

Capítulo 8. Aplicaciones

8.1. Introducción

En este capítulo se presentan algunas aplicaciones del programa CARPA que se han llevado a cabo durante la realización de esta tesis. Todas ellas responden a la necesidad de encontrar soluciones a problemas de ingeniería en ríos, y ponen de manifiesto la utilidad práctica de la metodología desarrollada.

8.2. Definición de las obras de desvío del río Cardener

A petición de Técnica y Proyectos S.A. (TYPESA) se realizó el estudio en modelo físico a escala reducida del comportamiento hidráulico de las obras de emergencia de desvío del río Cardener a la altura del meandro de la Coromina (T.M. de Cardona) (DEHMA 2000). El desvío consiste esencialmente en una estructura en forma de trompeta encargada de recoger el agua del río y acelerar el flujo de forma gradual seguido de un túnel en planta curva que atraviesa la montaña hasta su restitución de nuevo al río. El estudio combinado en modelo numérico y modelo reducido tuvo como objetivo principal la definición de la geometría de la trompeta.

El diseño se efectuó para que, con una estructura de dimensiones lo más reducidas posibles, se consiguieran los objetivos de que no hubiera cambios de régimen intermedios, la transición en calados fuera progresiva, el cambio de régimen (calado crítico) tuviera lugar en el mismo punto para cualquier caudal, la estructura pudiera ser utilizada como aforador para caudales grandes, la sobreelevación aguas arriba no superara una cota determinada (concretamente la cota 401 *m.s.n.m.*, se minimizara la posible formación de ondas cruzadas en la parte en régimen rápido, las velocidades no superaran el valor de 12 *m/s*, y la aceleración del flujo se produjera de manera que los posibles flotantes que transporte el río se alineen con él y sean desplazados hacia el centro del cauce reduciendo al máximo las probabilidades de obstrucción.

El fenómeno físico de contracción del flujo y transición entre el río y el túnel de desvío se aleja claramente de las hipótesis de unidimensionalidad implícitas en los cálculos habituales de régimen gradualmente variado. A su vez, el río, en su tramo aguas arriba de la trompeta, presenta una curva importante y un desplazamiento en planta de su cauce central, que provoca unas diferencias de calados considerables en una misma sección transversal, y que la dirección del vector velocidad se aleje de la perpendicular a dicha sección. Todo esto provoca además una distribución de caudal no uniforme a la entrada de la estructura que determina la distribución del flujo en todo el tramo aguas abajo.

El funcionamiento en régimen rápido de la parte inferior de la trompeta y de todo el túnel, juntamente con la contracción de la primera y la curvatura del segundo, provocan un fenómeno de ondas cruzadas inevitable en todo el recorrido del túnel, que por otro lado se debe conseguir que sean mínimas. Por supuesto dichas ondas cruzadas no pueden preverse en cálculo unidimensional.

Por todo ello, y con el fin de ajustar al máximo la geometría de la trompeta y túnel de desvío antes de la construcción del modelo reducido, se realizó un cálculo bidimensional del flujo en ellos con el modelo CARPA con el esquema de McCormack TVD, para determinar las velocidades y niveles de agua en tres áreas distintas:

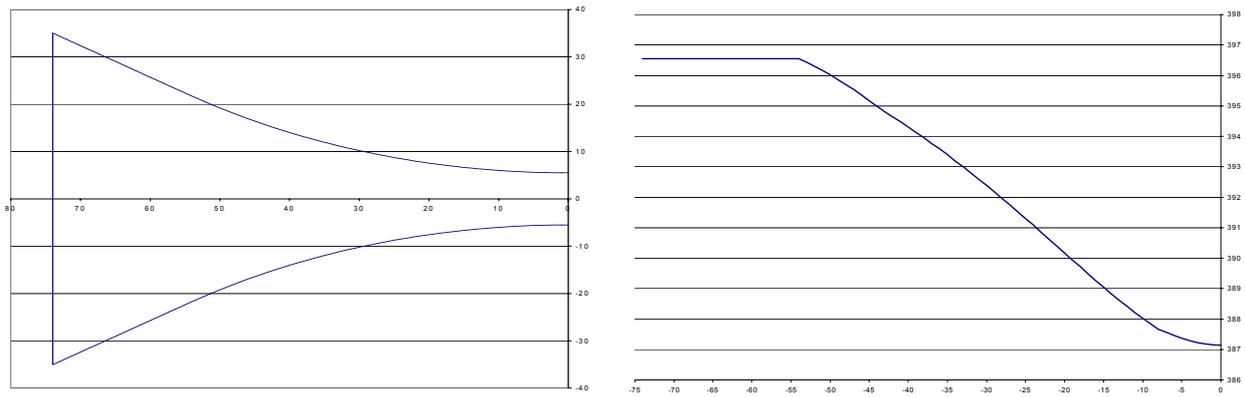


Figura 8.1 Diseño y dimensiones de la planta (izquierda) y perfil (derecha) de la trompeta

- Tramo de río aguas arriba de la trompeta: El mismo tramo de río que se modela físicamente. El objetivo de incluir este tramo en el estudio, igual que en el modelo físico, es conocer la condición de contorno en el extremo aguas arriba de la trompeta, o sea la distribución de velocidades (magnitud y dirección) y calados a lo ancho de la sección.
- Trompeta de embocadura del túnel de desvío. El estudio bidimensional de la misma se realizó para conocer los posibles problemas en su funcionamiento provocados por la no uniformidad del flujo en su sección aguas arriba, confirmar y afinar los resultados del modelo unidimensional utilizado en su diseño, evaluar las perturbaciones creadas por la formación de ondas cruzadas inherentes al régimen rápido y realizar un primer análisis de sensibilidad ante variaciones de rugosidad.
- Túnel de desvío. Estudio de sobreelevaciones (peralte) de la lámina de agua en la zona próxima al contorno situado en el exterior de la curva, juntamente con las oscilaciones producidas por las ondas cruzadas. Estudio del flujo obtenido con distintas combinaciones de rugosidad en la solera (acumulación de material sólido transportado por el río) y contornos laterales (distintos acabados), y comprobación del funcionamiento previsto en régimen rápido para estas situaciones.

Para el tramo de río se utilizó una malla formada por 1672 elementos de volumen, mientras que la trompeta se discretizó mediante 840 elementos (24 a lo ancho y 35 a la largo) y el túnel con 860 (10x86) (Figura 8.2 y Figura 8.3).

En cuanto al río, lo destacable de los resultados es la asimetría que produce la topografía en la entrada a la trompeta. También se observa (Figura 8.4) el remanso que produce el tramo horizontal de la trompeta aguas arriba, pero que no llega a la curva del río, por lo que la obra no afectará al régimen hidráulico del río más allá de aquella.

La modelación numérica reproduce con mucha fidelidad el patrón de flujo global en la trompeta. En las Figura 8.5 se presentan los resultados del cálculo bidimensional en la trompeta. Se observa que la poca uniformidad en la sección se reduce en gran manera en el tramo hasta el quiebro de pendiente, donde se forma el régimen crítico. Los calados inferiores se producen justo aguas abajo de este punto y en la zona central para luego ir aumentando el calado por efecto del estrechamiento. En la parte final de la trompeta se puede ver claramente una asimetría en el flujo, debida a la condición de contorno aguas arriba, que se suma a las ondas cruzadas naturales del régimen rápido.

En cuanto al túnel, su geometría en planta (curva) provoca un peralte en su contorno exterior. Las ondas cruzadas son acentuadas por la ligera asimetría en su entrada, aunque no llegan a ser preocupantes. La entrada se produce en régimen rápido y por debajo del uniforme, por lo que los calados son crecientes hacia aguas abajo (Figura 8.6).

En la Figura 8.7, Figura 8.8 y Figura 8.9 se presenta la comparación entre la lámina de agua calculada en la trompeta, y la medida en el modelo reducido (pasado a dimensiones de prototipo).

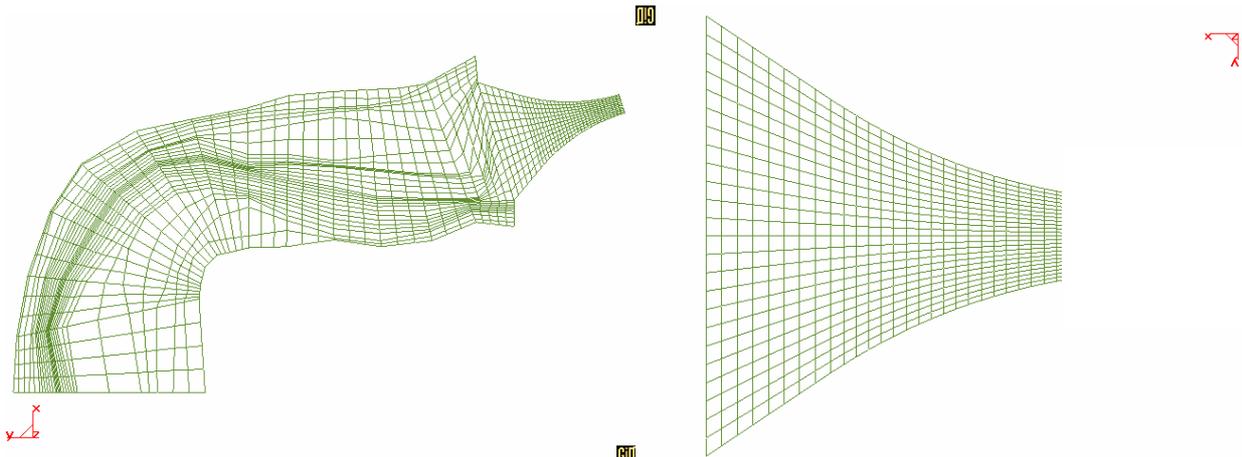


Figura 8.2 Malla empleada para el cálculo bidimensional del río (izquierda) y trompeta (derecha)

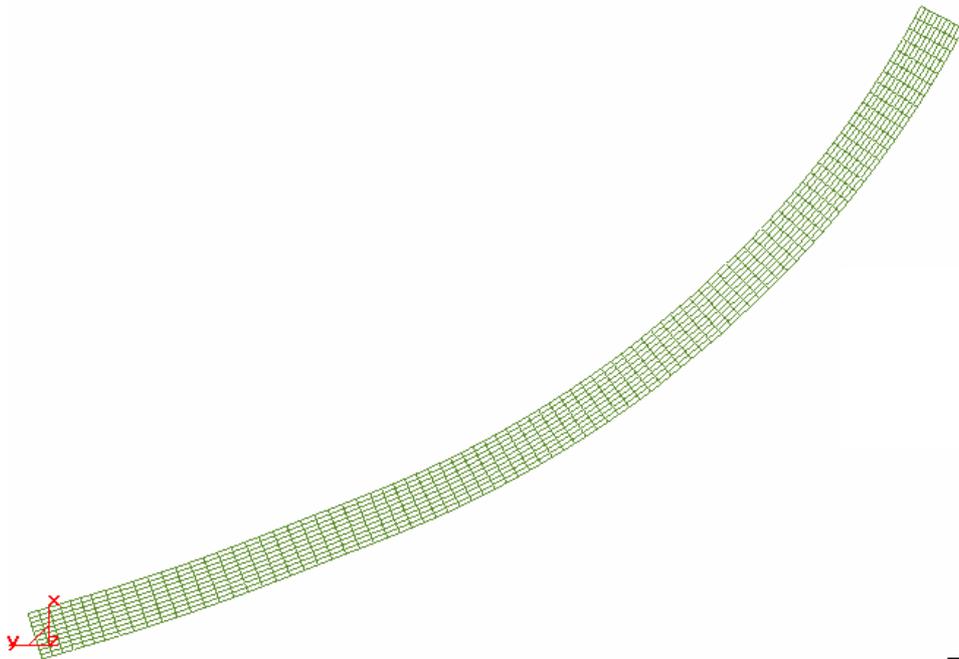


Figura 8.3 Malla empleada para el cálculo bidimensional del túnel

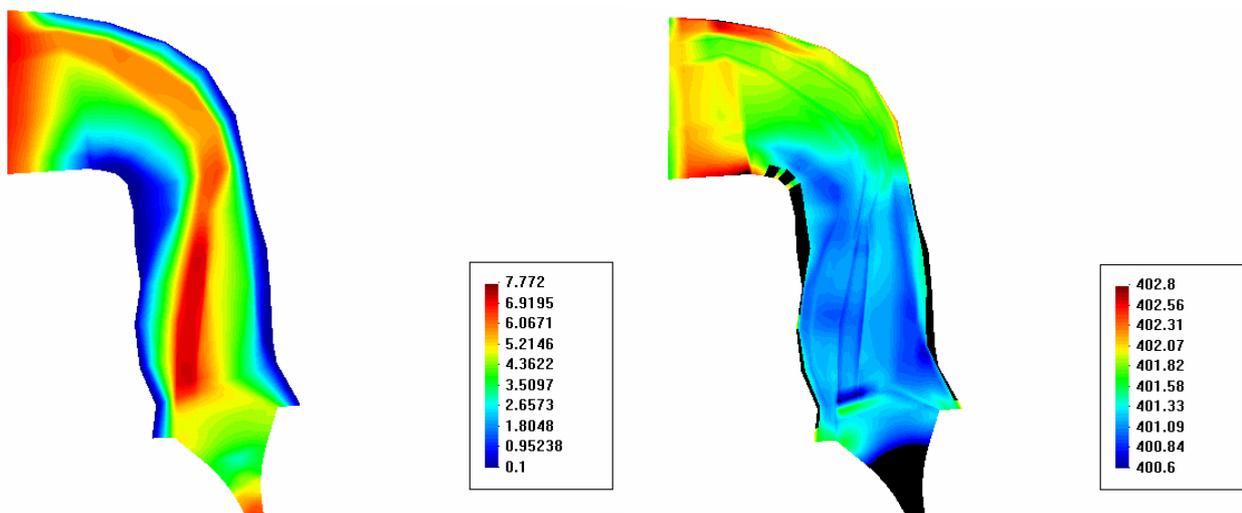


Figura 8.4. Calados (izquierda) y cota de lámina de agua (derecha) en el río.

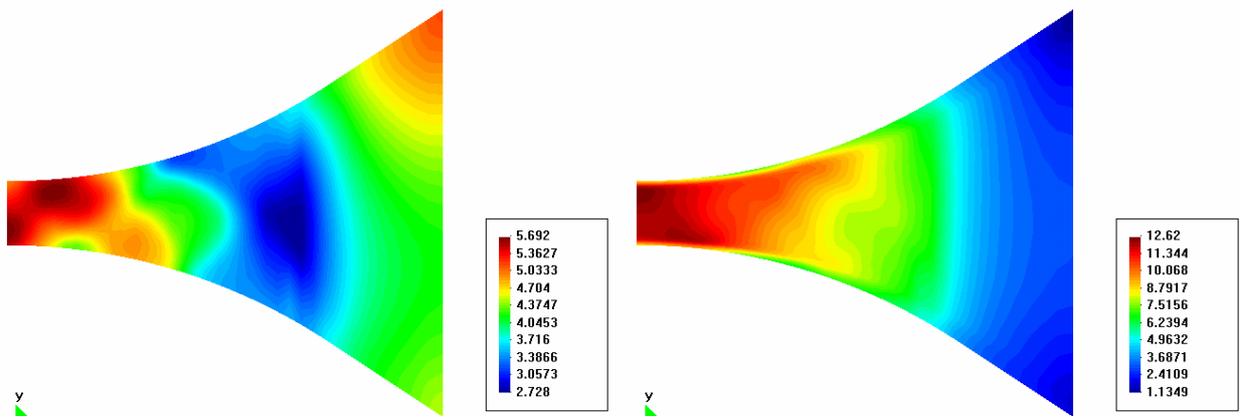


Figura 8.5. Calados (izquierda) y velocidad (derecha) en la trompeta.

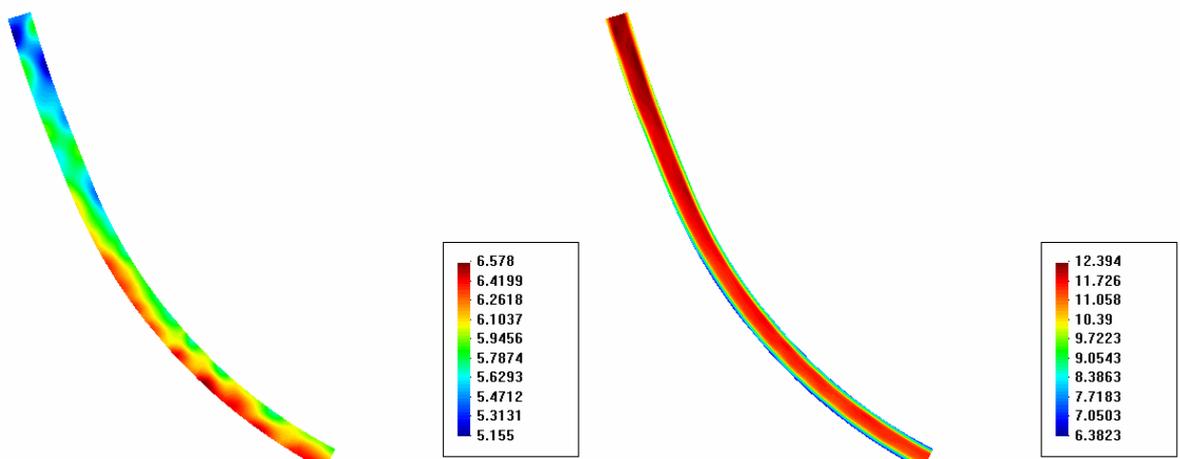


Figura 8.6. Calados (izquierda) y velocidad (derecha) en el túnel.

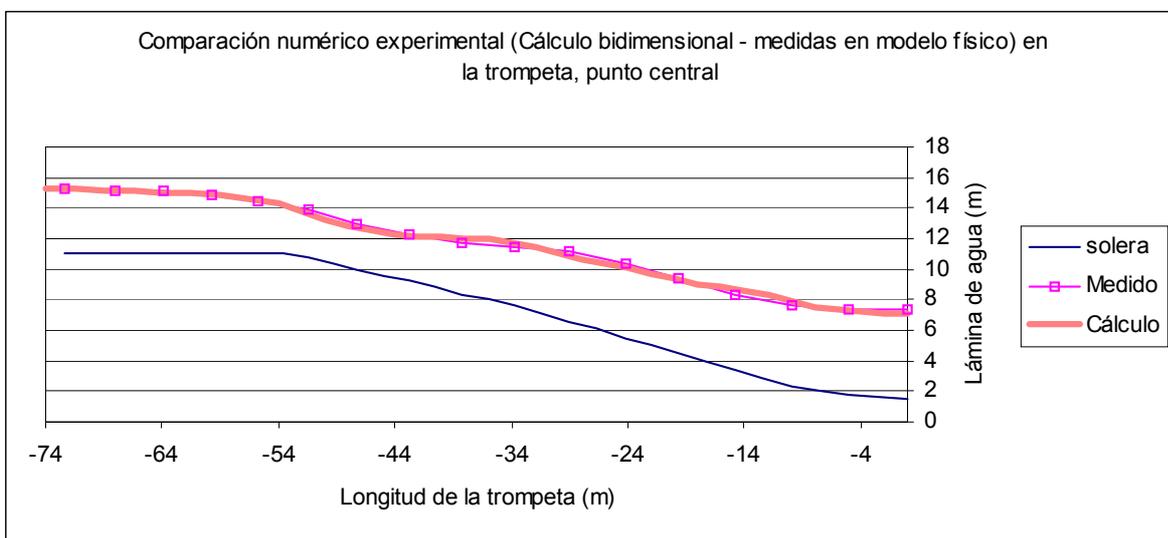


Figura 8.7. Lámina de agua medida y calculada en el eje de la trompeta.

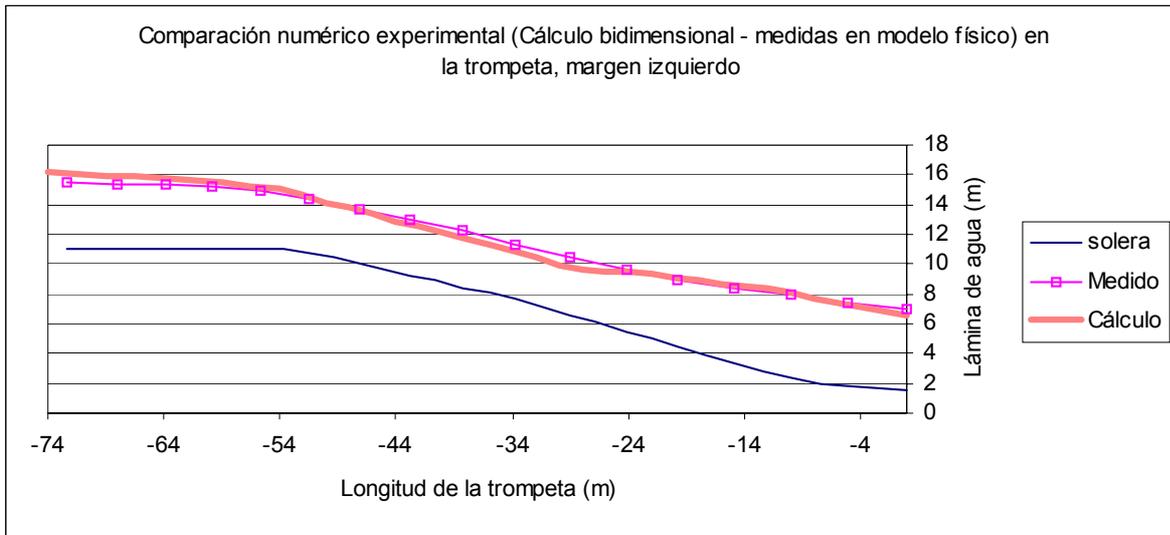


Figura 8.8. Lámina de agua medida y calculada en el margen izquierdo de la trompeta.

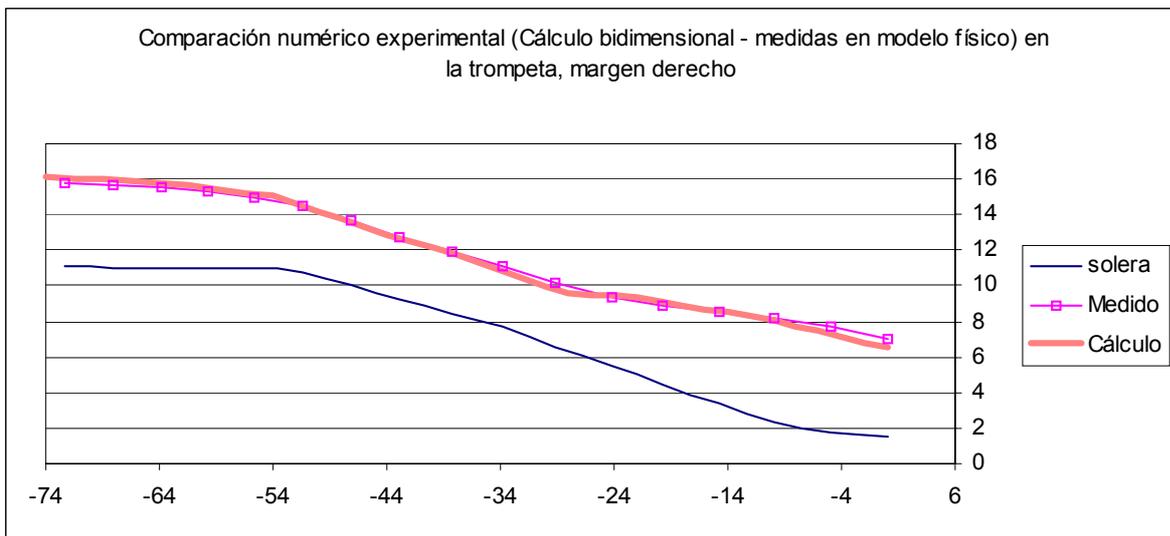


Figura 8.9. Lámina de agua medida y calculada en el margen derecho de la trompeta.

