



**Universidad**  
Zaragoza

# Trabajo Fin de Grado

Simulación de avenidas en el río Ebro con una  
herramienta de cálculo en la nube

Autor/es

Samuel Cabrejas Melero

Director/es

Mario Morales Hernández  
Pilar Brufau García

Escuela de Ingeniería y Arquitectura  
2018





**DECLARACIÓN DE  
AUTORÍA Y ORIGINALIDAD**

(Este documento debe acompañar al Trabajo Fin de Grado (TFG)/Trabajo Fin de Máster (TFM) cuando sea depositado para su evaluación).

D./D<sup>a</sup>. Samuel Cabrejas Melero

con nº de DNI 78758840-D en aplicación de lo dispuesto en el art. 14 (Derechos de autor) del Acuerdo de 11 de septiembre de 2014, del Consejo de Gobierno, por el que se aprueba el Reglamento de los TFG y TFM de la Universidad de Zaragoza,

Declaro que el presente Trabajo de Fin de (Grado/Máster) Grado en Ingeniería Mecánica, (Título del Trabajo)

Simulación de avenidas en el río Ebro con una herramienta de cálculo en la nube

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

es de mi autoría y es original, no habiéndose utilizado fuente sin ser citada debidamente.

Zaragoza, 29 de Enero de 2018

Fdo: Samuel Cabrejas Melero



---

## Resumen

La simulación numérica del riesgo de inundaciones es actualmente un ejemplo de proceso de cálculo intensivo. Muchas organizaciones, incluidas las administraciones públicas y las consultoras de ingeniería requieren cada vez más el uso de estas herramientas de cálculo. La forma de conseguir realizar este tipo de cálculos pasa por comprar ordenadores muy potentes o estaciones de trabajo. Si el uso es esporádico y con plazos de entrega ajustados el uso del cálculo en la nube se muestra como una alternativa útil en el binomio coste-resultado. Permite al usuario realizar cálculos en una máquina virtual como una utilidad en lugar de tener que comprar y mantener una infraestructura de cálculo. Funciona como una aplicación en la que el usuario sólo tiene que introducir unos datos de partida y unos parámetros de cálculo y después del cálculo numérico puede visualizar y analizar los resultados obtenidos. En este trabajo se han simulado eventos pasados ocurridos en el río Ebro usando un modelo de aproximación 1D gratuito desarrollado por el Grupo de Hidráulica Computacional (<http://ghc.unizar.es>) del área de Mecánica de Fluidos (Universidad de Zaragoza) denominado Canalflowmodel (<http://www.canalflowmodel.net/beta>) accesible desde cualquier ordenador que disponga de conexión a internet. La herramienta se diseñó para la simulación del flujo en canales y con este trabajo se busca ampliar su aplicación al flujo en ríos calibrando los resultados con medidas observadas y resultados obtenidos de un modelo de simulación 2D.

---

## Abstract

Flood risk modelling is nowadays an example of intensive computational processing. Such calculations are increasingly required by a great range of organizations including local government and engineering consultancies. The way of reaching these computations is buying work stations or powerful computers. If the use is sporadic and with tight deadlines then the use of cloud computing could provide a useful cost-effective alternative. It enables a user to carry out computations in a virtual machine as a utility rather than having to buy and maintain computing infrastructures. It works as an application in which the user only introduces input data and computation parameters and after the calculation numerical results can be observed and analyzed. Here, some past flood events in the Ebro river have been simulated with a cloud computing free 1D software named canalflowmodel (<http://www.canalflowmodel.net/beta>) developed by the Computational Hydraulics Group (<http://ghc.unizar.es>) in the Fluid Mechanics Department (Universidad de Zaragoza), accessible from any computer with internet connection. The computational software was first designed for channel flow modelling but in this work we are trying to extend its application to river flow simulation comparing the results with measurements and numerical solutions obtained with a 2D model.

# Índice general

---

<b>1. Introducción</b>	<b>17</b>
<b>2. Elaboración de los datos de partida para las simulaciones</b>	<b>21</b>
2.1. Modelo digital de terreno	21
2.2. Coeficientes de rozamiento	22
2.3. Condiciones iniciales	23
2.4. Condiciones de contorno	23
<b>3. Análisis de la avenida del 2015</b>	<b>24</b>
3.1. Avenida 2015 en Canalfowmodel	24
3.2. Resultados numéricos	27
3.2.1. Tudela	28
3.2.2. Novillas	31
3.2.3. Alagón	34
<b>4. Conclusiones</b>	<b>37</b>
<b>Bibliografía</b>	<b>39</b>
<b>A. Modelo de ecuaciones del flujo de superficie libre 1D</b>	<b>41</b>
<b>B. Software de cálculo en la nube: Canalfowmodel</b>	<b>45</b>
B.1. Paso I - Pre-proceso	46
B.1.1. Geometría	46
B.1.2. Condiciones iniciales	47
B.1.3. Condiciones de Contorno	47
B.1.4. Parámetros de simulación	49
B.2. Paso II - Cálculo	49
B.3. Paso III - Post-proceso	50

<b>C. Casos prácticos de introducción a Canalflomodel</b>	<b>52</b>
C.1. Canal recto de sección constante	52
C.1.1. Caso 1: canal con pendiente	53
C.1.2. Caso 2: canal con pendiente y fricción	56
C.1.3. Caso 3: canal con pendiente y fricción en el que se introduce un hidrograma a la entrada	58
C.2. Canal con variaciones de anchura	60
C.2.1. Caso 4: canal sin pendiente y con fricción	60
C.2.2. Caso 5: canal sin pendiente, con fricción y condición inicial de nivel superficial constante	65
C.2.3. Caso 6: canal sin pendiente, con fricción y condición inicial de calado constante	68
C.2.4. Caso 7: canal sin pendiente, con fricción en el que se introduce un hidrograma a la entrada	71
<b>D. Descripción del caso de estudio y preparación de datos</b>	<b>74</b>
D.1. La cuenca del río Ebro	74
D.2. Análisis de avenidas históricas importantes en el río Ebro	75
D.2.1. Avenida de 1961	76
D.2.2. Avenida del 2003	77
D.2.3. Avenida del 2007	77
D.2.4. Avenida del 2015	78
D.3. Preparación de datos	81
<b>E. Resultados numéricos</b>	<b>83</b>
E.1. Avenida del 2014	83
E.1.1. Tudela	84
E.1.2. Novillas	88
E.1.3. Alagón	92
E.2. Avenida de junio del 2013	96
E.2.1. Tudela	97
E.2.2. Novillas	101
E.2.3. Alagón	105
E.3. Avenida de febrero de 2013	109
E.3.1. Tudela	110
E.3.2. Novillas	114
E.3.3. Alagón	118
E.4. Avenida 2010	122
E.4.1. Tudela	123



E.4.2. Novillas	127
E.4.3. Alagón	131
E.5. Avenida 2009	135
E.5.1. Tudela	136
E.5.2. Novillas	140
E.5.3. Alagón	144
E.6. Avenida 2008	148
E.6.1. Tudela	148
E.6.2. Novillas	153
E.6.3. Alagón	157
<b>F. Análisis de la modelización del terreno y su influencia sobre las simula-</b>	
<b>ciones</b>	<b>162</b>
F.1. Definición de los escenarios de modelización del terreno 1D	162
F.2. Resultados numéricos obtenidos para la avenida del 2008 comparando di-	
ferentes modelizaciones del terreno	167
F.2.1. Tudela	167
F.2.2. Novillas	171
F.2.3. Alagón	175
F.3. Conclusiones	179
<b>G. Análisis del tiempo de simulación frente a la duración de los hidrogra-</b>	
<b>mas</b>	<b>180</b>

# Índice de figuras

---

1.1. Porcentajes de agua salada y dulce en nuestro planeta. . . . .	17
1.2. Representación gráfica de la forma de trabajar con <i>cloud computing</i> . . . . .	19
1.3. Tipos de nubes en cloud computing. . . . .	20
2.1. Proceso de generación del cauce del río. . . . .	21
2.2. Detalle de secciones transversales al cauce generadas para la simulación 1D. . . . .	22
3.1. Evolución del caudal en función del tiempo: en morado el caudal de entrada y en verde el de salida. . . . .	25
3.2. Evolución del paso de tiempo y error en masa del cálculo. . . . .	25
3.3. Perfil longitudinal del tramo del río en $t = 10s$ . . . . .	25
3.4. Perfil longitudinal del tramo del río en $t = 500s$ . . . . .	26
3.5. Evolución del nivel superficial y caudal en $x = 615667,7m$ . . . . .	26
3.6. Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón de Ebro en la avenida de 2015. . . . .	27
3.7. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ en Tudela. . . . .	28
3.8. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ en Tudela. . . . .	29
3.9. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ en Tudela. . . . .	30
3.10. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ en Novillas. . . . .	31
3.11. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ en Novillas. . . . .	32
3.12. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ en Novillas. . . . .	33
3.13. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ en Alagón. . . . .	34

3.14. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ en Alagón.	35
3.15. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ en Alagón.	35
A.1. Vista general del flujo en un cauce delimitado por las secciones $x_1$ y $x_2$ y sistema de coordenadas utilizado.	41
A.2. Variables principales que definen el flujo en una sección transversal al cauce: A área mojada, h calado, B anchura.	42
A.3. Variables de integración en la sección transversal $x_1$ : $\eta$ coordenada vertical, $\sigma$ anchura.	43
B.1. Menú de entrada a la herramienta de simulación Canalfowmodel.	46
B.2. Opciones posibles en el menú de condiciones iniciales de Canalfowmodel.	47
B.3. Opciones que muestra el menú de condiciones de contorno aguas arriba de Canalfowmodel.	48
B.4. Opciones que muestra el menú de condiciones de contorno aguas abajo de Canalfowmodel.	48
B.5. Menú en el que se definen los parámetros de simulación en Canalfowmodel.	49
B.6. Pantalla de visualización del cálculo en Canalfowmodel. Evolución temporal de: caudal aguas arriba y aguas abajo (gráfico superior), paso de tiempo (inferior izquierda) y error de masa (inferior derecha).	50
B.7. Pantalla de visualización de resultados de perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y caudal (derecha) en un instante de tiempo dado.	51
B.8. Pantalla de visualización de resultados de evolución temporal de las variables que intervienen en el cálculo (calado, caudal, velocidad, área, nivel, número de Froude) en algún punto del dominio, según el que se seleccione.	51
C.1. Sección transversal del canal de geometría rectangular.	52
C.2. Vista en planta del canal recto de longitud 100m.	53
C.3. Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 1.	54
C.4. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 50s$ en el caso 1.	54
C.5. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 100s$ en el caso 1.	55
C.6. Evolución temporal del caudal (verde) y del nivel superficial (azul) en una sonda situada en $x = 100m$ el caso 1.	55

C.7. Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 2.	56
C.8. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 500s$ en el caso 2.	57
C.9. Evolución temporal del caudal (verde) y del nivel superficial (azul) en una sonda situada en $x = 100m$ en el caso 2.	57
C.10. Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 3.	58
C.11. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 500s$ en el caso 3.	59
C.12. Evolución temporal del caudal (verde) y del nivel superficial (azul) en una sonda situada en $x = 100m$ en el caso 3.	59
C.13. Sección 1 transversal del canal de geometría variable.	60
C.14. Sección 4 transversal del canal de geometría variable.	60
C.15. Vista en planta del canal de geometría variable de longitud 1500m.	61
C.16. Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 4.	62
C.17. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 0s$ en el caso 4.	62
C.18. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 100s$ en el caso 4.	63
C.19. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 500s$ en el caso 4.	63
C.20. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 1000s$ en el caso 4.	63
C.21. Evolución temporal del caudal (verde) y del nivel superficial (azul) en una sonda situada en $x = 1000m$ en el caso 4.	64
C.22. Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 5.	65
C.23. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 0s$ en el caso 5.	66
C.24. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 50s$ en el caso 5.	66

C.25. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 100s$ en el caso 5. . . . .	66
C.26. Evolución temporal del nivel superficial en una sonda situada en $x = 1000m$ en el caso 5. . . . .	67
C.27. Evolución temporal del caudal en una sonda situada en $x = 1000m$ en el caso 5. . . . .	67
C.28. Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 6. . . . .	68
C.29. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 50s$ en el caso 6. . . . .	69
C.30. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 100s$ en el caso 6. . . . .	69
C.31. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 150s$ en el caso 6. . . . .	69
C.32. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 250s$ en el caso 6. . . . .	70
C.33. Evolución temporal del caudal (verde) y del nivel superficial (azul) en una sonda situada en $x = 1000m$ en el caso 6. . . . .	70
C.34. Hidrograma de caudal impuesto en la entrada al canal en el caso 7. . . . .	71
C.35. Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 7. . . . .	72
C.36. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 0s$ en el caso 7. . . . .	72
C.37. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 500s$ en el caso 7. . . . .	73
C.38. Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en $t = 1000s$ en el caso 7. . . . .	73
C.39. Evolución temporal del caudal (verde) y del nivel superficial (azul) en una sonda situada en $x = 1000m$ en el caso 7. . . . .	73
D.1. Localización de las estaciones de aforo distribuidas en toda la cuenca, con datos en tiempo real. Imagen obtenida de la CHE el 25 de octubre de 2017 a las 13:46 horas. . . . .	75
D.2. Imagen de la inundación de 1961 a su paso por el puente de Piedra en Zaragoza. [13] . . . . .	76
D.3. Imagen aérea del Galacho de Juslibol originado a partir de la inundación de 1961. . . . .	77

D.4. Imagen de la inundación de 2003 a su paso por Zaragoza. [15]	78
D.5. Imagen de la inundación de 2007 a su paso por Zaragoza. [15]	78
D.6. Mapa de precipitaciones en la cuenca del Ebro.	79
D.7. Imagen captada desde el satélite Landsat 8 el 3/3/2015 de la inundación del 2015 a su paso por Zaragoza [15].	80
D.8. Mapa 2D del tramo simulado en este trabajo: desde Castejón de Ebro hasta Zaragoza pasando por las localidades de Tudela, Novillas y Alagón entre otras.	81
E.1. Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón de Ebro en la avenida de 2014.	84
E.2. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ .	85
E.3. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ .	86
E.4. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	87
E.5. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ .	89
E.6. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ .	90
E.7. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	91
E.8. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ .	93
E.9. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ .	94
E.10. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	95
E.11. Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón de Ebro en la avenida de junio de 2013.	96
E.12. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ .	98
E.13. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ .	99
E.14. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	100
E.15. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ .	102

E.16. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ .	103
E.17. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	104
E.18. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ .	106
E.19. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ .	107
E.20. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	108
E.21. Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón de Ebro en la avenida de febrero de 2013.	109
E.22. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ .	111
E.23. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ .	112
E.24. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	113
E.25. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ .	115
E.26. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ .	116
E.27. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	117
E.28. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ .	119
E.29. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ .	120
E.30. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	121
E.31. Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón en la avenida de 2010.	122
E.32. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ .	124
E.33. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ .	125
E.34. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	126

E.35. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL =$	
0,9.	128
E.36. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL =$	
0,5.	129
E.37. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b)	
436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	130
E.38. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL =$	
0,9.	132
E.39. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL =$	
0,5.	133
E.40. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b)	
436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	134
E.41. Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón en la avenida de	
2009.	135
E.42. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL =$	
0,9.	137
E.43. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL =$	
0,5.	138
E.44. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b)	
436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	139
E.45. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL =$	
0,9.	141
E.46. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL =$	
0,5.	142
E.47. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b)	
436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	143
E.48. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL =$	
0,9.	145
E.49. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL =$	
0,5.	146
E.50. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b)	
436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	147
E.51. Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón de Ebro en la	
avenida de 2008.	148
E.52. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL =$	
0,9.	150
E.53. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL =$	
0,5.	151



E.54. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	152
E.55. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ .	154
E.56. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ .	155
E.57. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	156
E.58. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,9$ .	158
E.59. Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y $CFL = 0,5$ .	159
E.60. Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con $CFL = 0,9$ .	160
F.1. Vista en planta de las secciones transversales que definen el dominio de simulación de anchura 8000m en las cercanías de Tudela con a) 99 secciones, b) 218 secciones y c) 476 secciones.	163
F.2. Vista en planta de las secciones transversales que definen el dominio de simulación de anchura 8000m en las cercanías de Novillas con a) 99 secciones, b) 218 secciones y c) 476 secciones.	163
F.3. Vista en planta de las secciones transversales que definen el dominio de simulación de anchura 8000m en las cercanías de Alagón con a) 99 secciones, b) 218 secciones y c) 476 secciones.	164
F.4. Vista en planta de las secciones transversales que definen el dominio de simulación de anchura variable de 400m a 2000m en las cercanías de Tudela con a) 99 secciones, b) 218 secciones y c) 476 secciones.	165
F.5. Vista en planta de las secciones transversales que definen el dominio de simulación de anchura variable de 400m a 2000m en las cercanías de Novillas con a) 99 secciones, b) 218 secciones y c) 476 secciones.	165
F.6. Vista en planta de las secciones transversales que definen el dominio de simulación de anchura variable de 400m a 2000m en las cercanías de Alagón con a) 99 secciones, b) 218 secciones y c) 476 secciones.	165
F.7. Vista de la geometría del cauce con anchura 400m en las cercanías de Tudela, generada con: a) 99 secciones, b) 218 secciones, c) 476 secciones.	166
F.8. Vista de la geometría del cauce con anchura 400m en las cercanías de Novillas, generada con: a) 99 secciones, b) 218 secciones, c) 476 secciones.	166
F.9. Vista de la geometría del cauce con anchura 400m en las cercanías de Alagón, generada con: a) 99 secciones, b) 218 secciones, c) 476 secciones.	166

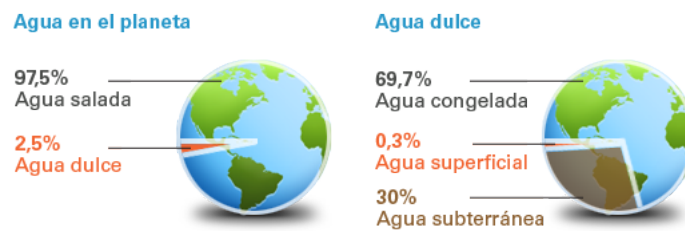
F.10. Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura constante de 8000m en Tudela.	168
F.11. Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura variable entre 400m y 2000m en Tudela.	169
F.12. Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura constante de 400m en Tudela.	170
F.13. Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura constante de 8000m en Novillas.	172
F.14. Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura variable entre 400m y 8000m en Novillas.	173
F.15. Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura constante de 400m en Novillas.	174
F.16. Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura constante de 8000m en Alagón.	176
F.17. Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura variable entre 400m y 8000m en Alagón.	177
F.18. Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura constante de 400m en Alagón.	178
G.1. Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 99 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,5.	181
G.2. Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 218 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,5.	182
G.3. Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 476 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,5.	183
G.4. Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 99 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,9.	185
G.5. Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 218 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,9.	186
G.6. Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 476 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,9.	187
G.7. Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 99 secciones, 198 celdas de cálculo y CFL 0,9.	189
G.8. Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 99 secciones, 436 celdas de cálculo y CFL 0,9.	190
G.9. Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 476 secciones, 952 celdas de cálculo y CFL 0,9.	191

# Capítulo 1

## Introducción

---

En nuestro planeta el 97,5% del agua es salada y se encuentra en mares y océanos, mientras que únicamente el 2,5% del agua es dulce (ver Figura 1.1) encontrándose distribuida en ríos, lagos, glaciares y casquetes polares. Este porcentaje nos ayuda a comprender la importancia de la distribución del agua dulce de nuestro planeta, ya que de ella depende la subsistencia humana.



**Figura 1.1:** Porcentajes de agua salada y dulce en nuestro planeta.

De la totalidad del agua dulce, solamente el 0,3% es agua superficial. Este agua es canalizada de forma natural por el cauce de los ríos y mediante cauces artificiales construidos por el ser humano para ser distribuida hacia lugares menos favorecidos por la naturaleza. Debido a los efectos de la climatología y las acciones atmosféricas, los cauces de los ríos naturales sufren periodos de avenidas. Estas avenidas generan un aumento del nivel del agua, provocando que el propio cauce del río resulte insuficiente para contenerlo y produciendo su desbordamiento en las llanuras de inundación que lo rodean.

Estas avenidas ocasionan daños en:

- La naturaleza
- Especies del río y las que viven a su alrededor
- Bienes materiales (daños en viviendas, fábricas, diques, calles)

- La sociedad (víctimas mortales, heridos)

Para intentar evitar o minimizar en la mayor medida estos daños, es muy importante la prevención de inundaciones. Para ello, existen en la actualidad múltiples modelos de simulación de avenidas. Estos modelos se pueden dividir en función del nivel de aproximación que se utilice en 1D, 2D y 1D-2D.

Los modelos 2D [5] se encuentran dentro de la tecnología punta para la modelización de inundaciones, ya que son precisos y representan con buena precisión la topografía del terreno. Sin embargo, estos modelos tienen la desventaja de que su aplicación está limitada por los altos requerimientos de memoria a la hora de almacenar datos, así como su coste computacional, que es elevado. Algunos ejemplos de software comercial de este tipo son: HecRas 2D, RiverFlow2D, Iber, Guad2D, Mike21, FLO-2D, Isis 2D, Telemac 2D. A su vez, los modelos 1D [3] son ampliamente usados y dan resultados precisos en el cauce principal del río, pero son menos exactos para modelar el flujo de desbordamiento. Por contra, ganan en rapidez de cálculo y el uso de memoria no es tan excesivo. Algunos ejemplos de software comercial de este tipo son: HecRas, Mike11 (DHI), InfoWorks RS (IWRs), Sobek. Los modelos acoplados 1D-2D [4] recogen las ventajas y desventajas de ambos, modelizando el cauce con la aproximación 1D y las llanuras de inundación con la aproximación 2D. Al representar de forma 1D el cauce del río ganan en rapidez de cálculo y al mismo tiempo arrojan abastante precisión en las llanuras de inundación, representadas con la aproximación 2D. La desventaja se encuentra a la hora de acoplar los dos modelos en la intersección, ya que el flujo de información entre los dos modelos ralentiza el tiempo de cálculo. Uno de este tipo es SW12D. Estos modelos no se encuentran tan extendidos.

En este trabajo nos vamos a centrar en un modelo de aproximación 1D desarrollado por el Grupo de Hidráulica Computacional de la Universidad de Zaragoza (<http://ghc.unizar.es>) denominado Canalflowmodel (<http://www.canalflowmodel.net/beta>). En principio se diseñó para la modelización del flujo en canales y a través de este trabajo se quiere comprobar su versatilidad y aplicación a la simulación del flujo en ríos. Se basa en el modelo de ecuaciones de aguas poco profundas 1D resueltas mediante volúmenes finitos con un esquema descentrado de primer orden en espacio y tiempo. La novedad de este programa respecto al resto de los que existen en el mercado es que nos permite utilizar el *cloud computing*, también llamado cálculo en la nube.

El *cloud computing* es una nueva forma de presentación de los servicios de tratamiento de la información, válida tanto para una empresa como para un particular y, también, para la Administración Pública. La computación en la nube permite al usuario optimizar la asignación de los recursos asociados a sus necesidades de tratamiento de información,

---

así como su coste. No es necesario que el usuario realice inversiones de infraestructura, sino que utiliza la que pone a su disposición el prestador del servicio. De esta forma se garantiza que no existan situaciones de falta o exceso de recursos con sus respectivos sobrecostes asociados.

La gestión de la información se encuentra de forma virtual en manos del cliente que contrata los servicios en la nube; a la cual accede a través de Internet para obtener las soluciones de las bases de datos, correo electrónico, nóminas o gestión de recursos humanos.



**Figura 1.2:** Representación gráfica de la forma de trabajar con *cloud computing*.

La nube es utilizada en servicios tan comunes como Gmail, Google Drive, Youtube o Dropbox. El término surge sobre el año 2006, cuando varias empresas como Google o Amazon comienzan a utilizar la nube como fuente de almacenamiento [14]. El proveedor del servicio puede encontrarse en cualquier lugar del mundo, teniendo el único objetivo de permitir la consulta de datos a través de cualquier dispositivo con acceso a Internet, como ilustra muy bien la Figura 1.2.

Esta revolución tecnológica representa una nueva forma de utilizar la información y las comunicaciones. Se basa en emplear técnicas ya existentes de una forma innovadora y, sobre todo, a una nueva escala. Permite el uso de recursos de hardware, software, almacenamiento, servicios y comunicaciones en distintos puntos geográficos accediendo a ellos a través de la red.

La clave del *cloud computing* es que se basa en aplicaciones con arquitectura multiusuario; es decir, una única aplicación que comparte todo el mundo, personalizando el usuario, a su medida, los parámetros que de ésta necesite. Permite a su vez que el usuario no tenga que estar continuamente actualizando la aplicación. Ésta es gestionada desde la nube sin necesidad de que el usuario se preocupe por ello.

No todos los servicios de *cloud computing* son iguales. Las nubes pueden clasificarse de muchas formas (ver Figura 1.3) atendiendo a varios criterios:

- **Nube Pública:** El proveedor de servicios de cloud proporciona sus recursos de forma abierta a entidades heterogéneas, sin más relación entre sí que haber cerrado un contrato con el mismo proveedor del servicio. Éstas prestan sus servicios desde particulares a grandes corporaciones, ya que cualquiera puede contratar con ellos.
- **Nube Privada:** La encontramos cuando una entidad realiza la gestión y administración de sus servicios en la nube para las partes que la forman, sin que en la misma puedan participar entidades externas y manteniendo el control sobre ella. No necesariamente es implementada por la misma entidad que la utiliza, puede contratarse a un tercero que actuará bajo su supervisión y en función de sus necesidades. Las entidades que optan por Nubes Privadas son aquéllas que gestionan recursos informáticos complejos y necesitan centralizarlos, y a la vez ofrecer flexibilidad en la disponibilidad de los mismos. Grandes ejemplos de Nubes Privadas son las administraciones públicas, grandes corporaciones y algunas entidades de enseñanza.

Otros modelos: Se encuentran soluciones intermedias entre ambos modelos que tomarán distintos nombres, como pueden ser:

- **Nubes Híbridas:** ofrecen determinados servicios de forma pública y otros de forma privada.
- **Nubes Comunitarias:** cuando dichos servicios son compartidos en una comunidad cerrada.
- **Nubes Privadas Virtuales:** se implementan sobre Nubes Públicas con garantías adicionales de seguridad.



**Figura 1.3:** Tipos de nubes en cloud computing.

## Capítulo 2

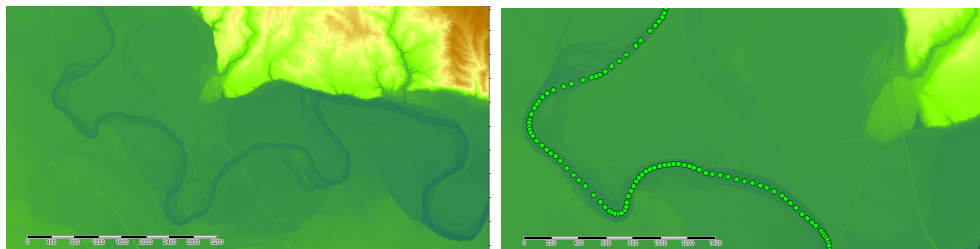
# Elaboración de los datos de partida para las simulaciones

---

Para realizar un estudio de análisis unidimensional de inundaciones es necesaria la preparación de una serie de datos para la simulación.

### 2.1. Modelo digital de terreno

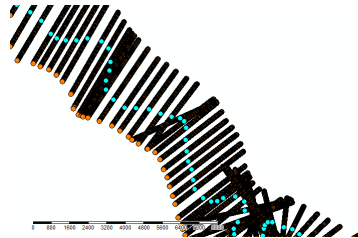
La obtención de los datos del terreno es laboriosa. En primer lugar, es necesario descargarse y representar en un programa de gestión de información geográfica (SAGA) los mapas cartográficos de la zona de estudio sobre la que transcurre el río Ebro, obtenidos del Instituto Geográfico Nacional (IGN) con una resolución de 5m x 5m. El dominio a estudiar transcurre desde Castejón de Ebro (Navarra) hasta Zaragoza (Aragón) a lo largo del cauce del río Ebro y sus explanadas de inundación a ambos lados del cauce. Sobre esta nube de puntos, representada en SAGA por colores indicando el nivel de la cota de terreno en cada uno de ellos (Figura 2.1a), dibujamos a mano una línea de puntos que delimita el centro del cauce del río (ver Figura 2.1b). Esta línea nos dará las coordenadas  $(x, y)$  del eje del río.



(a) Detalle de una zona del cauce del río Ebro obtenido con SAGA. (b) Zoom de la línea de puntos generada en el eje del cauce del río.

**Figura 2.1:** Proceso de generación del cauce del río.

Una vez generada la línea del eje del cauce, es necesario generar las secciones transversales a ella que definen el cauce del río junto a sus llanuras de inundación. Como uno de los objetivos de este trabajo es poder comparar los resultados numéricos de un modelo 1D con un modelo 2D, se ha querido partir de los mismos datos topográficos que el modelo 2D para eliminar fuentes posibles de error. Por ello, nos hemos apoyado en el trabajo realizado por Echeverribar 2016 [12] en el estudio de mitigación de avenidas en el río Ebro. Se han tomado como datos de partida la malla de cálculo usada en [12] y la máxima mancha de inundación correspondiente a la avenida de 2015 para determinar la anchura máxima que deben ocupar las secciones por cada uno de los puntos del eje del cauce; de forma que se pueda representar bien la capacidad volumétrica de la sección para almacenar el evento de inundación; pero optimizando el cálculo sin incluir zonas que nunca van a ser inundadas. A continuación, con un programa de elaboración propia del grupo de investigación, con cada uno de los puntos del eje del cauce y con la anchura máxima de la sección, se determinan las líneas que formarán cada una de las secciones transversales, teniendo en cuenta el vector normal a ellas para darles la orientación adecuada en el río. Se buscan los datos  $(x, y, z)$ , próximos a los puntos  $(x, y)$  que forman parte de cada una de las secciones transversales, en la malla de cálculo de [12] y se asigna la coordenada  $z$  correspondiente, generando de esta forma las secciones transversales con su coordenada  $z$  que componen la topografía del tramo a simular.



