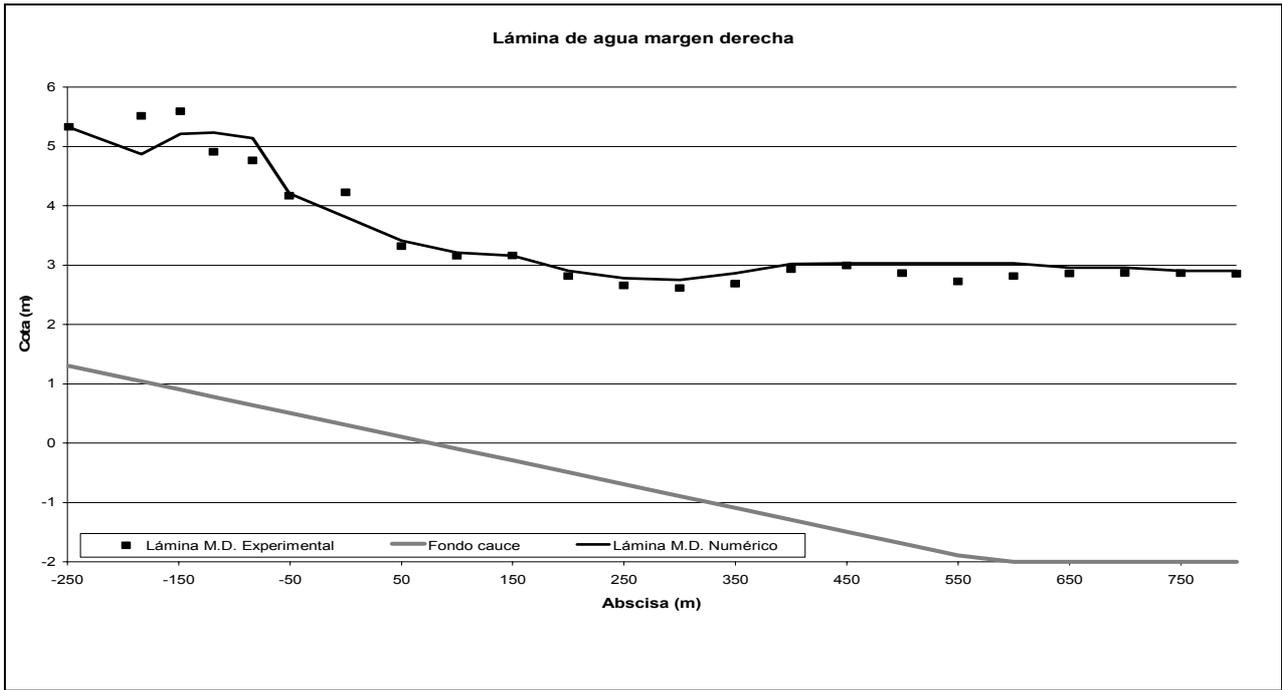


Figura 7.132. Río Francolí. Comparación numérico experimental de la lámina de agua por la margen derecha del cauce central

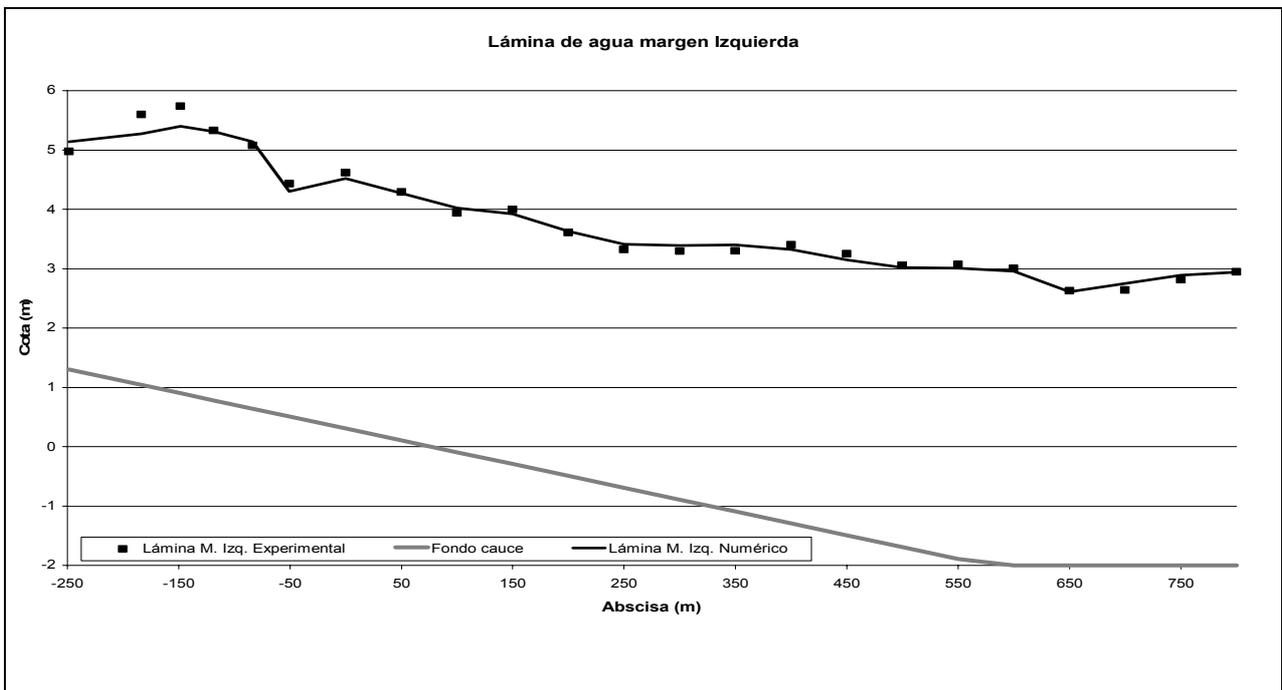


Figura 7.133. Río Francolí. Comparación numérico experimental de la lámina de agua por la margen izquierda del cauce central