8.3. Canal de slalom de Ponts en el río Segre

8.3.1. Introducción

Por encargo de GAENA ENVIRONMENT S.L. se llevó a cabo el estudio hidráulico del río Segre en el entorno del canal de slalom de Ponts (Noguera) (DEHMA 2003). El estudio se enmarca dentro del proyecto de recuperación del río Segre tras las afecciones a este río del proyecto de la presa de Rialb que se encuentra a unos 3 km aguas arriba del citado canal de slalom.

Para la delimitación del canal de slalom se dispone una estructura longitudinal de escollera en el centro del río, con el objetivo de dividir el cauce en dos zonas: el canal de slalom por la derecha y el retorno por la izquierda. En el lado correspondiente al canal de slalom se disponen otras estructuras de escollera para conseguir el flujo adecuado para la práctica del piragüismo (Figura 8.10).

El extremo aguas abajo del canal de slalom se encuentra a unos 2400 m aguas arriba del azud de toma del Canal d'Urgell mientras que su extremo aguas arriba se encuentra unos 3 km del pie de la presa de Rialb. En todo este tramo el río transcurre en una sección delimitada por dos motas de unos 7 m de altura y una anchura de unos 60 m. En el tramo del canal de slalom la pendiente media se encuentra entorno al 6.4%, mientras que, tanto en el tramo aguas arriba como en el tramo aguas abajo su pendiente es menor, cercana al 1%.

Dos de los objetivos del estudio, entre otros, eran:

1. Asegurar que para el caudal de estudio ($33 \text{ m}^3/\text{s}$, que corresponde a la dotación del Canal d'Urgell más el caudal ecológico) dos terceras partes pasen por el canal de slalom (derecha del dique central) y el resto por el canal de retorno (izquierda).
2. Conocer aproximadamente el flujo (calados y velocidades) en el canal de slalom y el canal de retorno para comprobar que son adecuados para la práctica del piragüismo.

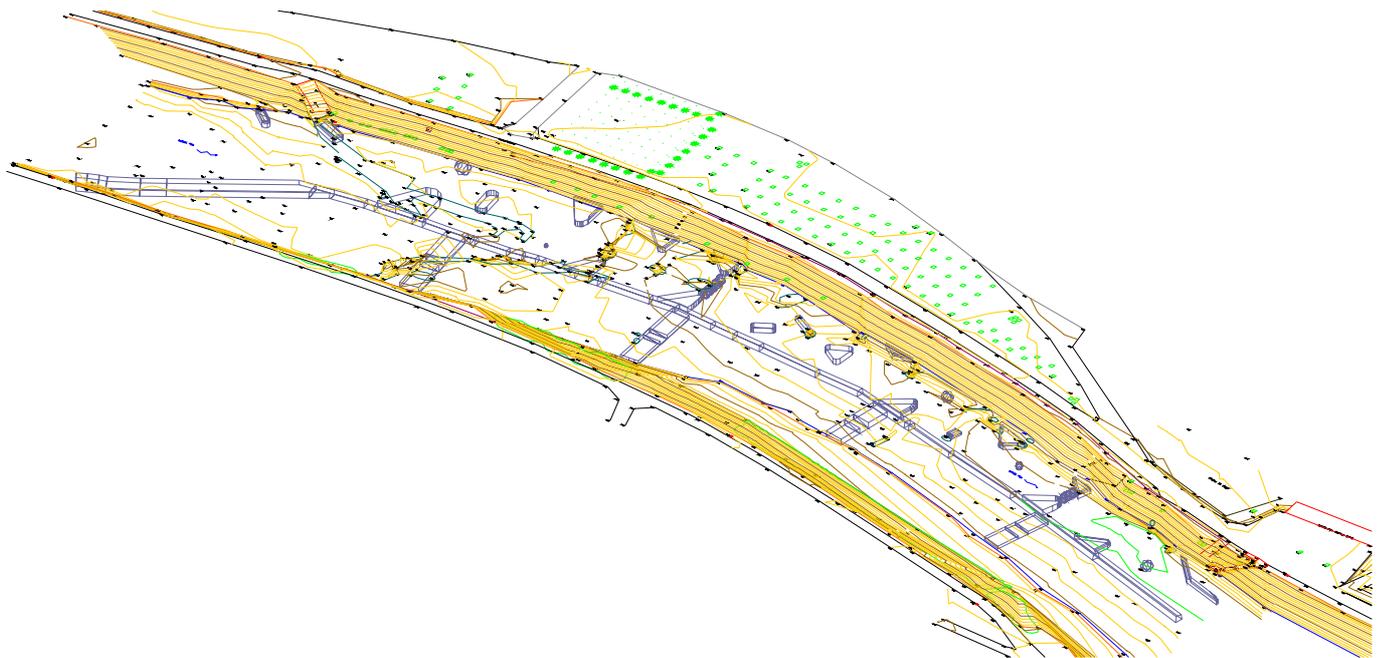


Figura 8.10. Detalle del canal de slalom

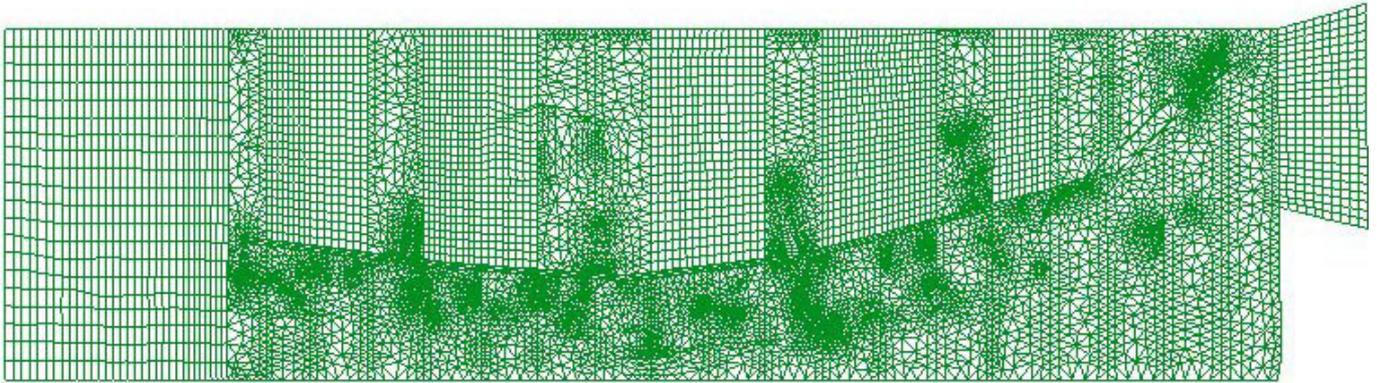


Figura 8.11. Malla de cálculo para la discretización bidimensional del campo de slalom (aguas arriba corresponde a la derecha de la figura).

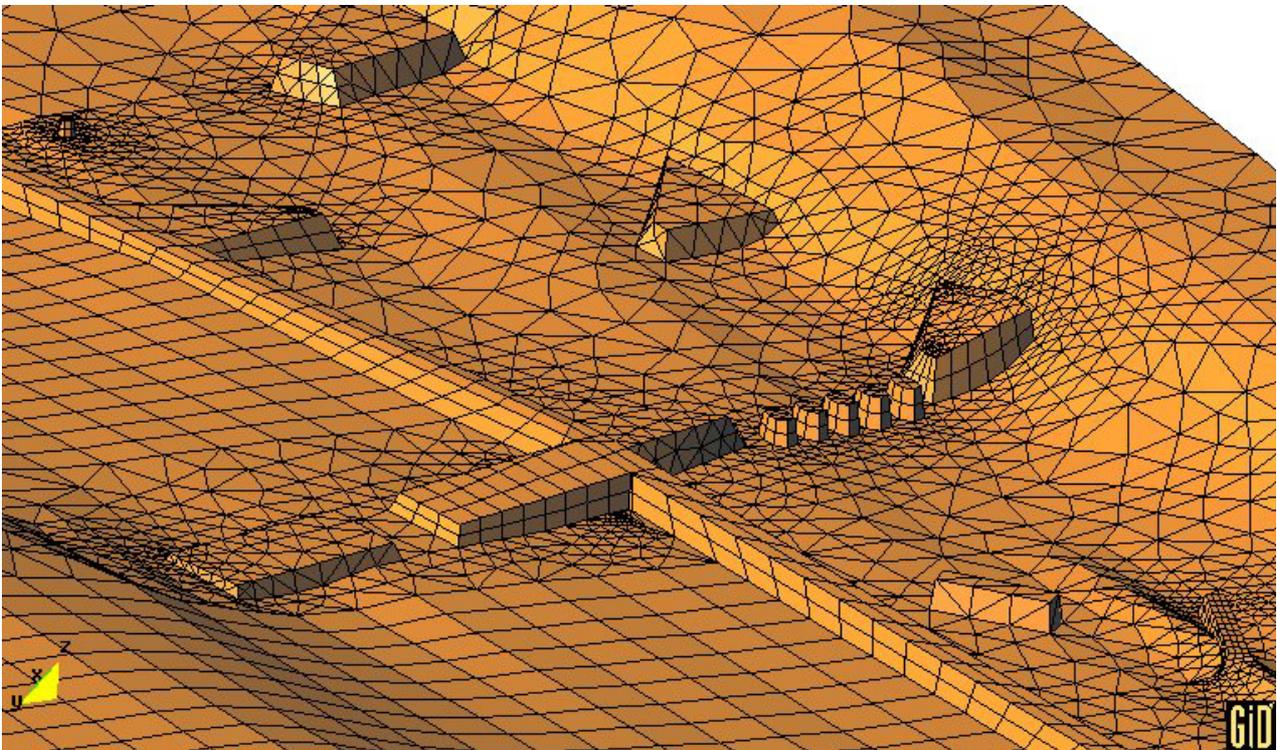


Figura 8.12. Detalle de la malla de cálculo del campo de slalom.

Ello se estudió numéricamente con el programa CARPA. La discretización del campo de slalom se realizó mediante una malla irregular, con zonas de malla estructurada en base a cuadriláteros y otras de malla no estructurada de elementos triangulares. El número total de elementos de la malla es de 19062. En la Figura 8.11 se muestra la malla utilizada en el cálculo, mientras que en la Figura 8.12 se puede ver un detalle de la misma.

El coeficiente de rugosidad de Manning utilizado en el cálculo bidimensional es $n = 0.028$. Este coeficiente es inferior al que se utilizaría en un cálculo unidimensional debido a que la resistencia ocasionada por la geometría de los bloques de escollera está implícitamente considerada al introducir en detalle la geometría de dichos bloques. La condición de contorno aguas arriba es el caudal de estudio y aguas abajo se determinó la cota de la lámina de agua a imponer (348.46 m) con un cálculo en régimen permanente del tramo aguas abajo.

El estudio se realizó siguiendo la siguiente metodología:

- 1- Estudio de los niveles de agua, distribución de caudales y campos de velocidades con la geometría de proyecto. El cálculo indica que la escollera proyectada dentro del cauce tiene una gran repercusión en el campo de calados y velocidades, obteniéndose una gran irregularidad en la distribución en planta de

dichas variables dentro del canal de slalom. Con esta geometría, la escollera longitudinal quedaba sumergida en prácticamente toda su longitud para el caudal de estudio de $33\text{ m}^3/\text{s}$, de la misma manera que la mayor parte de las estructuras de escollera proyectadas dentro del canal. Por otro lado se vio que existía un flujo transversal por encima de la escollera longitudinal central del canal de slalom al canal de retorno, incluso con la hipótesis realizada en el cálculo de total impermeabilidad de la misma, de manera que en el extremo aguas abajo del canal de slalom el caudal circulaba mayoritariamente ($20.1\text{ m}^3/\text{s}$) por el canal de retorno. De todo ello se deduce que el dique longitudinal era demasiado bajo.

- 2- Para determinar la cota de coronación del dique longitudinal, lo que se hizo fue recrearlo en gran medida, y hacer circular por el cauce $22\text{ m}^3/\text{s}$. La geometría del extremo aguas arriba del dique desvía el caudal hacia el canal de slalom, por lo que con esta modificación los $22\text{ m}^3/\text{s}$ pasaban todos por el lado izquierdo del dique central. De esta forma se determinó la cota de la lámina de agua en el canal de slalom para dicho caudal, y se propuso recrear el dique longitudinal precisamente hasta dicha cota.
- 3- Finalmente se realizó la última simulación para $33\text{ m}^3/\text{s}$ con la modificación de geometría mencionada, para el estudio de niveles y campos de velocidades tanto en el canal de slalom como en el canal de retorno.

8.3.2. Resultados

Se presentan los resultados en campos de calados y velocidades de la situación definitiva. Se propuso una modificación de la cota de coronación de la escollera longitudinal central del cauce respecto la contemplada en el proyecto. Para asegurar la distribución de caudales deseada ($22\text{ m}^3/\text{s}$ en el canal de slalom) se precisa que dicha cota sea superior a la de la lámina de agua, excepto en su extremo aguas arriba que se prevé que funcione como un vertedero de labio grueso que permita el paso de los $11\text{ m}^3/\text{s}$ restantes hacia el canal de retorno. La condición de diseño fue de no aceptar vertido transversal entre el canal de slalom y el de retorno fuera de este tramo inicial.

Los resultados indican que las estructuras transversales de escollera provocan un cierto escalonado de la lámina de agua. Ello es así ya que los límites entre los citados tramos están formados por estrechamientos que producen la aceleración del flujo hacia aguas abajo y una sobre elevación de la lámina hacia aguas arriba, como se puede apreciar en la Figura 8.18. Un escalonado similar se produce en el canal de retorno, debido a las estructuras transversales.

La estimación de los campos de velocidades para $33\text{ m}^3/\text{s}$ indica que las máximas velocidades se alcanzan en el Tramo 5 (más aguas abajo) con valores que superan los 2 m/s y máximos de hasta 5.5 m/s por el efecto local de la contracción que supone la entrada a dicho tramo. Todos los tramos aguas arriba presentan menores velocidades, con máximos alrededor de 1.6 m/s , existiendo también zonas de recirculación y aguas casi muertas

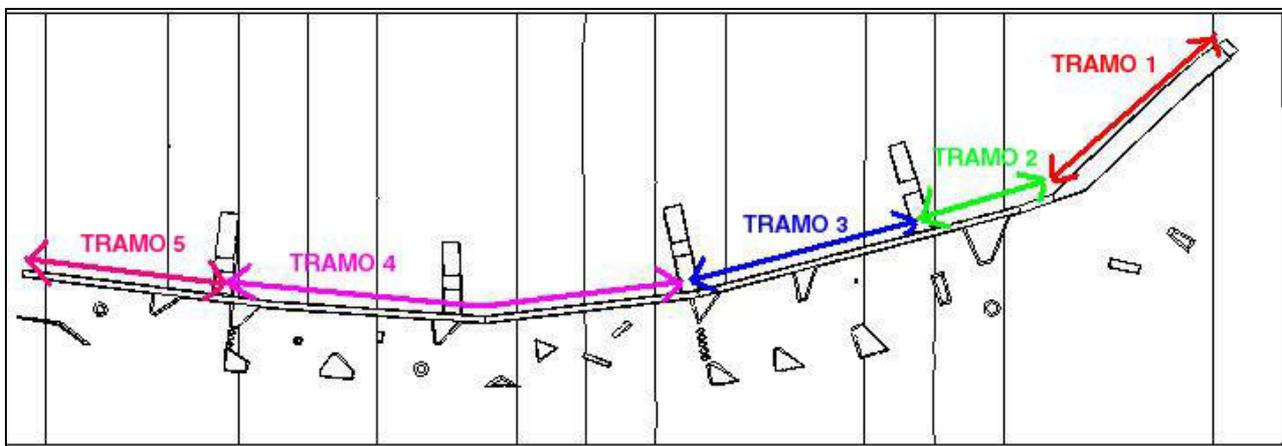


Figura 8.13. Definición de los distintos tramos con cota de coronación constante en la escollera longitudinal centra. El tramo 1 funciona como vertedero.

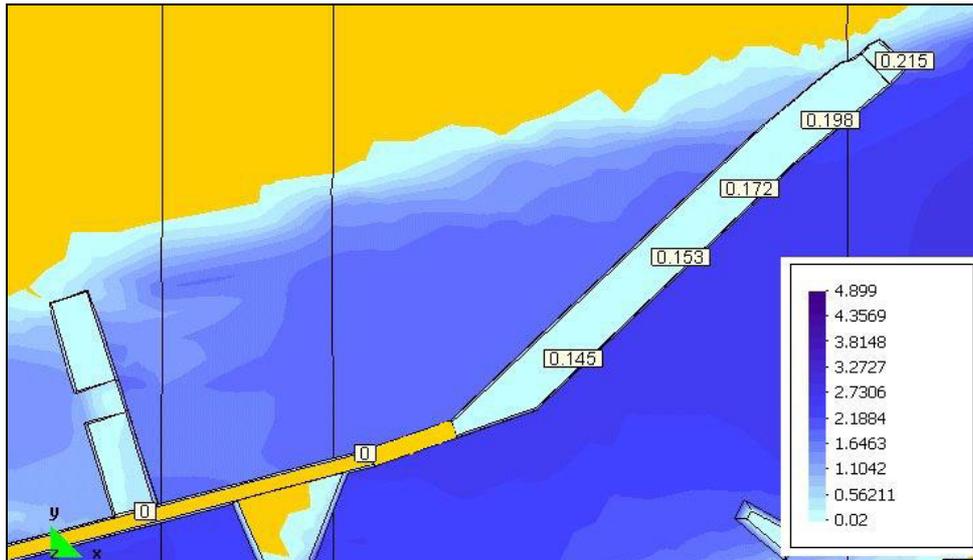


Figura 8.14. Calados sobre la escollera del Tramo 1 (vertedero).

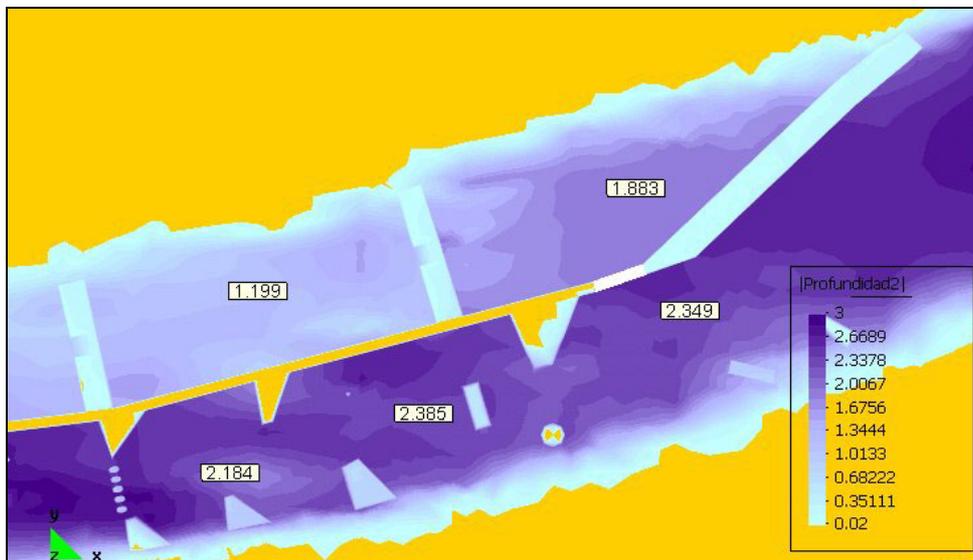


Figura 8.15. Calados en el tramo aguas arriba del canal de slalom con la geometría modificada.

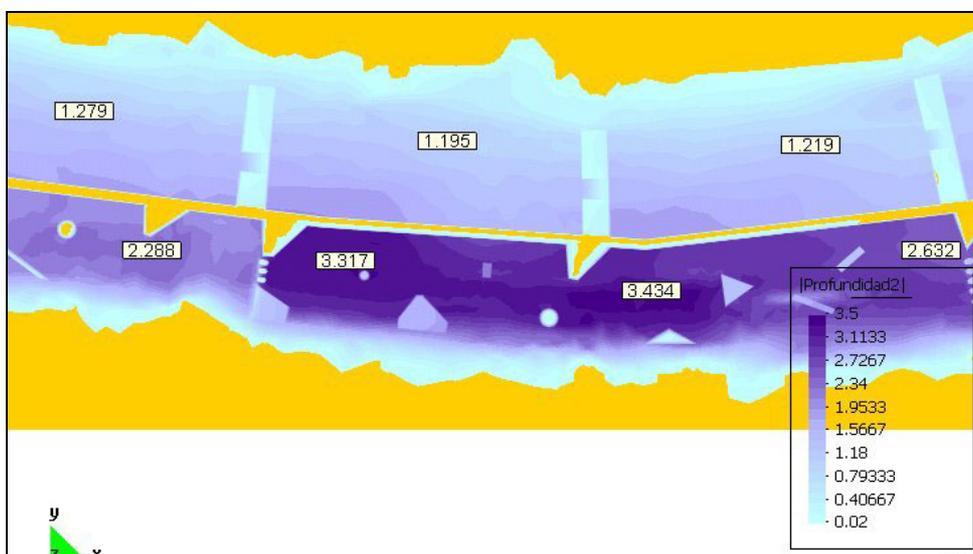


Figura 8.16. Calados en el tramo medio del canal de slalom con la geometría modificada.

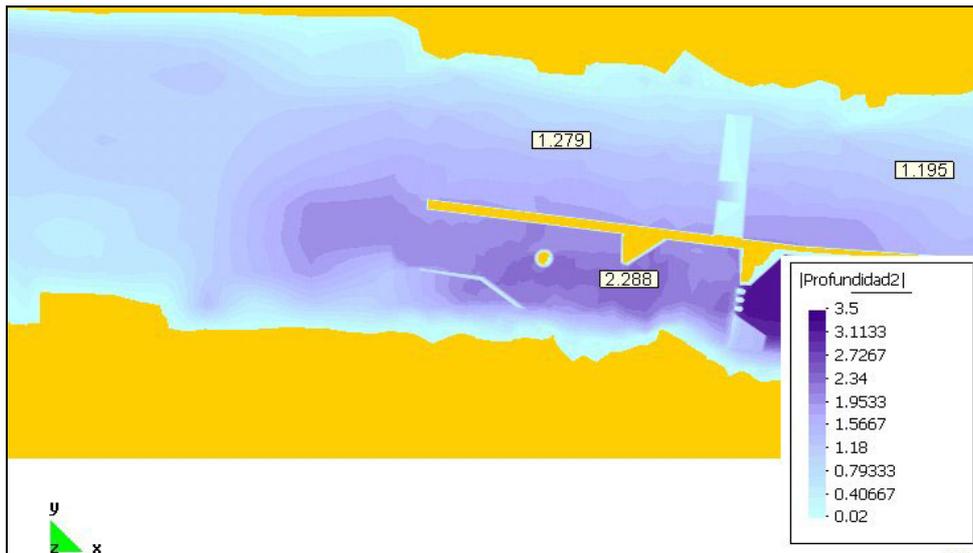


Figura 8.17. Calados en el tramo aguas abajo del canal de slalom con la geometría modificada.