**Figura 2.2:** Detalle de secciones transversales al cauce generadas para la simulación 1D.

## 2.2. Coeficientes de rozamiento

Para los problemas unidimensionales es importante la asignación del coeficiente de rozamiento en las secciones transversales. Este parámetro nos indica la oposición al paso de flujo que hace el terreno por donde el agua transcurre. Tradicionalmente, en la simulación 1D de inundaciones, se asigna un valor de coeficiente constante en toda la sección. Siendo éste un dominio tan grande y con el objetivo de diferenciar el cauce de las llanuras de inundación, en la que el uso del suelo es diverso; como novedad, se ha definido un coeficiente de rozamiento por punto  $(x, y)$  en cada una de las secciones transversales, diferenciando así lo que es el cauce, de las orillas en las que nos encontramos: arbusto,



soto, medio boscoso, urbano, galacho, campos. Los distintos coeficientes y tipos de suelo se muestran en la tabla 2.1.

Uso del suelo	n Manning	Referencia
Zona urbana	0,05	Sande Van Der et al. [10]
Cauce del río	0,035	Arcement y Schneidel [6]
Zona arbustos	0,04	Brisbane City Council [11]
Zona medio boscosa	0,045	Arcement y Schneidel [6]
Zona boscosa (soto)	0,06	Arcement y Schneidel [6]
Zona campos	0,028	Brisbane City Council [11]
Zona galacho (agua estancada)	0,024	Palmeri et al. [9]

**Tabla 2.1:** Tabla de coeficientes de rozamiento en función del uso del suelo.

Esto se ha hecho con el mismo programa elaborado por el grupo de investigación de forma que, a la vez que se asigna la coordenada  $z$  en cada punto  $(x, y)$  de cada sección transversal, también se le asigna un coeficiente de rozamiento de Manning  $n$ .

## 2.3. Condiciones iniciales

En todos los casos a simular se parte de un estado estacionario de caudal constante cuyo valor corresponde con el primer dato de caudal a tiempo cero del hidrograma de la condición de contorno de entrada. El software Canalflowmodel calcula en primer lugar el estacionario y, cuando éste es alcanzado, lanza la simulación del hidrograma de avenida que le indica la condición de contorno aguas arriba.

## 2.4. Condiciones de contorno

**Entrada:** Como condición de contorno de entrada se necesita el hidrograma de evento. Es una función  $Q(t)$  que representa la evolución en el tiempo del caudal en el punto de comienzo de nuestra zona de estudio. En cada caso, los datos corresponden al caudal registrado en Castejón de Ebro. La Confederación Hidrográfica del Ebro (CHE), en sus estaciones de aforo, registra la evolución temporal del caudal en continuo. Se revisan estos datos, buscando picos de caudal máximo, para localizar los sucesos de avenida, y se extraen los datos de forma que se vea la subida de caudal, el pico máximo y la bajada de caudal.

**Salida:** Del mismo modo, para la condición de contorno de salida, se usa la curva de aforo registrada en Zaragoza, imponiéndola en la última sección del cálculo. Las curvas de aforo son tablas de correlación entre el calado,  $h$ , y el caudal,  $Q$ .

# Capítulo 3

## Análisis de la avenida del 2015

---

En este capítulo únicamente se mostrarán los resultados obtenidos de la simulación numérica de la avenida de 2015 así como su realización en Canalfowmodel. Todas las demás simulaciones realizadas para diferentes eventos de avenida serán analizadas en el anexo [E](#).

### 3.1. Avenida 2015 en Canalfowmodel

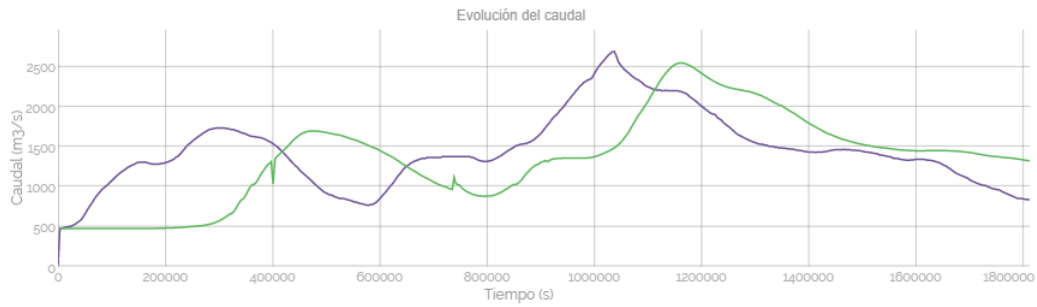
Se presentan los resultados obtenidos con Canalfowmodel de la avenida de 2015 usando 218 secciones transversales para representar el tramo de río, 2180 celdas de cálculo y CFL= 0,5. Todas las demás simulaciones de las que presentaremos resultados se recogen en un sistema de tickets que pueden ser cargados directamente en la aplicación Canalfowmodel.

Al acceder a la pagina [www.canalfowmodel.net/beta](http://www.canalfowmodel.net/beta) debera cargarse el ticket correspondiente, con el siguiente formato: AVaño de la avenida( )número de secciones. Por ejemplo, en este caso será AV2015\_218.

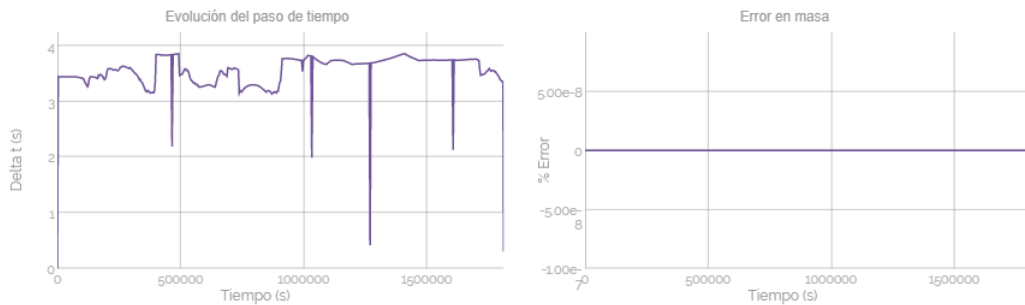
Una vez cargado el ticket aparece una pantalla con la geometría: todas las secciones transversales junto a sus coordenadas (x, y, z) representadas de forma gráfica. También incluye las condiciones iniciales y de contorno del caso a estudiar, así como los parámetros para su realización (nº de celdas de cálculo, CFL,...). Como condición inicial se escoge un caudal estacionario, con el valor inicial del hidrograma que utilizamos como condición de contorno de entrada, mientras que de salida se utilizará curva de aforo registrada en Zaragoza.

Una vez se pulse el botón *simular* el programa empezará a calcular la avenida, mostrando una vez ésta concluya, las gráficas que observamos en las Figuras [3.1](#) y [3.2](#).

### 3.1. AVENIDA 2015 EN CANALFLOWMODEL

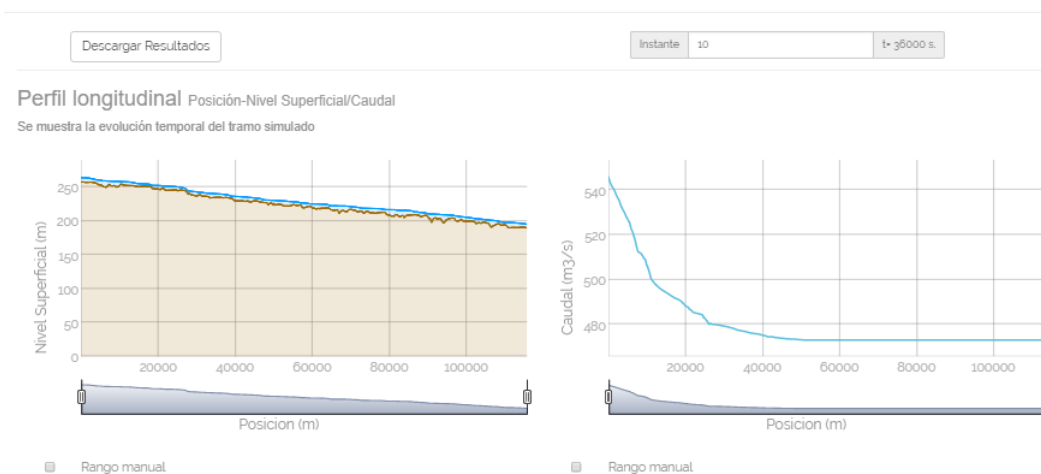


**Figura 3.1:** Evolución del caudal en función del tiempo: en morado el caudal de entrada y en verde el de salida.

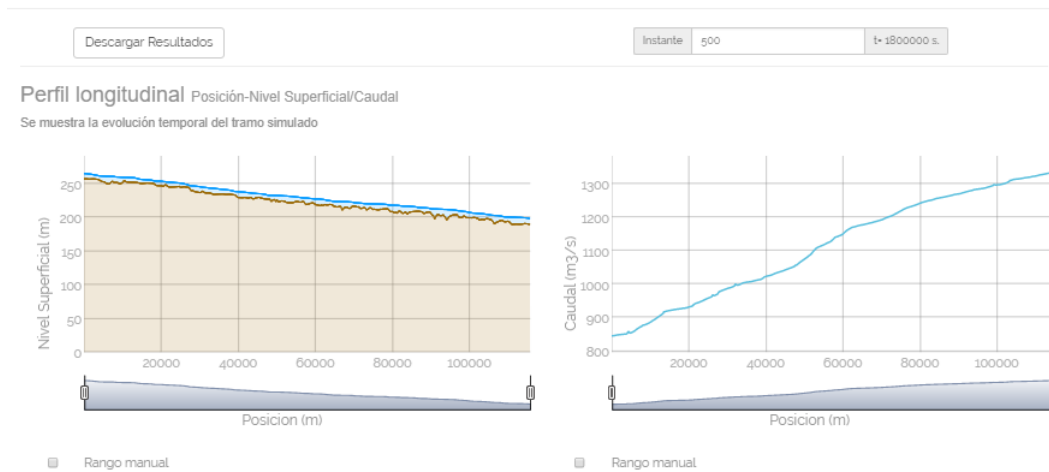


**Figura 3.2:** Evolución del paso de tiempo y error en masa del cálculo.

Cuando concluye la etapa de cálculo se pasa a la de *postproceso*. En esta etapa se analiza el perfil del nivel superficial del río y el caudal en diferentes instantes de tiempo que vamos señalando como observamos en las Figuras 3.3 y 3.4.

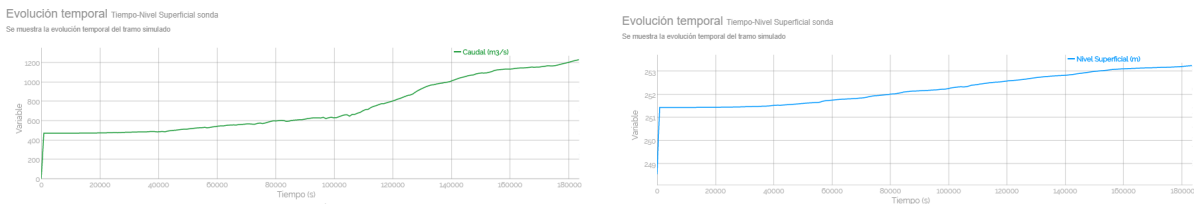


**Figura 3.3:** Perfil longitudinal del tramo del río en  $t = 10s$ .



**Figura 3.4:** Perfil longitudinal del tramo del río en  $t = 500s$ .

Esta etapa también muestra el nivel superficial a lo largo del tiempo en una sonda colocada en  $x = 615667,7m$  como apreciamos en la [3.5b](#), así como la evolución del caudal a lo largo del tiempo en ese mismo punto (Figura [3.5a](#)).

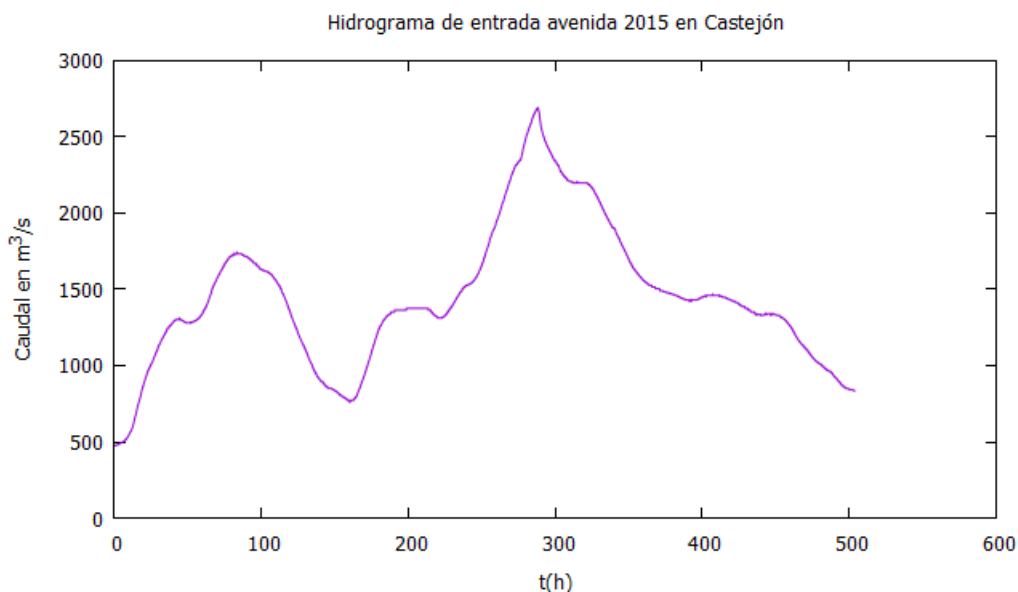


**(a)** Caudal transcurrido en función del tiempo. **(b)** Evolución del nivel superficial en función del tiempo.

**Figura 3.5:** Evolución del nivel superficial y caudal en  $x = 615667,7m$ .

## 3.2. Resultados numéricos

Como se explica detalladamente en el anexo [D](#), la avenida más importante del año 2015 tuvo comienzo el día 15 de Febrero de 2015 a las 00:00 horas con una duración de 21 días aproximadamente desde su inicio ( $t = 503,7h = 1813500s$ ). El hidrograma medido en Castejón de Ebro, que representa la condición de contorno aguas arriba que usamos para el cálculo se muestra en la Figura [3.6](#).



**Figura 3.6:** Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón de Ebro en la avenida de 2015.

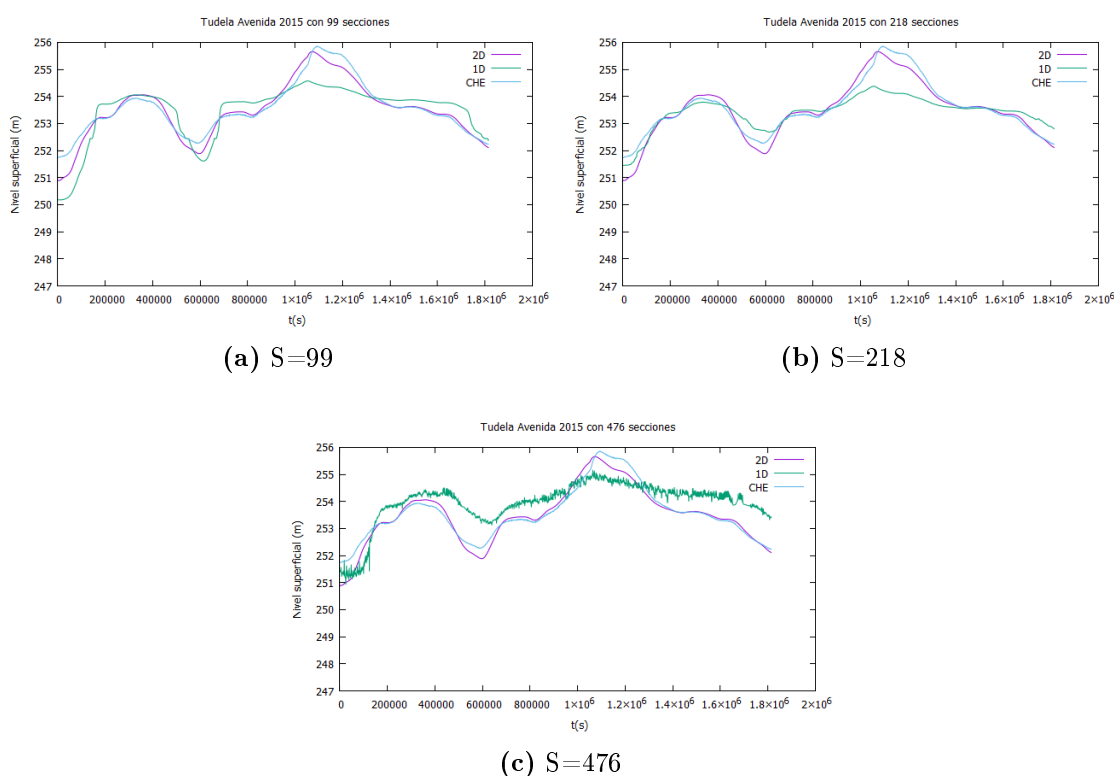
Se han realizado un total de nueve simulaciones, variando el número de secciones transversales de partida con las que se representa la topografía ( $S=99, 218$  y  $476$ ), variando el número de celdas en las que se realizan los cálculos numéricos (usando el doble número de celdas que número de secciones transversales según el caso y usando 2180 celdas) y modificando el número de CFL ( $0,9$  en todos los casos y  $0,5$  en el caso de calcular con 2180 celdas).

Se van a comparar los resultados numéricos de la evolución temporal del nivel superficial en tres puntos del cauce del río donde existen estaciones de aforo (Tudela, Novillas y Alagón). La localización geográfica de estas poblaciones la podemos ver en la Figura [D.8](#).

Las comparaciones se realizan entre los resultados numéricos obtenidos con la simulación 1D, con los resultados obtenidos en una simulación 2D en [\[12\]](#) y con las medidas obtenidas en las propias estaciones de aforo de la CHE.

### 3.2.1. Tudela

En la Figura 3.7 se muestra la evolución temporal del nivel superficial en la población de Tudela comparando en color azul las medidas registradas por CHE, en verde los resultados obtenidos con el modelo 1D y en morado los resultados obtenidos con el modelo 2D. En la simulación 1D se han usado 2180 celdas de cálculo con un  $CFL = 0,9$ . En la Figura 3.7 se presentan los resultados partiendo de (a) 99 secciones transversales, (b) 218 secciones transversales, y (c) 476 secciones transversales.



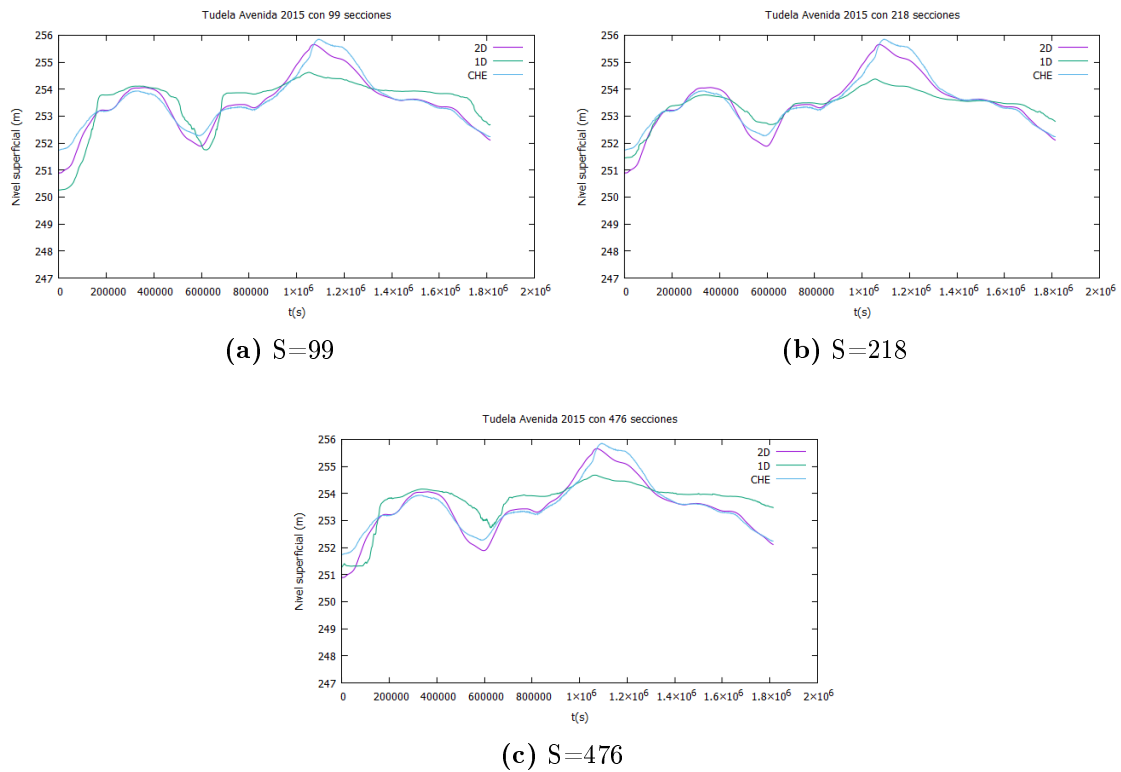
**Figura 3.7:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en Tudela.

El nivel superficial registrado contiene dos picos de altura máxima en torno a 254m y 256m. El modelo 1D es capaz de representar el primero pero no el segundo, presentando una diferencia de hasta 1,5m respecto a las medidas y al modelo 2D. En cuanto a la forma, y al tiempo de llegada de los picos, en todos los casos se ajusta bien excepto cuando partimos de 476 secciones transversales, en el que aparecen oscilaciones numéricas. Esto puede ser debido al exceso de información, ya que con 476 secciones de partida y 2180 celdas de cálculo, la información, avanzando con pasos de tiempo grandes ( $CFL = 0,9$ ), puede superponerse y dar lugar a errores numéricos. Esto se corrige disminuyendo el CFL, se mostrará a continuación.

En la Figura 3.8 se muestra la evolución temporal del nivel superficial en la población de

### 3.2. RESULTADOS NUMÉRICOS

Tudela comparando en color azul las medidas registradas por CHE, en verde los resultados obtenidos con el modelo 1D y en morado los resultados obtenidos con el modelo 2D. En la simulación 1D se han usado 2180 celdas de cálculo con un  $CFL = 0,5$ . En la Figura 3.8 se presentan los resultados partiendo de (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales.

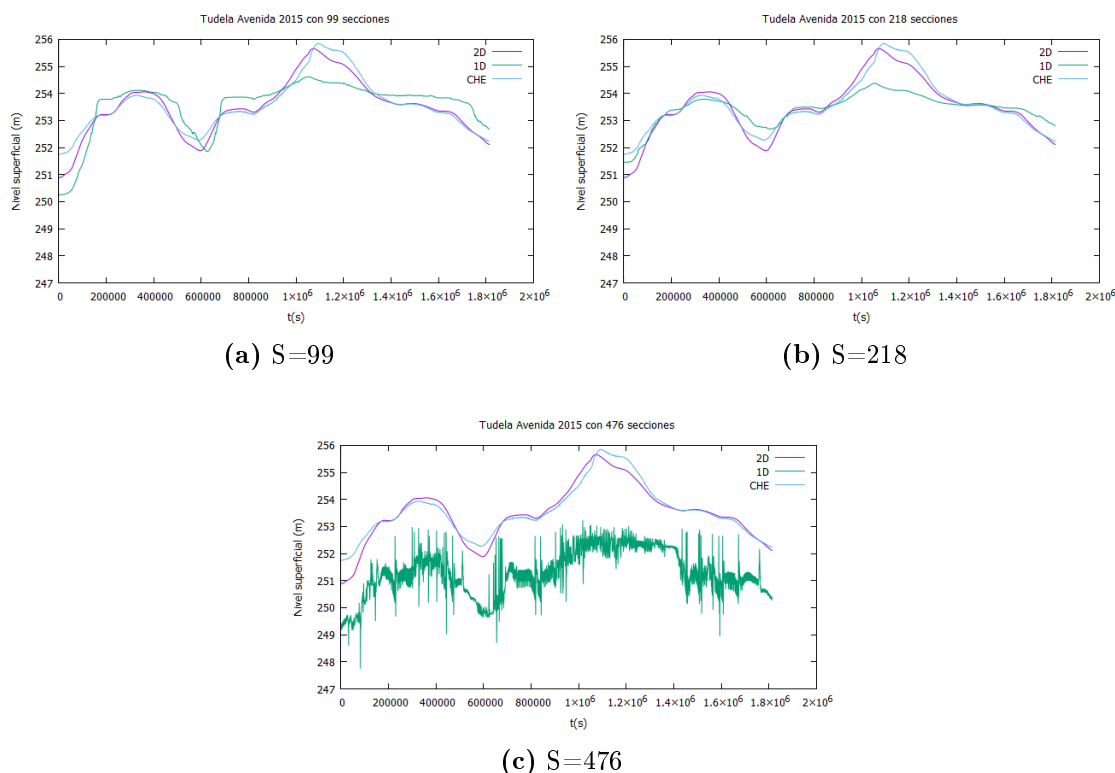


**Figura 3.8:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en Tudela.

Se puede observar que los resultados son los mismos que en el caso anterior excepto en el caso (c) con 476 secciones transversales de partida, en el que las oscilaciones ya no aparecen. De los tres resultados, el más aceptable sería el que usa 218 secciones transversales para definir la topografía, lo cual nos indica que en un tramo de  $125km$  necesitamos del orden de 218 secciones transversales para definir correctamente el cauce obteniendo buenos resultados numéricos. Esto es, una sección cada  $500m$ . Con menos secciones (una cada  $1200m$ ) los resultados son peores, y el poner muchas secciones (una cada  $30m$ ) tampoco ayuda a tener mejores resultados.

A continuación, en la Figura 3.9 se muestra la evolución temporal del nivel superficial en la población de Tudela comparando en color azul las medidas registradas por CHE, en verde los resultados obtenidos con el modelo 1D y en morado los resultados obtenidos con el modelo 2D, al igual que las anteriores. En la simulación 1D se han usado como número de celdas de cálculo, el doble que el número de secciones de partida, con un  $CFL = 0,9$ ; y

por tanto, el número de celdas es variable, no como en los casos anteriores que era siempre el mismo (2180).



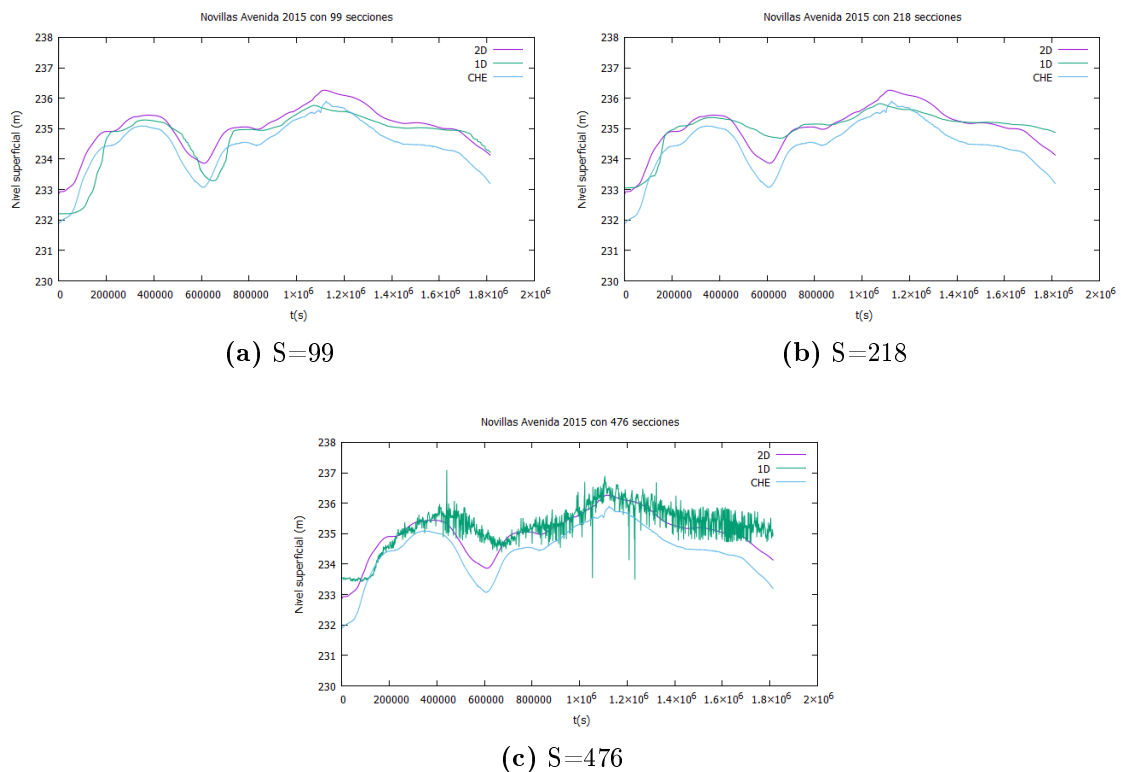
**Figura 3.9:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$  en Tudela.