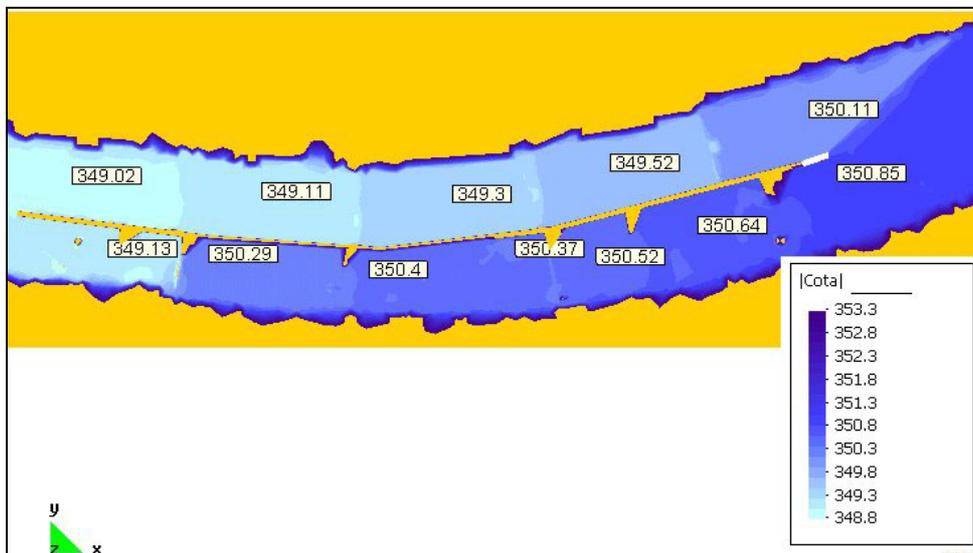


Figura 8.18. Cotas de la lámina de agua.

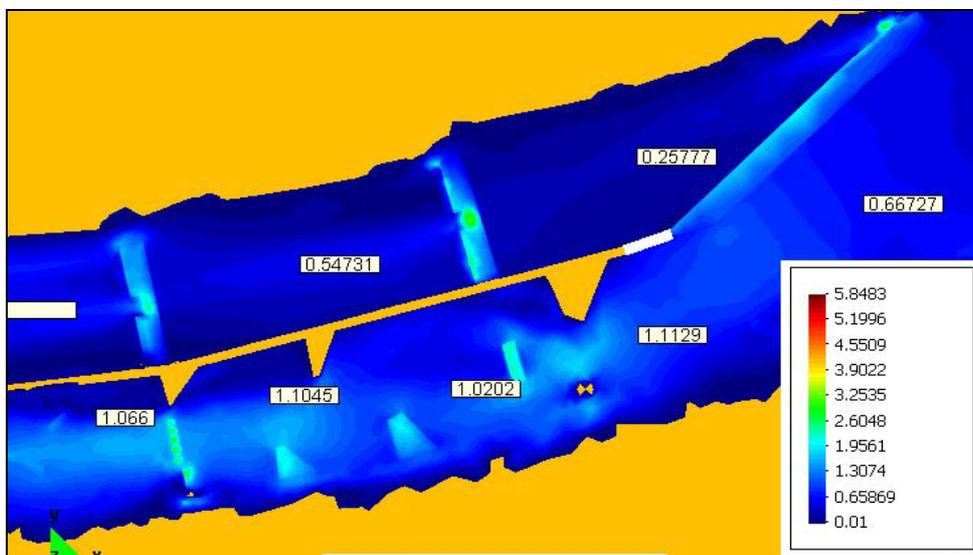


Figura 8.19. Distribución del módulo de velocidades (m/s) en el tramo aguas arriba del canal de slalom con la geometría modificada.

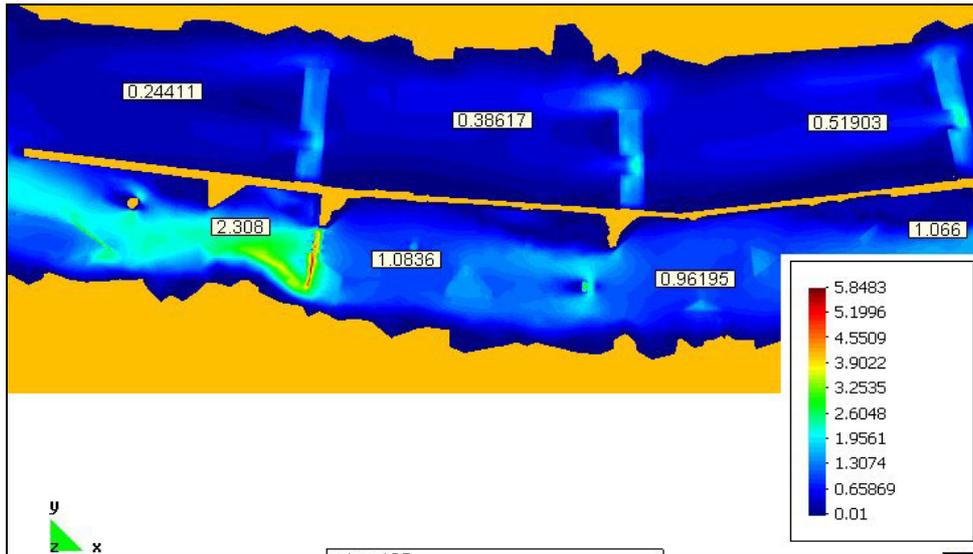


Figura 8.20. Distribución del módulo de velocidades (m/s) en el tramo aguas abajo del canal de slalom con la geometría modificada.

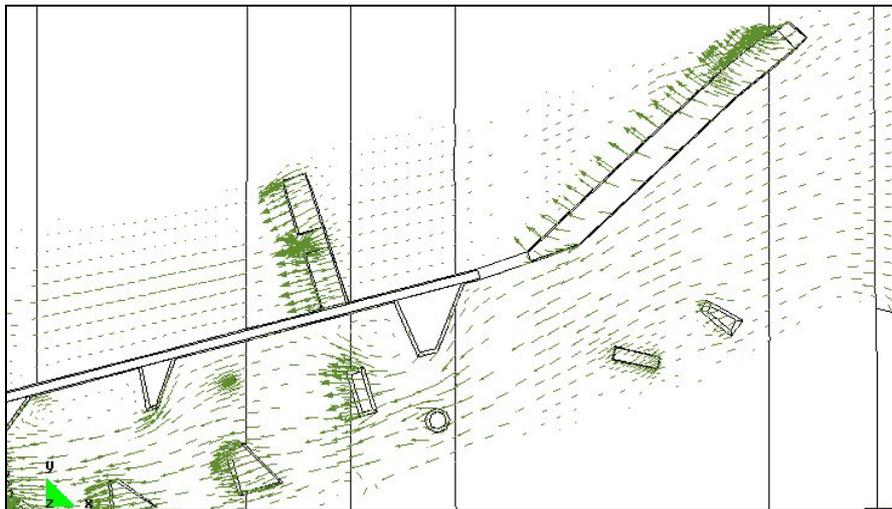


Figura 8.21. Campo de velocidades en el tramo aguas arriba del canal de slalom con la geometría modificada.

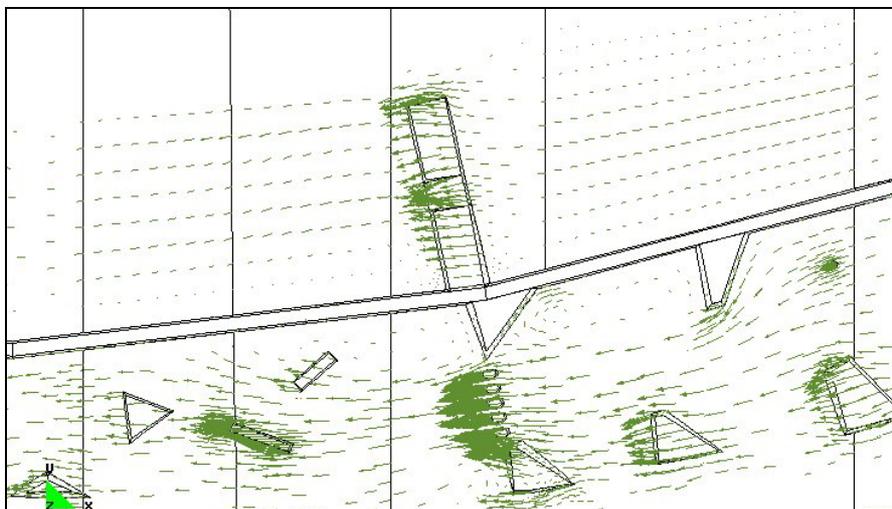


Figura 8.22. Campo de velocidades en el tramo intermedio del canal de slalom, alrededor de la segunda rampa del canal de retorno con la geometría modificada.

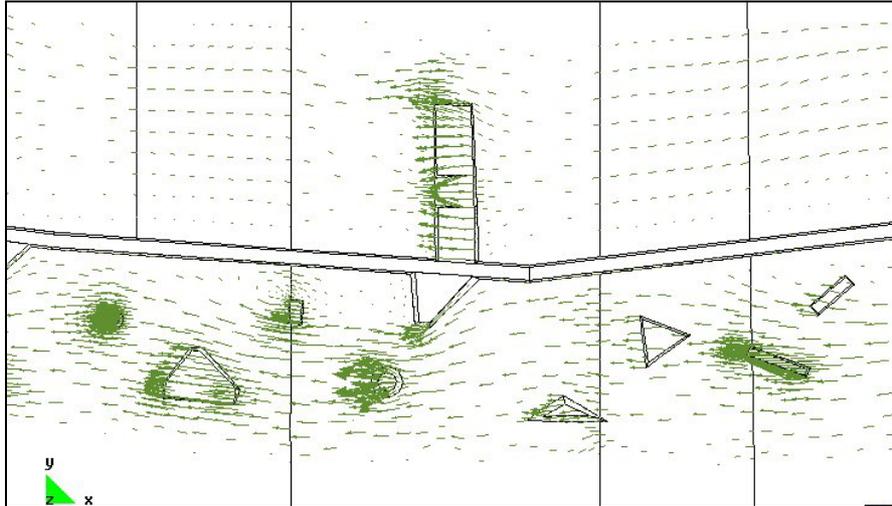


Figura 8.23. Campo de velocidades en el tramo intermedio del canal de slalom, alrededor de la tercera rampa del canal de retorno con la geometría modificada.

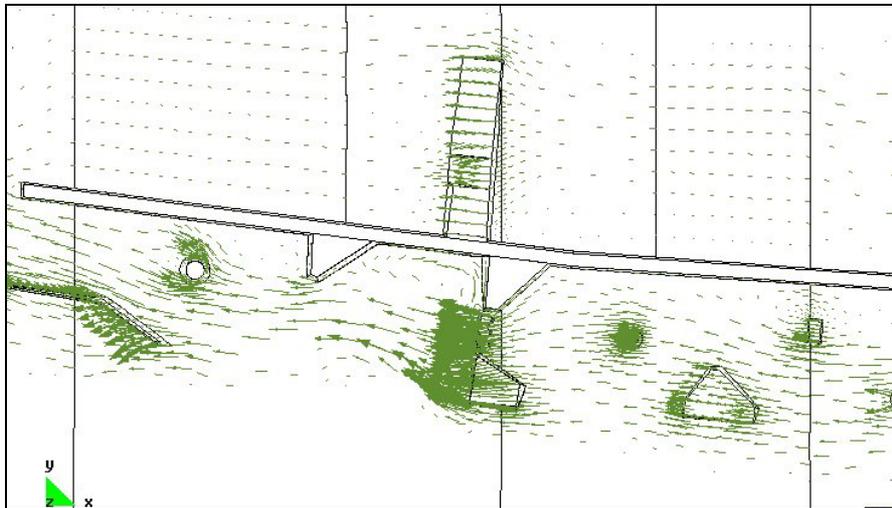


Figura 8.24. Campo de velocidades en el tramo aguas abajo del canal de slalom con la geometría modificada.

8.4. Rotura de balsa de riego en Montoliu

Se calcula la propagación producida por la posible rotura de una balsa de riego, para determinar el riesgo que el núcleo urbano de Montoliu sea alcanzado, así como los calados, velocidades, y velocidad de propagación de la inundación. La balsa de Montoliu tiene un volumen de agua de 245000 m^3 y una profundidad de 5 m . Está situada en un punto alto (Figura 8.25) y es de interés conocer el comportamiento de la inundación provocada por una posible rotura de la presa.

Para ello se ha realizado el cálculo numérico con el esquema WAF TVD, suponiendo la balsa llena en el instante inicial y que, de repente, se rompe una parte de la presa provocando una brecha de 45 m de ancho. La zona de estudio se ha discretizado con una malla no estructurada formada por 5041 cuadriláteros (Figura 8.26).

En la Figura 8.27 se presenta una secuencia de la mancha de inundación en distintos instantes de tiempo. Se puede observar como el calado en la presa va disminuyendo al transcurrir el tiempo, mientras la inundación se va propagando por el territorio. También se observa como el pueblo de Montoliu no es alcanzado por la inundación, que se desvía hacia el oeste del mismo.

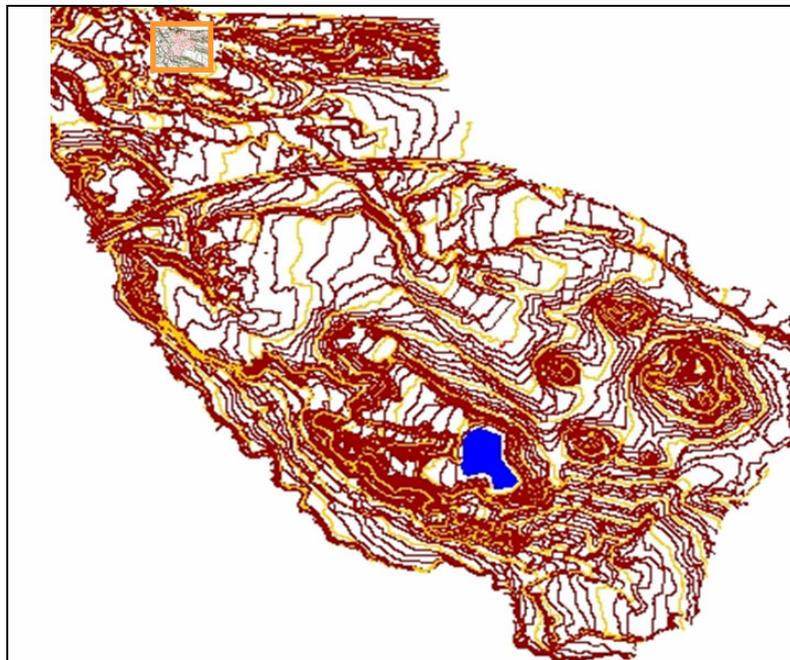


Figura 8.25. Topografía, Situación de la balsa y del pueblo de Montoliu

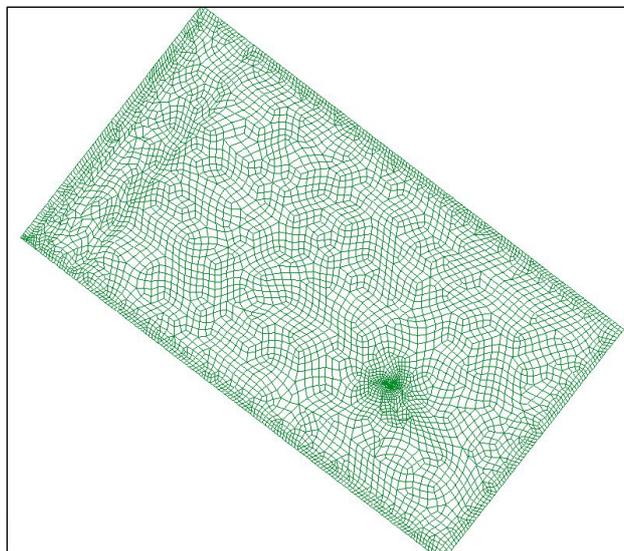


Figura 8.26. Malla utilizada en el cálculo

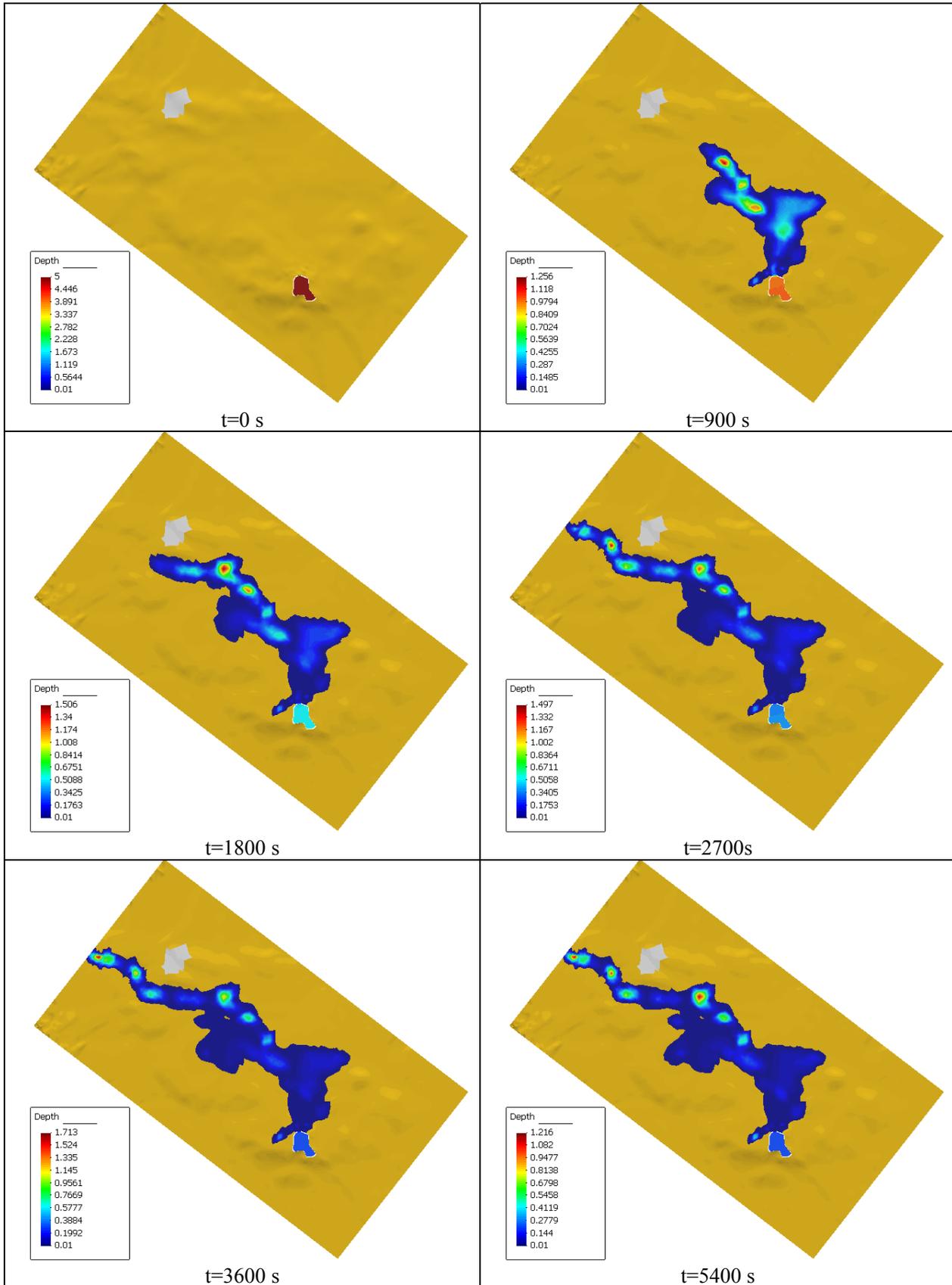


Figura 8.27. Calados en distintos instantes de tiempo

8.5. Confluencia de los ríos Fluvià y Llerca

8.5.1. Introducción

En julio de 2004, en el contexto de la duplicación de la carretera N-260, tramo Argelaguer-Montagut, y a petición de la Demarcación de Carreteras del Estado en Catalunya, se realizó el estudio del comportamiento hidráulico de los ríos Llerca y Fluvià en el entorno de su confluencia (DEHMA 2004). Un parte del estudio consistió en la modelación numérica bidimensional del tramo de estudio, que incluye la confluencia de los dos ríos y una curva importante en el río Llerca.

El modelo numérico bidimensional comprende la siguiente zona (Figura 8.28 y Figura 8.29):

- Río Llerca desde 223 m aguas arriba del puente de la antigua N-260, hasta la confluencia con el río Fluvià (longitud total de 535 m).
- Río Fluvià desde 284 m aguas arriba de la confluencia con el Llerca, hasta un punto situado 964 m aguas abajo de la misma.

Para la determinación de los caudales de estudio, se han considerado los contemplados por la Agencia Catalana de l'Aigua en el documento *Delimitació de zones inundables per a la redacció de l'INUNCAT* de Junio de 2001, y que para el período de retorno de 500 años son $893.1 \text{ m}^3 / \text{s}$ en el río Llerca y $897.1 \text{ m}^3 / \text{s}$ en el río Fluvià.

En cuanto a la rugosidad, se ha considerado un coeficiente de rugosidad de Manning variable en función de la cobertura vegetal existente. Se ha utilizado un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.032 en el cauce y zonas con escasa cobertura vegetal, un valor de 0.065 para zonas con cobertura vegetal y de 0.090 para zonas con arbolado denso (Figura 8.1).

La modelación numérica precisa unas condiciones de contorno en los extremos del tramo de estudio. En el extremo aguas abajo se ha impuesto la cota de la lámina de agua, utilizando los valores que aparecen en el INUNCAT para distintos caudales. Estos valores fueron obtenidos en su día a partir del cálculo en régimen permanente gradualmente variado unidimensional del río Fluvià. En concreto, para el caudal de $1790.2 \text{ m}^3 / \text{s}$ (ríos Fluvià y Llerca en avenida) se ha impuesto una cota de lámina de agua de 179,0 m, mientras que para el caudal de $893.1 \text{ m}^3 / \text{s}$ (avenida sólo en el Llerca) la cota impuesta ha sido de 177.15 m.



Figura 8.28 Fotografía aérea del tramo de estudio antes de las actuaciones

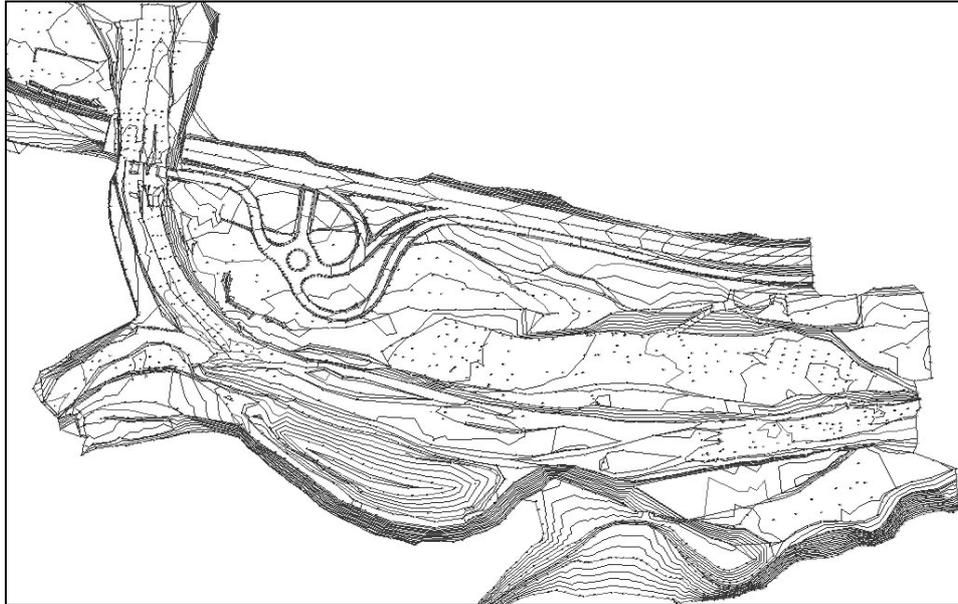


Figura 8.29 Topografía del tramo de estudio. Obsérvese el trazado de la nueva carretera y el enlace.

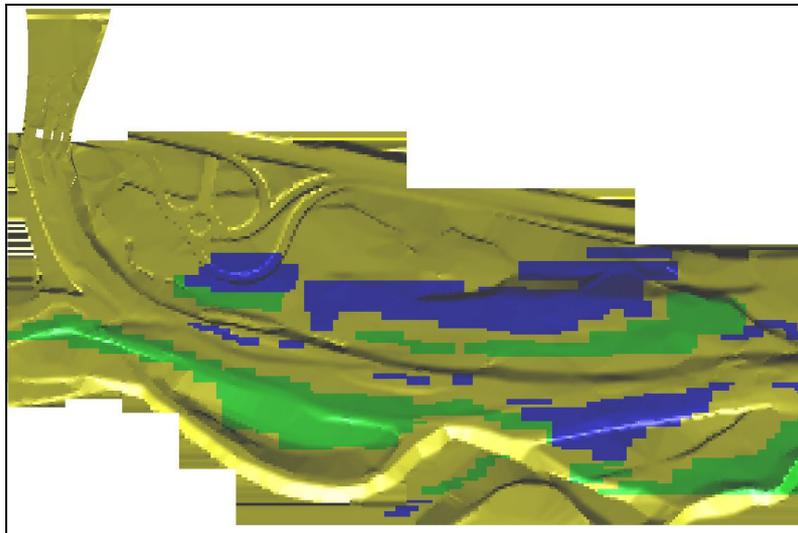


Figura 8.30 Coeficiente de rugosidad utilizado en la modelación bidimensional: 0.032 (ocre), 0.065 (azul) y 0.090 (verde)

Se presentan los resultados siguientes:

1. Resultados en todo el tramo de estudio. Comparación de la lámina de agua y velocidades en todo el tramo con la hipótesis de avenida tanto por el Llierca como por el Fluvià, con la hipótesis de avenida sólo por el Llierca.
2. Resultados en el entorno de los puentes. Comparación de la lámina de agua y velocidades en el entorno de los puentes con la hipótesis de avenida tanto por el Llierca como por el Fluvià, con la hipótesis de avenida sólo por el Llierca
3. Modificación geométrica de la pila derecha del puente antiguo. Efecto sobre la lámina de agua y campos de velocidades de una posible modificación de la geometría de la pila.

8.5.2. Resultados en todo el tramo de estudio.

Como era de esperar, la hipótesis de cálculo de avenida en ambos ríos es la que produce mayores cotas de lámina de agua.

Los resultados de la modelación con avenida tanto por el río Llierca como por el Fluvià muestran que el régimen hidráulico es subcrítico prácticamente en todo el tramo de estudio. Lejos de la influencia de los puentes, tan sólo

existe un punto donde el flujo es crítico, que es justo en el escalón existente en el río Llerca, inmediatamente aguas arriba de la confluencia. Este escalón está producido por un afloramiento rocoso que atraviesa todo el cauce, claramente visible en la fotografía aérea (Figura 8.28). Justo aguas abajo del puente antiguo, existe un corto tramo donde se produce régimen rápido.

En el caso de que la avenida se produzca exclusivamente por el río Llerca el funcionamiento hidráulico del tramo de estudio es distinto aguas abajo de los puentes. Los resultados de esta modelación indican niveles de agua inferiores en todo el tramo aguas abajo de los puentes, velocidades igualmente inferiores en el río Fluvià, pero velocidades superiores en el río Llerca aguas abajo de los puentes. Ahora el flujo hidráulico en el río Llerca entre los puentes y la confluencia es muy próximo al régimen crítico, con zonas ligeramente subcríticas y otras ligeramente supercríticas.

Los resultados en cota de lámina de agua se presentan en la Figura 8.31 y la Figura 8.32, en calados en la Figura 8.33 y Figura 8.34, y los resultados de velocidades en la Figura 8.35 y Figura 8.36.

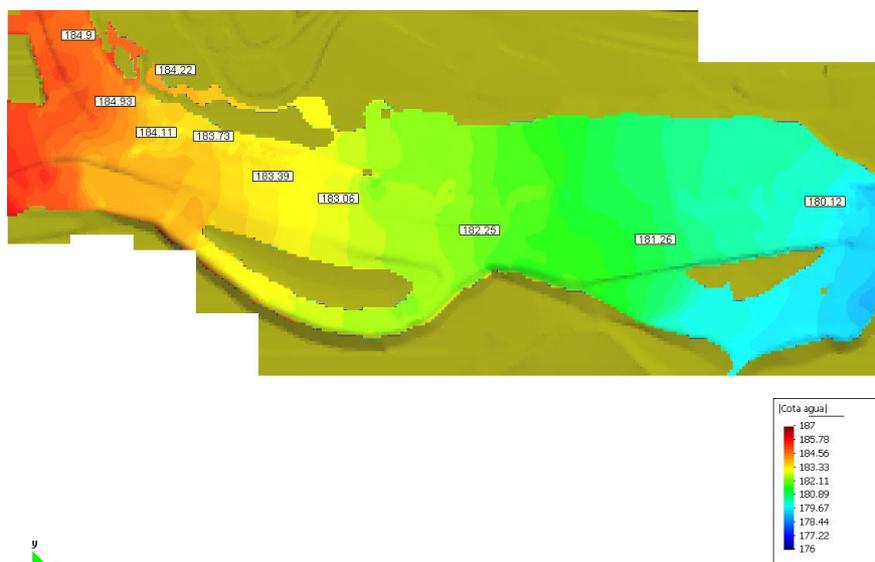


Figura 8.31 Cota de la lámina de agua con el Fluvià y el Llerca en avenida

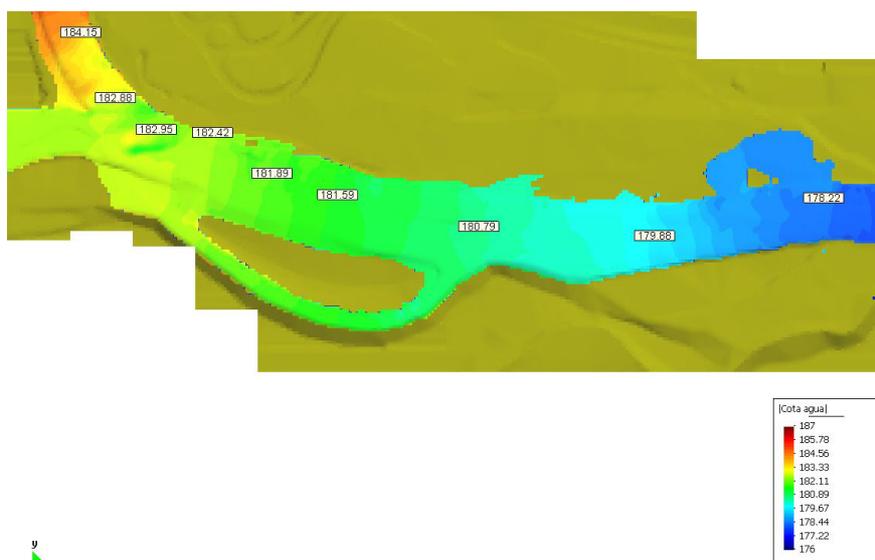


Figura 8.32 Cota de la lámina de agua con avenida únicamente en el Llerca

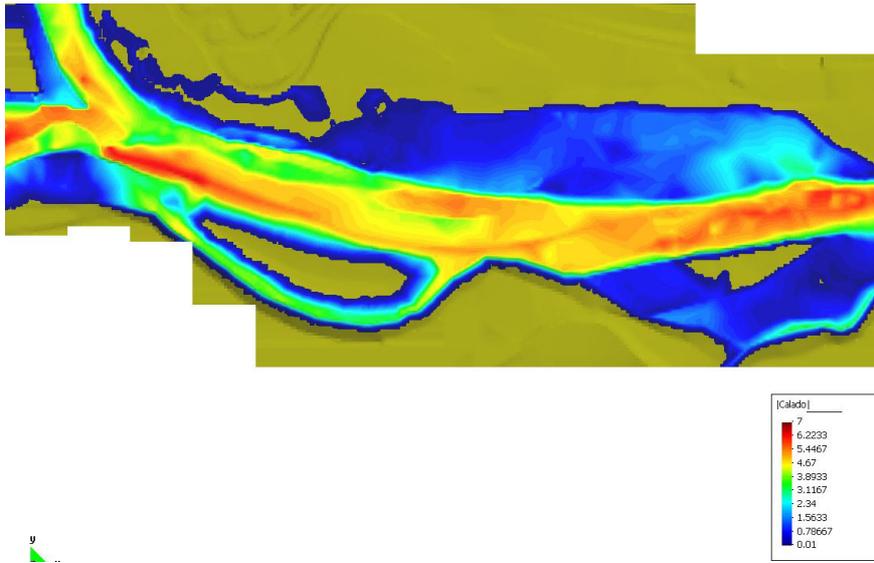


Figura 8.33 Calados con el Fluvià y el Llerca en avenida

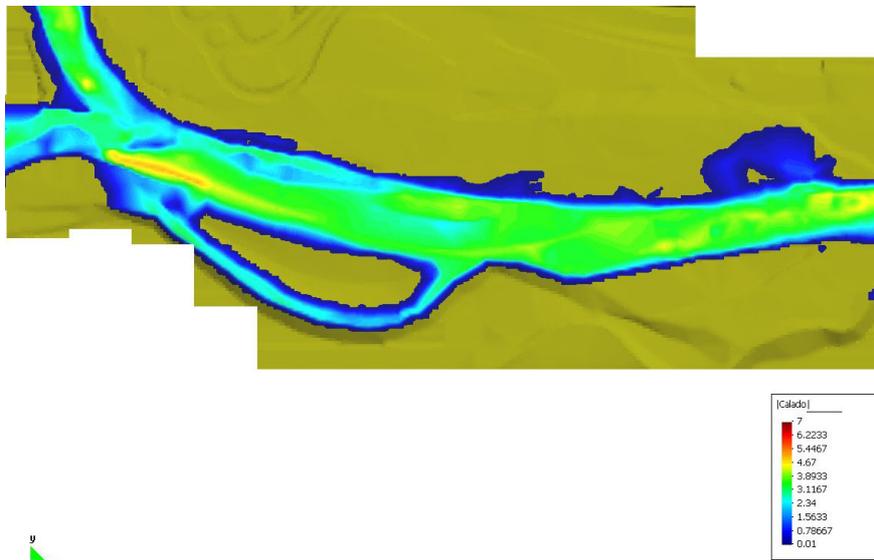


Figura 8.34 Calados con avenida únicamente en el Llerca

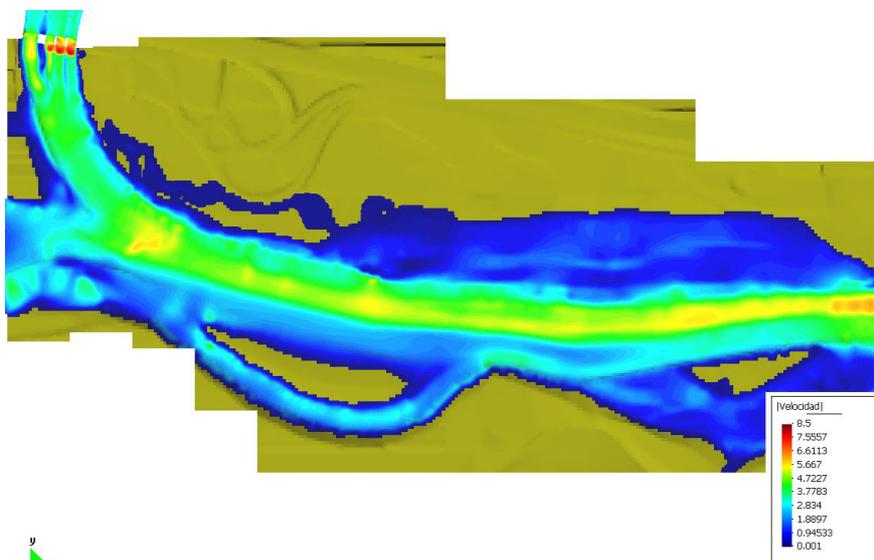


Figura 8.35 Velocidad con el Fluvià y el Llerca en avenida

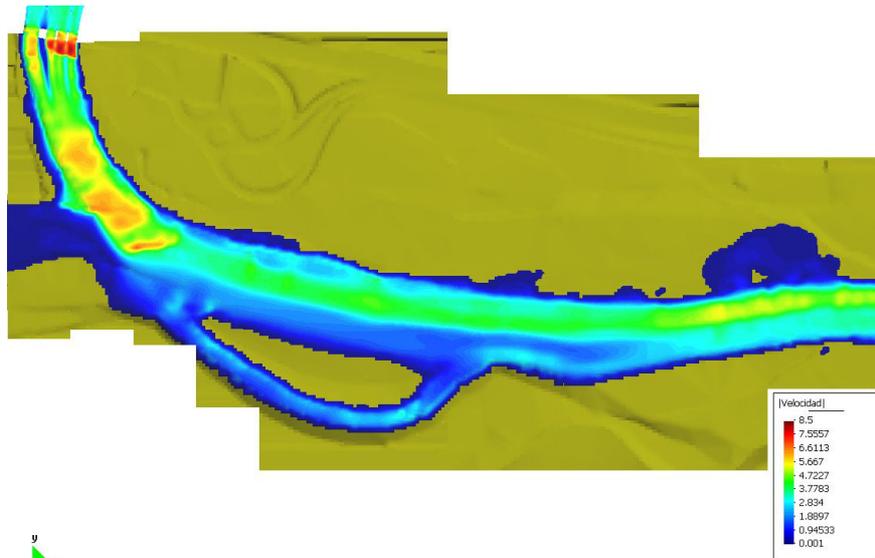


Figura 8.36 Velocidad con avenida únicamente en el Llerca

8.5.3. Resultados en el entorno de los puentes

El estudio de detalle del funcionamiento hidráulico del río Llerca en el entorno de los puentes indica que aguas arriba de los mismos la influencia de los niveles de avenida en el río Fluvià es nula, pero no lo es aguas abajo. En la Figura 37 se aprecia la geometría del cauce en este entorno, con la disposición de las pilas de los puentes.

El estudio muestra, en primer lugar, que el puente antiguo representa una sección de control. Esto provoca que el flujo aguas arriba de dicho puente está desacoplado del flujo aguas abajo, tanto para la situación de Fluvià en avenida como para Fluvià bajo. Por este motivo, los valores de la cota de la lámina de agua y los campos de velocidad aguas arriba del puente antiguo son coincidentes en ambas hipótesis de cálculo. También en ambos casos, debajo del puente se produce un régimen crítico. Aguas abajo del mismo existe un corto tramo en régimen rápido, y a continuación un resalto hidráulico para volver a pasar a régimen lento. Este patrón se repite en las dos hipótesis de cálculo, aunque si no existe avenida en el Fluvià y debido a los menores calados aguas abajo del puente, el tramo en rápido se prolonga algunos metros más.

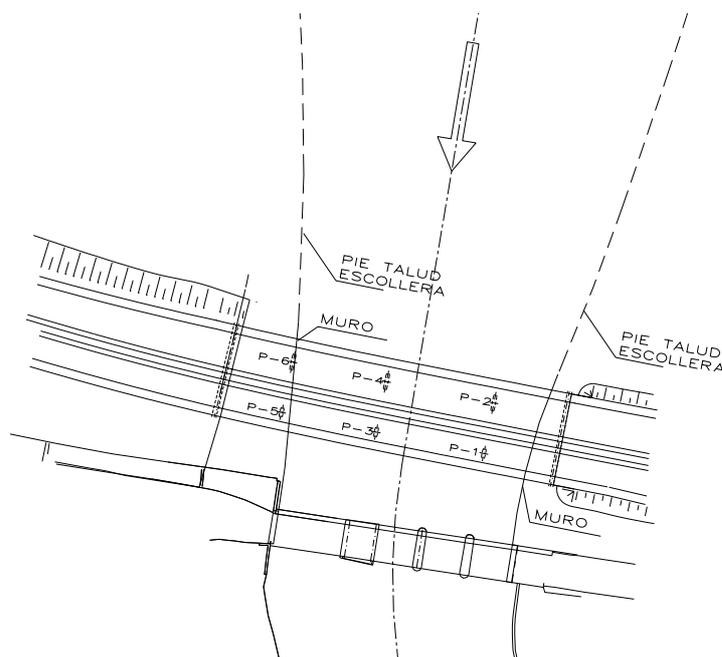


Figura 37 Geometría del cauce en el entorno de los puentes y aguas arriba

Los resultados en cota de lámina de agua se presentan en la Figura 8.38. En la Figura 8.39 se presentan los resultados en velocidades. Se puede apreciar la influencia de la pila derecha del puente antiguo en el campo de velocidades, que crea zona de aguas muertas (velocidades muy pequeñas) aguas abajo de la misma. Finalmente, en la Figura 8.40 se representa el número de Froude, para las dos hipótesis de cálculo, en las zonas en las que existe régimen lento (número de Froude menor que la unidad). Las áreas negras indican zonas con número de Froude mayor que uno. En esta figura queda patente que en ambas hipótesis el puente antiguo funciona como sección de control (paso de régimen lento a rápido).

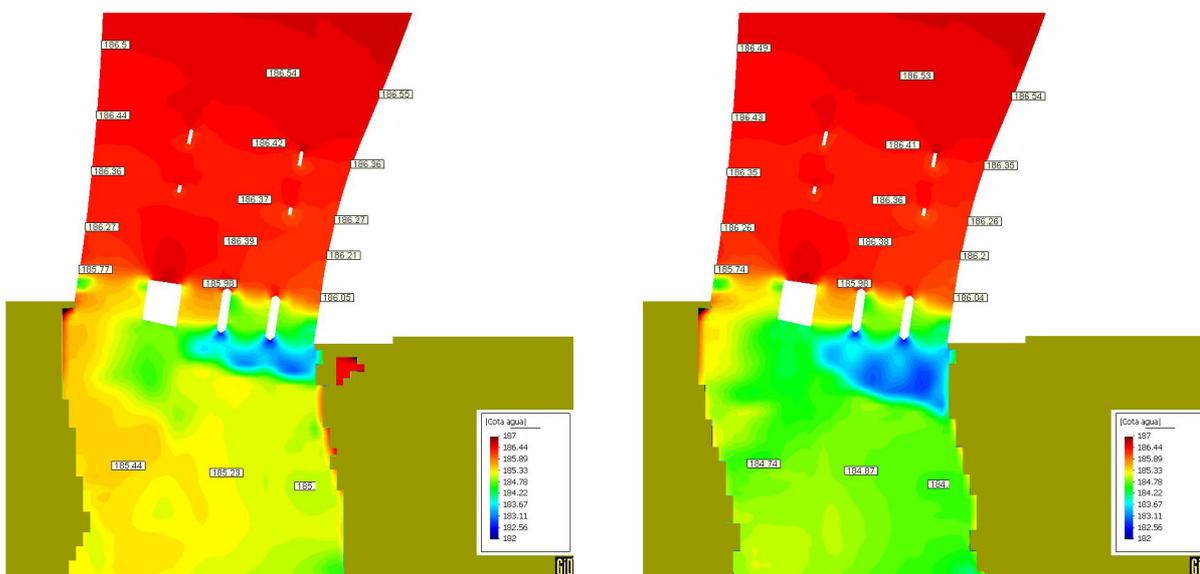


Figura 8.38 Cota de la lámina de agua en la zona de los puentes con el Fluvià en avenida (izquierda) y con el Fluvià bajo (derecha)

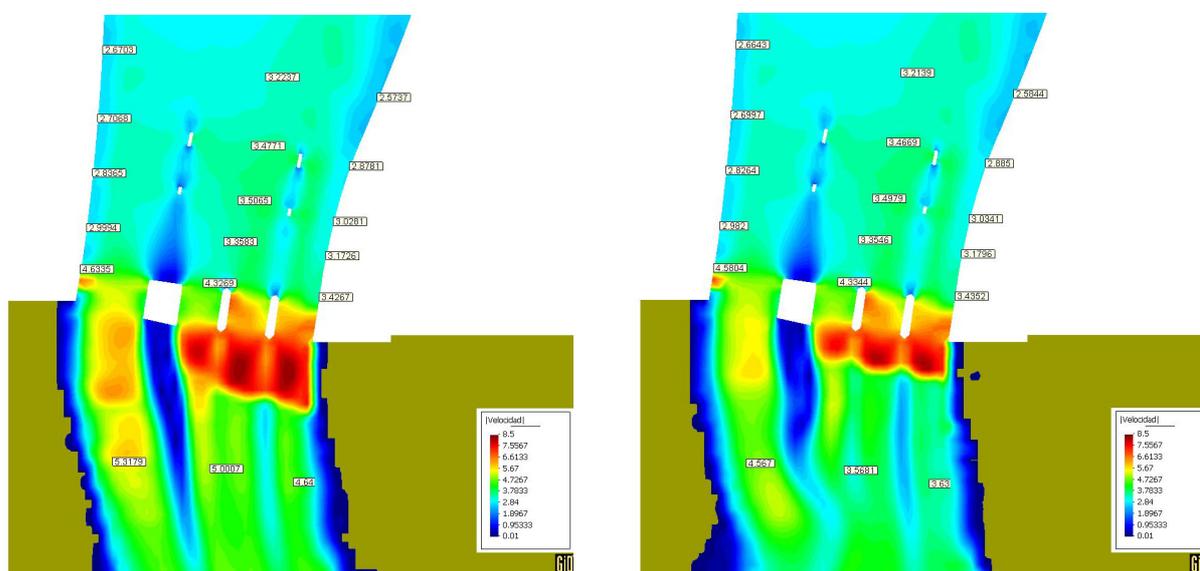


Figura 8.39 Velocidad en la zona de los puentes con el Fluvià en avenida (izquierda) y con el Fluvià bajo (derecha)

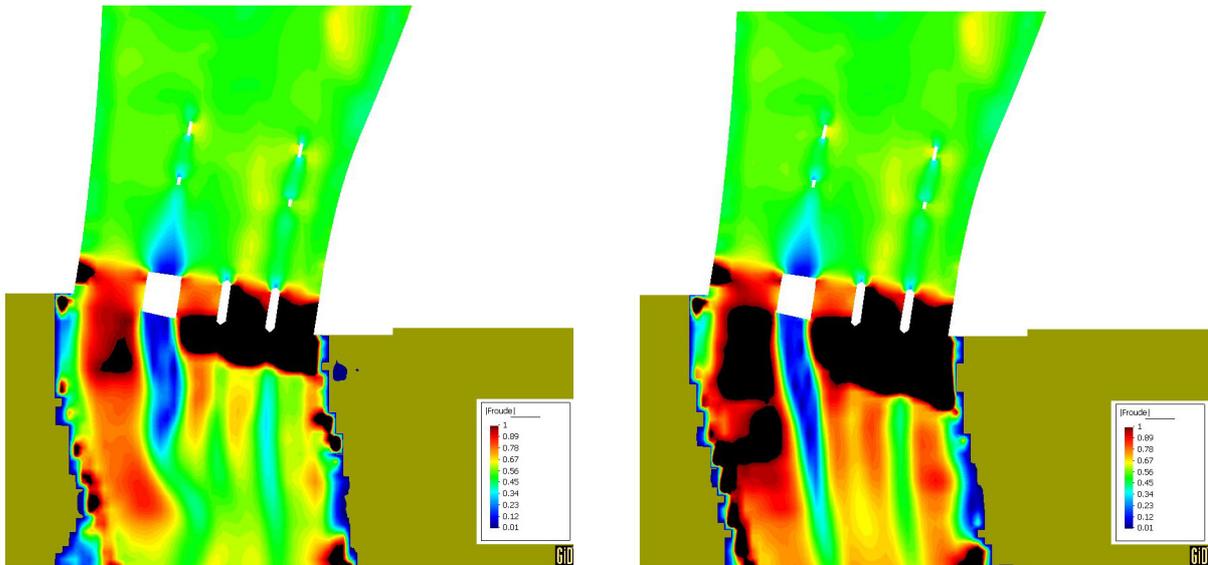


Figura 8.40 Número de Froude en la zona de los puentes con el Fluvià en avenida (izquierda) y con el Fluvià bajo (derecha). En negro se indica el régimen rápido (número de Froude mayor que 1)

8.5.4. Modificación geométrica de la pila derecha del puente antiguo.

La pila derecha del puente antiguo, con sus casi 10 m de ancho, presenta un importante obstáculo al flujo que queda reflejado en el campo de velocidades, como se ha visto en el apartado anterior. Con el objetivo de minimizar su influencia, se pensó en estudiar el efecto de carenar la pila. En este apartado, se presentan los resultados de la simulación para la pila representada en la Figura 8.41: carenado aguas arriba de la pila mediante un semicírculo, y carenado aguas abajo mediante un perfil de Joukovsky de 10.5 m de largo.