Se puede observar que los resultados que se obtienen cuando se usan 99 secciones transversales de partida, con 198 o 2180 celdas de cálculo son los mismos (ver Figuras [3.7a](#) y [3.9a](#)). Lo mismo ocurre cuando se usan 218 secciones transversales de partida; el número de celdas de cálculo no influye en los resultados (ver Figuras [3.7b](#) y [3.9b](#)). Sin embargo, cuando se usan 476 secciones transversales y 848 celdas de cálculo, vuelven a aparecer oscilaciones numéricas y un peor ajuste del nivel superficial de agua, quedando por debajo de los valores esperados, que usando 2180 celdas de cálculo no ocurre. Esto nos indica que cuando usamos muchas secciones transversales a la hora de representar la topografía del cauce también necesitamos más celdas de cálculo para resolver las variables; ya que con muchas secciones y pocas celdas de cálculo, el método numérico no es capaz de resolver bien.



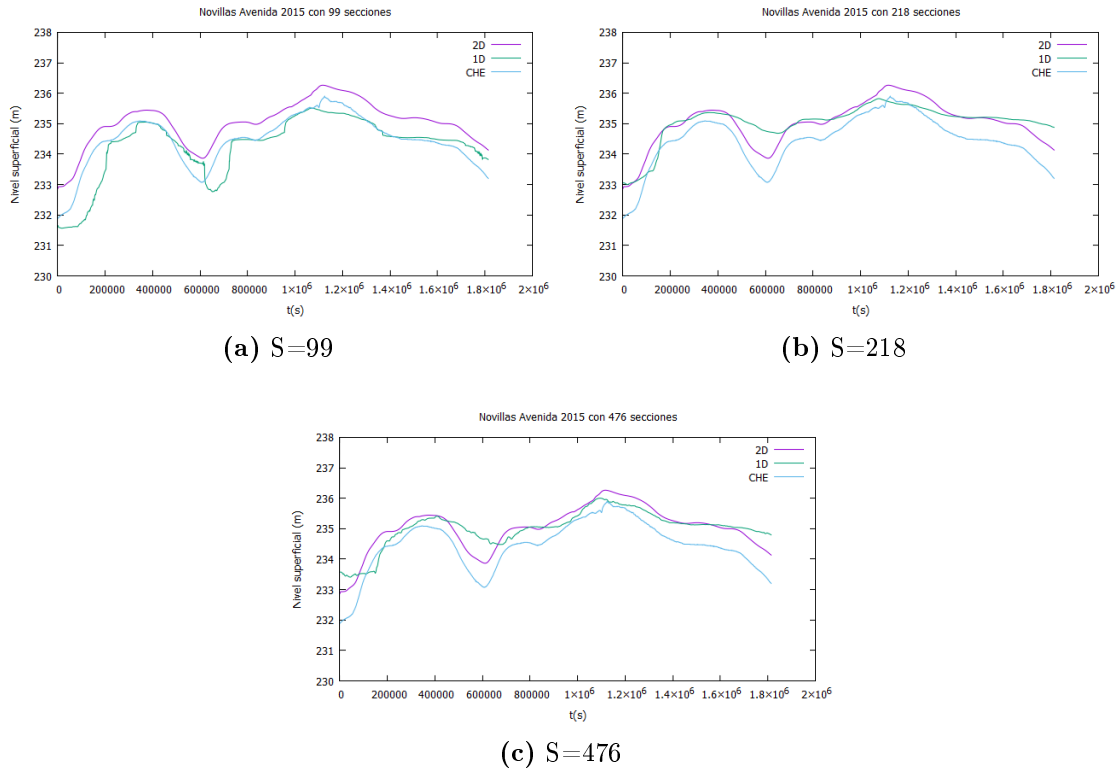
### 3.2.2. Novillas

A continuación se muestra la evolución temporal del nivel superficial en metros, de las diferentes simulaciones sobre la localidad de Novillas. En las Figuras 3.10, 3.11 y 3.12 se representan las medidas registradas en las estaciones de aforo de la CHE en color azul, los resultados del estudio 2D en morado y los resultados de este estudio 1D en verde.



**Figura 3.10:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en Novillas.

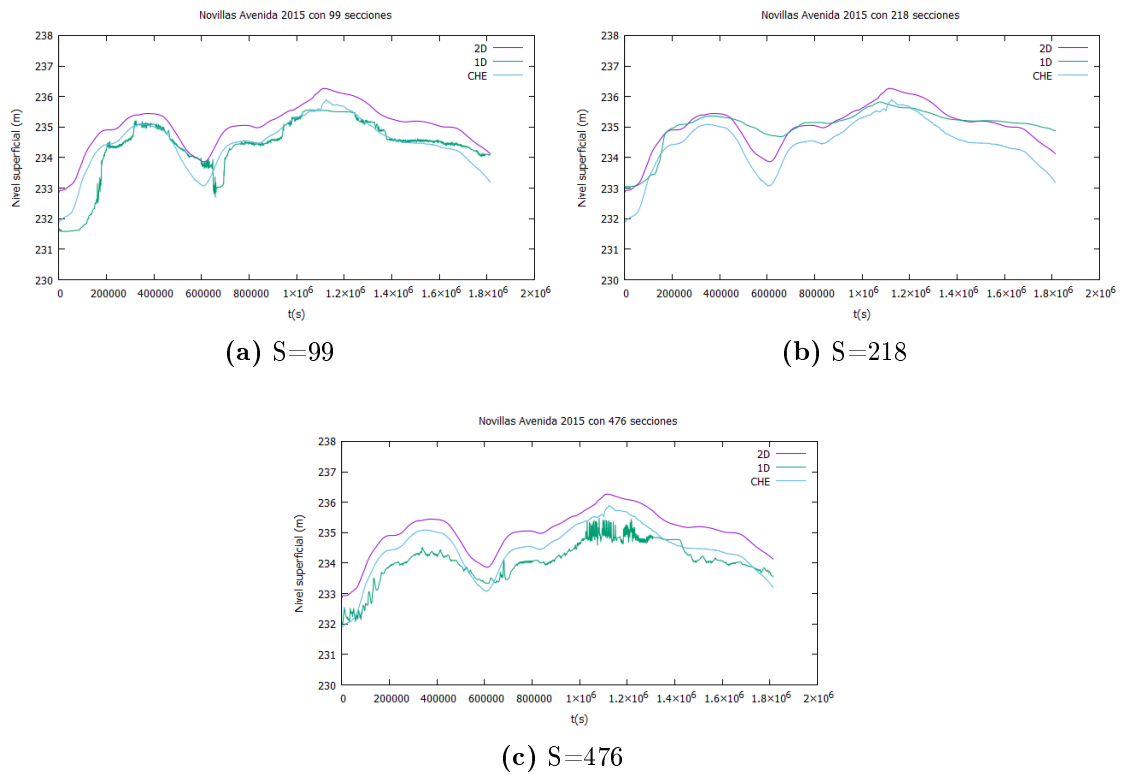
En la Figura 3.10 se muestran las imágenes de los resultados obtenidos en las simulaciones con 2180 celdas de cálculo y  $CFL = 0,9$ . Los resultados obtenidos en el caso de contar con 99 secciones transversales permanece siempre más cercano a los registros de las estaciones de aforo, incluso ofreciendo mejores resultados que con el modelo 2D, mostrando diferencias de  $0,5m$ . La simulación 1D con 218 secciones transversales muestra unos resultados más parecidos al estudio 2D que a las medidas, suavizando las curvas del estudio 2D, y sin llegar al pico máximo ni mínimo. La simulación con 476 secciones transversales muestra oscilaciones numéricas de elevada amplitud. Estas transcurren a lo largo de la mayoría del tiempo de simulación y pueden ser corregidas, como hemos visto en Tudela, con la disminución del  $CFL$ .



**Figura 3.11:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en Novillas.

En la Figura [3.11](#), que pertenece a las simulaciones 1D con 2180 celdas de cálculo y  $CFL = 0,5$ , pretendemos mejorar los resultados de las simulaciones con 476 secciones transversales en los que aparecían oscilaciones numéricas y así ocurre. Al disminuir el  $CFL$  respecto a la simulación anterior, vemos que el nivel superficial también disminuye en el caso (a) con 99 secciones transversales. De esta forma, ahora los resultados numéricos se parecen más a las medidas registradas por CHE que a los resultados del modelo 2D. Sin embargo, en el resto de casos (b) y (c) los resultados siguen ajustándose mejor a los del modelo 2D que a las medidas.

### 3.2. RESULTADOS NUMÉRICOS

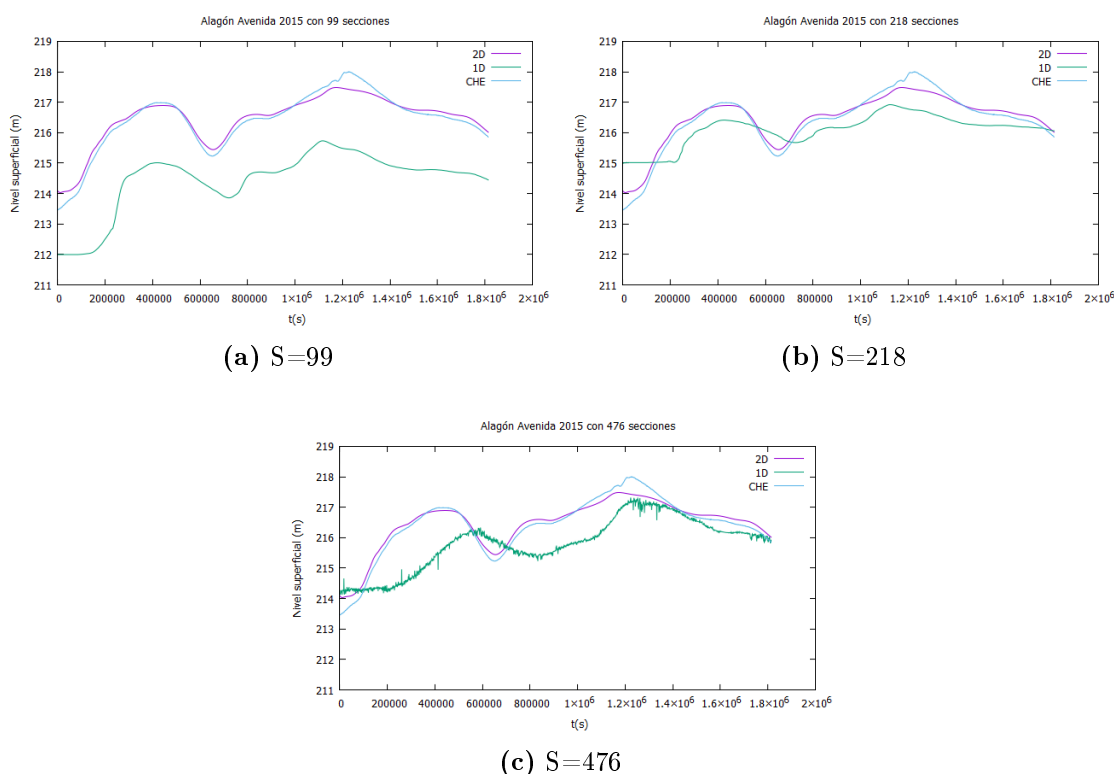


**Figura 3.12:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$  en Novillas.

En la Figura [3.12](#), se muestran los resultados de la simulación 1D con número de celdas de cálculo variable e inferiores a las 2180 de los casos anteriores. Apreciamos, que en el caso (a) aún ajustándose mejor a las medidas como ocurría en el caso anterior, aparecen pequeñas oscilaciones. Esto nos indica que, partiendo de pocas secciones transversales para definir el cauce ( $S = 99$ ), necesitamos muchas celdas de cálculo para resolver bien el problema (2180). En el caso de partir de 218 secciones transversales, no influye el tamaño de paso de malla, ya que todos los resultados son prácticamente iguales. Por último, y como nos ocurre en Tudela, con 476 secciones transversales, 848 celdas de cálculo y  $CFL = 0,9$  vuelven a aparecer oscilaciones numéricas. Como conclusión, las condiciones que mejor ajustan los resultados son: 218 secciones transversales, con cualquier número de celdas de cálculo y con cualquier valor de  $CFL$ , lo cual también nos hace ver que esta situación es la más estable, tanto en Tudela como en Novillas.

### 3.2.3. Alagón

En las siguientes gráficas, al igual que en las anteriores, se muestra la evolución temporal del nivel superficial de agua en la localidad de Alagón. Las medidas registradas en las estaciones de aforo se representan en azul, los resultados del estudio 2D en morado y los resultados de este estudio 1D en verde.



**Figura 3.13:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en Alagón.

Se puede apreciar, en la Figura 3.13a, que los resultados 1D se encuentran por debajo de los resultados 2D y de las medidas, aproximadamente  $2m$ . En 3.13b se logra reducir esta diferencia a  $0,75m$  y en 3.13c, al contrario de lo que cabría esperar, esta diferencia se incrementa, además de existir un desfase en el tiempo de llegada de las dos ondas junto a la aparición de pequeñas oscilaciones, como ocurría en Tudela y Novillas.

Como hemos hecho hasta ahora, vamos a eliminar las oscilaciones numéricas bajando el  $CFL$  a  $0,5$ . Se observa en la Figura 3.14. Los nuevos resultados son idénticos a los obtenidos en las Figuras 3.13 (a), (b) y (c) pero ahora sin oscilaciones numéricas en (c).



La anterior Figura (3.15) muestra los resultados con número de secciones de cálculo variable, en lugar de 2180 celdas, al igual que hemos hecho en Tudela y Novillas. Se observan unas pequeñas oscilaciones en los casos de las Figuras 3.15a y 3.15c como ocurría en Novillas, siendo la Figura 3.15b la más estable numéricamente y la que mejores resultados proporciona.

Las conclusiones generales que podemos obtener al analizar los resultados de la simulación 1D de la avenida de 2015 en estas tres poblaciones son:

- Las oscilaciones numéricas que aparecen son eliminadas disminuyendo el  $CFL$  de 0,9 a 0,5.
- El número de celdas de cálculo influye si existen muchas secciones transversales para definir el cauce del río. En esta situación, se necesitan también muchas celdas, y por tanto el tiempo de cálculo es mucho mayor. Además, los resultados son peores y aparecen oscilaciones numéricas, que se corrigen disminuyendo el  $CFL$  y por tanto aumentando, de nuevo, el tiempo de cálculo.
- Conforme nos alejamos de la condición de contorno de entrada (población de Alagón) con muchas (476) secciones transversales, se necesitan muchas celdas de cálculo (2180) para obtener buenos resultados. En el caso de partir de pocas (99) secciones transversales esto nunca se consigue.
- Aunque los resultados en las poblaciones más alejadas del contorno de entrada mejoran al aumentar las celdas de cálculo; aparecen retrasos en el tiempo de llegada de las ondas de avenida, cuando tenemos muchas (476) secciones transversales para definir la topografía.
- Los mejores y más estables resultados en todas las poblaciones se obtienen con 218 secciones transversales (relación de una sección transversal cada 500m de cauce de río); es independiente del número de celdas de cálculo en este caso (436 o 2180) e independiente también del  $CFL$  utilizado (0,9 o 0,5).

# Capítulo 4

## Conclusiones

---

Se ha ampliado la versatilidad del programa de cálculo en la nube Canalflowmodel diseñado inicialmente para simular el flujo estacionario y transitorio en un canal 1D a la simulación del flujo en el cauce de un río. Se han explorado las ventajas de realizar los cálculos en una máquina virtual en la que sólo hay que introducir la geometría a través de un fichero, las condiciones iniciales, las condiciones de contorno y algunos parámetros sencillos de simulación y la aplicación nos devuelve los resultados numéricos que podemos analizar in-situ o a posteriori con cualquier aplicación de representación de resultados. Esto supone un avance en la aplicación de las nuevas tecnologías para la simulación de riesgos naturales que puede ser usada por cualquier profesional del sector de forma gratuita.

Se ha validado la herramienta para que cualquier usuario pueda utilizarla para realizar simulaciones numéricas del movimiento del flujo de agua en ríos. En primer lugar se han presentado una serie de casos preliminares preparados para conocer la herramienta de cálculo; para posteriormente alcanzar el objetivo de realizar la simulación de un tramo de  $125\text{Km}$  del río Ebro. En él se han simulado distintos eventos de avenida ocurridos en el pasado con caudales bajos, intermedios y altos. A la hora de verificar los resultados, éstos se han comparado con medidas observadas en las estaciones de aforo a lo largo del cauce donde esto es posible y con resultados numéricos del mismo caso obtenidos de una simulación 2D realizada con el programa Riverflow2D.

Con el fin de realizar una comparación objetiva sobre los mismos datos de partida, se ha tomado el modelo digital de terreno origen de los resultados de la simulación 2D y sobre él se han trazado las secciones del cauce que se introducen como geometría en Canalflowmodel. Se han establecido unos puntos sonda, coincidiendo algunos de ellos con poblaciones importantes situadas junto al eje del río, en los que se compara la evolución temporal del nivel superficial del cauce.

De manera general, se puede concluir que para las simulaciones más próximas en años a la del 2015 los resultados son más precisos. Esto se debe a que la geometría del cauce está generada con los datos de inundación obtenidos en dicha avenida.

Se han realizado comparaciones de resultados variando el nº de secciones transversales de partida, variando el nº de celdas de cálculo y variando el criterio de paso temporal (CFL). También se ha analizado la influencia de la anchura de las secciones transversales de partida que representan el río en los resultados numéricos en un caso de avenida (2008); así como los tiempos de simulación frente a los tiempos de duración de los hidrogramas en todos los casos simulados.

En cuanto a los resultados obtenidos, podemos concluir que a la hora de realizar una simulación de avenida 1D con este programa en un dominio tan largo y extenso, es conveniente que exista una sección transversal de partida cada 500m; el número de celdas de cálculo puede ser el doble que el número de secciones de partida y el CFL podemos ponerlo a 0,9. Con todas estas condiciones, los resultados se ajustan bien tanto a las medidas como a los resultados obtenidos con un modelo 2D, como se ha comparado en los puntos sonda analizados, y los tiempos de simulación son pequeños, del orden de 8s para un hidrograma de 9 días (avenida de 2008). La anchura de las secciones transversales ha resultado ser un factor determinante a la hora de simular la avenida. En el caso de elegir una anchura muy grande (cauce y llanuras), las secciones transversales se cruzan en zonas de curvas del río produciendo muchas oscilaciones en los resultados. Este problema se resuelve delimitando la anchura de las secciones del cauce. Se ha encontrado que para este tramo del río Ebro un valor de 400m es adecuado. De esta forma, el tiempo de llegada de la onda de avenida a la población alejada de la entrada se ajusta mucho mejor. Sin embargo, desde otro punto de vista, se ha observado que si lo que se quiere es ajustar el nivel superficial al que llega la avenida, es mejor elegir la anchura mayor (8000m). Además, con esta anchura, la onda se lamina como sucede en realidad; mientras que con anchura 400m, la onda se transporta por el cauce sin perder su forma, y por tanto sobre-estimando el valor de altura de agua. En cuanto a los tiempos de simulación se concluye que existe un compromiso entre el número de secciones y celdas que influyen en el tiempo de simulación. La mayor parte del tiempo de simulación se dedica a interpolar datos de secciones. Por ello es preferible apostar por pocas secciones y celdas o muchas secciones y celdas.

Finalmente, podemos concluir que Canalfowmodel es un programa de cálculo en la nube versátil, ya que puede simular flujo estacionario y transitorio tanto en canales como en ríos, con cualquier geometría, de una forma sencilla y rápida sin coste económico. Los resultados son fiables y precisos en el cauce, donde la herramienta 1D es más eficaz, y presenta pequeñas divergencias en las llanuras de inundación, como cabía esperar.



# Bibliografía

---

- [1] Chow, V.T. (1959) Open-Channel Hydraulics. *McGraw-Hill*.
- [2] Henderson, F.M. (1966) Open Channel Flow *MacMillan series in Civil Engineering*.
- [3] Morales-Hernández M., García-Navarro P. y Murillo J., “A large time step 1D upwind explicit scheme (CFL >1): application to shallow water equations”, *Journal of Computational Physics*, vol. 231, iss. 19, pp. 6532-6557, 2012.
- [4] Morales-Hernández M., Petaccia G., Brufau P. y García-Navarro P., “Conservative 1D–2D coupled numerical strategies applied to river flooding: The Tiber (Rome)”, *Applied Mathematical Modelling*, vol. 40, iss. 3, pp. 2087-2105, 2016.
- [5] Morales-Hernández M., Lacasta A., Murillo J. y García-Navarro P., “A Large Time Step explicit scheme (CFL>1) on unstructured grids for 2D conservation laws: application to the homogeneous shallow water equations”, *Applied Mathematical Modelling*, vol. 47, pp. 294-317, 2017.
- [6] Arcement G.J. y Schneider V.R.. Guide for Selecting Manning’s Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains. Number 2339 in U.S. Geological Survey. Water-supply paper, 1984.
- [7] Brufau P. y García-Navarro P. (2001) Conceptos básicos de hidrodinámica de superficie. *Copy Center (Zaragoza)*.
- [8] Aron G. y White E.. Fitting a gamma distribution over a synthetic unit hydrograph. *Water Resources Bulletin*, vol. 18(1), pp. 95-98, 1982.
- [9] Palmeri F., Silván F., Prieto I., Balboni M., y García-Mijangos I.. Manual de técnicas de ingeniería naturalística en ámbito fluvial. Departamento de Ordenación del Territorio y Medio Ambiente. Gobierno del País Vasco, España, 2002.
- [10] Van der Sande C.J., De Jong S.M. y De Roo A.P.J., “A segmentation and classification approach of IKONOS-2 imagery for land cover mapping to assist flood risk

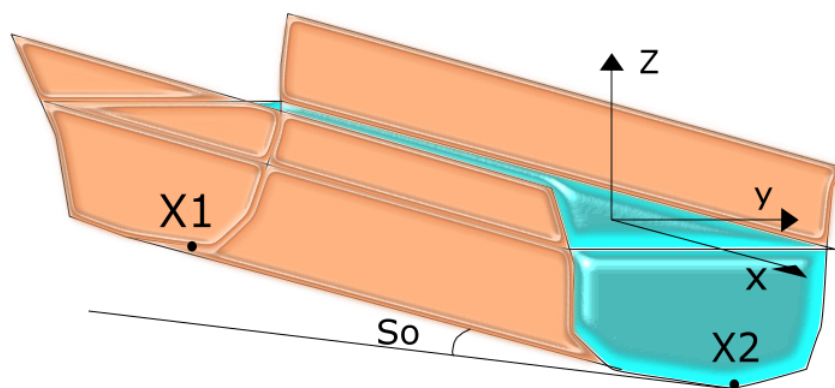
- and flood damage assessment”, International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation, vol. 4(3), pp. 217-229, 2003.
- [11] Bcc Waterways Program Staff, G. Witheridge, y Brisbane (Qld.). City Council. Natural Channel Design Guidelines. Appendix C. Technical Document. Brisbane City Council, 2000.
- [12] Echeverribar I. Estudio de soluciones para mitigar inundaciones en el tramo medio del río Ebro mediante simulación numérica. TFG Ingeniería Mecánica, Universidad de Zaragoza, 2016.
- [13] Tragacete M. y Zapater P.. 1961: La gran riada del Ebro en el siglo XX, 11 de Julio de 2014, Heraldo de Aragón, [https://www.heraldo.es/noticias/especiales/2014/07/11/grandes\\_riadas\\_del\\_ebro\\_siglo\\_xx\\_298841\\_313.html](https://www.heraldo.es/noticias/especiales/2014/07/11/grandes_riadas_del_ebro_siglo_xx_298841_313.html).
- [14] Agencia Española de Protección de Datos. Guía para clientes que contraten servicios de Cloud Computing, [https://www.agpd.es/portalwebAGPD/canaldocumentacion/publicaciones/common/Guias/GUIA\\_Cloud.pdf](https://www.agpd.es/portalwebAGPD/canaldocumentacion/publicaciones/common/Guias/GUIA_Cloud.pdf).
- [15] Página web de la Confederación Hidrográfica del Ebro perteneciente al Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio ambiente, <http://www.chebro.es/contenido.visualizar.do?idContenido=14435&idMenu=3088>.
- [16] Manual del Software de cálculo en la nube Canalflowmodel, <http://www.canalflowmodel.net/>.

# Apéndice A

## Modelo de ecuaciones del flujo de superficie libre 1D

---

Las ecuaciones de Saint-Venant 1D (1871) han demostrado ser un modelo matemático útil con aplicaciones en varias ramas de la Ingeniería Hidráulica [2]. Este modelo se basa en un sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales encargado de modelizar la variación del caudal y el nivel de agua de un flujo en un espacio unidimensional, de manera no permanente en el tiempo, con aplicación a canales abiertos (ver Figura A.1). En general, estas modelizaciones se presentan en tres dimensiones, pero las aplicaciones prácticas suelen utilizar una aproximación unidimensional en la dirección de mayor relevancia (a lo largo del eje longitudinal del canal en la dirección de flujo) para ganar en rapidez de cálculo, siempre que el caso a simular lo permita. Este modelo también es conocido, y ampliamente usado por la comunidad científica, como modelo de aguas poco profundas o shallow water [1]; y gobierna el flujo de superficie libre.



**Figura A.1:** Vista general del flujo en un cauce delimitado por las secciones  $x_1$  y  $x_2$  y sistema de coordenadas utilizado.

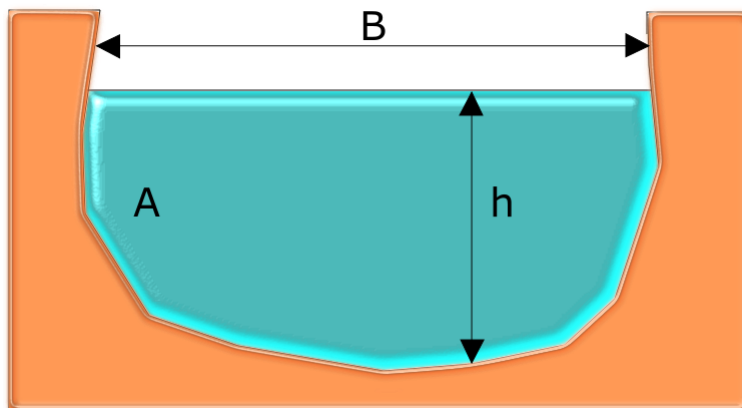
Las ecuaciones subyacentes al modelo de aguas poco profundas no son más que las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento.

Las hipótesis que adopta el modelo de shallow water 1D son las siguientes [7]:

- El flujo es unidimensional: la velocidad se considera uniforme en cada sección transversal y el nivel de agua se considera horizontal a través de la misma.
- La curvatura de las líneas de corriente es pequeña y las aceleraciones verticales son despreciables. Se supone que la distribución de presión en la vertical es hidrostática.
- Las fuerzas de fricción del flujo con las paredes pueden ser descritas mediante leyes similares a las utilizadas para flujo estacionario.
- La pendiente media del fondo del cauce es pequeña; por tanto, se puede asumir que el ángulo de inclinación del fondo coincide con la pendiente media en la dirección principal del flujo.

Hay que hacer notar que no se impone ninguna restricción sobre la geometría de las secciones transversales, que puede ser cualquiera, e incluso variar a lo largo del eje del canal, como ocurre en un río.

Si se considera que la densidad del agua es constante, el flujo unidimensional en un río puede ser descrito con dos variables:  $A(x, t)$  el área mojada en una sección transversal; y  $Q(x, t)$  el caudal que circula a través de cada sección (ver Figura A.2). Estas variables, conocidas en cada punto del espacio 1D, y en cada tiempo, nos definen el movimiento del fluido.



**Figura A.2:** Variables principales que definen el flujo en una sección transversal al cauce: A área mojada, h calado, B anchura.

Las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento que forman parte del modelo de aguas poco profundas 1D son las siguientes:

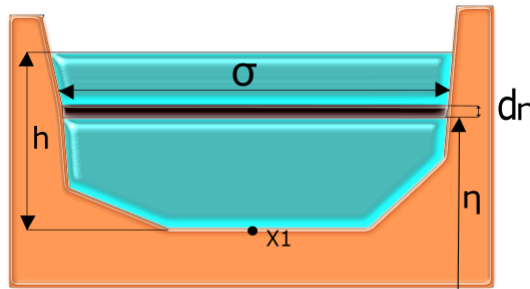
$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{A.1})$$

El primer sumando determina la variación temporal del área mojada de cada sección transversal y el segundo la variación espacial del caudal conforme nos movemos en el dominio de cálculo. La segunda ley de Newton aplicada a un volumen fluido nos dice que la variación de la cantidad de movimiento del volumen fluido tiene que ser igual a la suma de fuerzas superficiales y volumétricas que actúan sobre él. Las fuerzas volumétricas o másicas contienen a la gravedad y las superficiales a las fuerzas de tipo normal (presión) o tangencial (rozamiento y viscosidad). Su expresión para el flujo 1D en ríos es la siguiente:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} + gI_1 \right) = g[I_2 + A(S_0 - S_f)] \quad (\text{A.2})$$

donde  $I_1$  es

$$I_1 = \int_0^h (h - \eta) \sigma d\eta \quad (\text{A.3})$$



**Figura A.3:** Variables de integración en la sección transversal  $x_1$ :  $\eta$  coordenada vertical,  $\sigma$  anchura.

siendo  $h$  el calado,  $\eta$  la coordenada vertical de altura y  $\sigma$  la variable anchura en una sección transversal (ver Figura A.3). Este término está relacionado directamente con la presión hidrostática. El término  $I_2$  se expresa:

$$I_2 = \int_0^h (h - \eta) \frac{\partial \sigma}{\partial x} d\eta \quad (\text{A.4})$$

y hace referencia a las variaciones de anchura de las secciones a lo largo del cauce,  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $S_0$  es la pendiente del fondo del cauce definida por

$$S_0 = -\frac{\partial z}{\partial x} \quad (\text{A.5})$$

donde  $z$  es la cota del fondo del cauce (ver Figura [A.1](#)); y por último  $S_f$  es el término de fricción del flujo con el fondo y las paredes del cauce y se expresa en función de la fórmula de Manning [\[1\]](#) como:

$$S_f = \frac{n^2 u |u|}{R^{\frac{4}{3}}} \quad (\text{A.6})$$

donde  $n$  es el llamado coeficiente de rozamiento de Manning, y toma valores constantes según sea el material del que se trate,  $u$  es la velocidad del flujo y  $R$  el radio hidráulico definido por  $R = \frac{A}{P}$  siendo  $A$  el área y  $P$  el perímetro mojado correspondiente a una sección, que depende de la geometría del cauce.