En la Figura 8.42, Figura 8.43, y Figura 8.44 se presentan respectivamente los resultados de la comparación en las cotas de agua, velocidad y distribución de caudales para la situación con la pila original y la pila carenada. Aunque sí se aprecia una variación en el campo de velocidades, con una disminución del área de aguas muertas aguas abajo de la pila, ello tiene una mínima repercusión en la lámina de agua. También se aprecia una ligera uniformización del flujo a lo ancho del puente con el carenado, aunque dichas diferencias tampoco tienen repercusión significativa en los niveles aguas arriba.

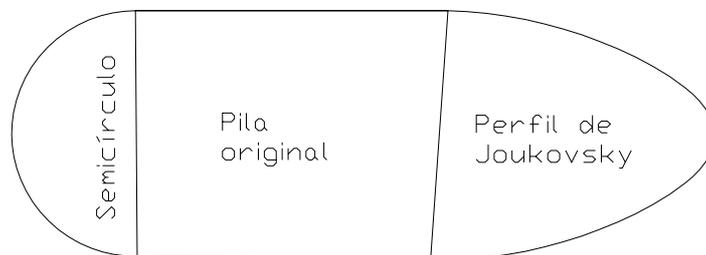


Figura 8.41 Modificación de la geometría de la pila del puente antiguo

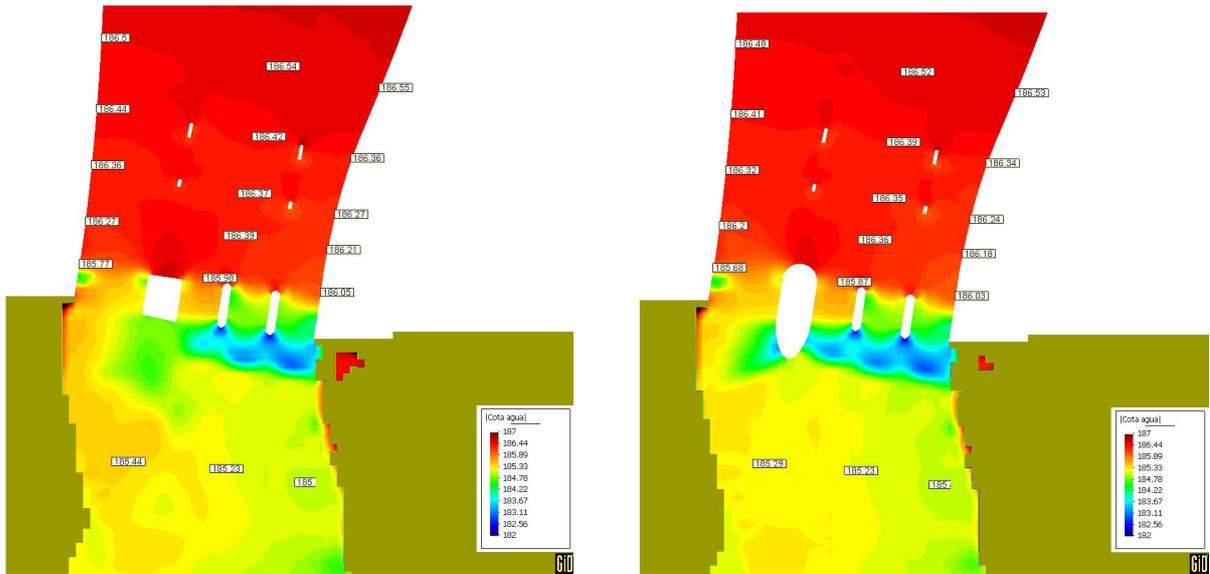


Figura 8.42 Efecto del carenado de la pila en la cota de la lámina de agua

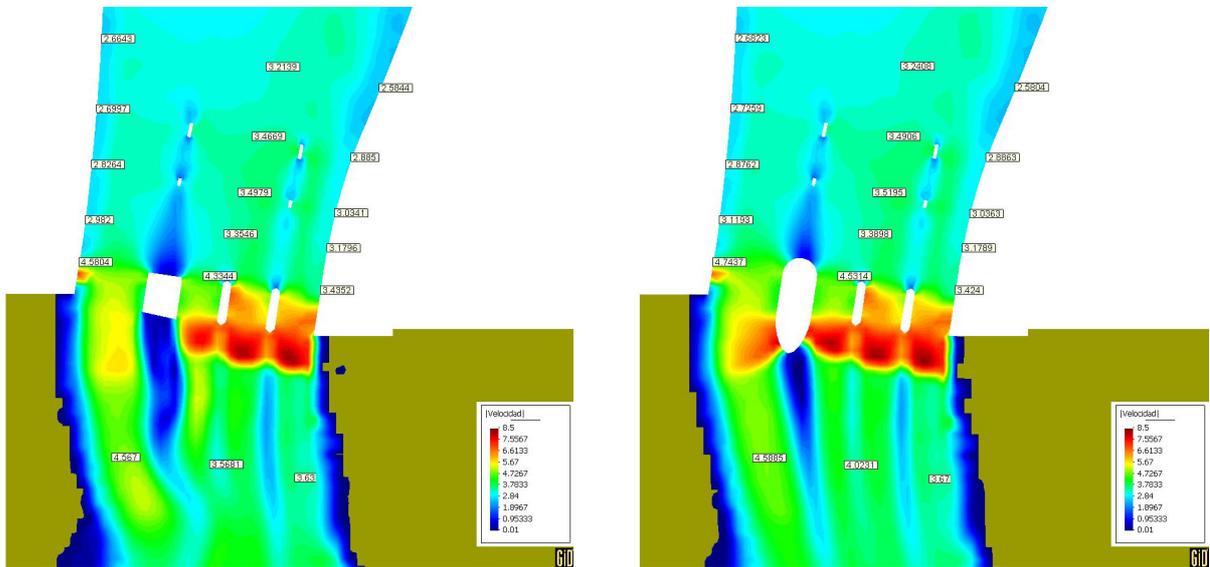


Figura 8.43 Efecto del carenado de la pila en el campo de velocidades

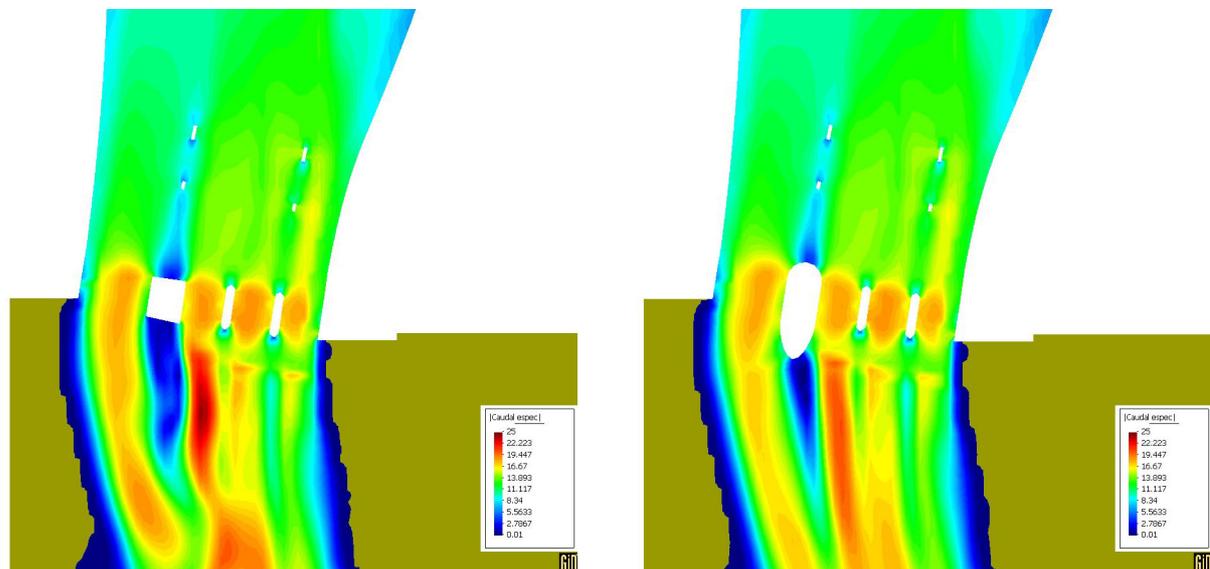


Figura 8.44 Efecto del carenado de la pila en la distribución de caudales específicos

8.6. Attica. Propagación de avenida en zona urbana

RAMFLOOD, (*Decision Support System For Risk Assessment and Management of Floods*) es un proyecto de investigación subvencionado por el 5º Programa Marco de la Unión Europea (proyecto número IST-2001-37581). El objetivo principal de RAMFLOOD es desarrollar y verificar un nuevo sistema de soporte para la toma de decisiones (DSS, *Decision Support System*) para la determinación del riesgo y la gestión de emergencias debidas a grandes inundaciones. El proyecto combina datos medioambientales y geofísicos provenientes de observación remota, sensores in-situ e información georeferenciada con métodos de simulación numérica avanzados y de visualización gráfica para contribuir a la determinación de riesgo y daños, la prevención de las inundaciones y el diseño de acciones de respuesta efectivas maximizando la seguridad de infraestructuras y vidas humanas.

El programa CARPA se utiliza en el proyecto RAMFLOOD como herramienta para la simulación de propagación de avenidas. El proyecto contempla dos escenarios para su validación: una zona urbana en la ladera del Monte Pantelikon en la región de Attica (Grecia) y un tramo del río Llobregat en la comarca del Baix Llobregat. En este apartado se presenta la simulación hidráulica en la zona de Attica, mientras que en el siguiente la del tramo final del río Llobregat.

La zona escogida en la región de Attica comprende una superficie aproximada de 3.3 km^2 alrededor de un torrente con una pendiente media del 2.3%. El propio cauce del torrente está sin encauzar o acondicionar, pero está rodeado por zona urbana, con gran densidad de edificación sobretodo en su margen derecha (Figura 8.45).

Para la modelación bidimensional del área se importó la geometría a partir de archivos DTM en formato ASCII de Arc/Info a la interface de GiD, como se ha contado en el Capítulo 5 (Figura 8.46). Las manzanas constituidas por grandes edificios se eliminaron de la malla de cálculo no estructurada, formada por 20189 cuadriláteros (Figura 8.47).

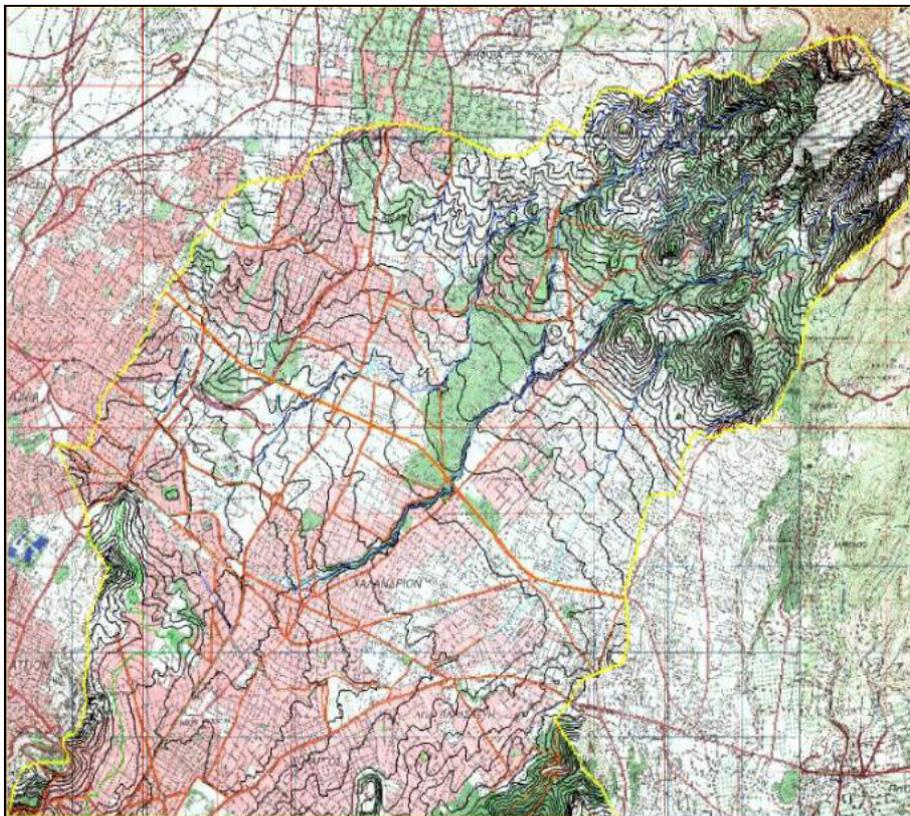


Figura 8.45 Falda del Monte Pantelikon en la región de Attica

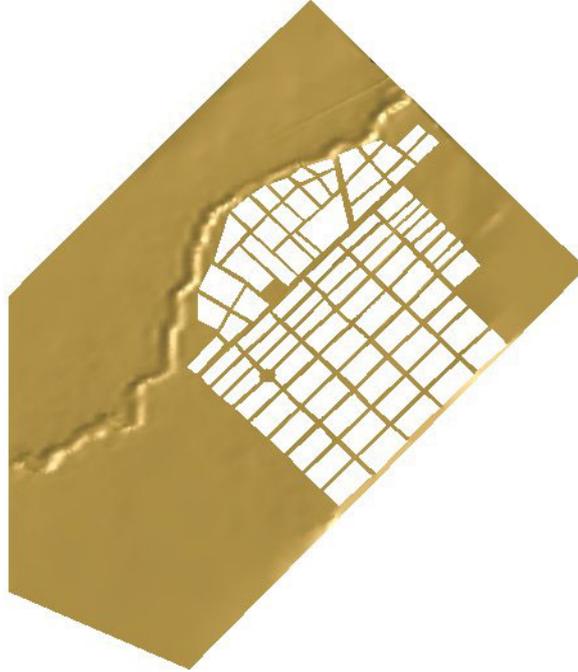


Figura 8.46 Resultado de la importación en GiD de la geometría de a zona urbana de la falda del Monte Pantelikon

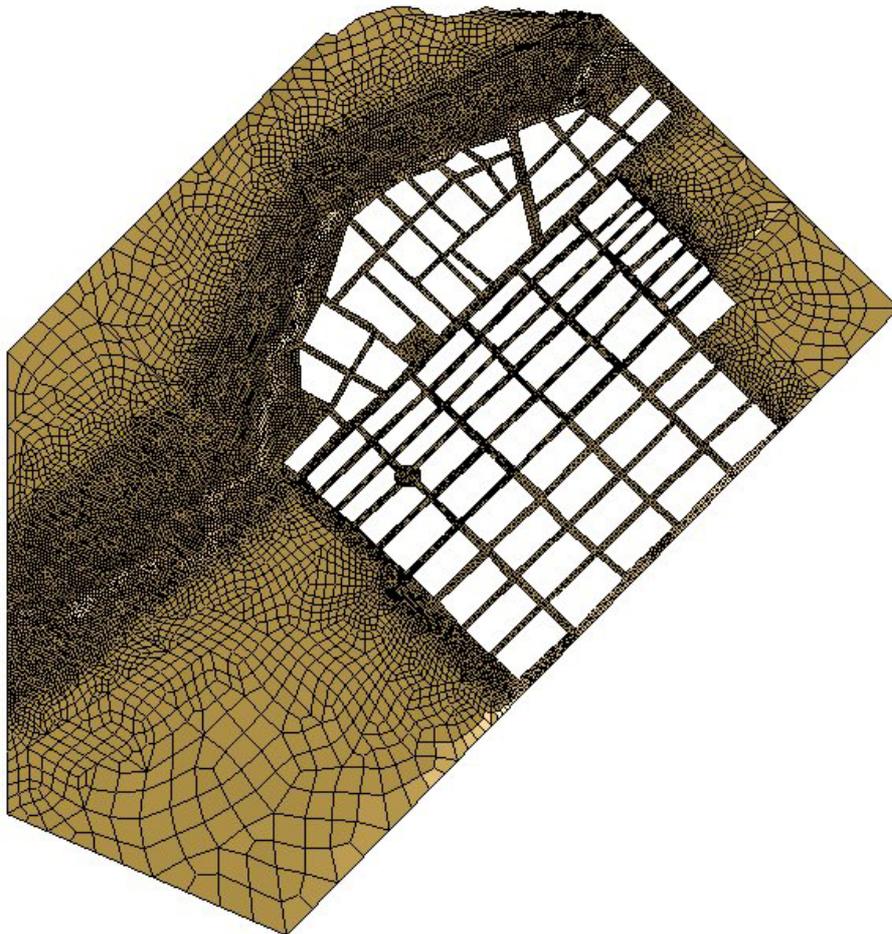


Figura 8.47 Malla de cálculo de a zona urbana de la falda del Monte Pantelikon

La rugosidad se asignó automáticamente a cada elemento de la malla a partir de información clasificada obtenida a partir de imágenes de satélite (Figura 8.48).

Dentro del proyecto RAMFLOOD se contempla entrenar una red neuronal a partir de los resultados de simulaciones numéricas, para lo que se debe calcular la propagación de más de 200 hidrogramas de avenida por la zona mencionada. En este apartado se muestran los resultados de una propagación con un hidrograma de entrada triangular, con tiempo base de $2 h$ y caudal punta de $1000 m^3 / s$ en el instante $t = 1h$ (Figura 8.49).

Se presentan los resultados en calados y velocidades para distintos instantes de tiempo

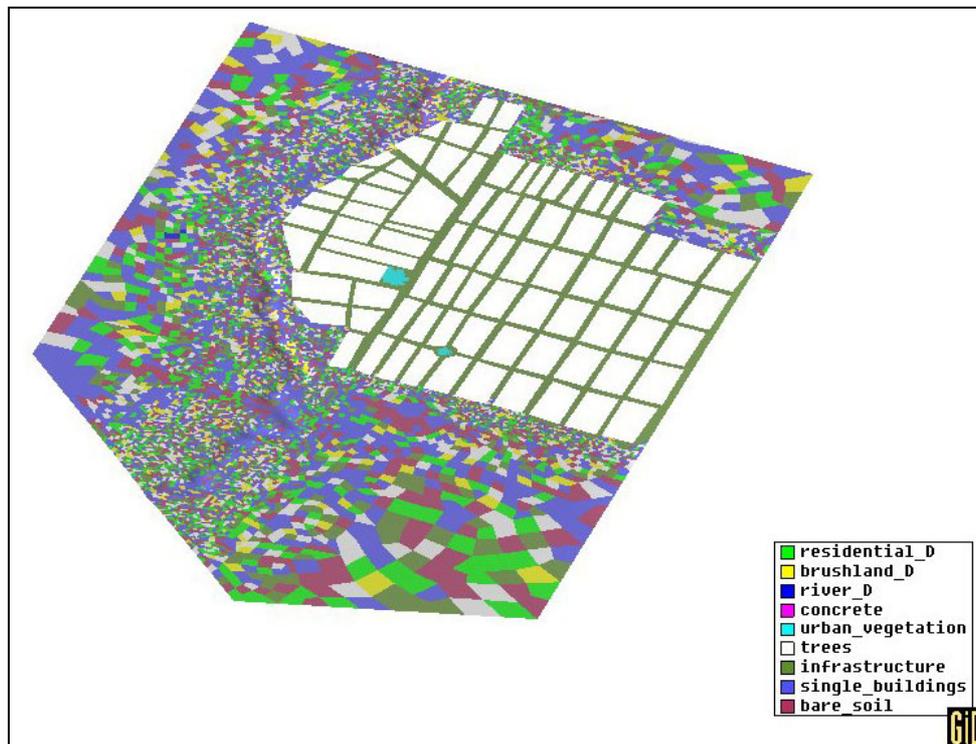


Figura 8.48 Usos del suelo procedentes de percepción remota

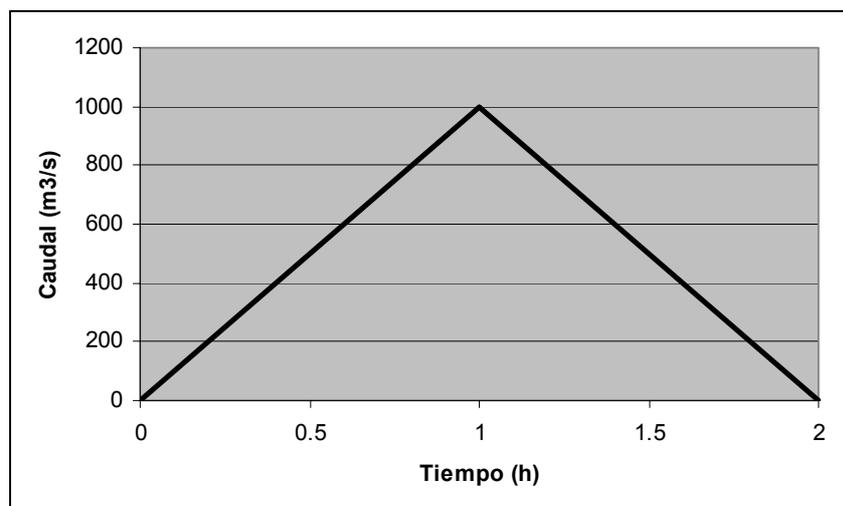


Figura 8.49 Hidrograma de avenida considerado en el extremo aguas arriba.



Figura 8.50 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) para $t=500s$.

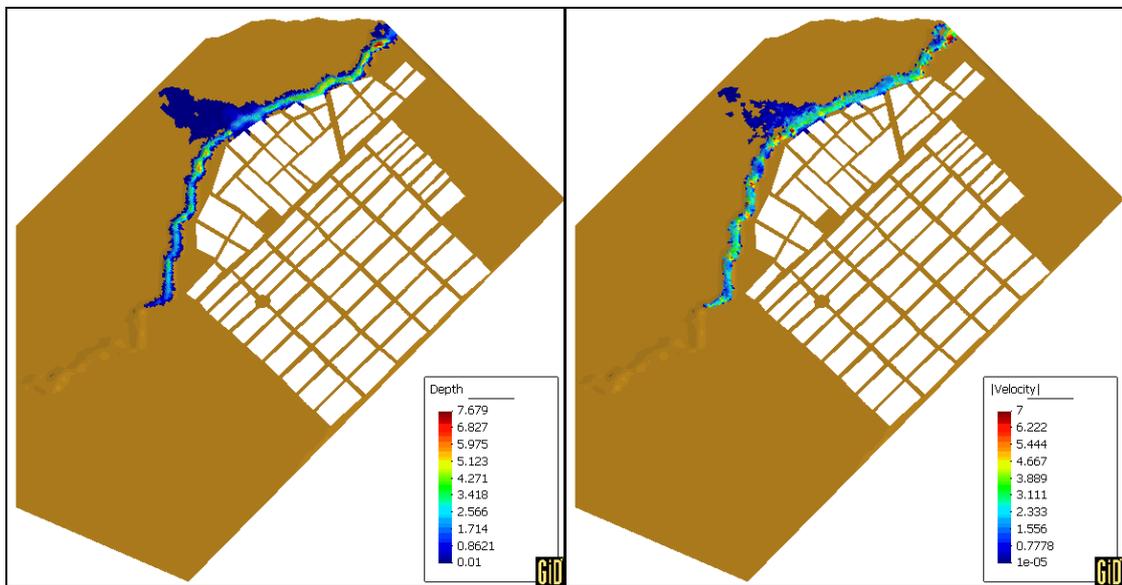


Figura 8.51 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) para $t=1000s$.

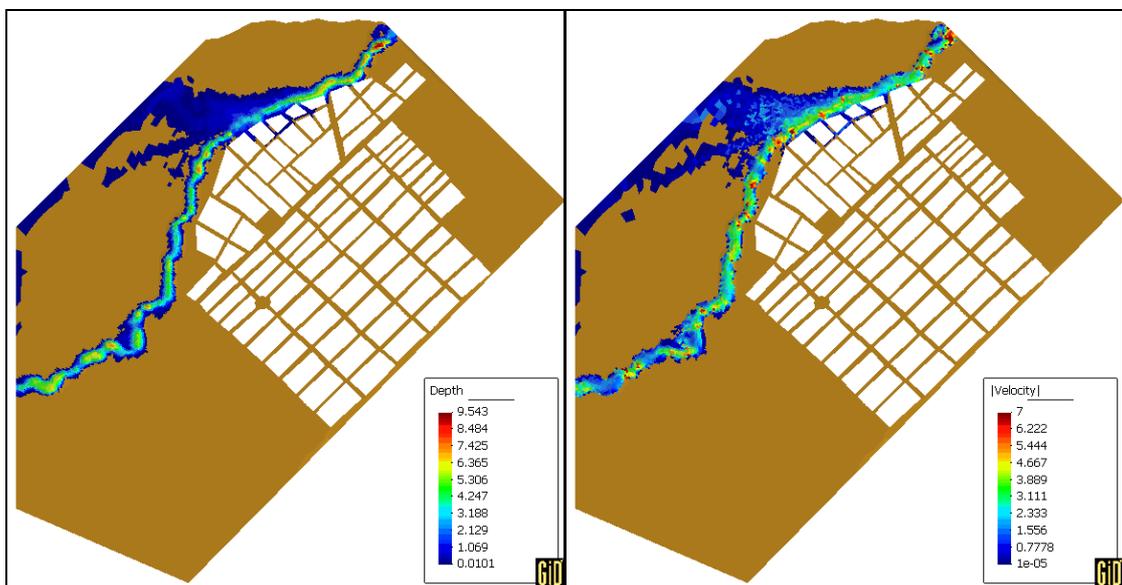


Figura 8.52 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) para $t=2000s$.

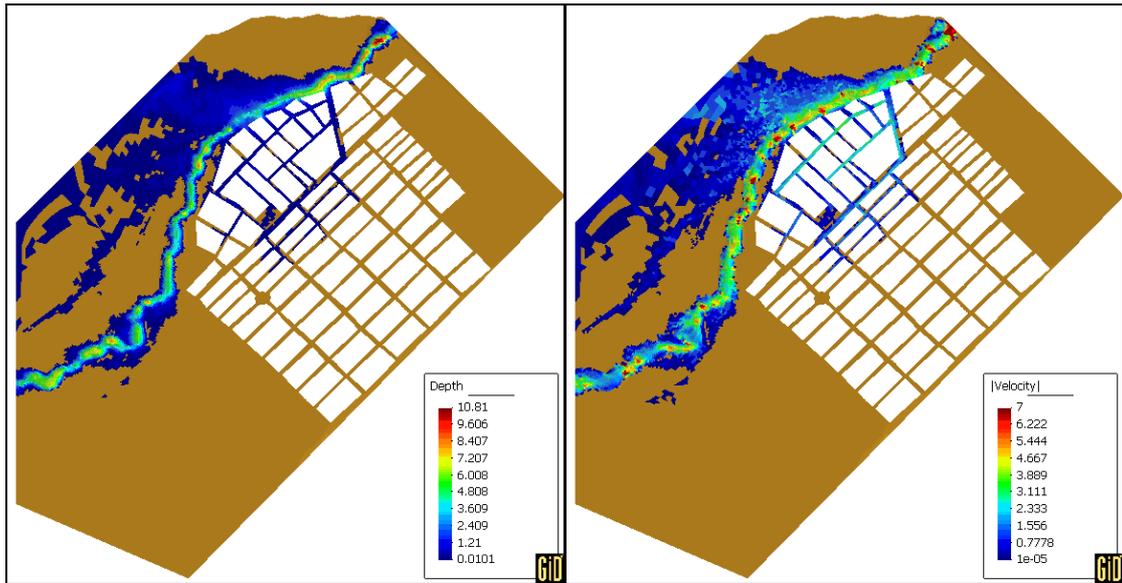


Figura 8.53 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) para $t=3000s$.

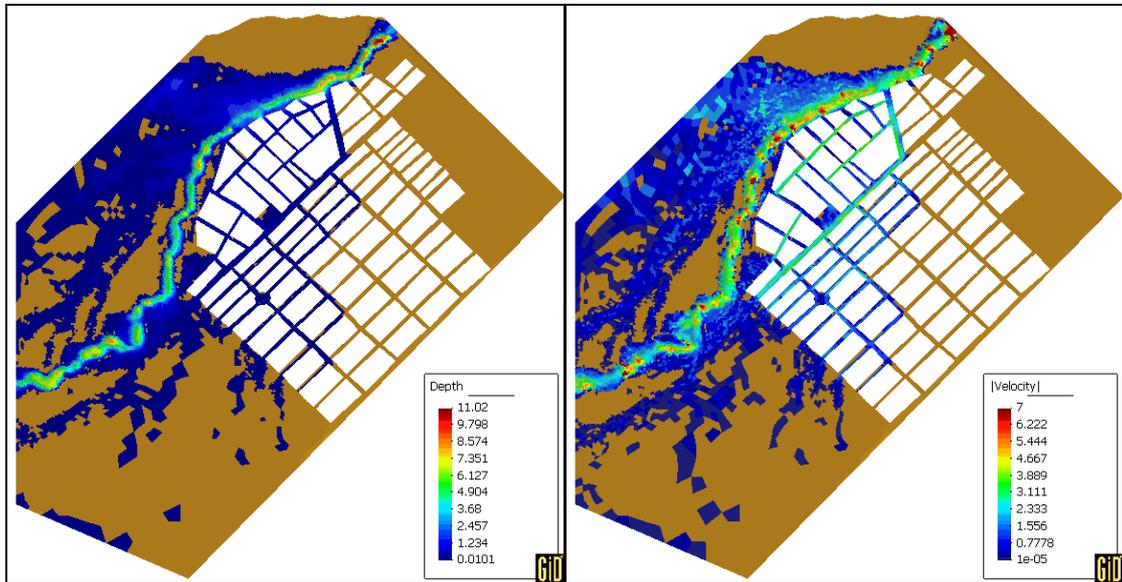


Figura 8.54 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) para $t=4000s$.

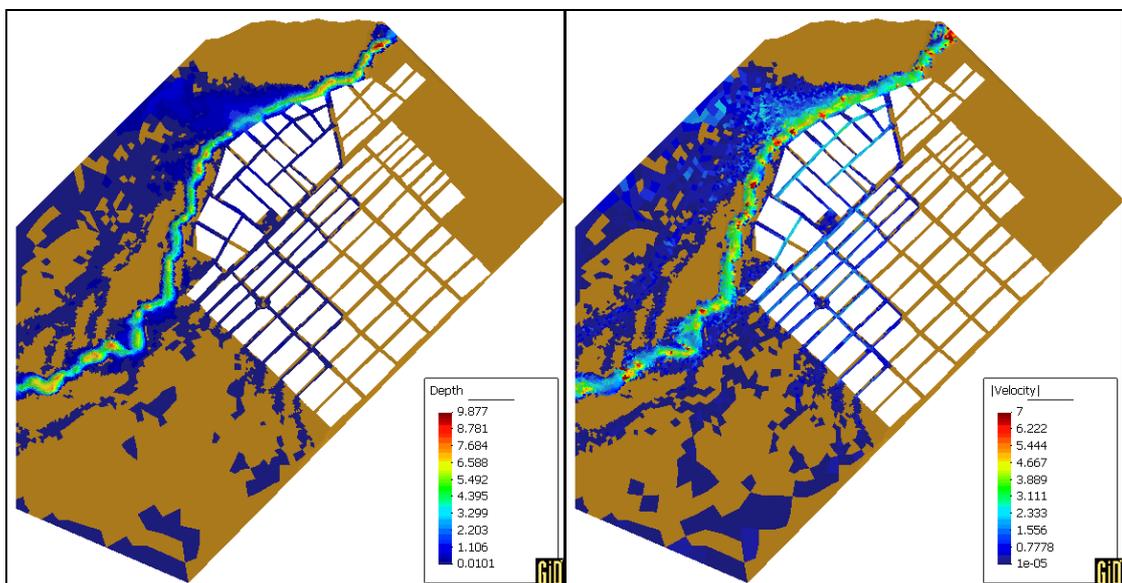


Figura 8.55 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) para $t=5000s$.

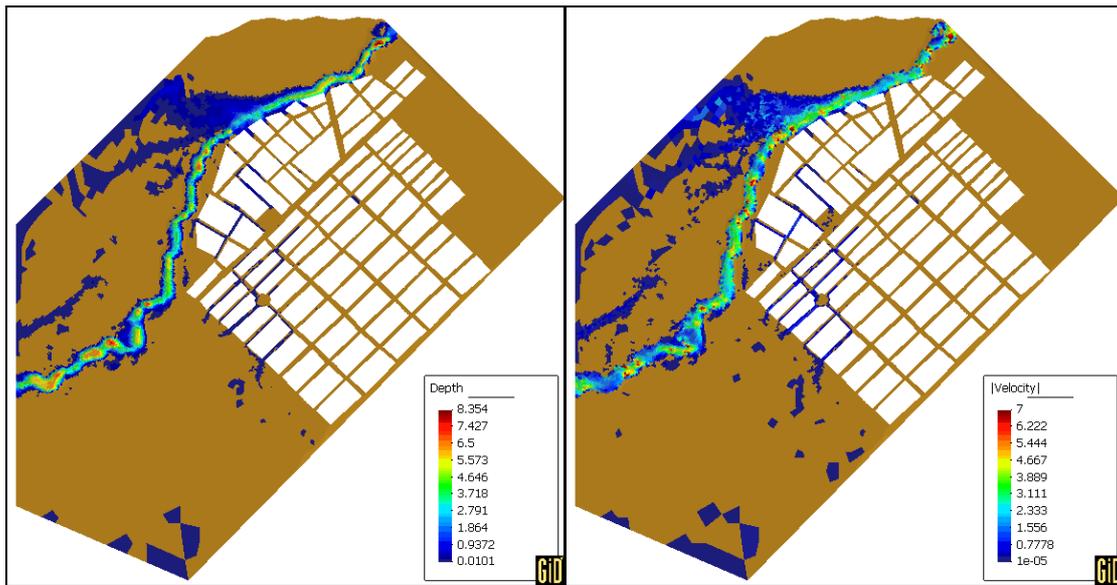


Figura 8.56 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) para $t=6000s$.

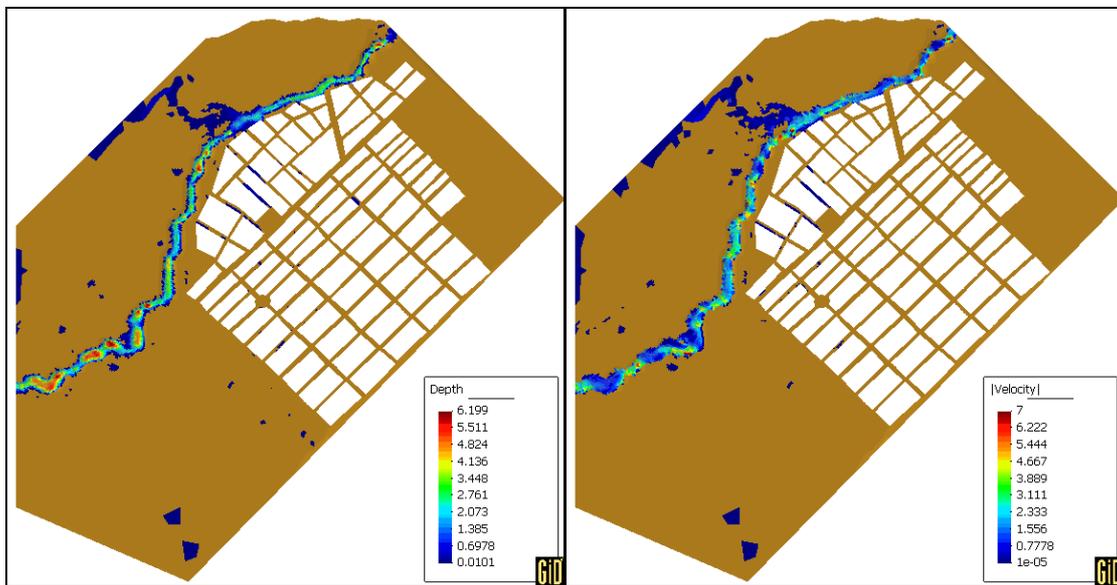


Figura 8.57 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) para $t=7000s$.

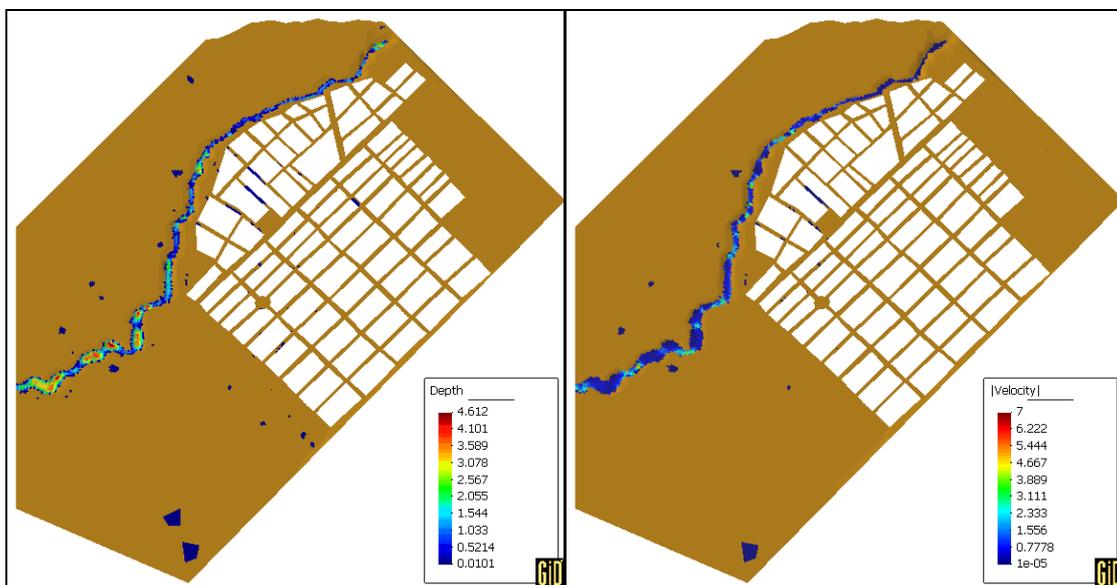


Figura 8.58 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) para $t=8000s$.



Figura 8.59 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) para $t=10000$ s.

8.7. Tramo final del río Llobregat entre Martorell y el mar

También como validación del proyecto RAMFLOOD se ha simulado la propagación de una avenida por el tramo final del río Llobregat. Para ello se ha considerado el tramo de río comprendido entre la confluencia del Llobregat con la riera de Rubí y el mar. Ello representa unos 21 km de longitud de río y unos 30 km² de posible área inundable.

Debido a la gran longitud a estudiar, se decidió realizar una modelación integrada en una y dos dimensiones, estudiando en una dimensión aquellas zonas donde el flujo se acerca más a la hipótesis de unidimensionalidad, y en dos dimensiones el resto de área. De esta manera, se dividió el tramo en cuatro partes. El tramo aguas arriba, encajado entre la Autovía del Baix Llobregat y la Autopista A-7 se estudia en una dimensión. Desde que la Autovía cruza el río hasta el meandro de Sant Boi se estudia en dos dimensiones. De allí hasta el puente de la Autovía de Castelldefels se considera el cauce en una dimensión y la llanura de inundación derecha en dos, y finalmente, el tramo final se modela en una dimensión siguiendo el trazado actual (río desviado) (Figura 8.60).

De esta manera, habrá conexiones entre zonas 1D y 2D según la dirección del eje del río, pero también, en el tercer tramo de los mencionados, conexión entre un tramo 1D y una llanura de inundación 2D por desbordamiento lateral.

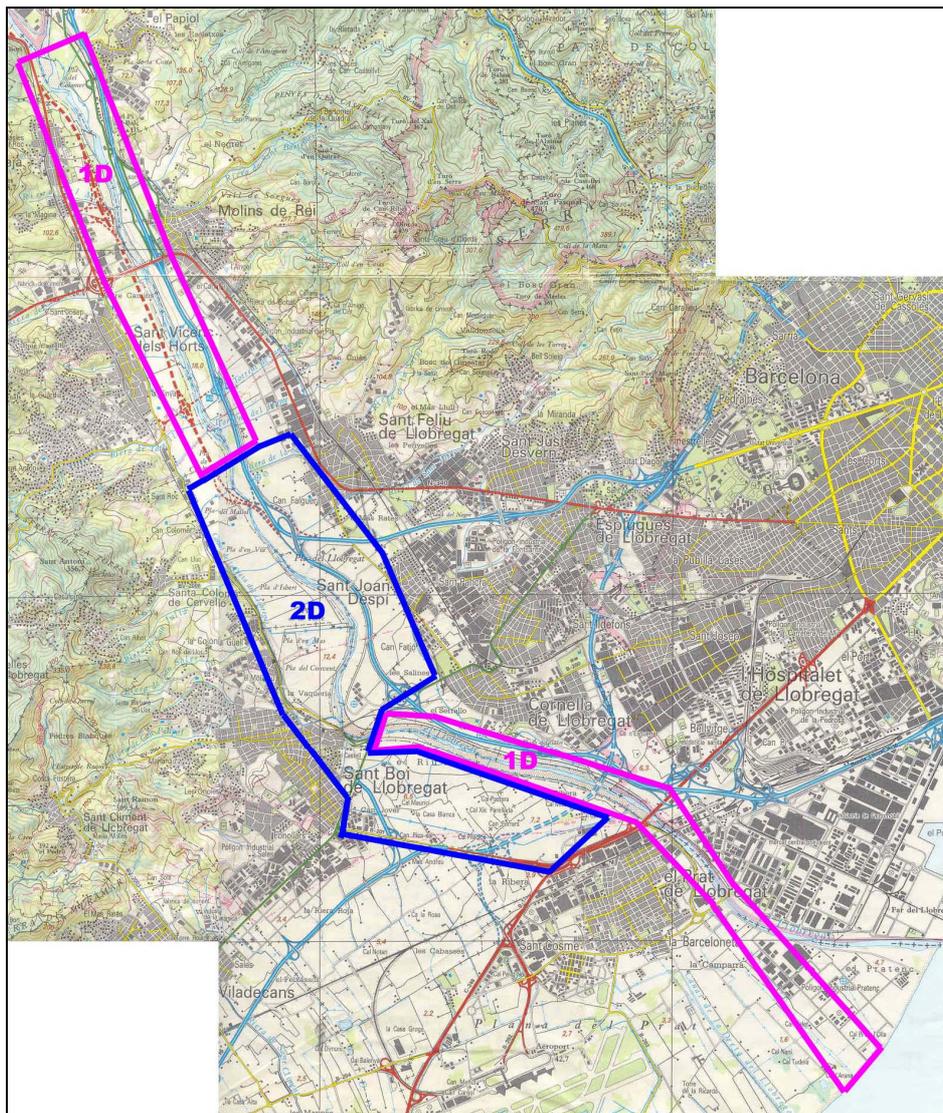


Figura 8.60 Tramo final del río Llobregat. Zona de estudio y división en aproximación 1D y 2D.