Otras variables interesantes que aparecen a la hora de analizar el flujo de agua en un cauce son:

$$h = \frac{A}{B} \quad (\text{A.7})$$

altura de agua o calado sobre la cota de fondo de la sección (ver Figura [A.1](#)),

$$u \approx \frac{Q}{A} \quad (\text{A.8})$$

única componente de velocidad en la dirección del flujo en un modelo unidimensional.

[\(A.1\)](#) y [\(A.2\)](#) forman un sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales de tipo hiperbólico, lo cual le proporciona unas propiedades matemáticas características útiles a la hora de resolverlas. Se trata de un sistema no lineal sin solución exacta salvo para casos muy sencillos. Por tanto es necesario utilizar un método numérico explícito de primer orden descentrado basado en la linealización de Roe para resolverlas [\[3\]](#).

# Apéndice B

## Software de cálculo en la nube: Canalflowmodel

---

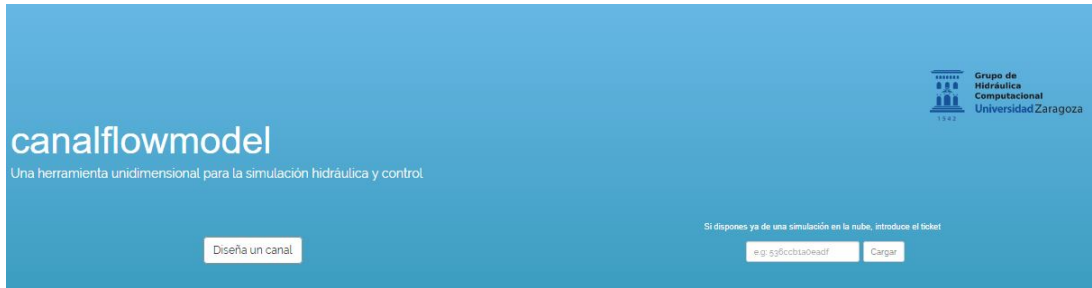
El programa de cálculo en la nube Canalflowmodel [16] ha sido desarrollado por el Grupo de Hidráulica Computacional de la Universidad de Zaragoza para resolver numéricamente flujos estacionarios y transitorios en todo tipo de geometrías. Aunque en principio se diseñó para el cálculo únicamente en canales, con este trabajo se pretende ampliar su aplicación para la simulación del flujo en una geometría arbitraria como lo es el cauce de un río. La herramienta se apoya en la computación en la nube, como se ha adelantado en la introducción, sin necesidad de instalar, de forma local, el programa en el ordenador que utiliza el usuario. Se puede acceder a él de manera gratuita en la dirección <http://canalflowmodel.net>; y en la versión de prueba para cauces <http://canalflowmodel.net/beta>, que es la que se ha usado en este trabajo para validar la herramienta.

Lo primero que nos encontramos al acceder a la herramienta de cálculo Canalflowmodel es un menú que nos ofrece la creación de casos nuevos de tipo canal o de tipo río y la opción de abrir un caso ya existente mediante un sistema de tickets (ver Figura B.1). En cada uno de los casos que se han simulado, y se muestran en este trabajo, aparece el nombre del ticket correspondiente; de forma que el lector de esta memoria puede introducir el nombre del ticket en la herramienta gratuita de cálculo en la nube y simular directamente el caso viendo los resultados que se obtienen y que aquí se mostrarán.

En cualquiera de las opciones elegidas, los pasos a seguir en la resolución de los problemas será el mismo:

- Paso I - Pre-proceso
- Paso II - Cálculo

■ Paso III - Post-proceso



**Figura B.1:** Menú de entrada a la herramienta de simulación Canalflomodel.

A continuación se muestra la descripción detallada de los pasos a seguir para obtener la simulación numérica de un caso con esta herramienta.

## B.1. Paso I - Pre-proceso

En el pre-proceso se define la geometría del caso, las condiciones iniciales de la simulación (valor de las variables en todo el dominio de cálculo a tiempo cero), las condiciones de contorno que definen el tipo de entrada y salida de flujo que hay en la región a simular, así como el resto de parámetros de la simulación.

### B.1.1. Geometría

La geometría se basa en la definición del tramo que se quiere simular, caracterizado principalmente por la longitud del mismo y el número de secciones transversales que contiene y que definen la geometría del cauce. Cada sección vendrá determinada por un conjunto de puntos con sus coordenadas espaciales y por el coeficiente de rozamiento de Manning en cada tramo dependiendo del uso del suelo asignado si éste está cubierto por piedras, gravilla, vegetación, arbusto, soto,... Al modelizar el flujo en un cauce, se trabaja con secciones transversales que, en lugar de tener un coeficiente de rozamiento de valor constante, lo tienen variable a tramos. Estos datos se introducen en el programa a través de un fichero que contiene el número de secciones, los puntos que definen cada sección y las coordenadas espaciales junto al valor del rozamiento.

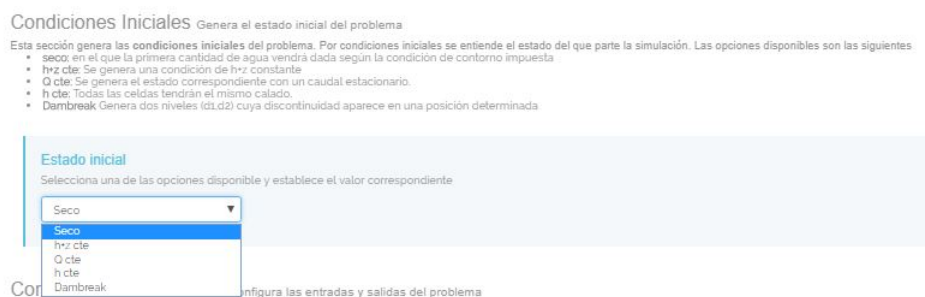
Además es necesario especificar a partir de qué valor de calado las fuerzas de rozamiento predominan y frenan el movimiento del agua. Este parámetro es lo que llamamos calado mínimo. Alturas de agua por debajo de este valor hacen que el agua se encuentre en reposo con velocidad nula. Su valor se especifica en metros y por defecto se asume que es  $h_{min} = 0,001m$ .



### B.1.2. Condiciones iniciales

Aquí se definen las variables del problema en el tiempo inicial de la simulación ( $t = 0s$ ). Las opciones que dispone el programa son (ver Figura [B.2](#)):

- Canal seco: Caudales y calados nulos  $A = 0m^2$ ,  $Q = 0m^3/s$ .
- $h + z = cte$ : Nivel superficial constante en todo el dominio en reposo (velocidad nula).
- Q cte: Se genera un estado de partida en el que las variables responden a un caudal estacionario que nosotros le imponemos.
- h cte: Todas las celdas tendrán el mismo calado y se encontrarán en reposo (velocidad nula).
- Rotura de presa (dambreak): Se parte de una discontinuidad de calados en algún punto del dominio con velocidad nula.



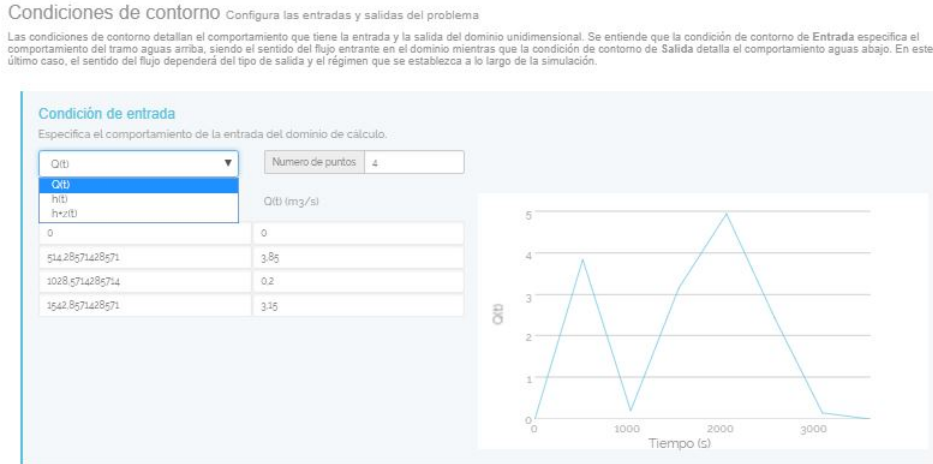
**Figura B.2:** Opciones posibles en el menú de condiciones iniciales de Canalflo model.

### B.1.3. Condiciones de Contorno

En esta parte se define el comportamiento del flujo a la entrada y a la salida del dominio de cálculo (aguas arriba y aguas abajo respectivamente). Las opciones disponibles en el menú del programa para la entrada de flujo (ver Figura [B.3](#)) son las siguientes:

- $h+z(t)$ : Nivel superficial en función del tiempo. Proporciona información de cómo varía en el tiempo el nivel superficial de agua a la entrada de un cauce.
- $Q(t)$ : Caudal en función del tiempo. Es la condición típica a imponer cuando se quiere simular una avenida, ya que es el propio hidrograma de evento que nos dice cómo evoluciona el caudal a lo largo del tiempo.

- $h(t)$ : Calado en función del tiempo. Define la evolución temporal del calado en el primer punto del cálculo.



**Figura B.3:** Opciones que muestra el menú de condiciones de contorno aguas arriba de Canalfowmodel.

De la misma forma, las opciones disponibles en el menú del programa para la salida de flujo, y que se pueden ver en la Figura B.4, son las siguientes:

- Libre: No se impone ninguna condición dejando que el flujo vaya saliendo conforme vaya llegando al contorno.
- $h+z(t)$ : Nivel superficial en función del tiempo. Se impone la evolución temporal del nivel superficial en el último punto del dominio de cálculo.
- $Q=Q(h+z)$ : Caudal en función del nivel superficial. Representa la curva de aforo que se mide en las estaciones localizadas cerca de los puentes. Es la que se usa en este trabajo y la que en general se usa para la simulación de avenidas.
- Froude constante: se impone un valor de Froude constante y por debajo de 1 en toda la simulación para garantizar que el flujo salga en régimen subcrítico.



**Figura B.4:** Opciones que muestra el menú de condiciones de contorno aguas abajo de Canalfowmodel.

### B.1.4. Parámetros de simulación

En este apartado se definen los valores necesarios que necesita el motor de cálculo de Canalflomodel relacionados con el método numérico usado para resolver las ecuaciones que gobiernan el flujo de superficie libre 1D (ver Capítulo A). En la Figura B.5 se muestra la pantalla en la que se introducen estos parámetros.

**Parámetros de simulación** Configura el motor de cálculo

La forma de calcular la evolución de las variables hidrodinámicas existentes es a través del método de Volúmenes Finitos acompañado de una integración explícita en el tiempo. Esto requiere de un conjunto de parámetros que configuren los métodos para asegurar la calidad de los resultados así como de elementos propios del caso a simular (dominio temporal, intervalos de reporte...)

**Parámetros de cálculo**  
Configura los parámetros relacionados con el caso y el método numérico

Condición de CFL. El valor ha de estar acotado entre 0 y 1	Tiempo total de la simulación expresado en segundos	Intervalo de volcado de datos expresado en segundos
CFL: 0,9	Tiempo de simulación: 3500	Inter. Data: 100
Posición de la sonda de volcado. Esta posición ha de estar en una posición entre 0 y la longitud del tramo	Numero de celdas en las que discretizar el dominio	
x[mi]: 1000	ncells: 100	

**Figura B.5:** Menú en el que se definen los parámetros de simulación en Canalflomodel.

El número de CFL establece el tamaño del paso temporal  $\Delta t$  a usar en el cálculo siguiendo la ley:

$$\Delta t = CFL_{min} \frac{\Delta x}{|u| + \sqrt{\frac{gA}{B}}} \quad (\text{B.1})$$

donde  $\Delta x$  es la distancia entre nodos de cálculo,  $u$  es la velocidad del flujo a lo largo del cauce,  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $A$  es el área mojada en cada una de las secciones transversales y  $B$  es la anchura en cada sección transversal a cota superficial. El programa por defecto utiliza un CFL de 0,9 que optimiza la velocidad de cálculo sin pérdida de precisión.

Además es necesario definir el tiempo inicial y final de la simulación, así como la frecuencia temporal de volcado de resultados a fichero y por pantalla.

## B.2. Paso II - Cálculo

Cuando se pulsa el botón 'simular', se da comienzo al paso II. Este paso muestra un panel con los datos del Preproceso - Paso I y un ticket con un código. Este ticket permite cargar el caso cuando se considere necesario; ya sea para volver a lanzar una simulación reajustando algún parámetro sin modificar la geometría o para ser calculado por otro

usuario en cualquier otro ordenador.

Al mismo tiempo que Canalflowmodel va realizando los cálculos, muestra por pantalla la evolución temporal del caudal en la entrada y en la salida del dominio. También se muestra el paso de tiempo que usa el programa a la hora de calcular, que se realiza de forma dinámica, y el error de conservación de masa, que nos garantiza la precisión de los resultados (ver Figura B.6).



**Figura B.6:** Pantalla de visualización del cálculo en Canalflowmodel. Evolución temporal de: caudal aguas arriba y aguas abajo (gráfico superior), paso de tiempo (inferior izquierda) y error de masa (inferior derecha).

### B.3. Paso III - Post-proceso

En este menú se muestran los resultados de la simulación. A continuación se detallan las gráficas que el usuario debe revisar para analizar los resultados numéricos:

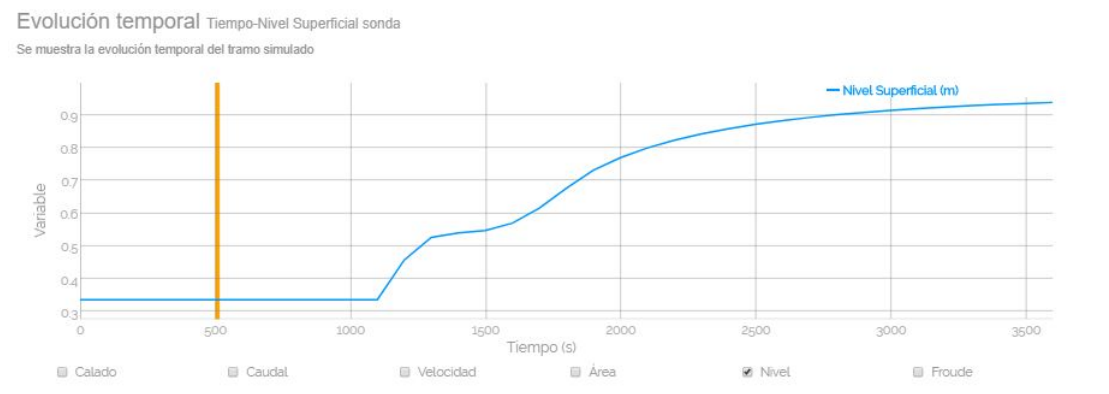
- Perfiles longitudinales de nivel superficial a lo largo del canal/río en diferentes instantes de tiempo. Se trata de una imagen en un instante de tiempo del nivel superficial de agua a lo largo del eje longitudinal.

### B.3. PASO III - POST-PROCESO

- Perfiles longitudinales de caudal a lo largo del canal en diferentes instantes de tiempo. Representa el estado de la variable caudal en un instante de tiempo determinado a lo largo del eje longitudinal del dominio.



**Figura B.7:** Pantalla de visualización de resultados de perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y caudal (derecha) en un instante de tiempo dado.



**Figura B.8:** Pantalla de visualización de resultados de evolución temporal de las variables que intervienen en el cálculo (calado, caudal, velocidad, área, nivel, número de Froude) en algún punto del dominio, según el que se seleccione.

Por último, es importante destacar que los resultados se pueden descargar en ficheros, de forma que éstos pueden ser representados en cualquier otra aplicación. En nuestro caso se ha usado Gnuplot para poder realizar las comparaciones de los mismos con las medidas observadas en algunos puntos y con los resultados numéricos obtenidos de una simulación 2D.

# Apéndice C

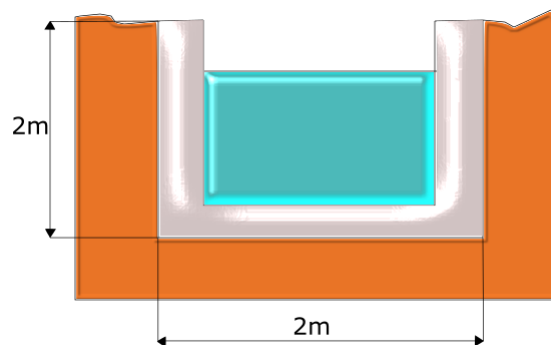
## Casos prácticos de introducción a Canalflomodel

---

Mediante una serie de casos prácticos, nos adentramos en el manejo del programa Canalflomodel, de forma que a la hora de analizar los resultados numéricos de simulaciones de flujo de superficie libre 1D en cauces nos facilite su comprensión. Esta serie de casos prácticos son ejemplos sencillos de flujo en un canal, variando la geometría, la pendiente, la fricción y las condiciones iniciales y de contorno, así como los parámetros de simulación, con el objetivo de conocer el programa de cálculo en la nube.

### C.1. Canal recto de sección constante

En los casos simulados que se presentan a continuación, la geometría del canal va a ser constante; esto quiere decir que la sección transversal al canal permanecerá igual a lo largo de toda su longitud. Los ensayos se realizarán sobre un canal recto de longitud  $L = 100m$  de sección rectangular.



**Figura C.1:** Sección transversal del canal de geometría rectangular.

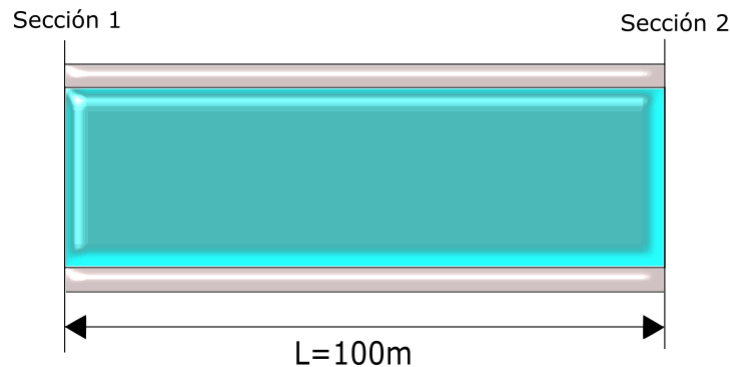


Figura C.2: Vista en planta del canal recto de longitud 100m.

### C.1.1. Caso 1: canal con pendiente

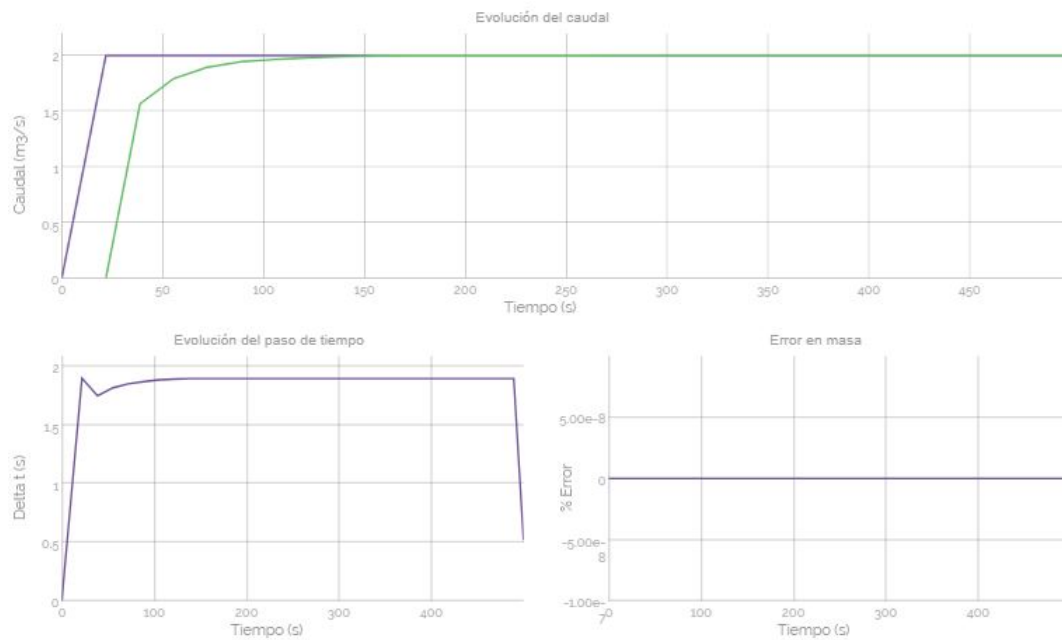
Se define el canal con dos secciones transversales cuadradas de lado  $b = h = 2m$ , con una pendiente del fondo de  $S_0 = 0,001$  y coeficiente de rozamiento de Manning nulo  $n = 0m^{1/3}/s$ ; es decir que el flujo se moverá a lo largo del canal por gravedad, debido a la pendiente del fondo y sin ninguna oposición debida al rozamiento. Esta situación es generada con el objeto de analizar cómo se comporta el flujo de agua en un canal al circular sobre un lecho con pendiente. El tiempo de simulación será en este caso de 500s

El resto de parámetros que se han tenido en cuenta en la simulación son:

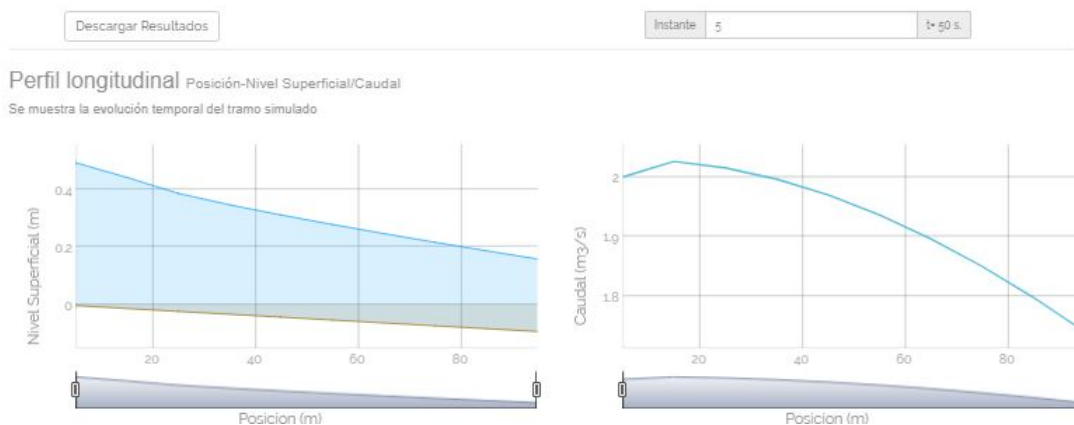
- Condiciones iniciales: canal seco ( $A = 0, Q = 0$ ).
- Condiciones de contorno:
  - Entrada: caudal constante en el tiempo ( $Q(t) = 2m^3/s$ ).
  - Salida: flujo libre.
- $CFL = 0,9$ .

Se parte de la condición inicial en  $t = 0$  y se deja que se establezca un estacionario en todo el canal de valor  $Q(t) = 2m^3/s$  que se obtiene al dejar la simulación durante 150s. A continuación en la Figura [C.6](#) se muestra el caudal y el nivel del agua en función del tiempo desde el inicio hasta el final de la simulación.

Para la visualización del caso en Canalflowmodel es preciso cargar el Ticket 595f871f77bf3.



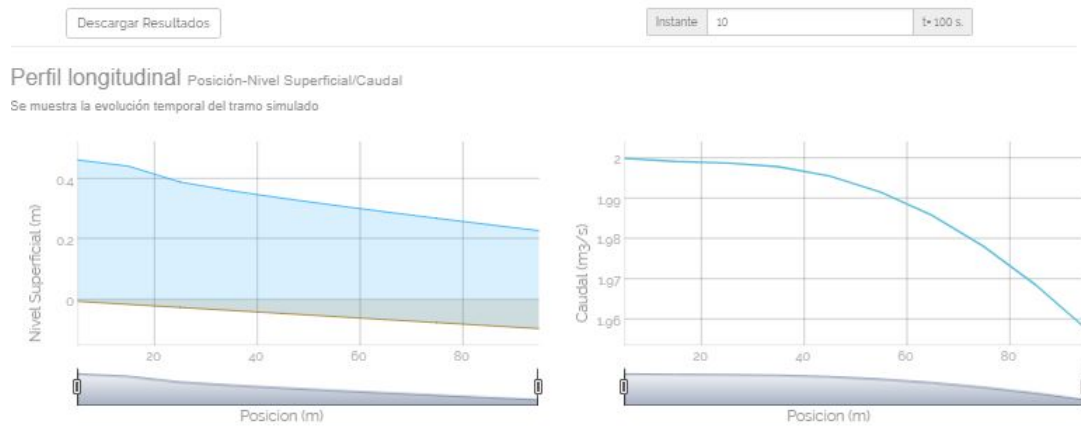
**Figura C.3:** Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 1.



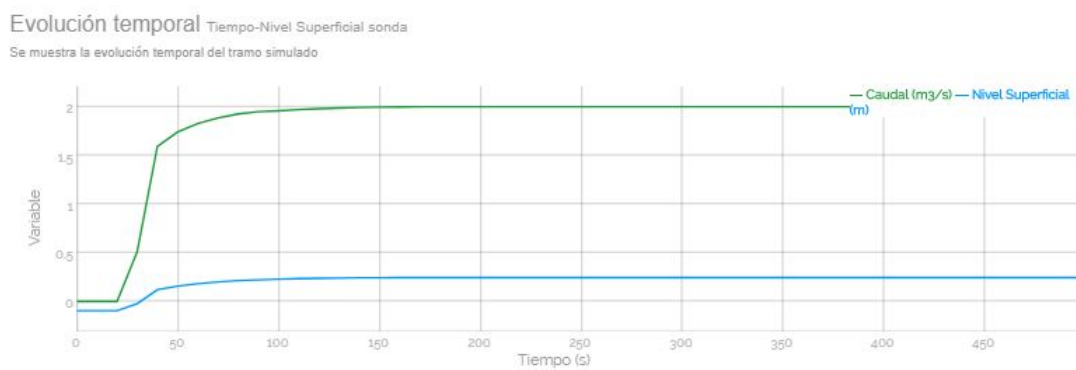
**Figura C.4:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 50$ s en el caso 1.



## C.1. CANAL RECTO DE SECCIÓN CONSTANTE



**Figura C.5:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 100$  s en el caso 1.

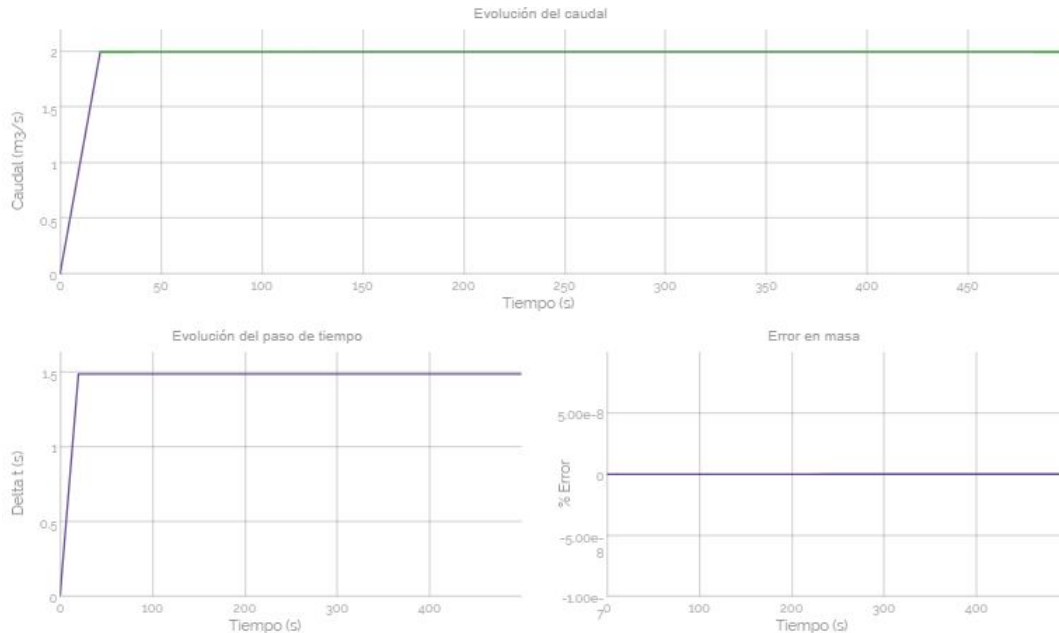


**Figura C.6:** Evolución temporal del caudal (verde) y del nivel superficial (azul) en una sonda situada en  $x = 100$  m el caso 1.

### C.1.2. Caso 2: canal con pendiente y fricción

En este caso seguimos manteniendo la misma geometría del canal del caso anterior, con la misma pendiente. Lo único que cambia es el coeficiente de rozamiento que en lugar de ser nulo se ha impuesto un valor de  $n = 0,01m^{1/3}/s$ ; con esto conseguimos que el flujo se vea frenado por el rozamiento con el fondo y las paredes del canal. Las condiciones de contorno, así como el CFL es el mismo, pero se han modificado las condiciones iniciales, partiendo de un estado ya estacionario con caudal constante  $Q(t) = 2m^3/s$ . Se deja evolucionar al flujo desde el tiempo inicial hasta  $t = 500s$ .

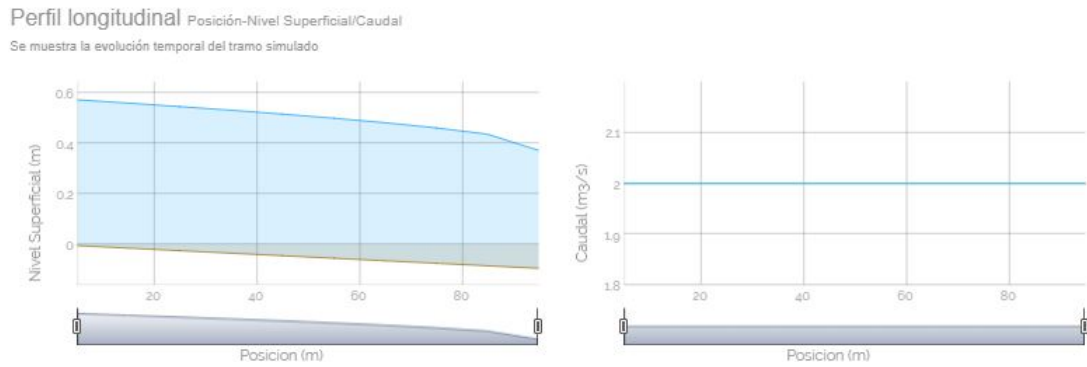
En la Figura [C.9](#) se representa la evolución del caudal a la vez que el nivel del agua en función del tiempo. En este caso podemos ver que es estacionario desde los primeros segundos de simulación prácticamente, diferenciándose del caso anterior.



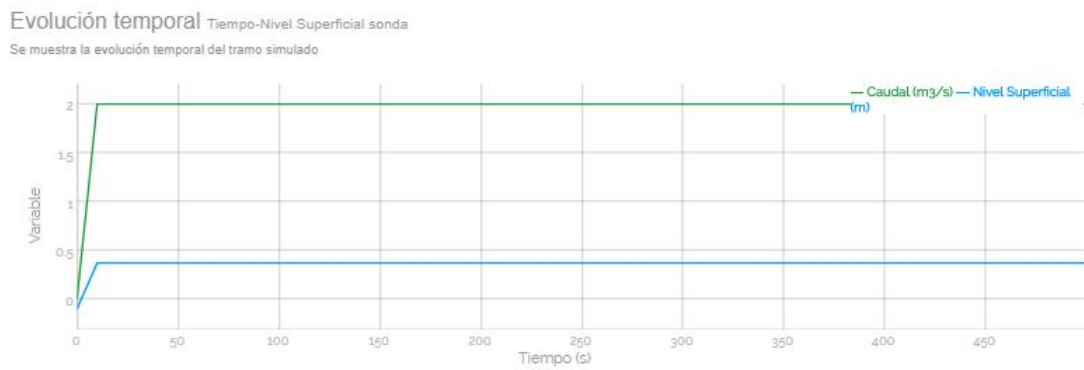
**Figura C.7:** Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 2.

Para la visualización del caso en Canalflowmodel es preciso cargar el Ticket 595f8a5c5d582.

## C.1. CANAL RECTO DE SECCIÓN CONSTANTE



**Figura C.8:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 500s$  en el caso 2.

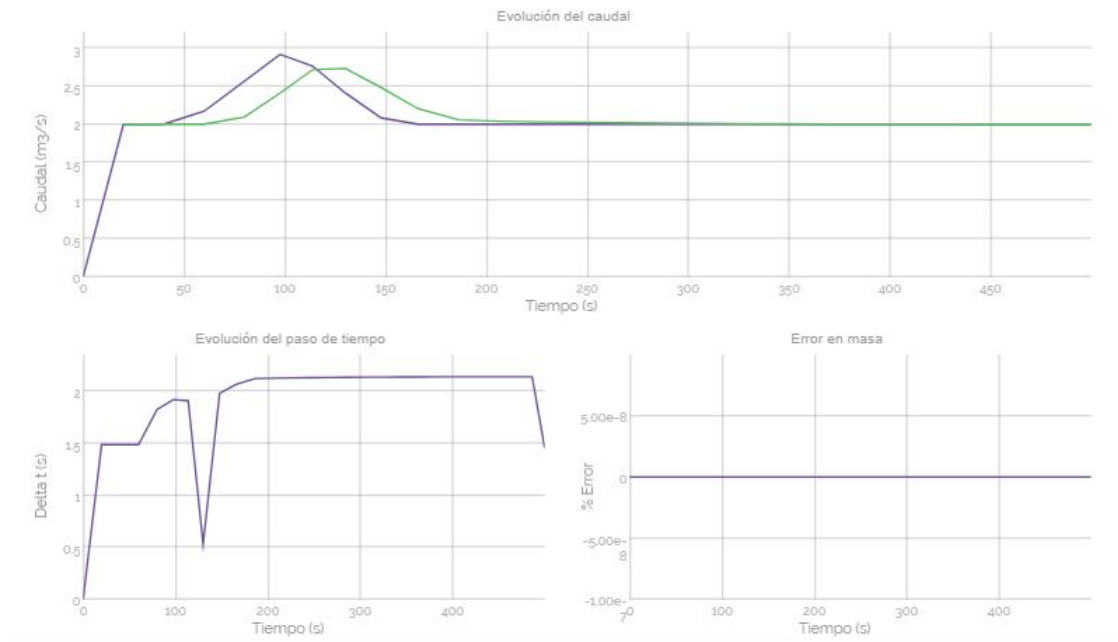


**Figura C.9:** Evolución temporal del caudal (verde) y del nivel superficial (azul) en una sonda situada en  $x = 100m$  en el caso 2.

### C.1.3. Caso 3: canal con pendiente y fricción en el que se introduce un hidrograma a la entrada

En este caso se mantiene la misma geometría que en los casos anteriores, pendiente, fricción y el tiempo de simulación del canal; también la condición inicial, la condición de contorno aguas abajo y el CFL; y lo que se introduce como cambio es la condición de contorno aguas arriba en la que se va a introducir un hidrograma de caudal. Con ello se quiere observar cómo el hidrograma que se introduce aguas arriba va transportándose a lo largo del canal hasta llegar al contorno aguas abajo.

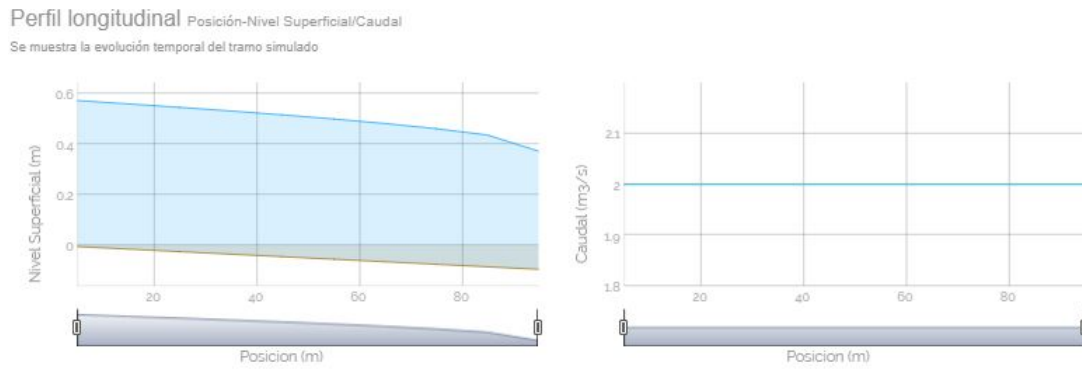
Como se puede observar en la Figura [C.10](#) la onda creada en el caudal viaja desde la entrada en el canal hasta su salida sin apenas distorsión.



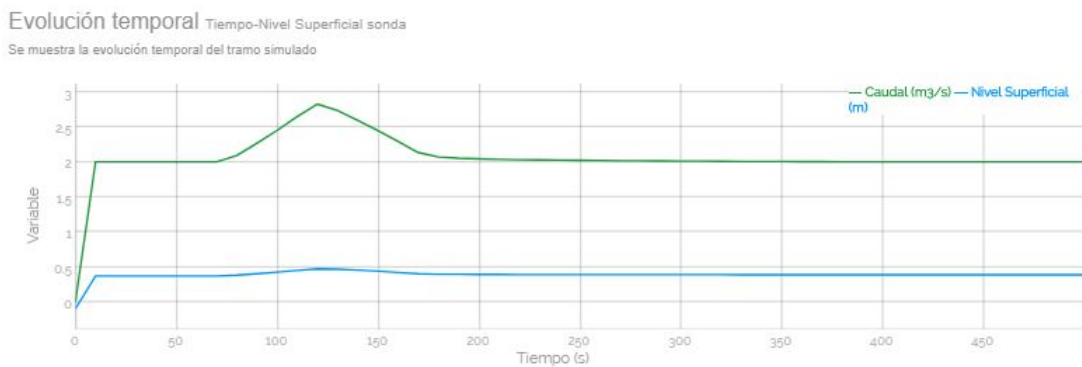
**Figura C.10:** Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 3.

Para la visualización del caso en Canalflowmodel es preciso cargar el Ticket 595f8d011b3a7.

## C.1. CANAL RECTO DE SECCIÓN CONSTANTE



**Figura C.11:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 500s$  en el caso 3.



**Figura C.12:** Evolución temporal del caudal (verde) y del nivel superficial (azul) en una sonda situada en  $x = 100m$  en el caso 3.

## C.2. Canal con variaciones de anchura

En los siguientes casos que se presentan en esta sección, la sección del canal va a seguir siendo rectangular, pero la anchura de las secciones puede variar a lo largo de la longitud del mismo. Para un mejor análisis de los casos que siguen, la longitud del canal ha aumentado a  $L = 1500m$ , así la variación de la anchura en las secciones del canal puede ser más suave representando mejor la realidad. El canal se define con 4 secciones y la anchura del mismo varía desde  $2m$  hasta  $4m$

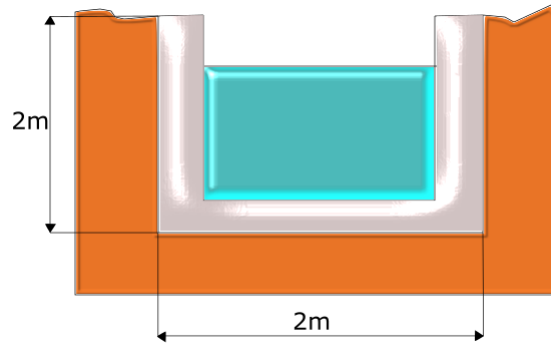


Figura C.13: Sección 1 transversal del canal de geometría variable.

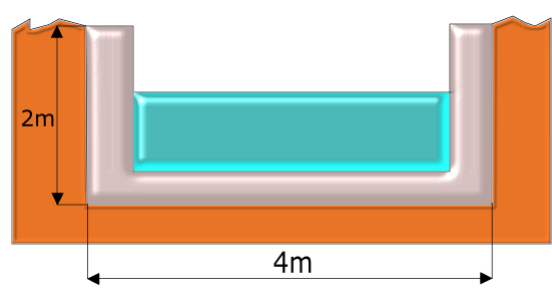


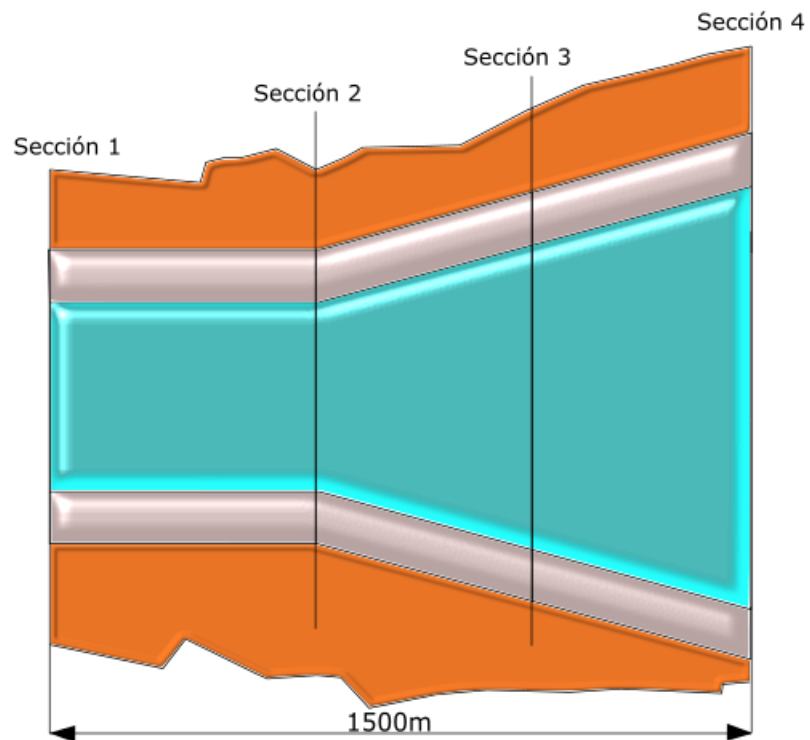
Figura C.14: Sección 4 transversal del canal de geometría variable.

### C.2.1. Caso 4: canal sin pendiente y con fricción

El primer caso tiene el fondo plano; es decir, no hay pendiente; pero sí va a tener fricción del flujo con las paredes y el fondo a través de un coeficiente de rozamiento de Manning de  $n = 0,01m^{1/3}/s$ . El tiempo de simulación de este caso será de  $t = 1000s$ .

El resto de parámetros importantes a tener en cuenta en este caso son:

- Condiciones iniciales: estacionario con  $Q(t) = 2m^3/s = cte$

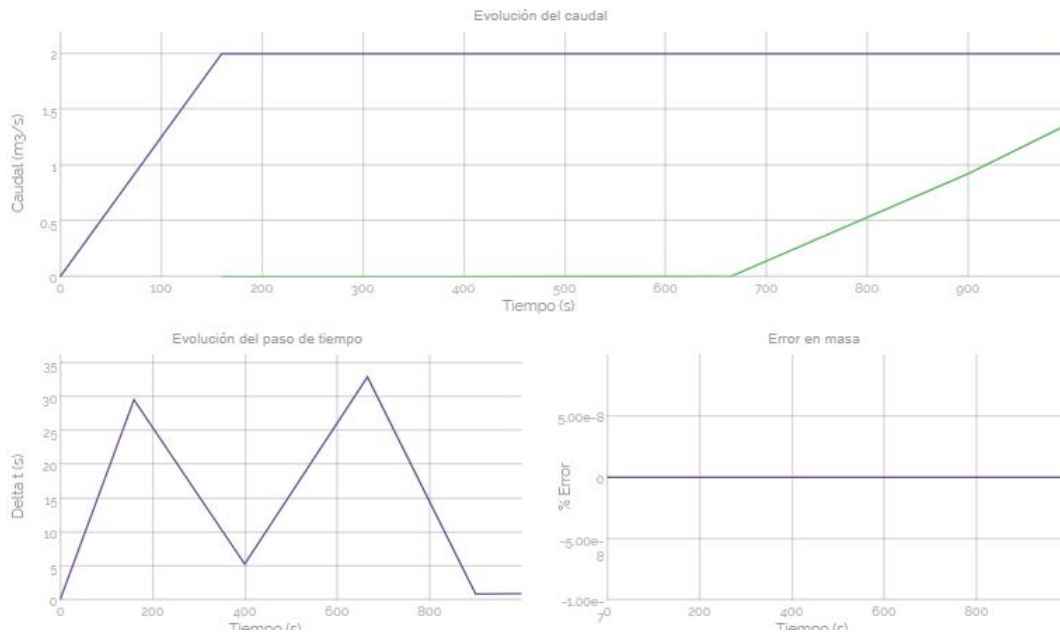


**Figura C.15:** Vista en planta del canal de geometría variable de longitud 1500m.

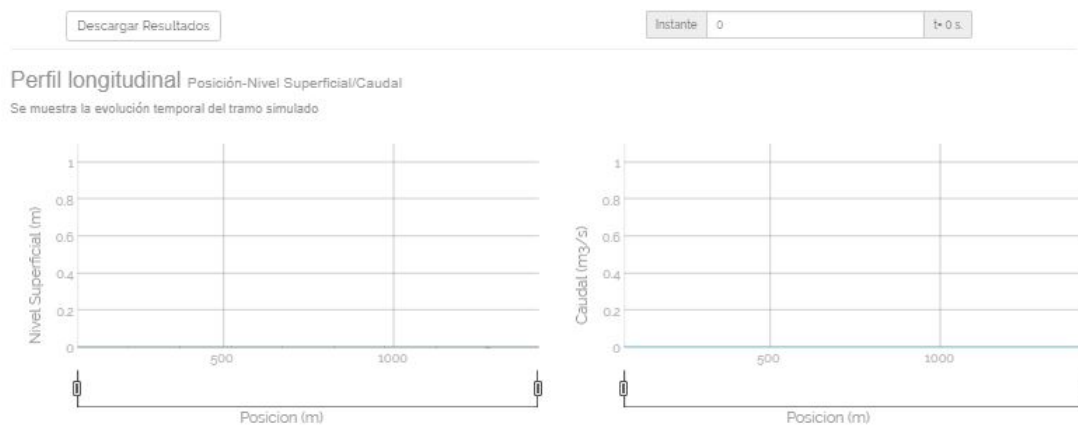
- Condiciones de contorno:
  - Entrada: caudal constante  $Q(t) = 2m^3/s$
  - Salida: flujo libre.
- $CFL = 0,9$ .

En este caso merece la pena observar las Figuras: [C.17](#), [C.18](#), [C.19](#) y [C.20](#). En ellas se puede apreciar paso a paso la evolución de las variables caudal y nivel en función del tiempo en el cauce del río.

Para la visualización del caso en Canalfowmodel es preciso cargar el Ticket 59673ffc2992e.



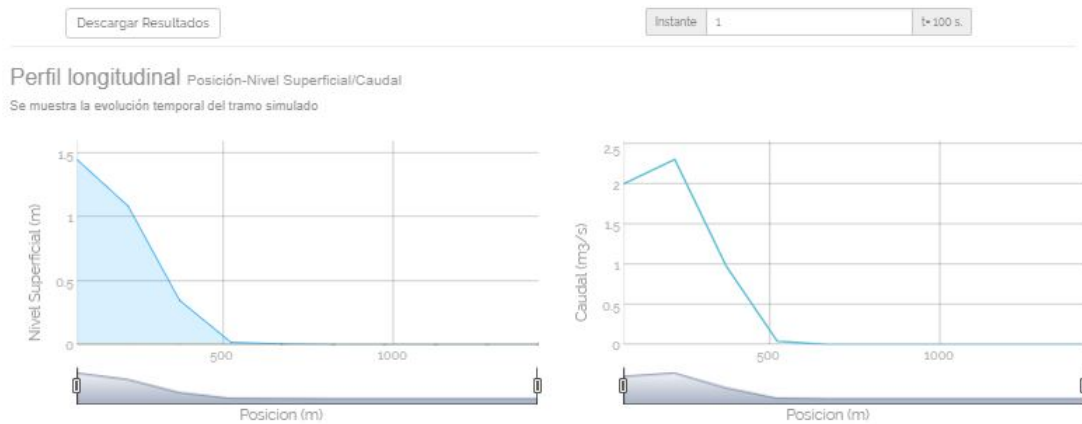
**Figura C.16:** Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 4.



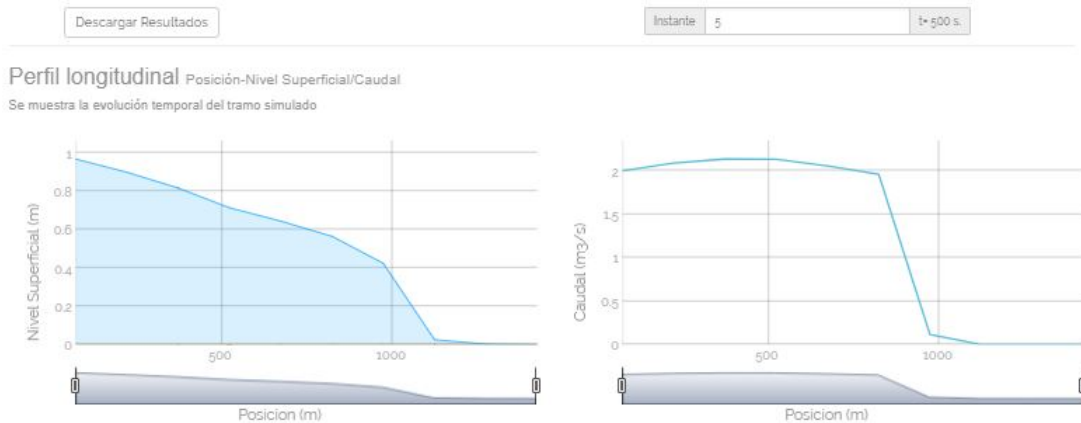
**Figura C.17:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 0s$  en el caso 4.



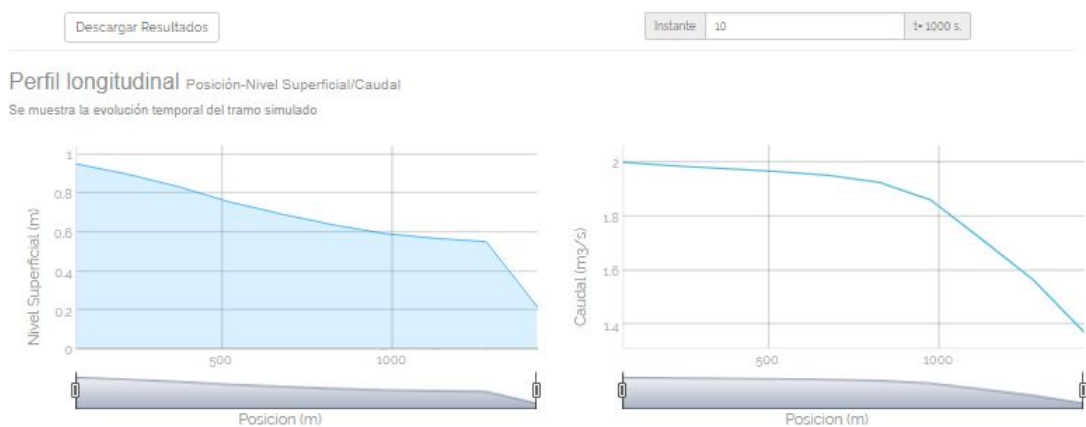
## C.2. CANAL CON VARIACIONES DE ANCHURA



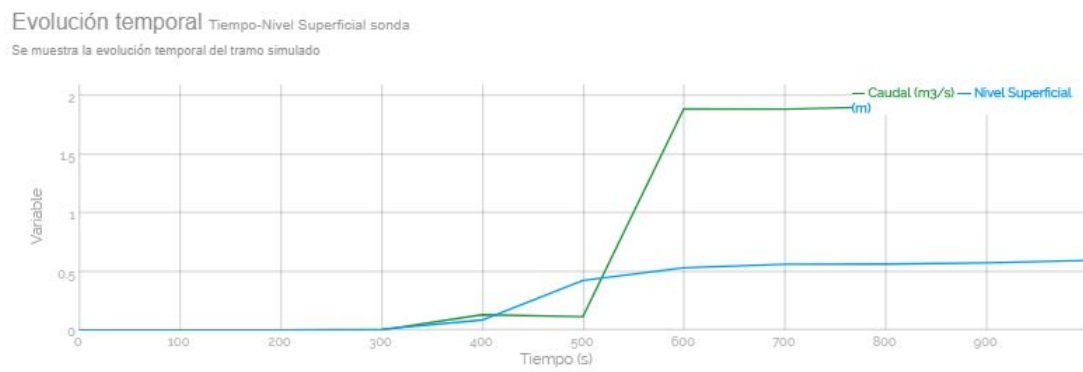
**Figura C.18:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 100s$  en el caso 4.



**Figura C.19:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 500s$  en el caso 4.



**Figura C.20:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 1000s$  en el caso 4.

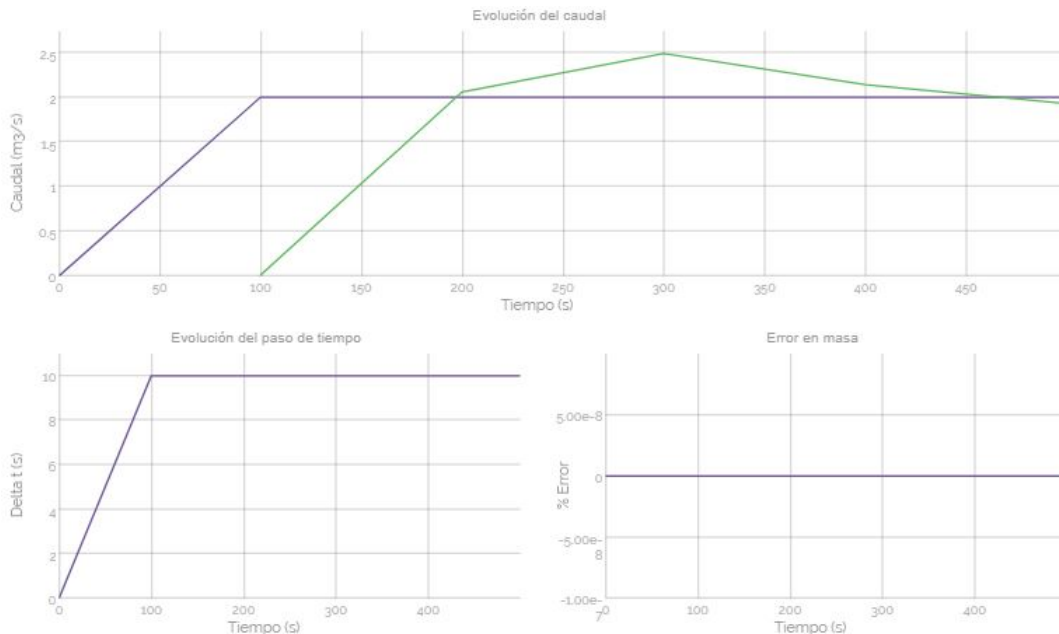


**Figura C.21:** Evolución temporal del caudal (verde) y del nivel superficial (azul) en una sonda situada en  $x = 1000m$  en el caso 4.

### C.2.2. Caso 5: canal sin pendiente, con fricción y condición inicial de nivel superficial constante

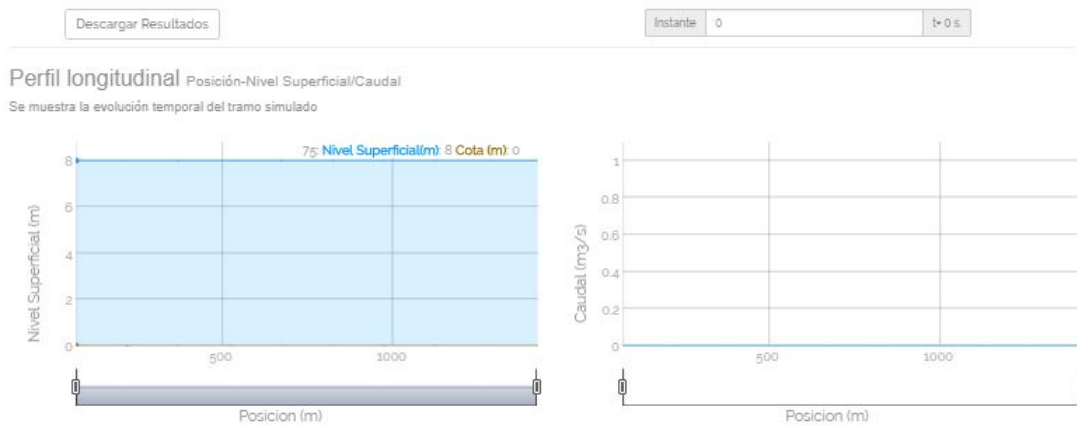
Este caso mantiene la misma geometría que había en el caso anterior sin pendiente, con fricción y únicamente se modifica la condición inicial pasando de un estacionario de caudal constante a una condición de nivel de la lámina libre constante a lo largo de todo el canal ( $h + z = cte$ ) y en reposo ( $Q = 0m^3/s$ ). Las condiciones de contorno siguen siendo las mismas que en el caso anterior (entrada con caudal constante y salida libre),  $CFL = 0,9$ . Se simula desde  $t = 0s$  hasta  $t = 500s$ .