A partir de la información topográfica en formato digital ASCII de Arc/Info, se importó la geometría a la interface Gid y se generó una malla global (Figura 8.61, Figura 8.62, Figura 8.63, Figura 8.64 y Figura 8.65). Las secciones para el cálculo unidimensional se obtuvieron mediante cortes de la malla anterior. El primer tramo 1D se ha discretizado mediante 143 secciones transversales (Figura 8.66), mientras que para el segundo se han utilizado 164 (Figura 8.67). La zona 2D está formada por 13480 cuadriláteros (Figura 8.68). Las primeras 42 secciones transversales del segundo tramo 1D pueden desbordar por su margen derecha hacia la llanura de inundación, discretizada en dos dimensiones (Figura 8.69).

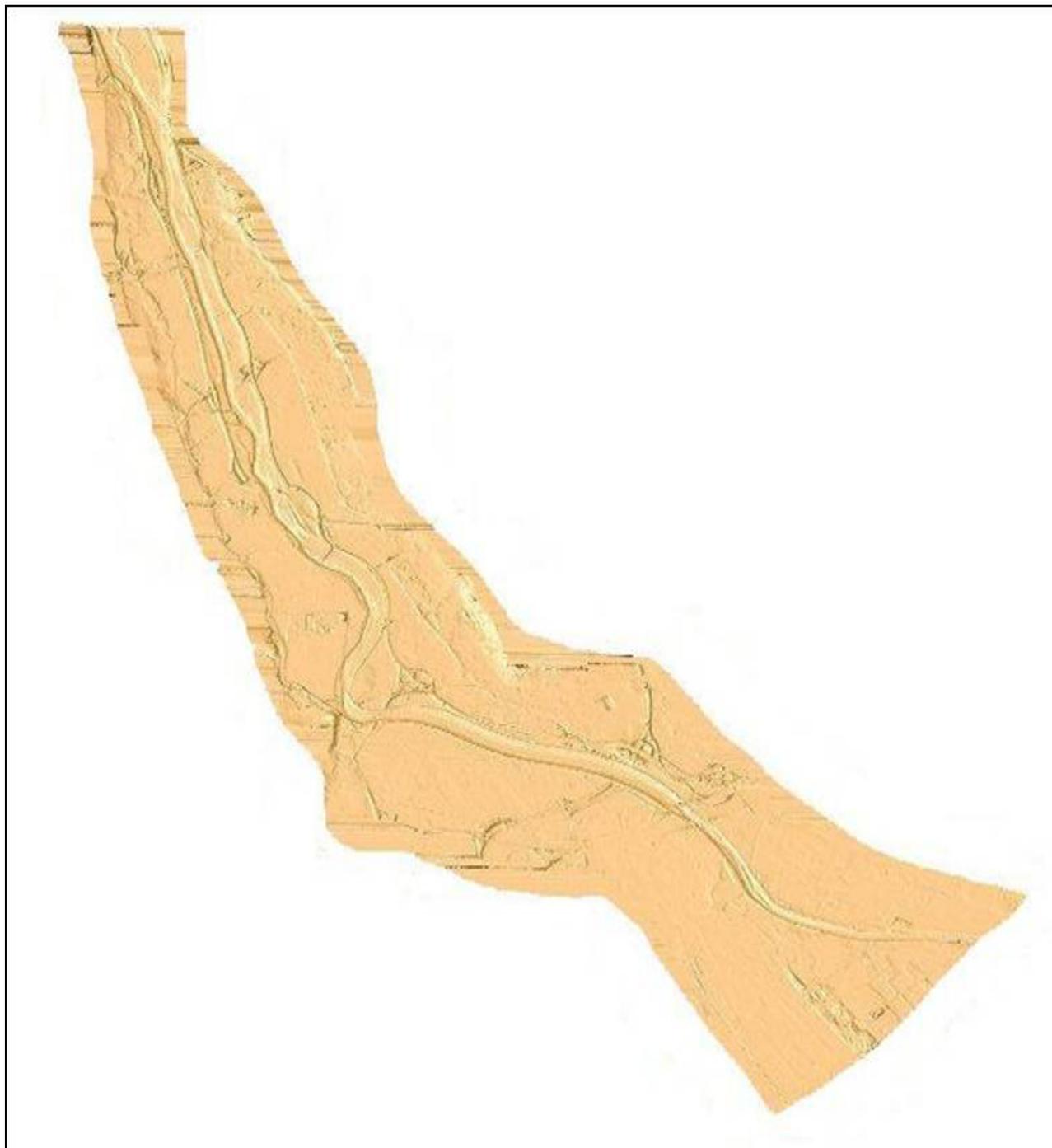


Figura 8.61 Importación en Gid del Tramo final del río Llobregat.



Figura 8.62 Importación en Gid del Tramo final del río Llobregat. Parte 1.



Figura 8.63 Importación en Gid del Tramo final del río Llobregat. Parte 2

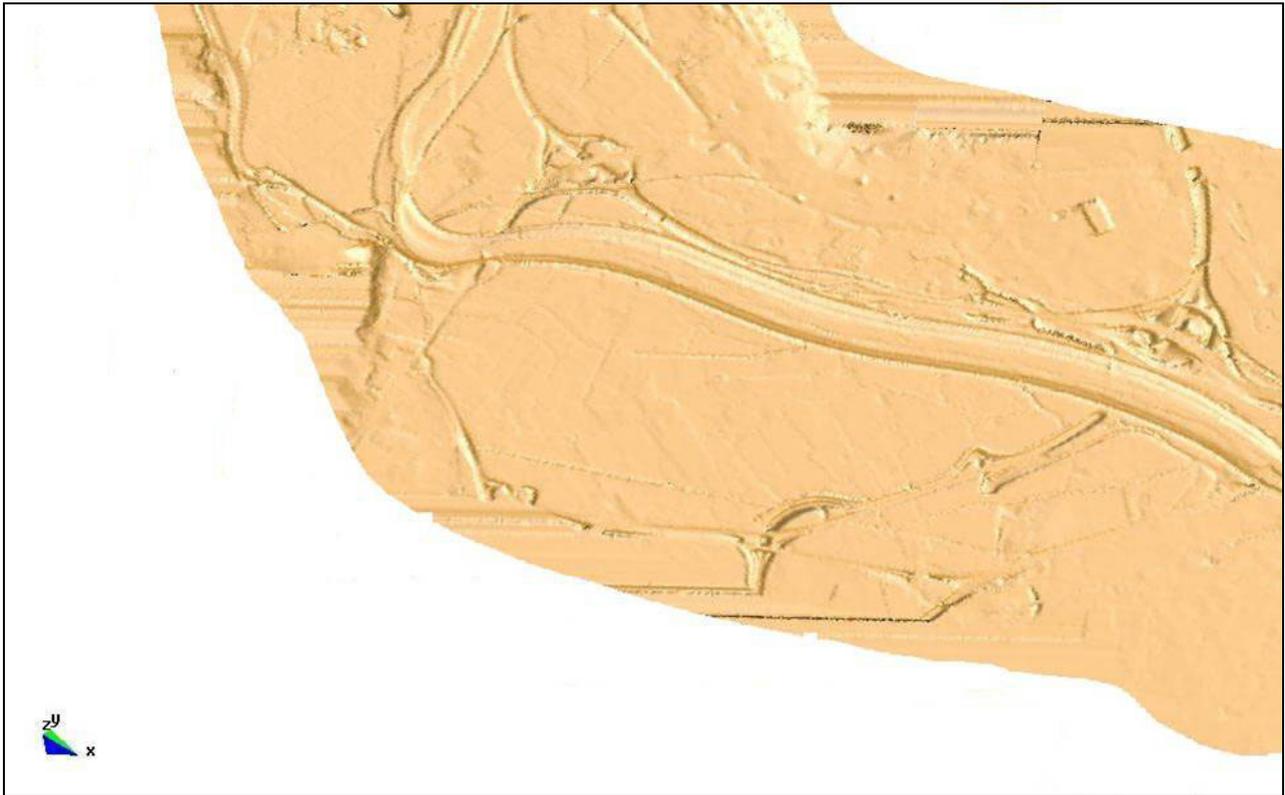


Figura 8.64 Importación en Gid del Tramo final del río Llobregat. Parte 3.



Figura 8.65 Importación en Gid del Tramo final del río Llobregat. Parte 4.

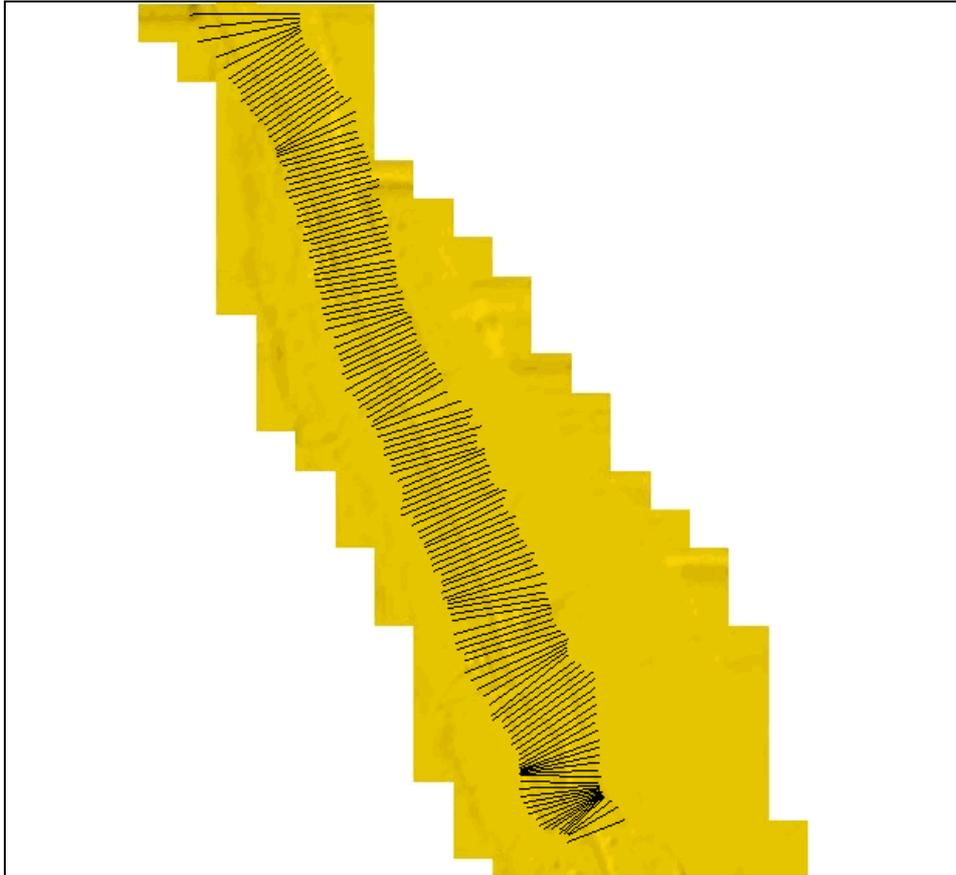


Figura 8.66 Secciones transversales del primer tramo 1D.

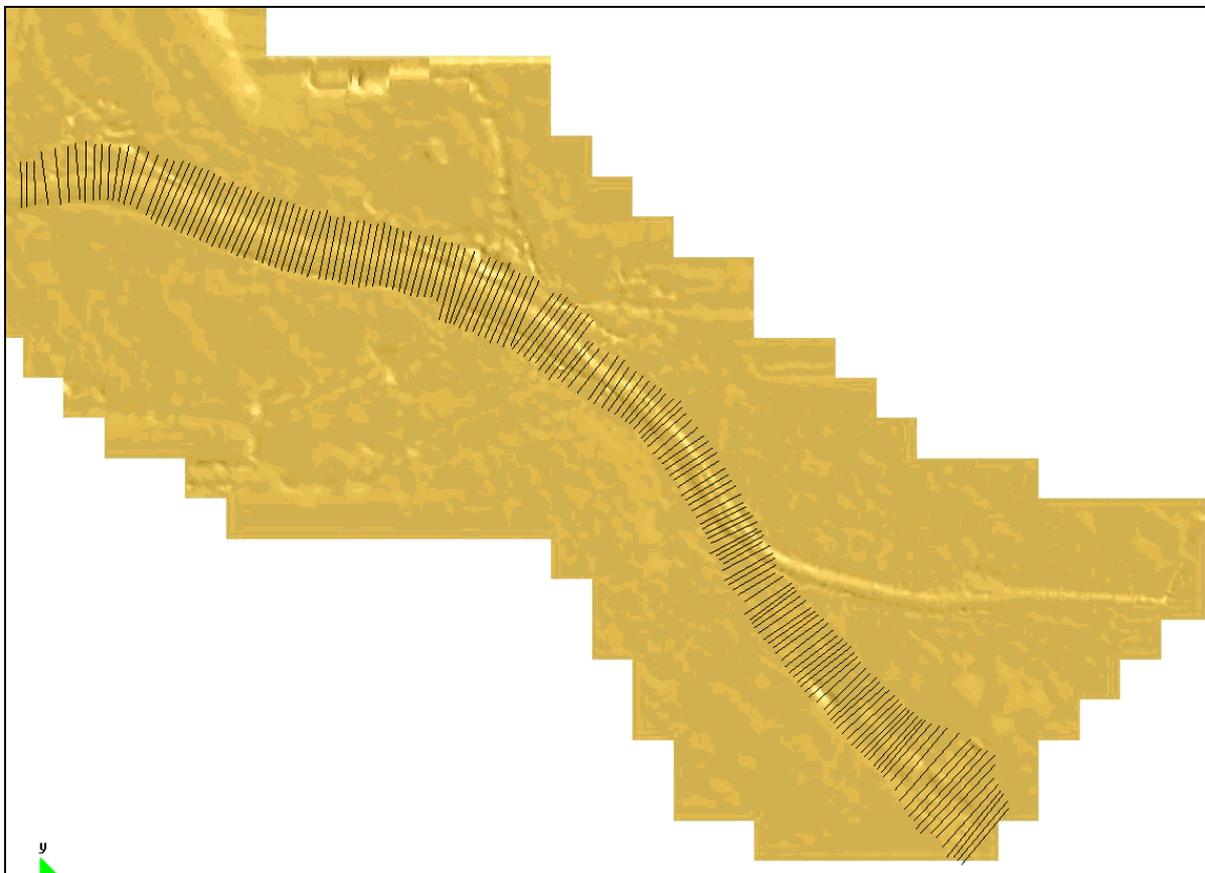


Figura 8.67 Secciones transversales del segundo tramo 1D. Se puede observar el antiguo cauce del río Llobregat.

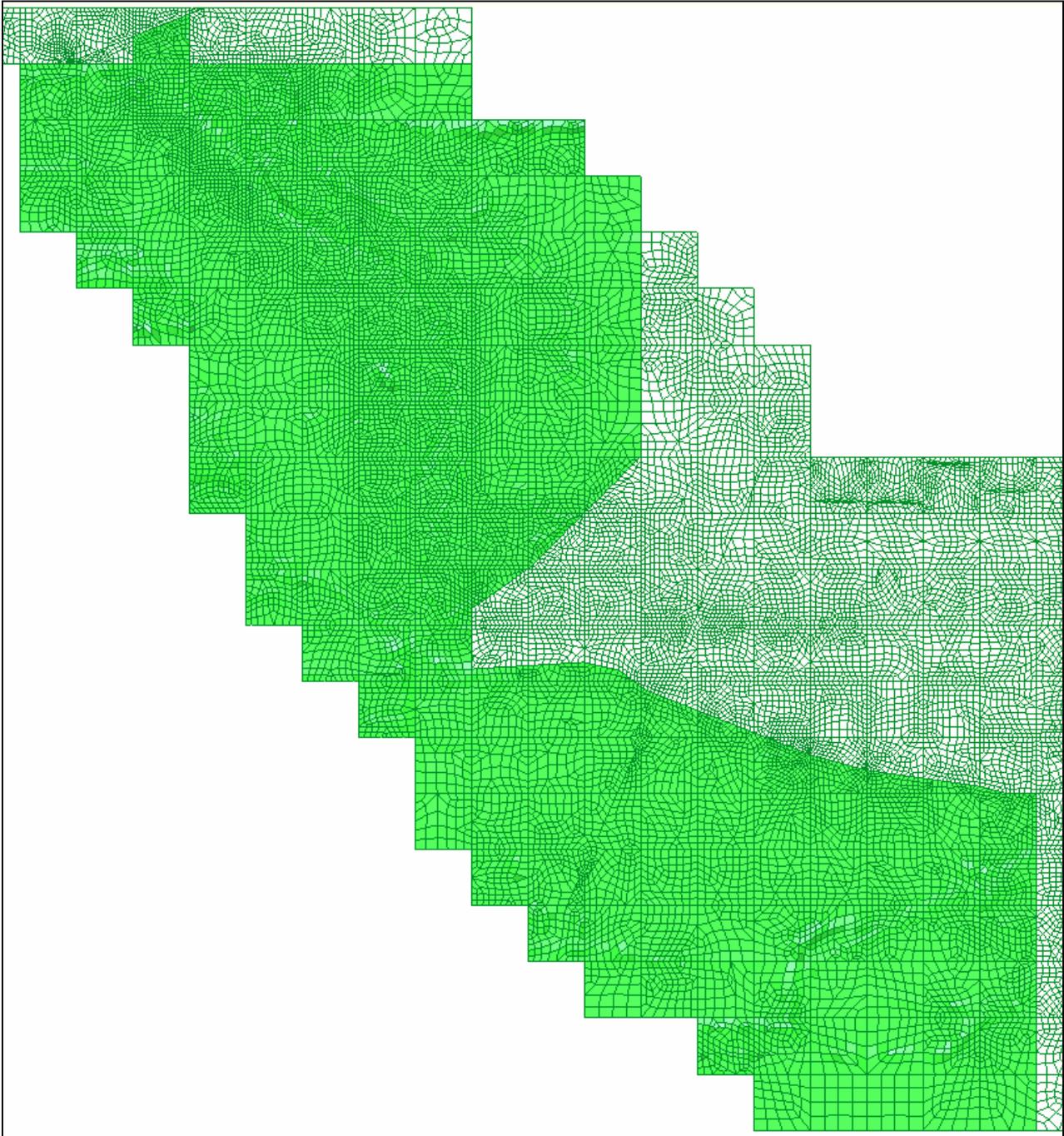


Figura 8.68 Malla de cálculo del tramo 2D (color oscuro).



Figura 8.69 Discretización del tramo de estudio. Disposición relativa entre los tramos 1D y la zona 2D.

Como condición de contorno, aguas arriba del primer tramo 1D se impone el caudal de entrada (una sola condición para funcionar en régimen lento). En el extremo aguas abajo se impone como condición de contorno el máximo entre la cota correspondiente al nivel del mar y el calado crítico, ya que para caudales grandes la desembocadura al mar tiene lugar en régimen crítico.

Los resultados de la simulación que se presentan corresponden a un hidrograma de avenida en forma de trapecio, con un caudal punta de $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ y un tiempo base de 3 horas. En la Figura 8.70 y Figura 8.71 se presentan respectivamente los hidrogramas y limnigramas en una serie de secciones del río del primer tramo 1D, mientras que los de la Figura 8.73 y Figura 8.74 corresponden al segundo tramo 1D. El hidrograma de caudal de transferencia entre río y llanura se puede ver en la Figura 8.72.

De la *Figura 8.75* a la *Figura 8.82* se presentan los calados y velocidades en el dominio 2D en distintos instantes de tiempo. Entre ellas, en la *Figura 8.78* se observa el inicio del desbordamiento lateral del cauce central por su margen derecha.

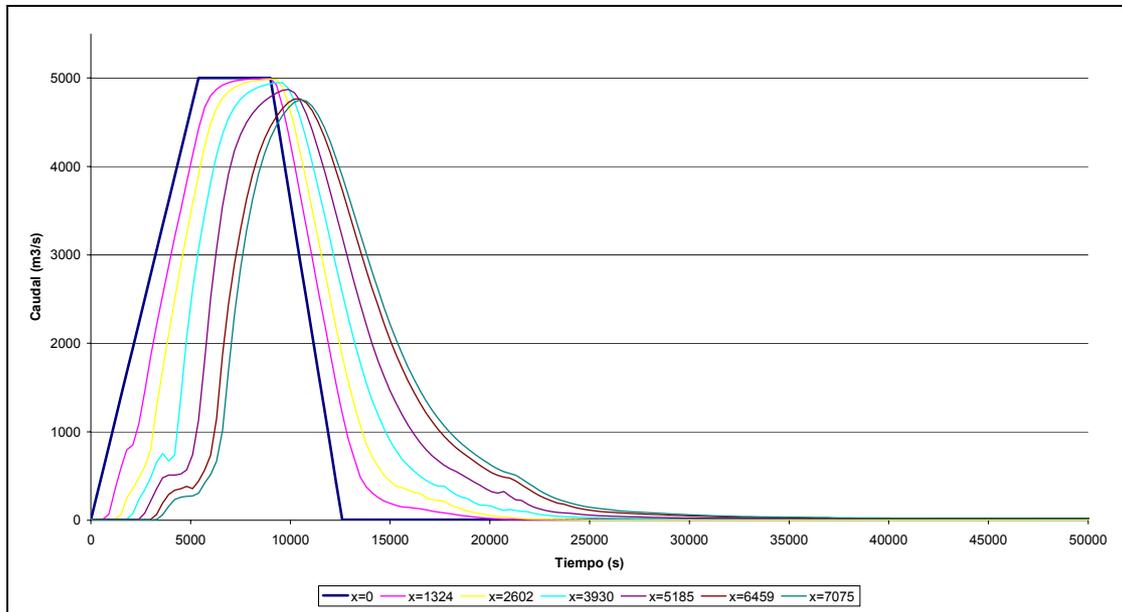


Figura 8.70 Hidrogramas en distintas secciones del primer tramo 1D.

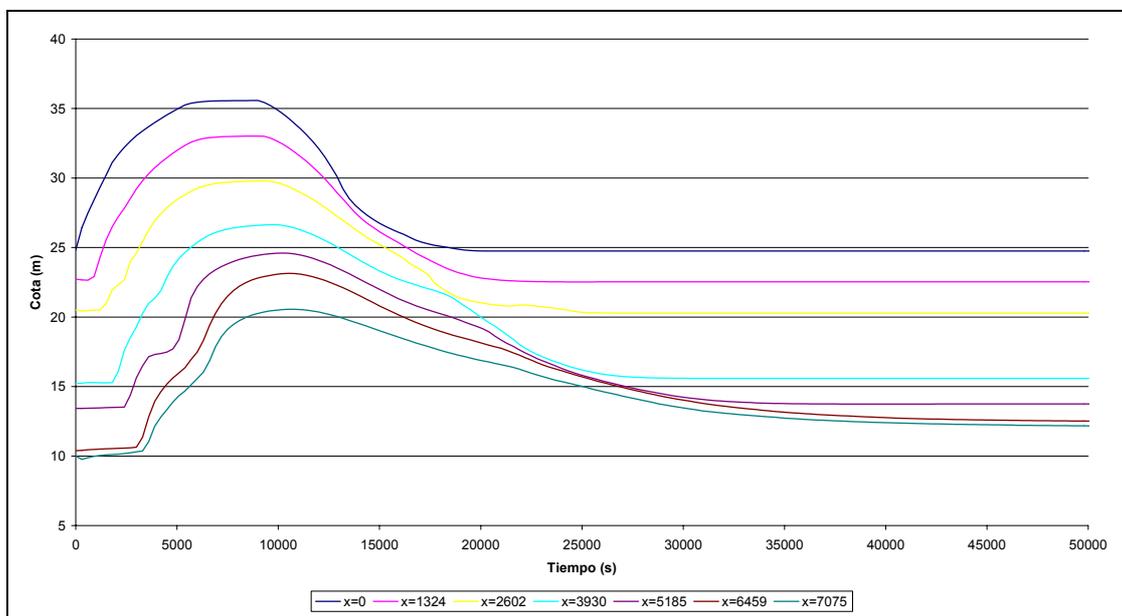


Figura 8.71 Limnigramas en distintas secciones del primer tramo 1D.