También es importante observar la Figura C.22 donde pasado cierto tiempo de simulación el caudal de salida es superior al de entrada, siendo este segundo estacionario prácticamente al comenzar la simulación

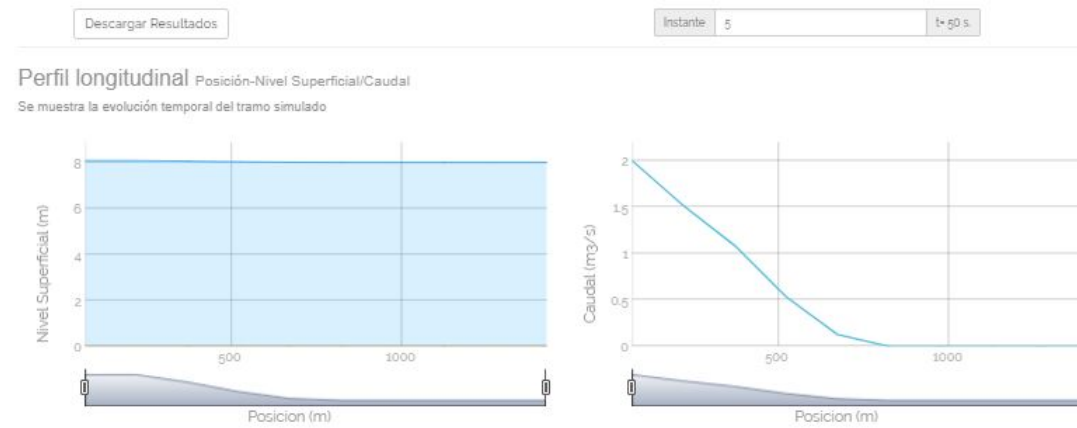


**Figura C.22:** Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 5.

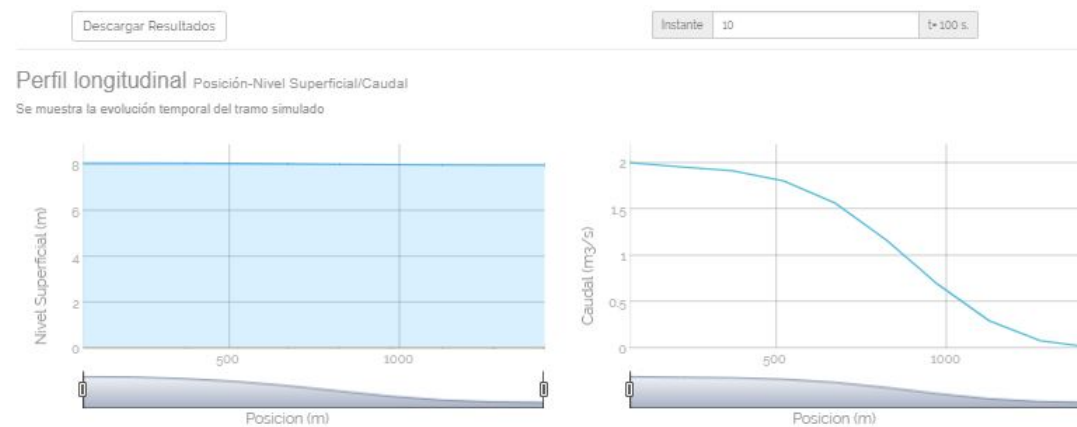
Para la visualización del caso en Canalflowmodel es preciso cargar el Ticket 59673ffc2992ehzcte.



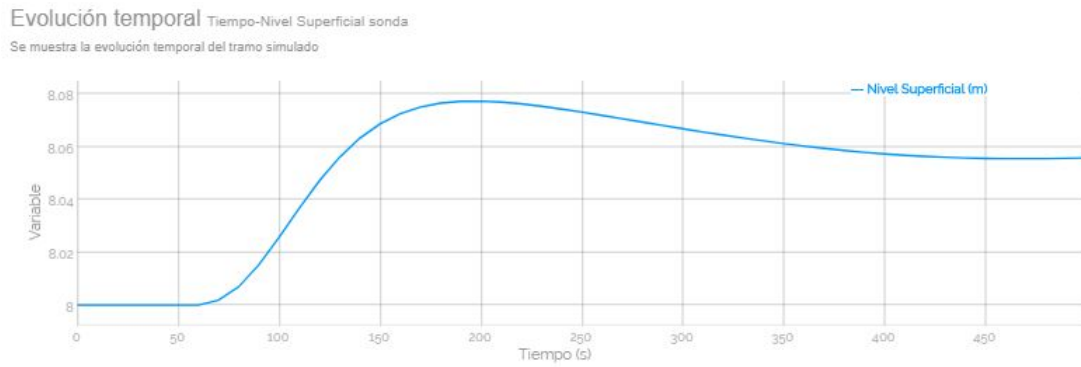
**Figura C.23:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 0s$  en el caso 5.



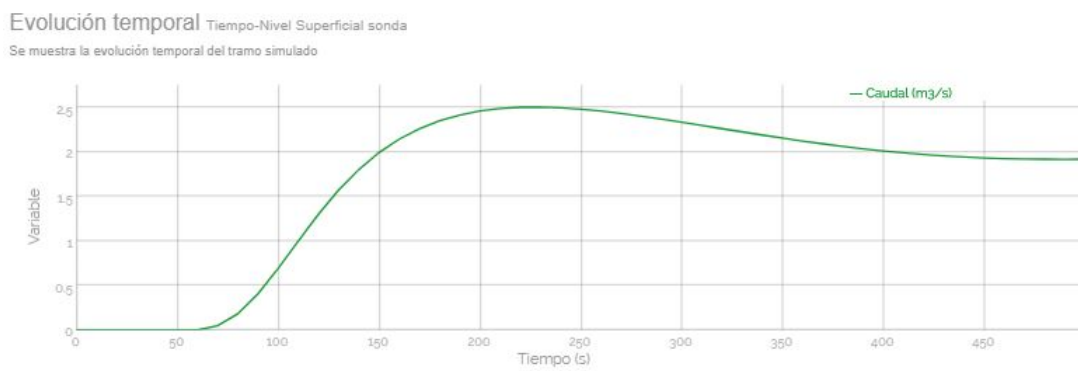
**Figura C.24:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 50s$  en el caso 5.



**Figura C.25:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 100s$  en el caso 5.



**Figura C.26:** Evolución temporal del nivel superficial en una sonda situada en  $x = 1000m$  en el caso 5.

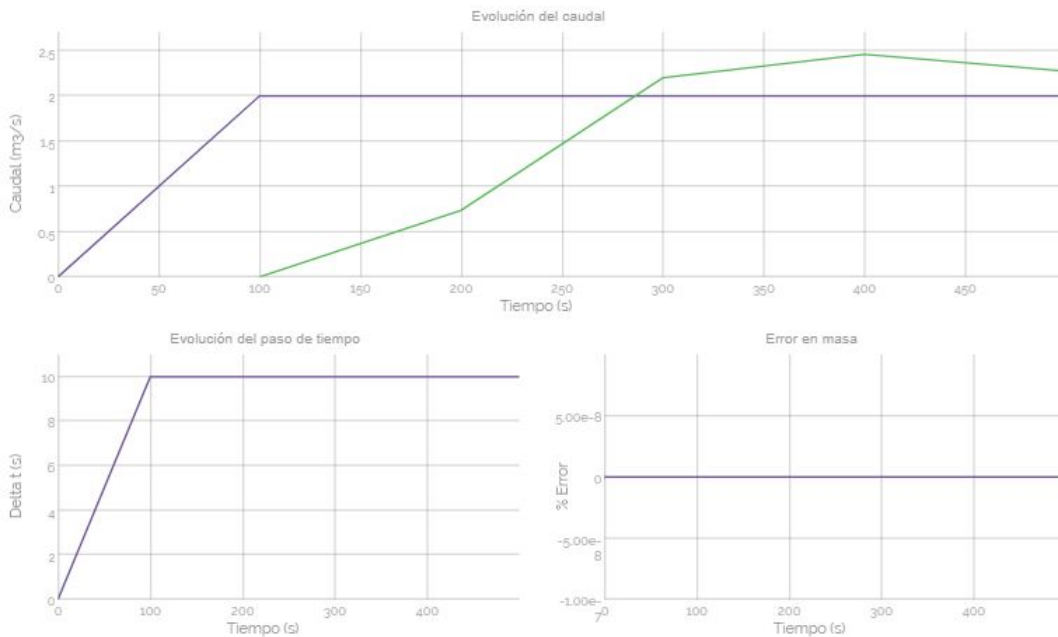


**Figura C.27:** Evolución temporal del caudal en una sonda situada en  $x = 1000m$  en el caso 5.

### C.2.3. Caso 6: canal sin pendiente, con fricción y condición inicial de calado constante

Siguiendo el mismo procedimiento que en los casos anteriores, vamos a seguir trabajando con la misma geometría para el canal recto de sección variable en el que se ha cambiado la condición inicial. Ahora partiremos de un estado en reposo con altura de agua (calado) constante de valor  $h = 2m$ . Las condiciones de contorno y el CFL no se han modificado respecto al caso anterior y el tiempo de simulación será de 500s.

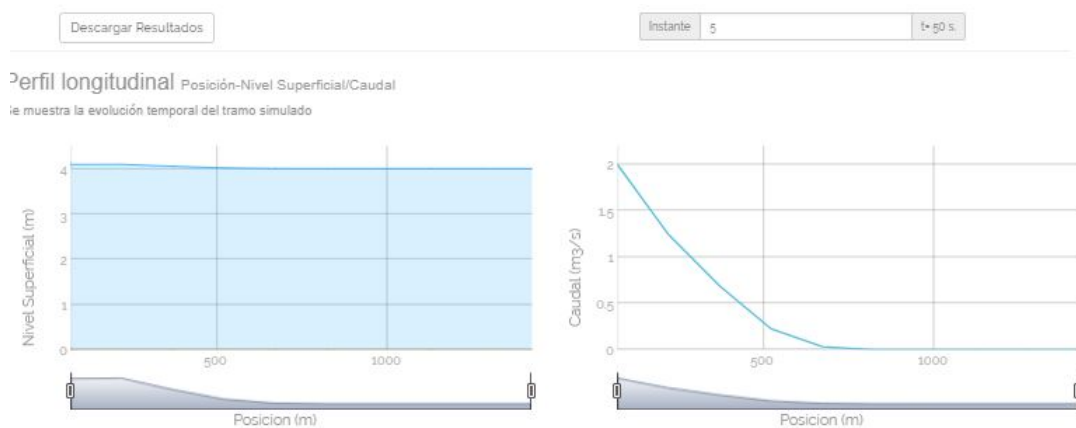
En este caso es importante observar la Figura C.28. Como ya ocurría en el caso anterior, el caudal de salida representado en verde, en algunos momentos de la simulación, llega a superar al de entrada.



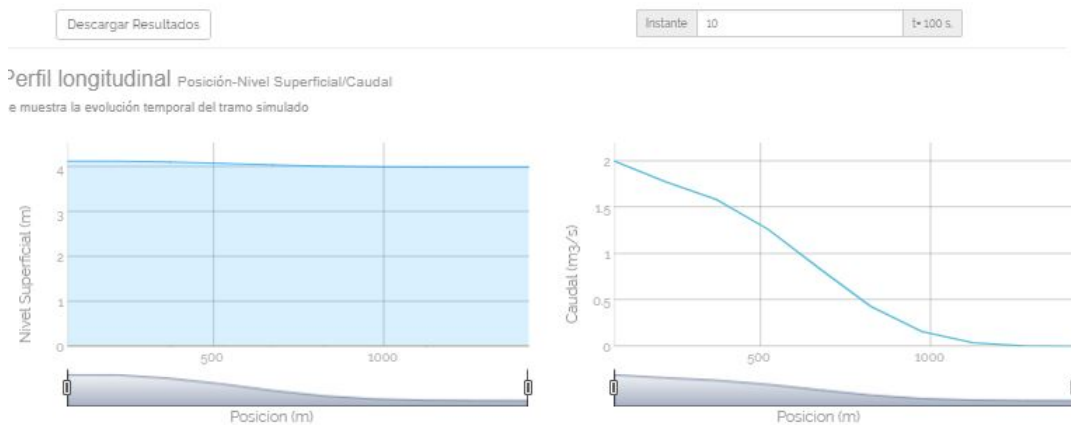
**Figura C.28:** Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 6.

Para la visualización del caso en Canalfowmodel es preciso cargar el Ticket: 59673ffc2992ehcte.

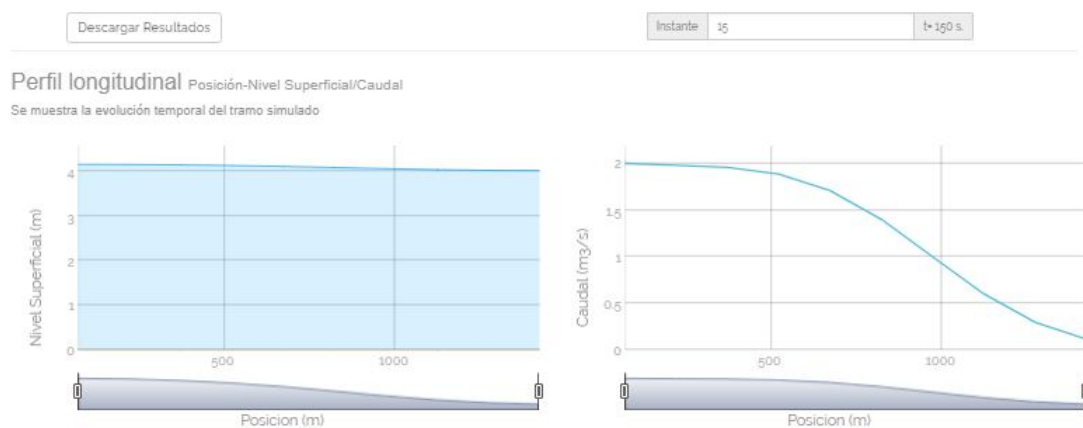
## C.2. CANAL CON VARIACIONES DE ANCHURA



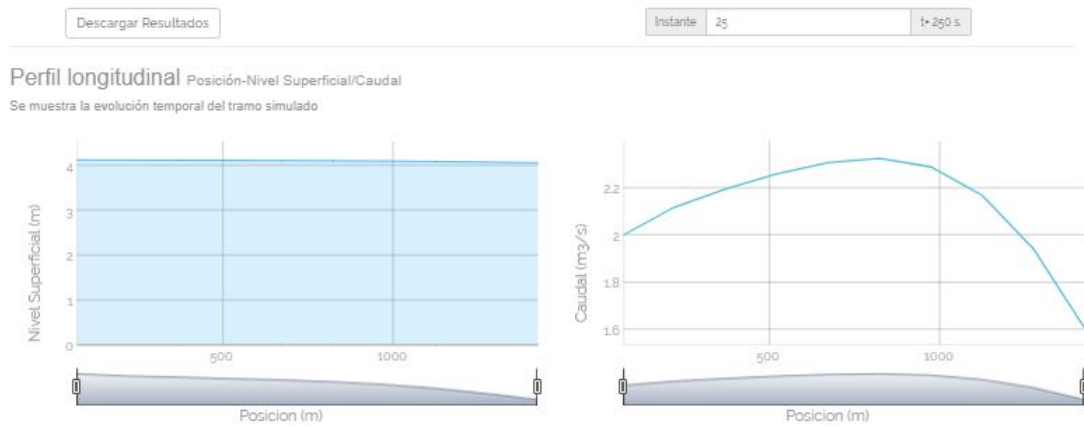
**Figura C.29:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 50s$  en el caso 6.



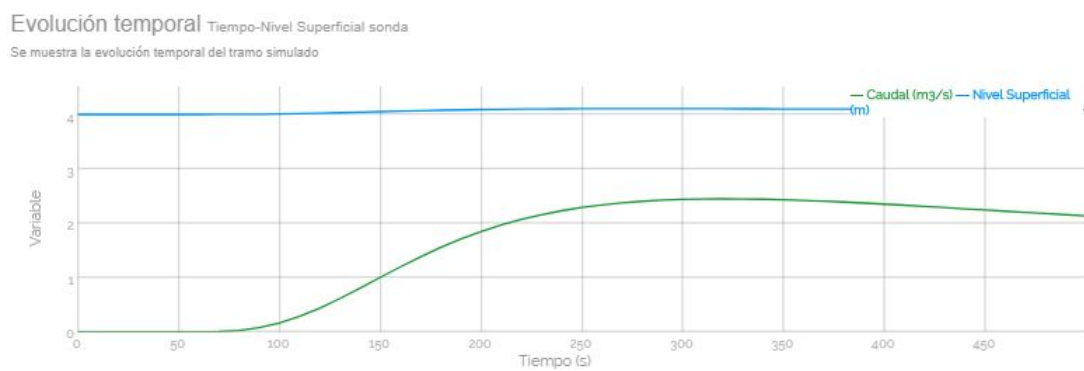
**Figura C.30:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 100s$  en el caso 6.



**Figura C.31:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 150s$  en el caso 6.



**Figura C.32:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 250s$  en el caso 6.

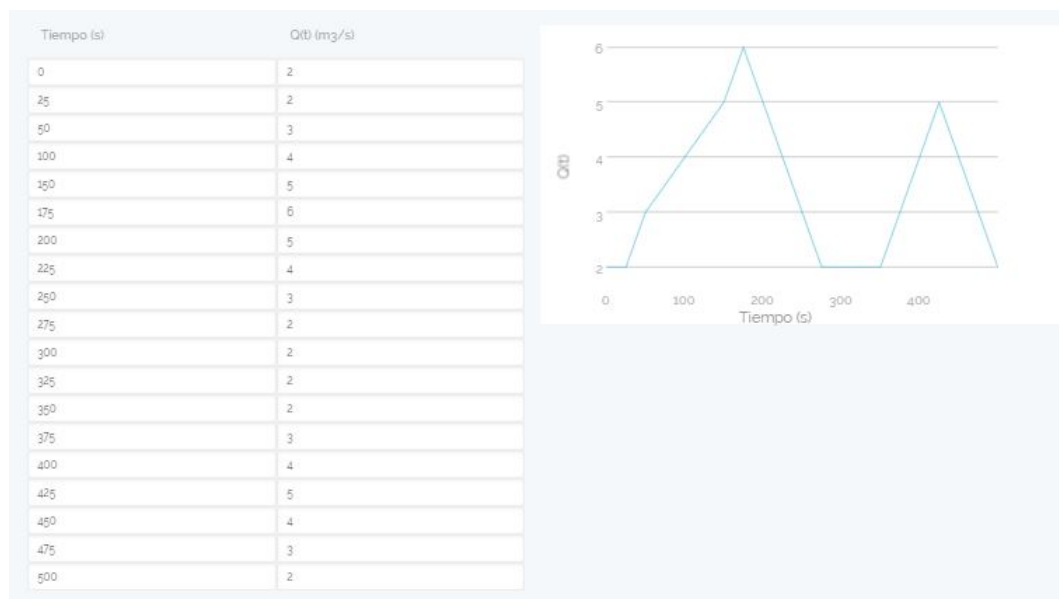


**Figura C.33:** Evolución temporal del caudal (verde) y del nivel superficial (azul) en una sonda situada en  $x = 1000m$  en el caso 6.



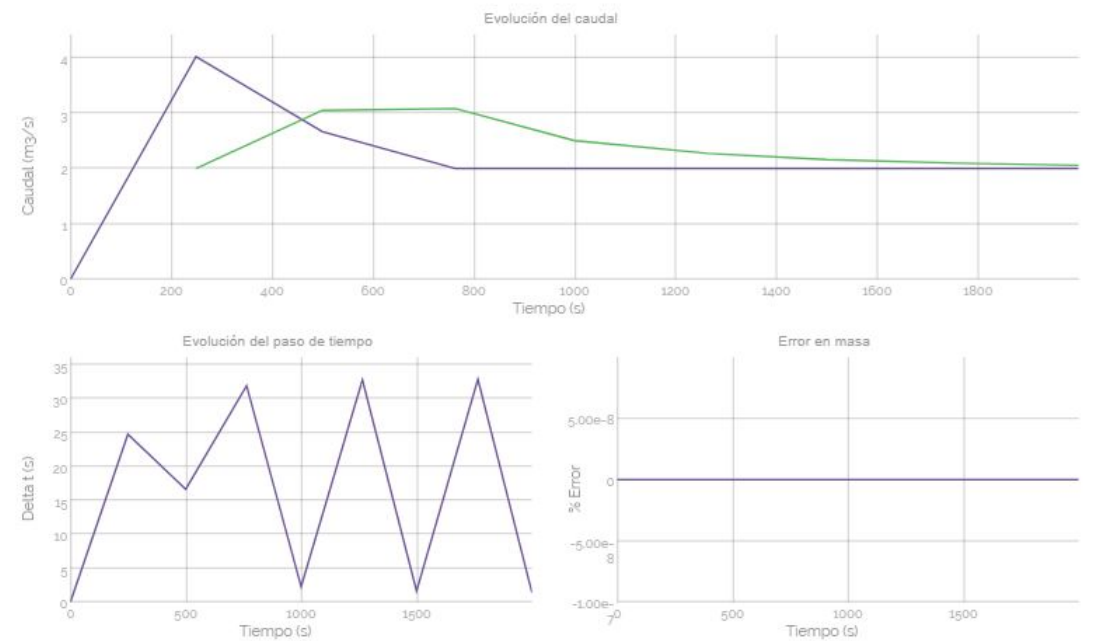
### C.2.4. Caso 7: canal sin pendiente, con fricción en el que se introduce un hidrograma a la entrada

Al igual que se ha hecho en el caso [C.1.3](#), ahora se parte de la misma geometría y condiciones que el caso [C.2.1](#), en el que la condición inicial recordemos que era un estacionario con caudal constante e imponemos un hidrograma de caudal como condición de contorno de entrada aguas arriba que se muestra en la Figura [C.34](#). En este caso el tiempo total de simulación será de 2000s.

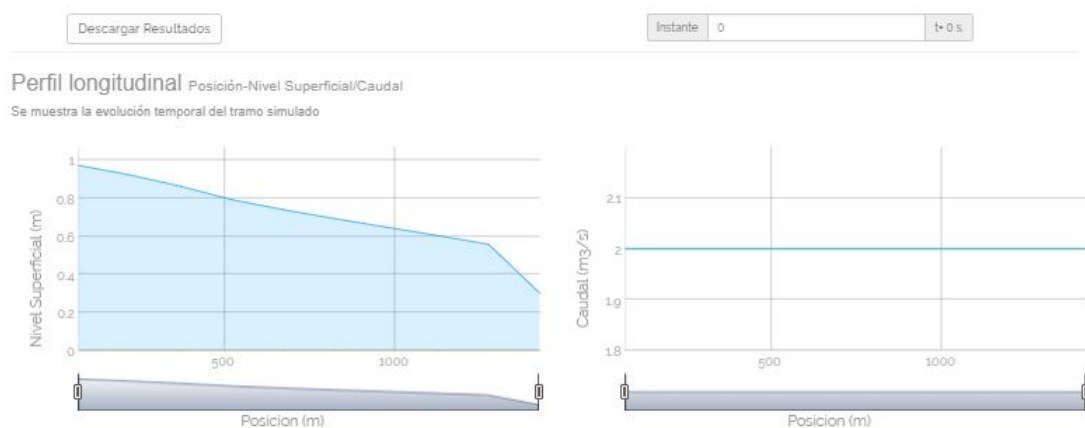


**Figura C.34:** Hidrograma de caudal impuesto en la entrada al canal en el caso 7.

Para la visualización del caso en Canalfowmodel es preciso cargar el Ticket [59673ffc2992eonda](#).

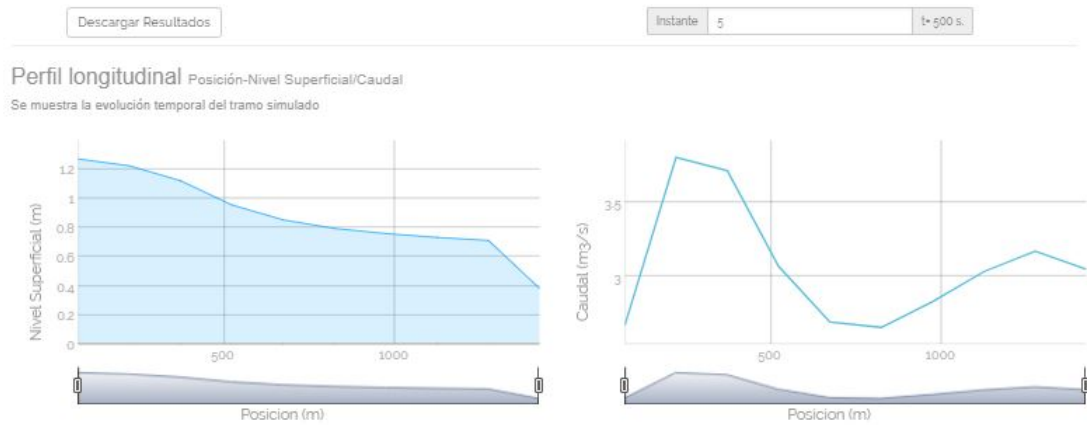


**Figura C.35:** Evolución temporal del caudal aguas arriba (morado) y aguas abajo (verde) (arriba) junto a la evolución temporal del paso de tiempo (abajo izquierda) y del error de masa (abajo derecha) en el caso 7.

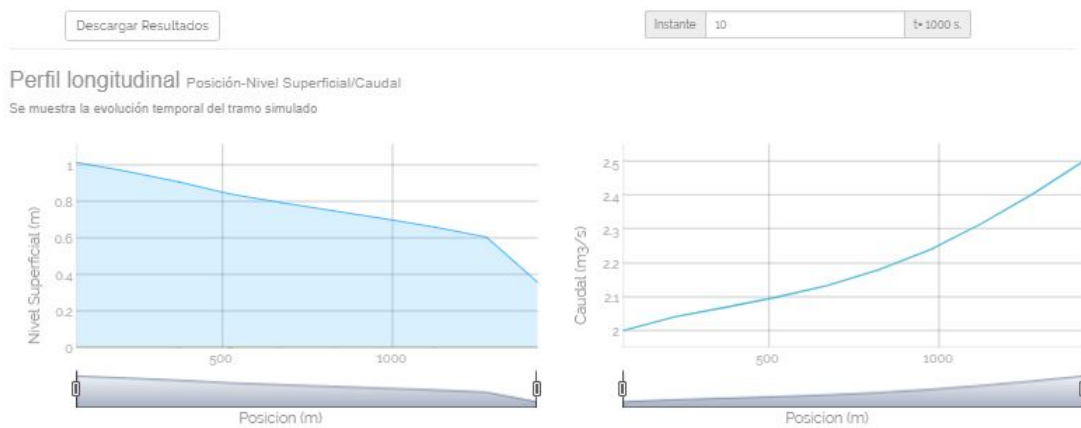


**Figura C.36:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 0s$  en el caso 7.

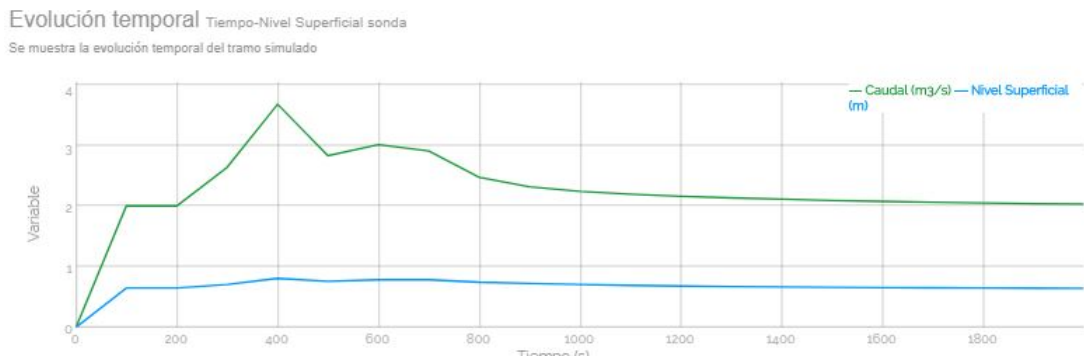
## C.2. CANAL CON VARIACIONES DE ANCHURA



**Figura C.37:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 500s$  en el caso 7.



**Figura C.38:** Perfil longitudinal del nivel superficial (izquierda) y del caudal (derecha) en  $t = 1000s$  en el caso 7.



**Figura C.39:** Evolución temporal del caudal (verde) y del nivel superficial (azul) en una sonda situada en  $x = 1000m$  en el caso 7.

# Apéndice D

## Descripción del caso de estudio y preparación de datos

---

### D.1. La cuenca del río Ebro

La Cuenca del Ebro [15] se sitúa en el cuadrante NE de la Península Ibérica y ocupa una superficie total de  $85,660\text{km}^2$ . Es la cuenca hidrográfica más extensa de España, representando el 17% del territorio peninsular español. Sus límites naturales son: por el N los montes Cantábricos y los Pirineos, por el SE el Sistema Ibérico y por el E la cadena Costero-Catalana. Está drenada por el río Ebro que, con una longitud total de 910 km., discurre en sentido NO-SE, desde las montañas Cantábricas hasta el Mediterráneo, donde desemboca formando un delta. En su camino recoge aguas procedentes de los Pirineos y montes Cantábricos por su margen izquierda a través de importantes afluentes, como el Aragón, Gállego, Cinca-Segre, etc. y por su margen derecha recibe los afluentes procedentes del Sistema Ibérico, normalmente menos caudalosos, como el Oja, Iregua, Jalón o Guadalupe. En total se contabilizan unos  $12,000\text{km}$  de red fluvial principal.

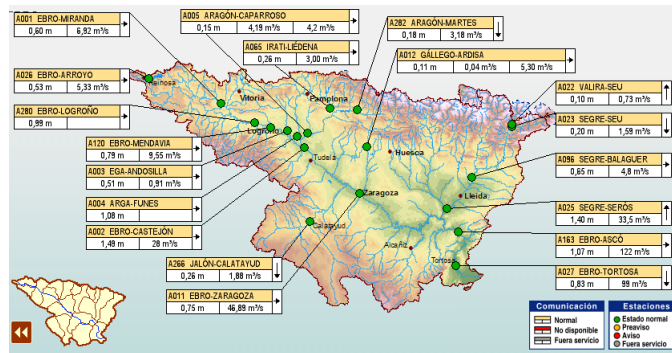
En este amplio y variado territorio viven en torno a 3,200,000 de habitantes, lo que supone una densidad de  $37\text{ hab}/\text{km}^2$ ; se trata de un territorio muy poco poblado en el contexto europeo. Casi la mitad de la población se concentra en Zaragoza, Vitoria, Logroño, Pamplona, Huesca y Lleida. En particular existe una concentración de población en el centro del valle y grandes zonas despobladas en el Sistema Ibérico y los Pirineos.

A continuación se exponen los datos de dicha cuenca: superficie de  $85,362\text{km}^2$ , 347 ríos principales,  $12,000\text{km}$  de longitud de los ríos, 2,767,103 habitantes de la cuenca según padrón de 1998 y una aportación superficial estimada al régimen natural en el periodo 1940/41 a 1985/86 de máxima  $29.726\text{ hm}^3$ , media  $18.217\text{ hm}^3$  y mínima  $8.393\text{ hm}^3$ .

Como ya se ha avanzado en el capítulo [1] las avenidas son causantes de numerosos problemas en la cuenca del Ebro, por lo que es importante prevenir y mitigar sus efectos.

A pesar de que el Ebro puede considerarse un río de caudal medio, en comparación con otros ríos del planeta, los fenómenos de avenidas que transcurren ocasionalmente sobre su cauce son causantes de serios problemas sobre las poblaciones, y sobre su fauna y flora colindante.

El Ebro es gestionado por la Confederación Hidrográfica del Ebro (CHE) que es dependiente del Ministerio de Medio Ambiente. Esta confederación se encarga de la regulación, mantenimiento y gestión de toda la cuenca. La CHE realiza medidas del caudal y aforo en las distintas estaciones que tiene distribuidas a lo largo del cauce del Ebro y se encarga de guardar todos los datos de sus mediciones.



**Figura D.1:** Localización de las estaciones de aforo distribuidas en toda la cuenca, con datos en tiempo real. Imagen obtenida de la CHE el 25 de octubre de 2017 a las 13:46 horas.

## D.2. Análisis de avenidas históricas importantes en el río Ebro

Cada año el río Ebro registra varias crecidas de su caudal considerando que se trata de una avenida extraordinaria cuando el caudal, supera los  $2000m^3/s$ . Por debajo de este valor se consideran avenidas ordinarias. Dado que el objetivo principal del presente trabajo es el análisis de estas crecidas con un programa de simulación 1D de cálculo en la nube, se va a hacer inicialmente un análisis de los datos registrados en estas crecidas.

El río Ebro, presenta crecidas frecuentes con destacables superficies inundadas, ya que la anchura media de su llanura de inundación esta en torno a los  $4km$  y llega a alcanzar un máximo de  $6km$ . Las crecidas más destacables de las últimas décadas tuvieron lugar en 1961, 1966, 1977, 1978, 1980, 1981, 1993, 2003, 2007 y 2015. Pueden consultarse en la cartografía del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables

(<http://sig.magrama.es/snczi/visor.html?herramienta=DPHZI>).

En el tramo de análisis del trabajo (Castejón de Ebro-Zaragoza) cabe destacar que hay varios núcleos de población expuestos en el curso del río: Novillas, Pradilla, Boquiñeni, Alcalá, Cabañas y la propia ciudad de Zaragoza. Debido a su gran extensión e impacto en daños sobre los bienes de la población, en este capítulo serán analizadas con más detalle las crecidas de 1961, 2003, 2007 y 2015. La primera (1961) es la más caudalosa de la que se tienen registros, y la última (2015) es la que generó mayor desbordamiento en los últimos años.

### D.2.1. Avenida de 1961

Este evento se produjo en el mes de enero de 1961 y la estación de aforo de Castejón de Ebro registró un caudal de  $4950m^3/s$ . En la bibliografía [13] se ha encontrado que esta avenida duró 7 días, lo cual da una idea del volumen de agua que circuló por el río Ebro durante esas fechas.



**Figura D.2:** Imagen de la inundación de 1961 a su paso por el puente de Piedra en Zaragoza. [13]

Como dato anecdótico, el llamado Galacho de Juslibol fue generado por esta riada del 1961 [13]. En épocas antiguas, el cauce del Ebro dibujaba un pronunciado meandro que chocaba, en su punto de máxima curvatura, con el escarpe de yesos; pero esta crecida cubrió la zona y creó, una vez bajó el nivel del agua, las lagunas, que después fueron colonizadas por vegetación y fauna.



**Figura D.3:** Imagen aérea del Galacho de Juslibol originado a partir de la inundación de 1961.

### D.2.2. Avenida del 2003

En el mes de Febrero del año 2003 [15] se produjo una importante avenida en el eje del Ebro. El Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) de la CHE registró unos caudales punta de  $3320m^3/s$  en la estación de aforo de Castejón de Ebro durante el día 6 de febrero; que llegó a Zaragoza con un caudal de  $2988m^3/s$  el día 9 de Febrero. Esta es la riada más caudalosa de los últimos 20 años que generó numerosos daños materiales a las localidades de la ribera del Ebro. En marzo de ese mismo año, tan sólo 1 mes después tuvo lugar otra crecida con un caudal de  $2220m^3/s$ . Gracias a diferentes técnicas de medición/observación terrestre una vez pasado el máximo de la crecida se pudieron obtener imágenes de la superficie anegada con las cuales poder calibrar los resultados numéricos que se obtienen con la simulación.

### D.2.3. Avenida del 2007

Durante la última semana del mes de marzo del año 2007 [15] se produjeron importantes precipitaciones en las zonas de la cabecera de la cuenca del Ebro. Estas coincidieron con el inicio de la fusión nival, por lo que se produjeron importantes aumentos de caudales en los ríos de esta parte del territorio que generaron un aumento posterior de los caudales del Eje del Ebro en los días posteriores. La estación de aforo de Castejón de Ebro registró



**Figura D.4:** Imagen de la inundación de 2003 a su paso por Zaragoza. [15]

el día 29 de Marzo un caudal de  $2353m^3/s$  llegando a la estación de aforo de Zaragoza el día 31 con un caudal de  $1885 m^3/s$ .



**Figura D.5:** Imagen de la inundación de 2007 a su paso por Zaragoza. [15]

Durante la primera semana del mes de abril volvieron a registrarse precipitaciones intensas, dando lugar a un segundo episodio de avenida. Esta vez, la estación de aforo de Castejón de Ebro registró el día 3 de abril un caudal de  $2825m^3/s$ , mientras que en la estación de aforo de Zaragoza el día 5 de abril se registró un caudal de  $2282m^3/s$ .

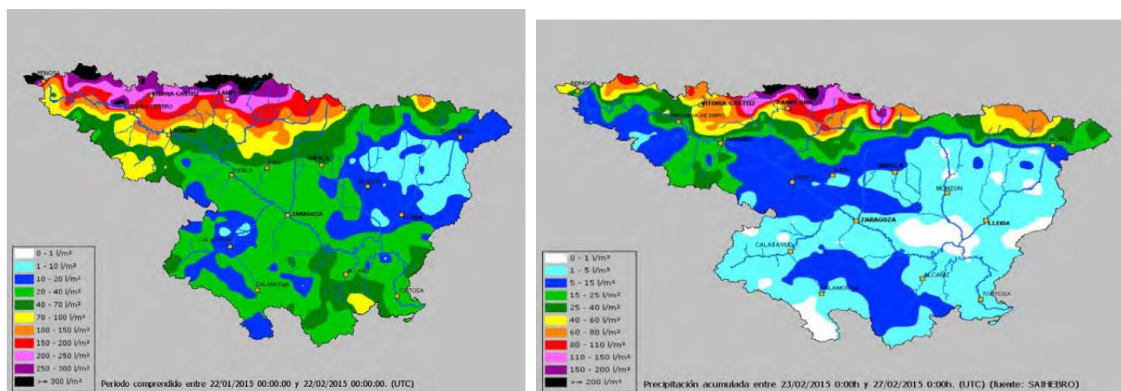
#### D.2.4. Avenida del 2015

Este evento que tuvo lugar en el año 2015 [15] sirve como referencia para sentar la base topográfica sobre la que se realizarán las simulaciones numéricas con el programa de cálculo en la nube Canalfowmodel (ver capítulo E). Se elige esta avenida como referencia



porque es la última más importante de la que se tienen observaciones y medidas. De esta forma se garantiza la fidelidad a la forma del cauce actual. Se asume que cuanto más nos alejemos en el tiempo a la hora de simular a eventos pasados más error se cometerá en la simulación. Por ello, se va a dedicar una explicación algo más extensa que las anteriores a este evento. Además, nos ayudará a entender cómo fue posible que una avenida sin un caudal pico elevado fuese capaz de ser la que más extensión inundó a lo largo del cauce del río.

Durante finales del mes de febrero y principios del mes de marzo de 2015 se produjo una avenida que generó la mayor extensión de la lamina de inundación registrada hasta la fecha. El origen de esta crecida extraordinaria no es un evento meteorológico aislado sino la sucesión de numerosos sistemas frontales de distinta intensidad durante los 30 días previos, como se puede observar en la Figura [D.6a](#), junto a la presencia de un manto de nieve en cotas bajas que al subir la temperatura se deshizo, originando una alta saturación de agua en el terreno, sin capacidad de absorber toda la precipitación. Con todos estos fenómenos, una lluvia durante la última semana del mes de febrero (figura [D.6b](#)) originó la avenida que generó el mayor desbordamiento hasta la fecha.



(a) Mapa de precipitaciones durante el mes anterior a la avenida de febrero de 2015. (b) Mapa de precipitaciones del 23 al 26 de febrero de 2015.

**Figura D.6:** Mapa de precipitaciones en la cuenca del Ebro.

La situación meteorológica descrita dió lugar a crecidas en prácticamente todos los afluentes de la margen izquierda del Ebro desde su nacimiento hasta la cuenca del Gállego y, en la margen derecha, desde la cuenca del Rudrón hasta la del Cidacos. La crecida de estos afluentes generó, a su vez, la crecida del propio Ebro, desde su nacimiento hasta su desembocadura [\[15\]](#).

Analizando el hidrograma de crecida en la estación de aforo de Zaragoza, se puede decir que la crecida comenzó en este punto el día 25 de febrero a las 16h y terminó el día

14 de marzo a las 0h. Durante este periodo, el volumen de agua circulante por este aforo fue de aproximadamente  $1975hm^3$ .

La tabla [D.1](#) muestra los valores más importantes de altura máxima medida y caudal máximo estimado obtenidos de las estaciones de aforo que se encuentran en el eje del río Ebro, objeto de estudio de este trabajo, junto a la fecha y hora en las que se registraron estos valores.

Estación	Hmáx regist.	Qmáx estim.	Fecha	Hora
Castejón	7,78	2691	27/02/2015	00:30
Tudela	5,85	2581	27/02/2015	15:30
Novillas	7,40	-	28/02/2015	00:30
Alagón	7,90	-	01/03/2015	04:35
Zaragoza A2	9,00	2500	02/03/2015	02:00
Zaragoza	6,10	2448	02/03/2015	03:00

**Tabla D.1:** Tabla de alturas máximas registradas y caudales máximos estimados en estaciones de aforo a lo largo del tramo medio del río Ebro durante la avenida de febrero de 2015.

Debido a todos estos fenómenos se produjo la avenida que ha dado origen a la mayor extensión de desbordamiento generada por el Ebro hasta la fecha (ver Figura [D.7](#)).



**Figura D.7:** Imagen captada desde el satélite Landsat 8 el 3/3/2015 de la inundación del 2015 a su paso por Zaragoza [\[15\]](#).

## D.3. Preparación de datos

A la hora de realizar una simulación con el programa de cálculo en la nube Canalflow-model lo primero que hay que hacer es delimitar el dominio de estudio. En este trabajo nos hemos centrado en el tramo denominado *eje del Ebro*; en concreto, el dominio de cálculo comienza en Castejón de Ebro (Navarra) y termina en el puente de Piedra situado en Zaragoza. La extensión total simulada contiene una longitud total de cauce de 125km.



**Figura D.8:** Mapa 2D del tramo simulado en este trabajo: desde Castejón de Ebro hasta Zaragoza pasando por las localidades de Tudela, Novillas y Alagón entre otras.

Una vez delimitado el dominio de cálculo es necesario dividirlo en secciones transversales que nos proporcionen información de cómo es el cauce y sus llanuras de inundación. La CHE tiene todo el cauce del río Ebro medido en el año 2003. Sin embargo, la información no es precisa; a veces las secciones no han sido medidas de forma transversal al cauce; o faltan datos; o al haberse medido hace más de 10 años, la geometría no coincide con la actual. Es por eso, que se decidió partir de un modelo digital de terreno del 2015 y sobre él generar las secciones transversales (ver Figura [D.8](#)). Los extremos de las secciones transversales se apoyan en la extensión de inundación máxima del evento del 2015, por ser éste el de mayor desbordamiento. Se ha analizado la importancia de la resolución del número de secciones de partida en el cálculo probando diferentes eventos de avenida sobre modelos de terreno con diferente número de secciones. Al mismo tiempo, con el objetivo de realizar comparaciones de los resultados numéricos arrojados por el programa Riverflow2D, nos aseguramos que la geometría de partida se sustenta sobre la misma base.

Además de la geometría, la CHE nos ha proporcionado los hidrogramas en tiempo continuo registrados en la estación de aforo de Castejón de Ebro, que es nuestra condición de contorno aguas arriba. En esta serie de datos quince minutales, se han buscado eventos de crecida con caudales pico bajos ( $Q < 500m^3/s$ ), medios ( $Q > 500m^3/s$  y  $Q < 1500m^3/s$ ) y altos ( $Q > 1500m^3/s$ ). Se han separado del resto de datos y se han impuesto en la entrada del tramo como condición de contorno; para poder analizar de forma local estos eventos. Para la condición de contorno aguas abajo, en Zaragoza, también se ha utilizado

la curva de aforo proporcionada por la CHE y registrada en el puente de Piedra. Ambas condiciones de contorno, aguas arriba y aguas abajo, coinciden en todos los eventos con las elegidas para simular con Riverflow2D.

En cuanto a las condiciones iniciales, ningún modelo de simulación puede calcular de forma continua en el tiempo; por eso, se elige partir en  $t = 0s$  de un estado estacionario con valor de caudal el primer valor que presenta el hidrograma de entrada. Esta también es la forma en la que el programa Riverflow2D ha impuesto sus condiciones iniciales en los eventos calculados.

Para poder establecer una comparación clara entre el modelo 1D y el modelo 2D, se han elegido unos puntos sonda en el cauce del río que se corresponden con las coordenadas de la tabla [D.2](#) y se compara la evolución temporal del nivel superficial y caudal en estos puntos.

Estación de aforo	Coordenada X	Coordenada Y
Tudela	615667.7	4658122.81
Novillas	633807.1	4643232
Alagón	654802.9	4628258.9

**Tabla D.2:** Tabla de coordenadas de las estaciones de aforo.

# Apéndice E

## Resultados numéricos

---

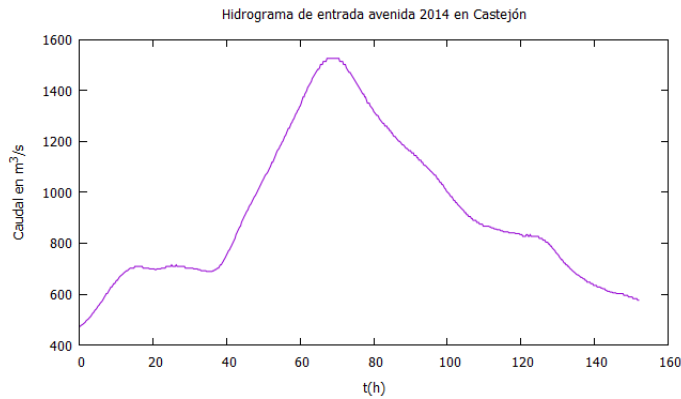
Tal y como se ha hecho en el capítulo [3](#) de la memoria del TFG, en este anexo se van a comparar los resultados numéricos de la evolución temporal del nivel superficial en tres puntos del cauce del río donde existen estaciones de aforo (Tudela, Novillas y Alagón) y por tanto, registro temporal del nivel superficial del agua, junto a resultados 2D obtenidos de un TFG anterior [\[12\]](#). La localización geográfica de estas poblaciones la podemos ver en la Figura [D.8](#).

Se realizan comparaciones variando el número de secciones transversales de partida con las que se representa la topografía ( $S = 99, 218$  y  $476$ ), variando el número de celdas de cálculo (198 para 99 secciones, 436 para 218 secciones y 848 para 476 secciones o 2180 para 99, 218 y 476 secciones transversales) y variando el CFL (0,9 o 0,5).

En todas las imágenes de resultados, la leyenda que se aplica es la siguiente: línea azul representa las medidas registradas en las estaciones de aforo por la CHE, línea morada representa los resultados obtenidos del estudio 2D, y línea verde representa los resultados obtenidos 1D en este trabajo.

### E.1. Avenida del 2014

Durante el año 2014 se produjo un episodio que comenzó el día 23 de Enero a las 16:00 horas, con una duración de 6,33 días ( $t = 152h = 547200s$ ). En la Figura [E.1](#) se muestra el hidrograma medido en Castejón de Ebro en este caso, que será nuestra condición de contorno de entrada.



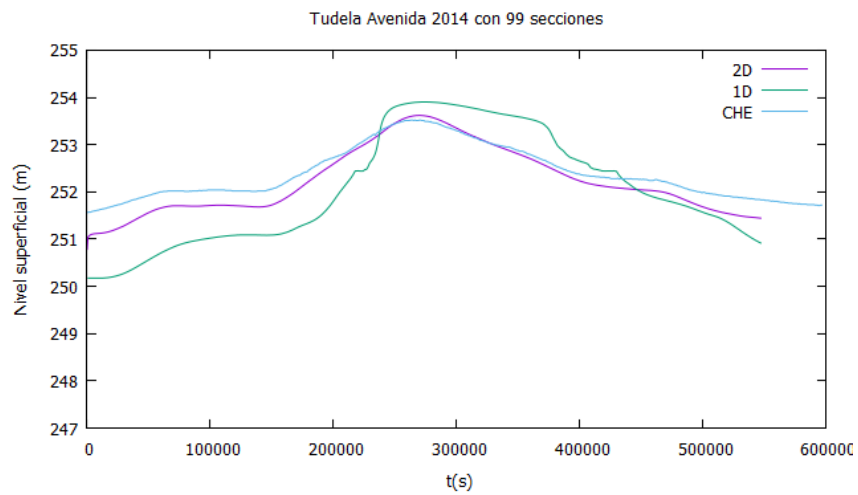
**Figura E.1:** Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón de Ebro en la avenida de 2014.

### E.1.1. Tudela

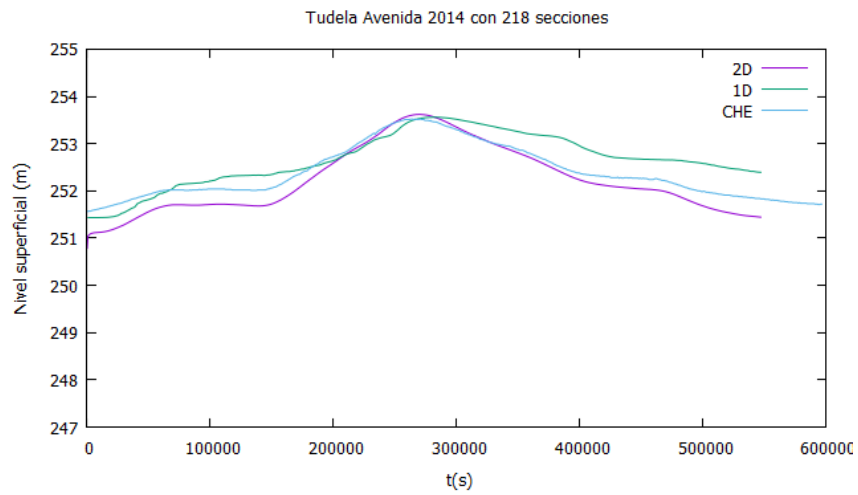
Se muestra a continuación la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Tudela en la avenida de 2014 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.2](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.3](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.4a](#) ,
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.4b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.4c](#) .

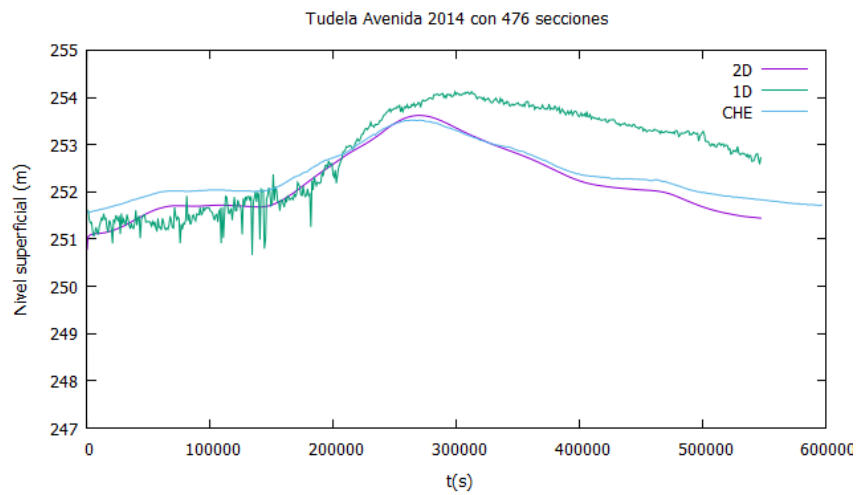
Se puede observar en las Figuras [E.2](#), [E.3](#) y [E.4](#) cómo los resultados partiendo de 99 secciones transversales apenas varían aunque se cambie el número de celdas de cálculo o el CFL. Los resultados que se obtienen partiendo de 218 secciones transversales permanecen iguales aunque cambiemos el resto de parámetros; siendo los resultados 1D los que más se aproximan a las medidas, a veces más que los resultados obtenidos con el modelo 2D. Respecto a los resultados 1D obtenidos partiendo de 476 secciones transversales, éstos varían bastante en función de los parámetros con los que se simule. Aparecen en algunos casos oscilaciones numéricas que se corrigen bajando el valor del CFL a 0,5. En todos los resultados 1D, se observa una tendencia a la acumulación de volumen de agua una vez superado el pico máximo de la avenida.



(a)  $S=99$

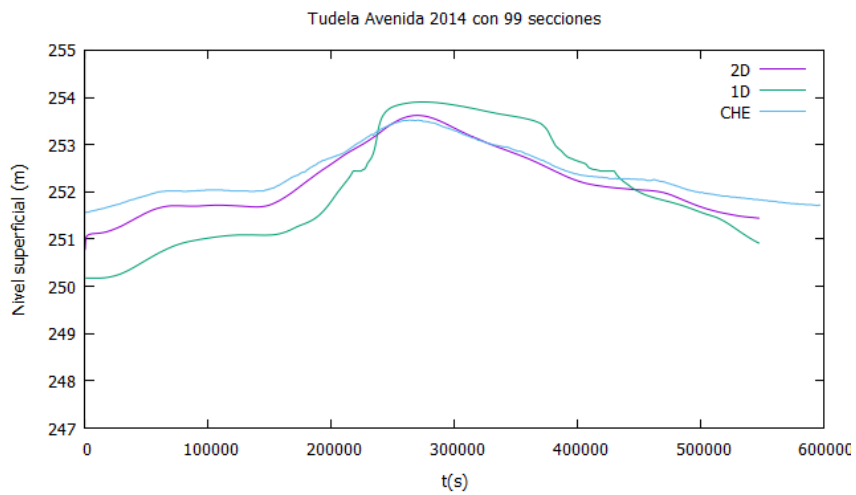


(b)  $S=218$

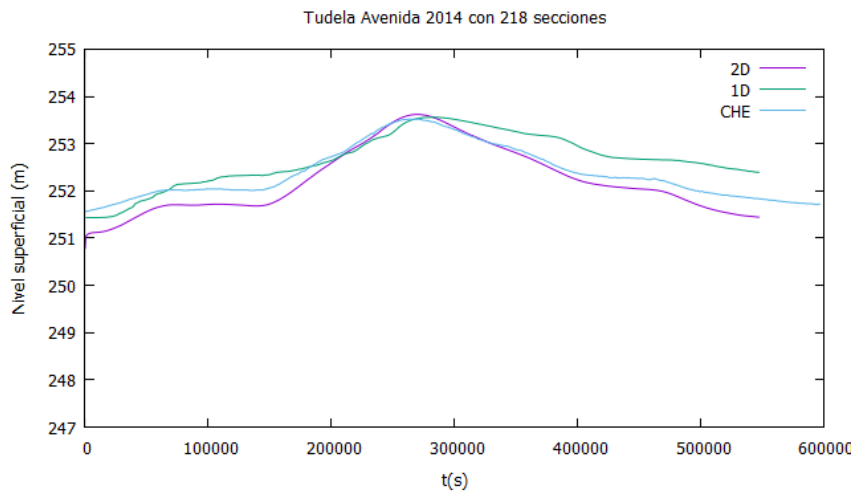


(c)  $S=476$

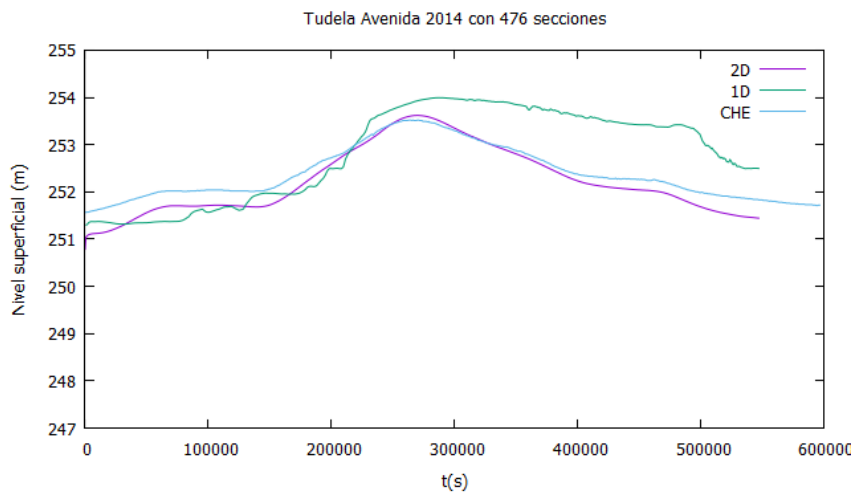
Figura E.2: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a)  $S=99$



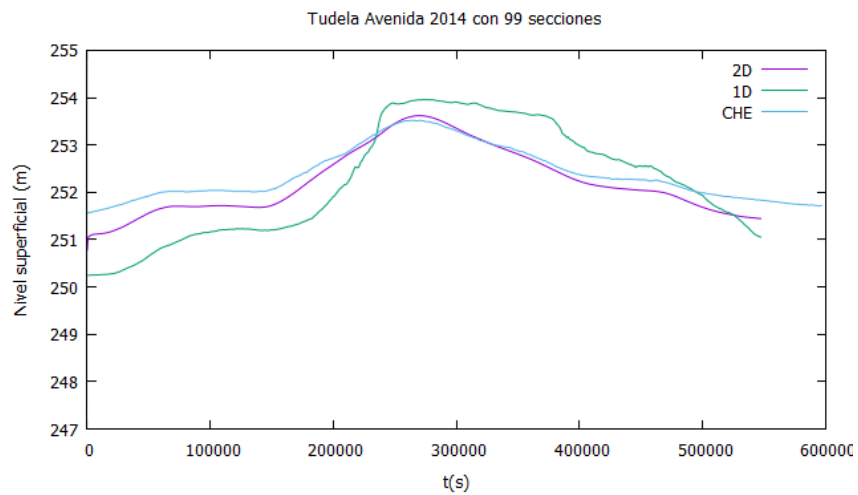
(b)  $S=218$



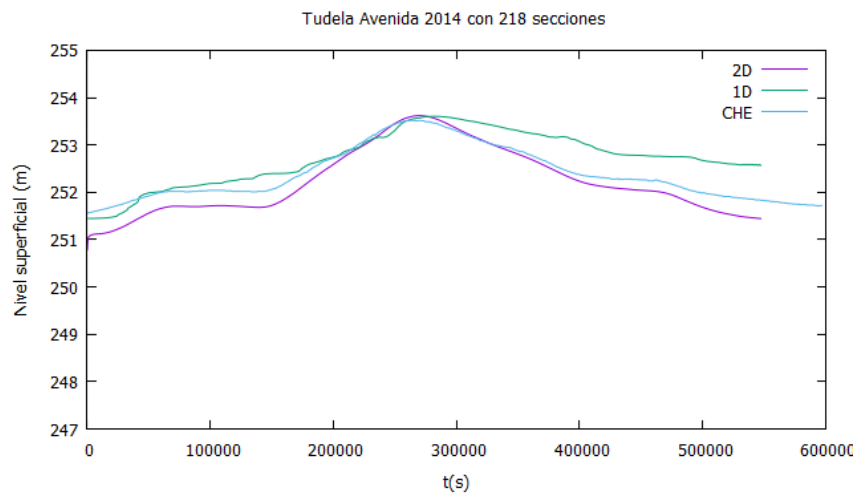
(c)  $S=476$

**Figura E.3:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .

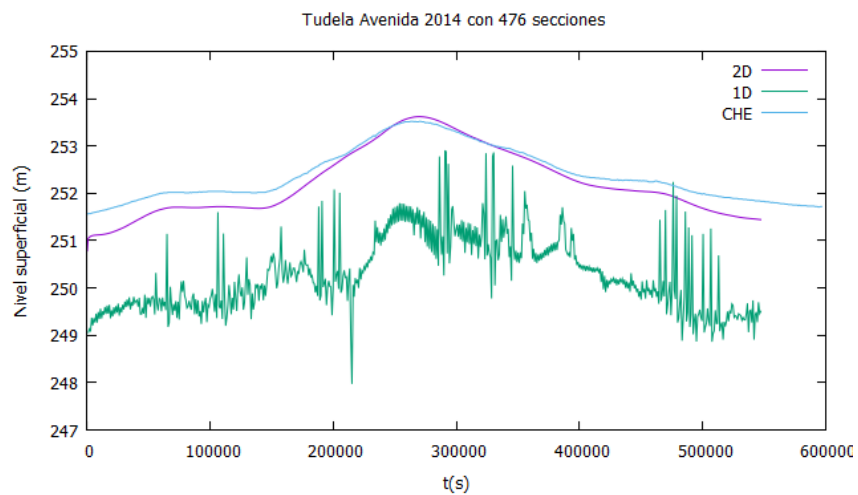




(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

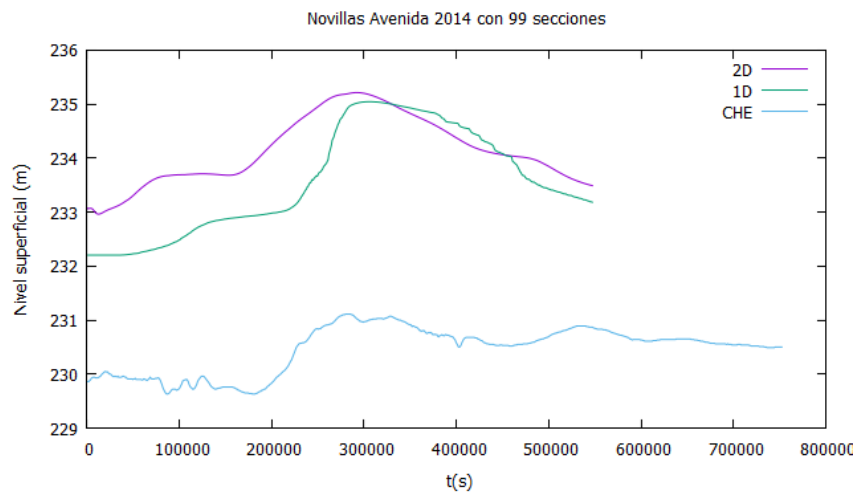
**Figura E.4:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

### E.1.2. Novillas

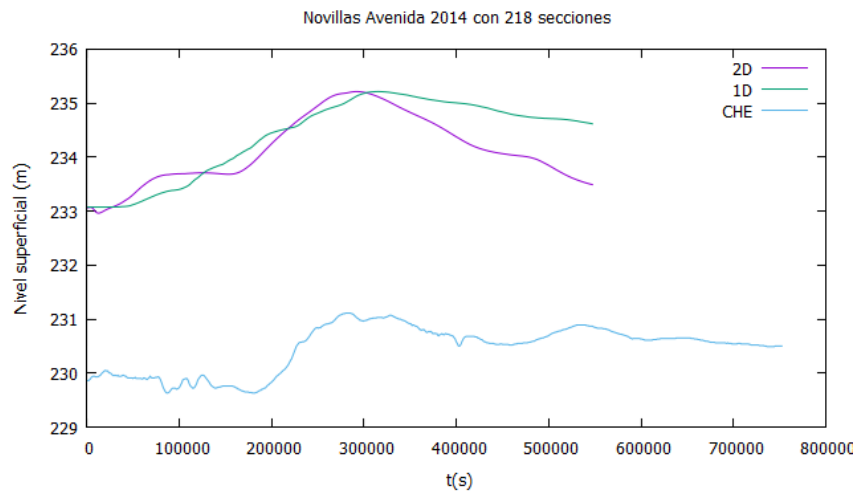
Se muestra la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Novillas en la avenida de 2014 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.5](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.6](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.7a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.7b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.7c](#).