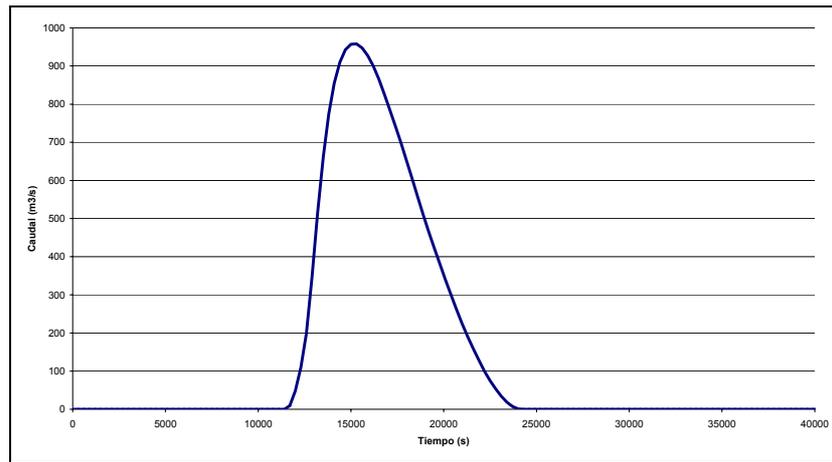


Figura 8.72 Hidrograma de caudal de desbordamiento entre el segundo tramo 1D y la llanura de inundación.

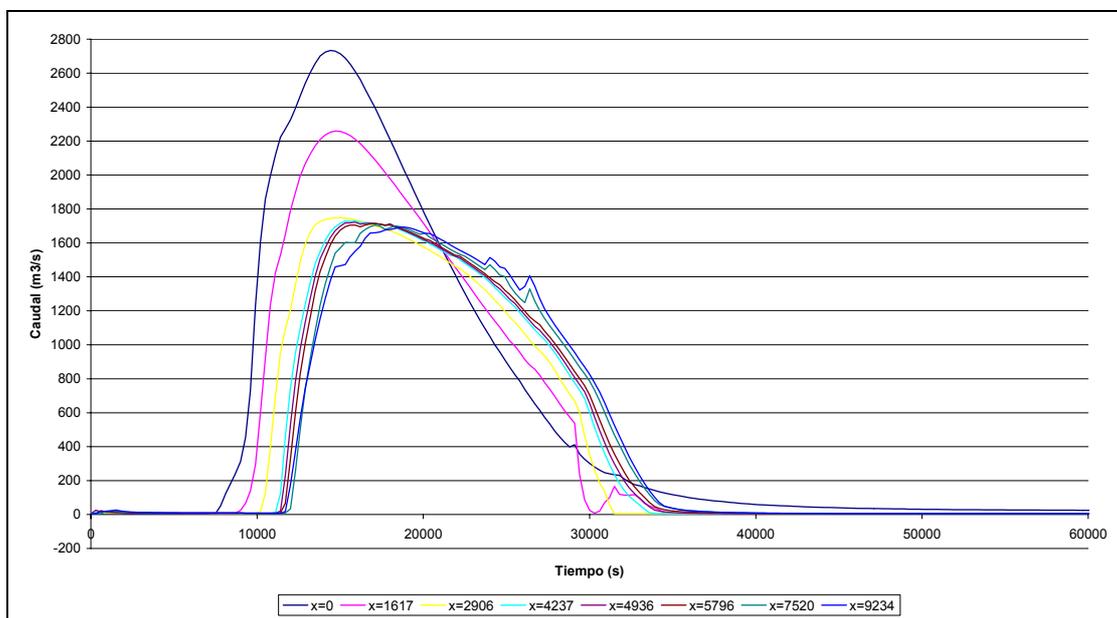


Figura 8.73 Hidrogramas en distintas secciones del segundo tramo 1D.

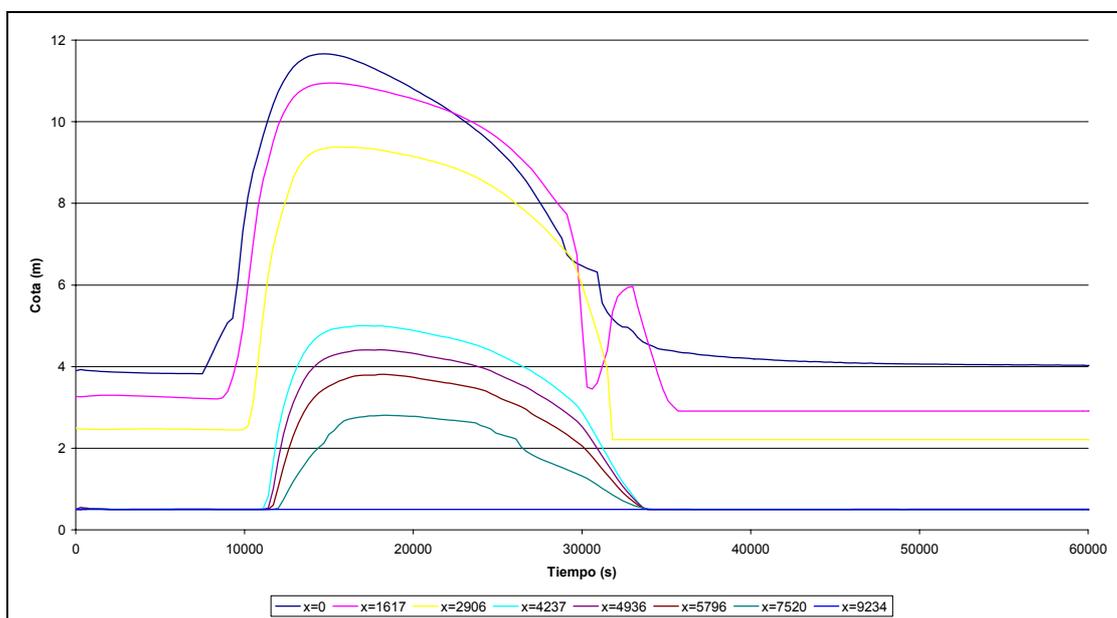


Figura 8.74 Linnigramas en distintas secciones del segundo tramo 1D.

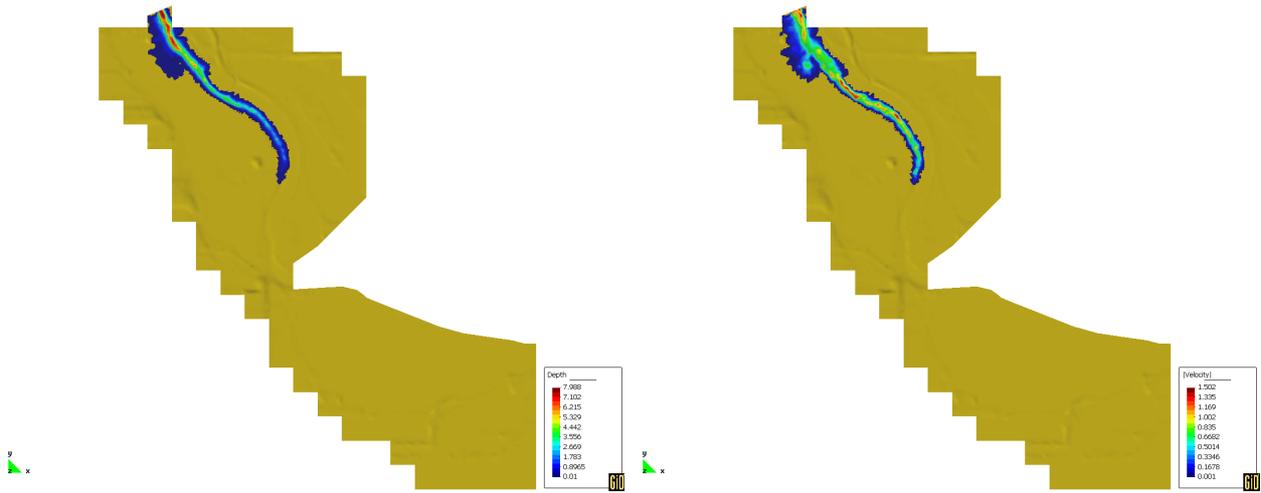


Figura 8.75 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) en el instante 6300s

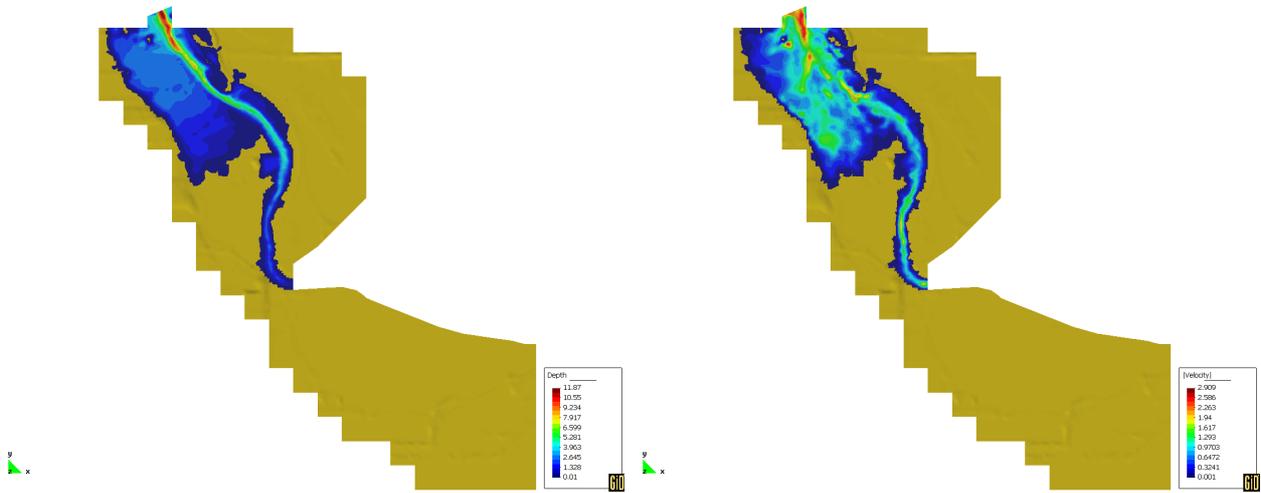


Figura 8.76 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) en el instante 8100s

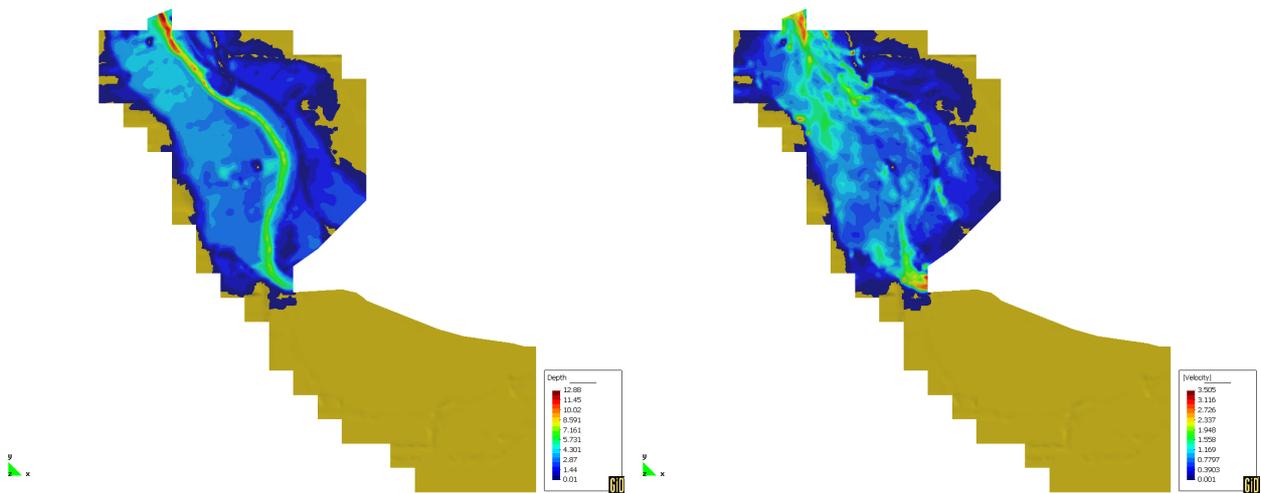


Figura 8.77 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) en el instante 11400s

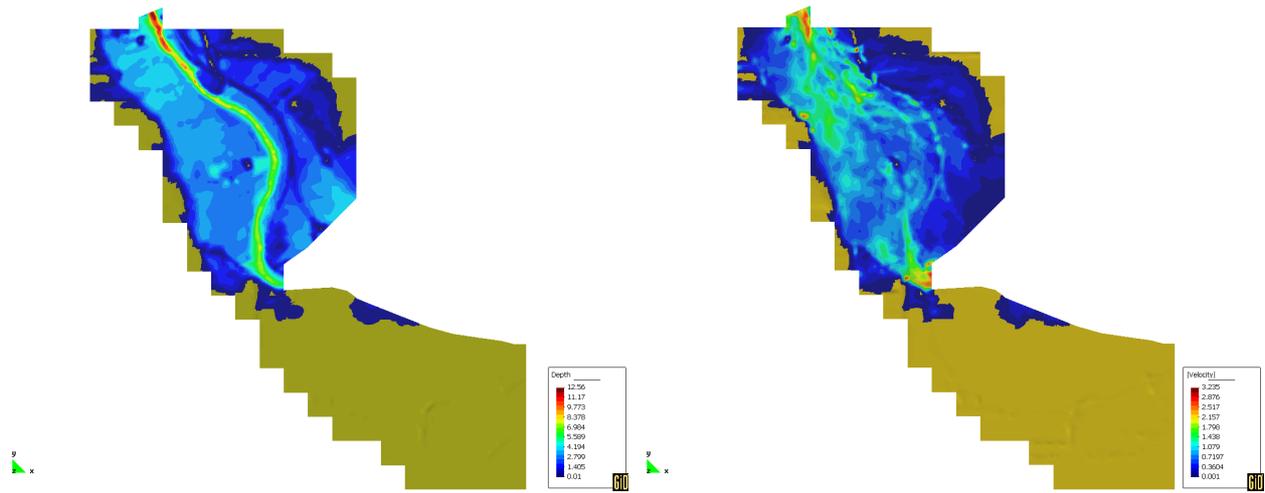


Figura 8.78 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) en el instante 12300s

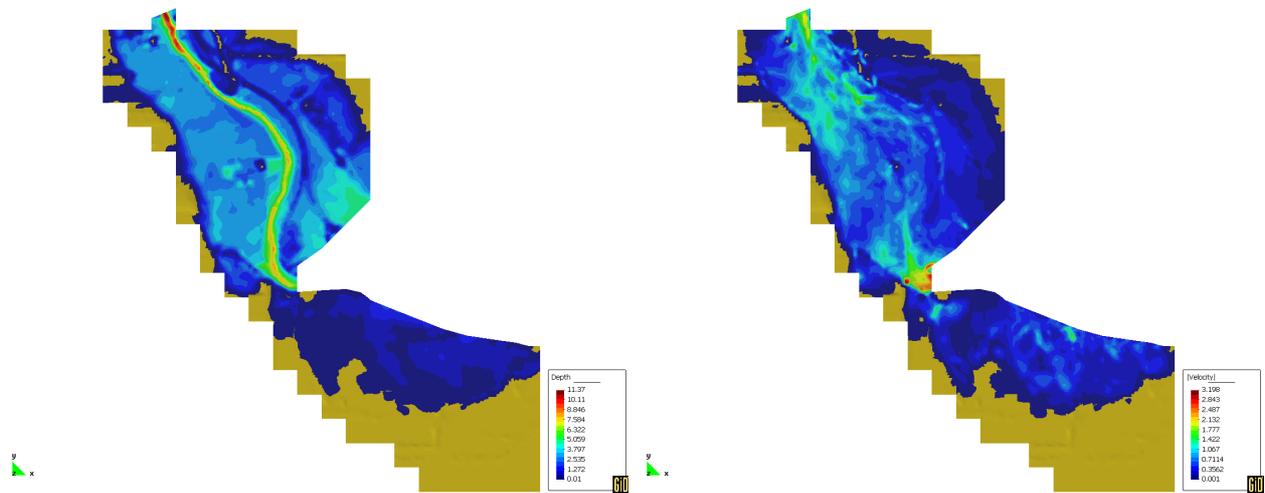


Figura 8.79 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) en el instante 14400s

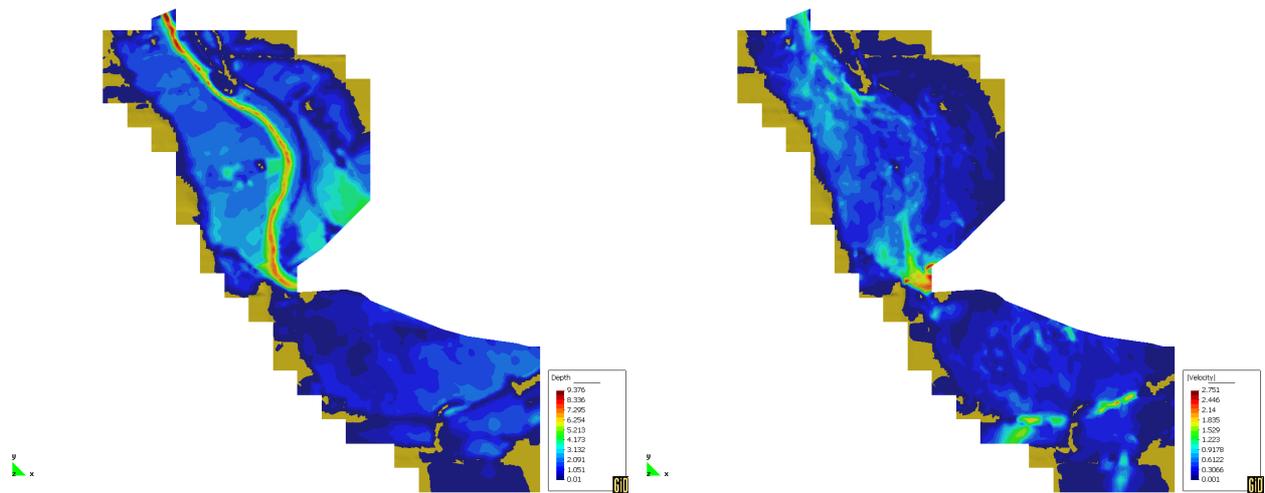


Figura 8.80 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) en el instante 18000s

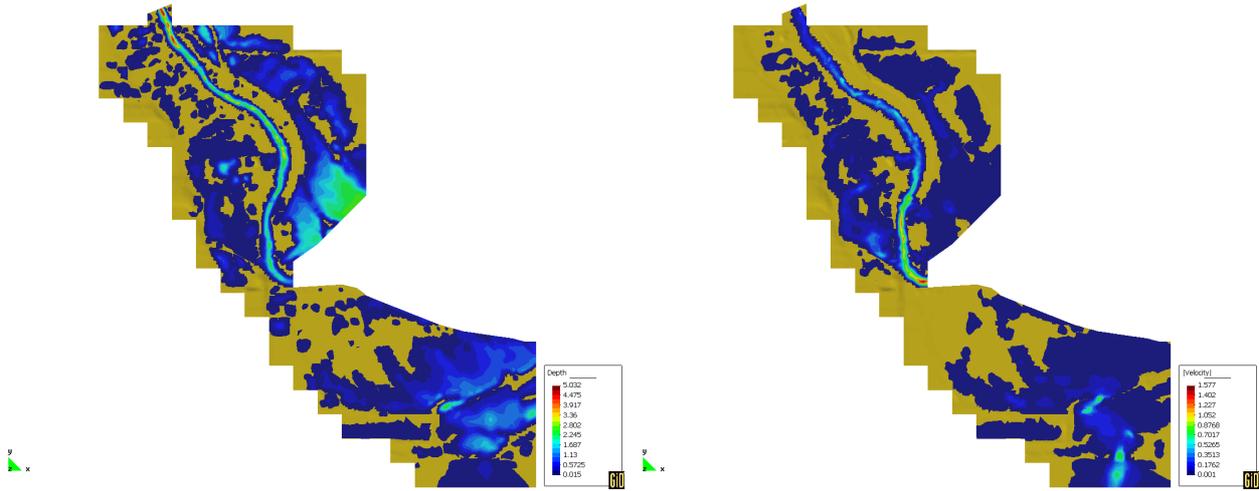


Figura 8.81 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) en el instante 32700s

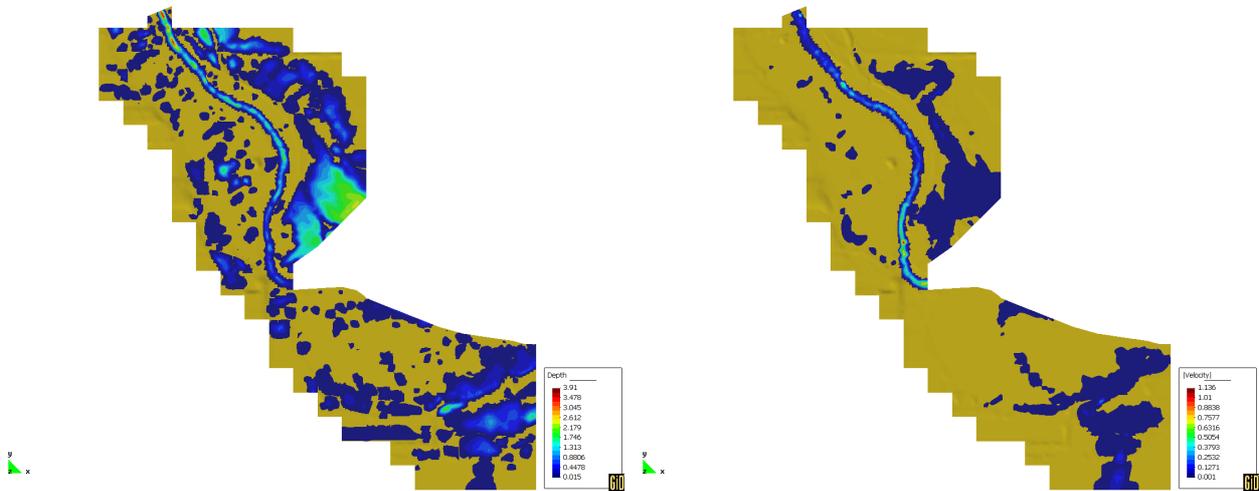


Figura 8.82 Calados (izquierda) y velocidades (derecha) en el instante 60600s