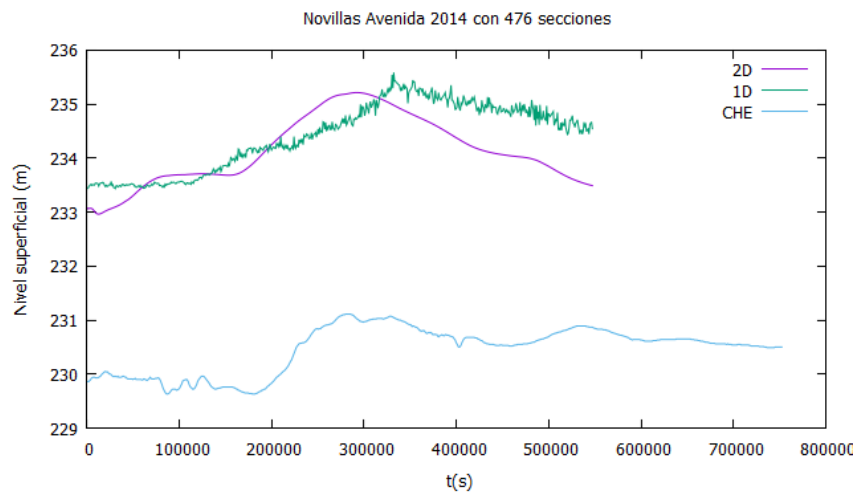
Los resultados obtenidos con el modelo 1D son muy parecidos a los obtenidos con el modelo 2D en todos los casos. Las oscilaciones que aparecen al tener 476 secciones transversales de partida para representar el cauce, se corrigen bajando el CFL, como en Tudela. Se observan discrepancias entre las medidas y los resultados numéricos. Esto es debido a un fallo en el registro de la estación de aforo de Novillas en esta fecha.



(a)  $S=99$

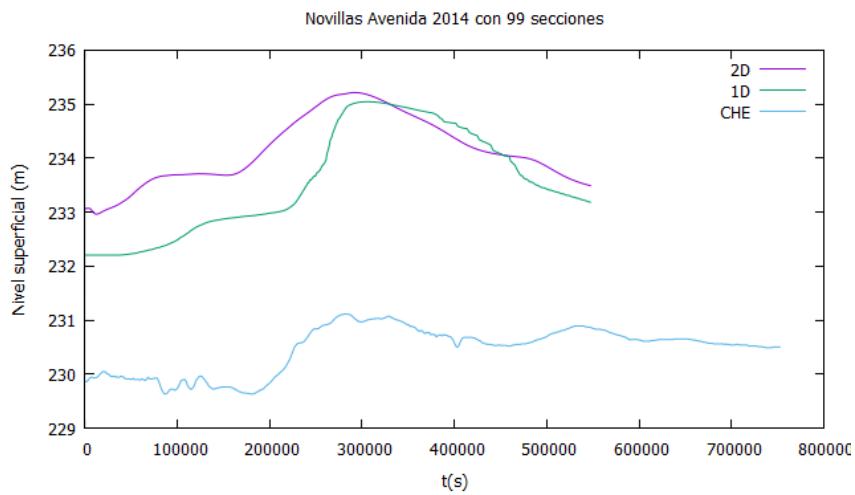


(b)  $S=218$

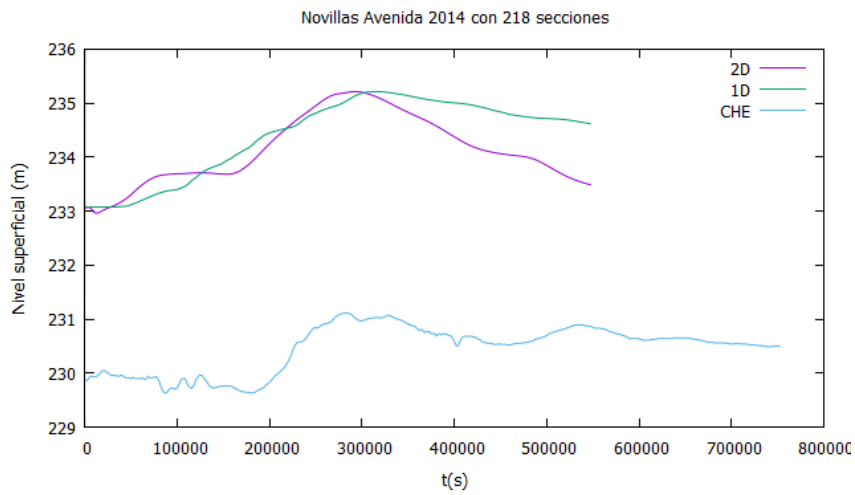


(c)  $S=476$

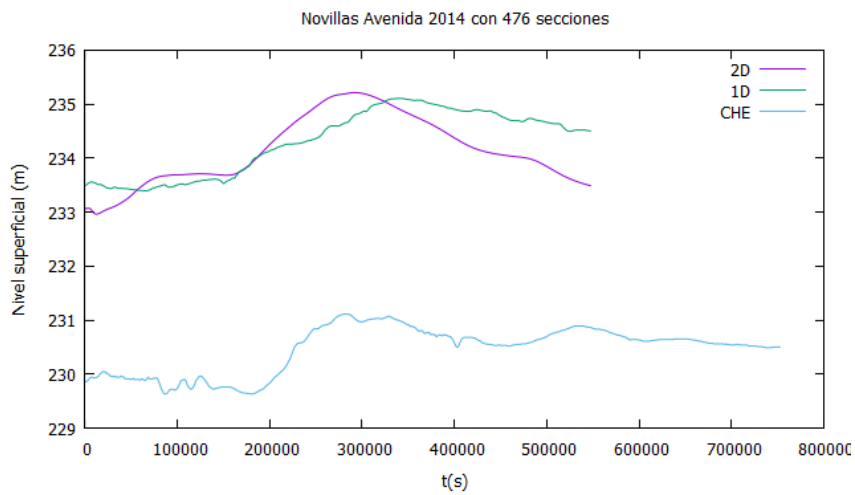
Figura E.5: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a)  $S=99$

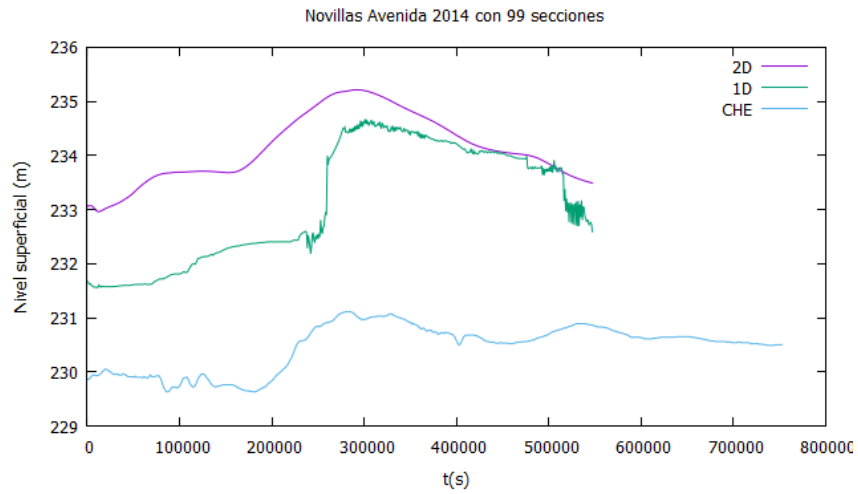


(b)  $S=218$

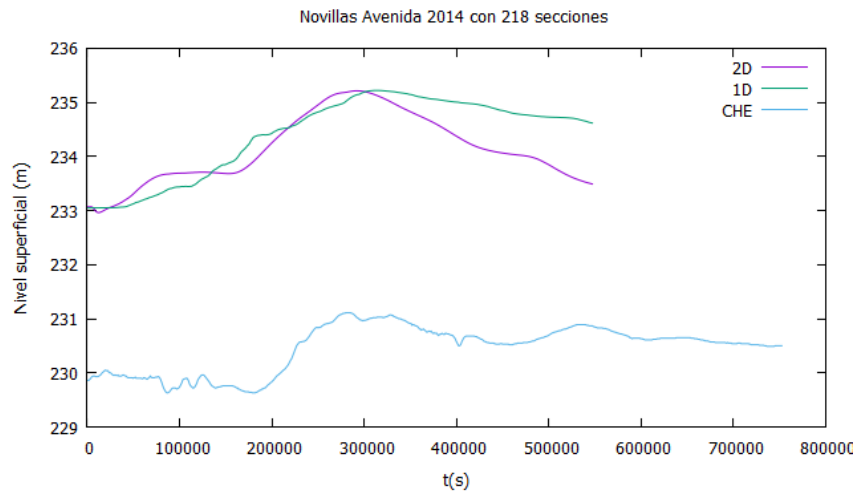


(c)  $S=476$

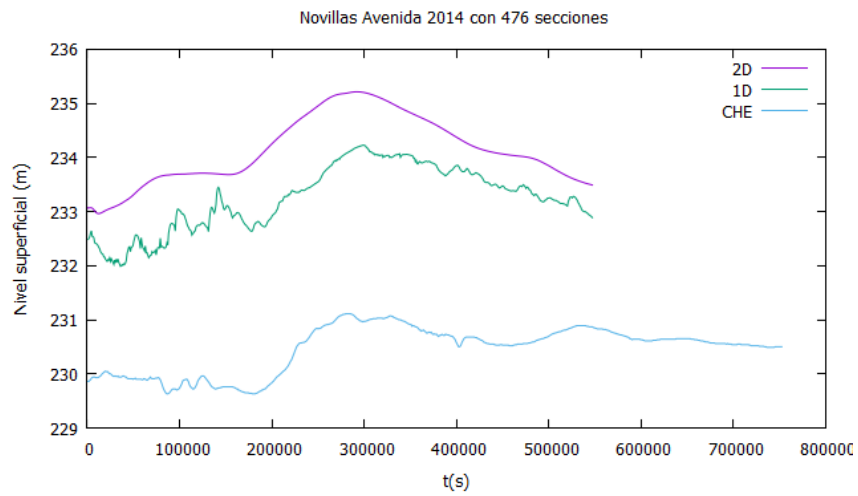
Figura E.6: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

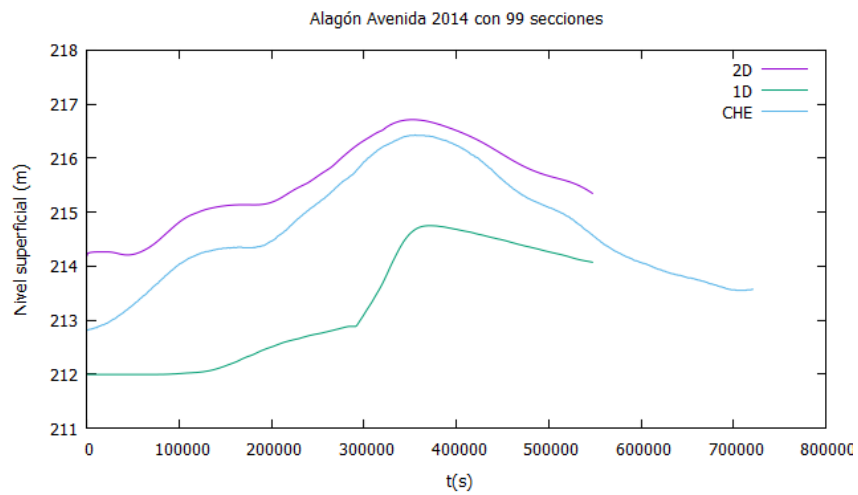
**Figura E.7:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

### E.1.3. Alagón

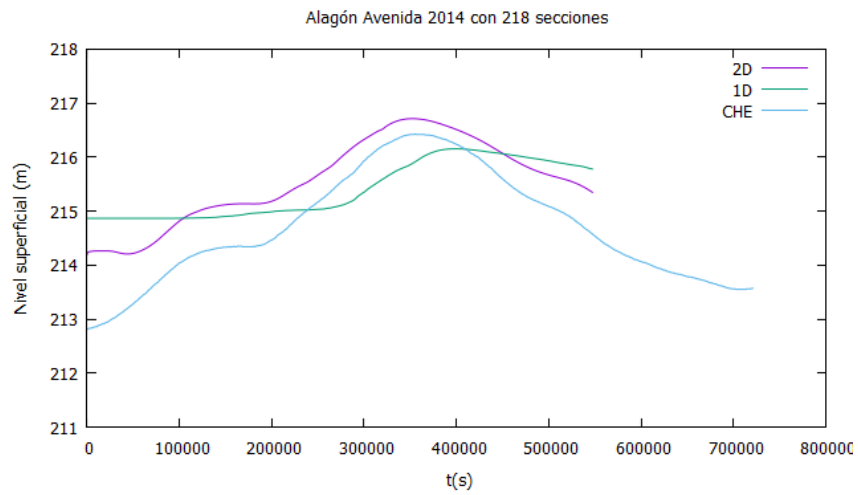
Se muestra la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Alagón en la avenida de 2014 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.8](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.9](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.10a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.10b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.10c](#).

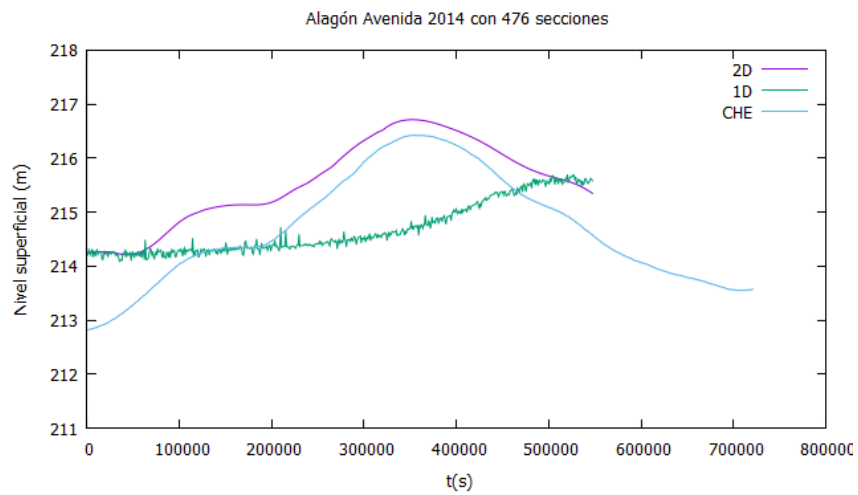
Los resultados 1D partiendo de 99 secciones transversales muestran siempre una diferencia de  $2,5m$  respecto a los resultados obtenidos con el modelo 2D y  $2m$  de diferencia con las medidas, independientemente de los parámetros usados para realizar estos cálculos. Los resultados 1D con 218 secciones transversales no muestran variación ninguna aunque los parámetros de la simulación varíen. Los resultados con 476 secciones muestran un desfase en la onda de avenida para los casos con 2180 celdas de cálculo, como se puede observar en las Figuras [E.8](#) y [E.9](#); mientras que para la simulación con 848 celdas de cálculo este retraso de onda no existe, aunque sus resultados distan mucho de los reales (diferencias de  $2m$ ) y de los resultados obtenidos con el modelo 2D (diferencias de  $2,2m$ ).



(a) S=99

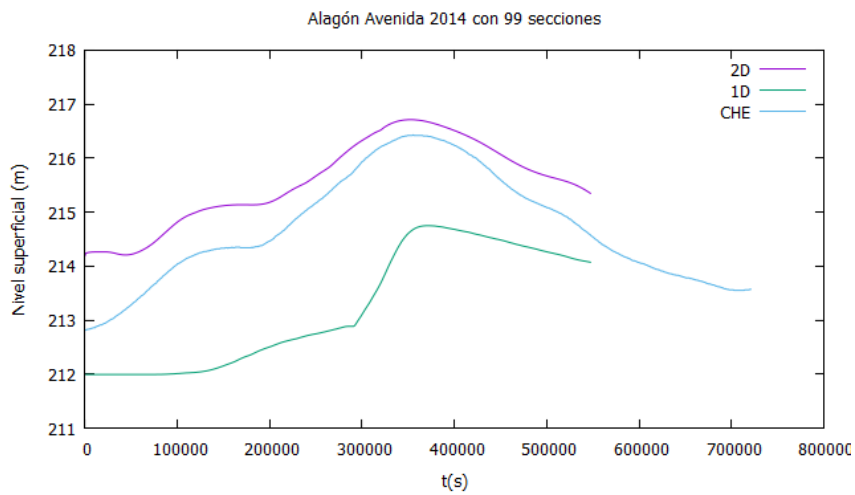


(b) S=218

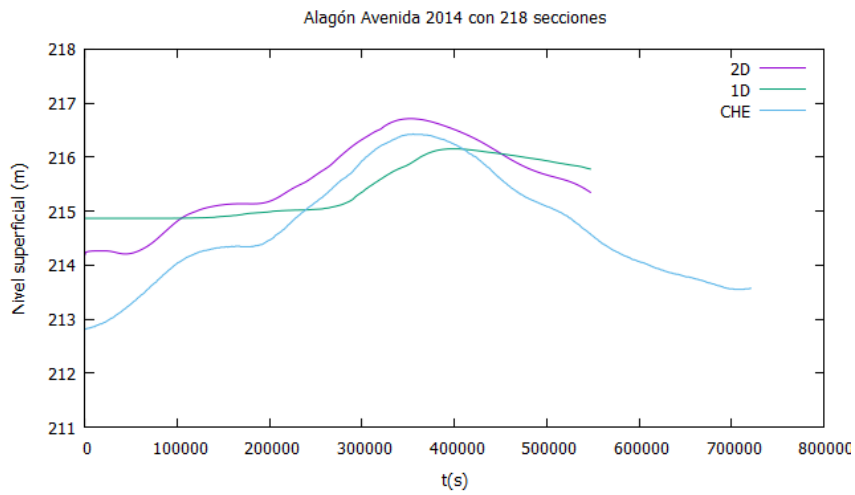


(c) S=476

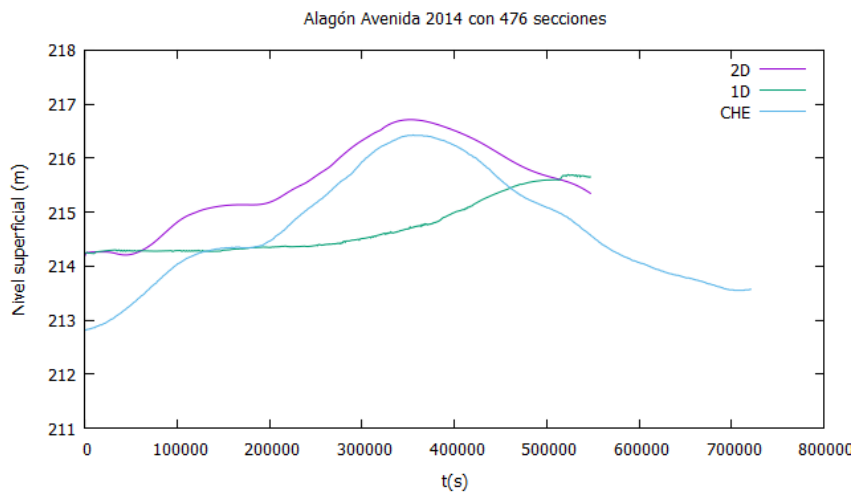
Figura E.8: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a) S=99



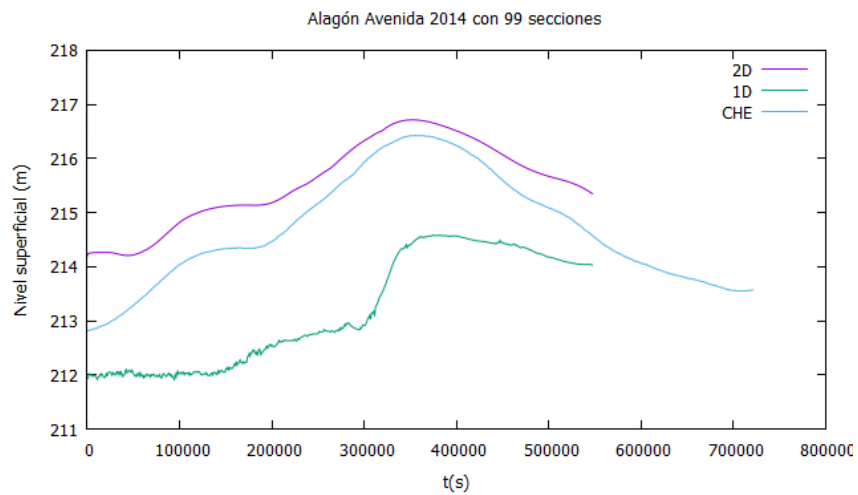
(b) S=218



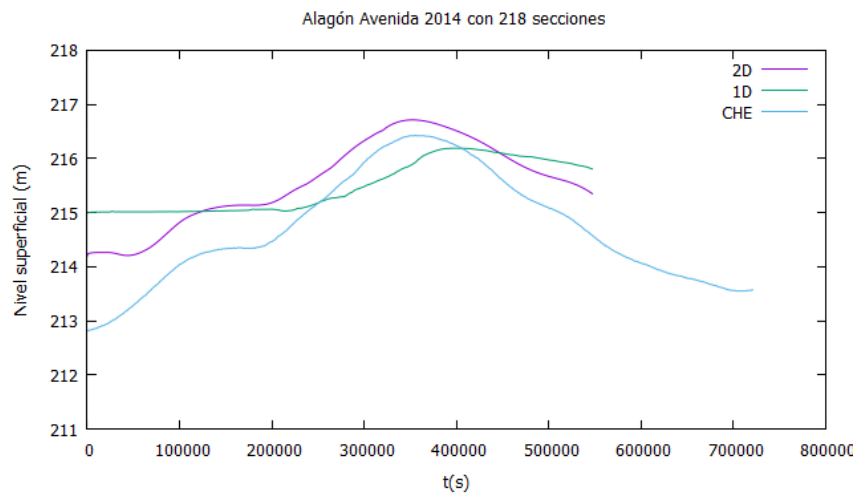
(c) S=476

Figura E.9: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .

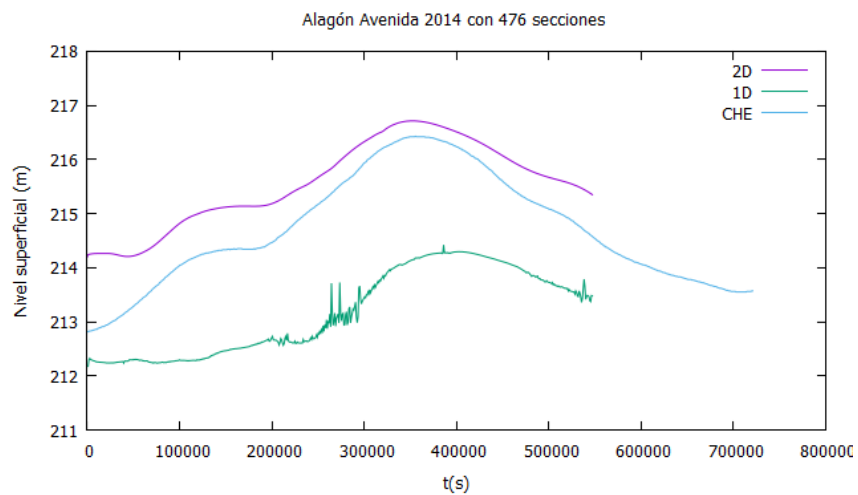




(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

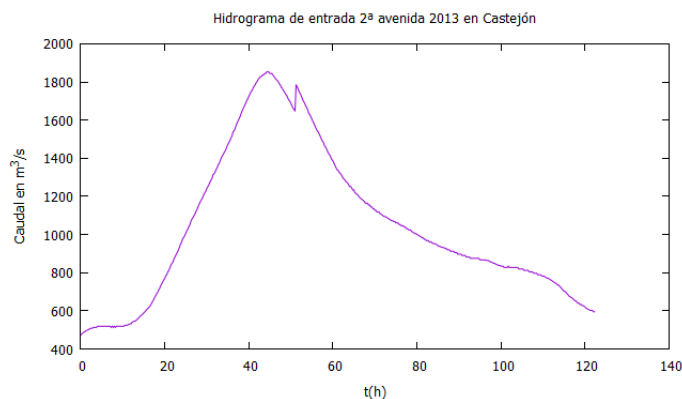
**Figura E.10:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

A continuación se resumen las conclusiones clave de esta avenida:

- El número de celdas de cálculo y el valor de CFL afecta poco o nada a las simulaciones con 99 y 218 secciones transversales de partida.
- Las simulaciones con 476 secciones transversales son las más sensibles a la variación de parámetros. En ellas se observa cómo al aumentar el número de secciones transversales disminuye la amplitud de las oscilaciones numéricas que aparecen en los resultados; pero generan una acumulación de volumen de agua con el paso del tiempo, que difiere bastante de los resultados 2D y de las medidas.
- Los resultados de Tudela son bastante parecidos a los 2D y a las medidas. Respecto a Novillas, tanto los resultados 2D como los 1D son muy diferentes a las medidas debido a un error en el aparato de medida.
- Respecto a Alagón, se observa cómo la onda llega con bastante retraso en la simulación 1D. Al haber muchas celdas de cálculo con mucha información, el método numérico tiene que resolver condiciones hidráulicas cambiantes en muy poco espacio de tiempo conduciendo a errores en el resultado y a retrasos en el tiempo de llegada de la onda.

## E.2. Avenida de junio del 2013

En el año 2013 se produjeron dos avenidas. Vamos a analizar primero la que tuvo lugar el día 8 de Junio a las 21:45 horas, y cuya duración fue aproximadamente de 5,09 días ( $t = 122,25h = 440100s$ ). El hidrograma de entrada se muestra en la Figura [E.11](#).



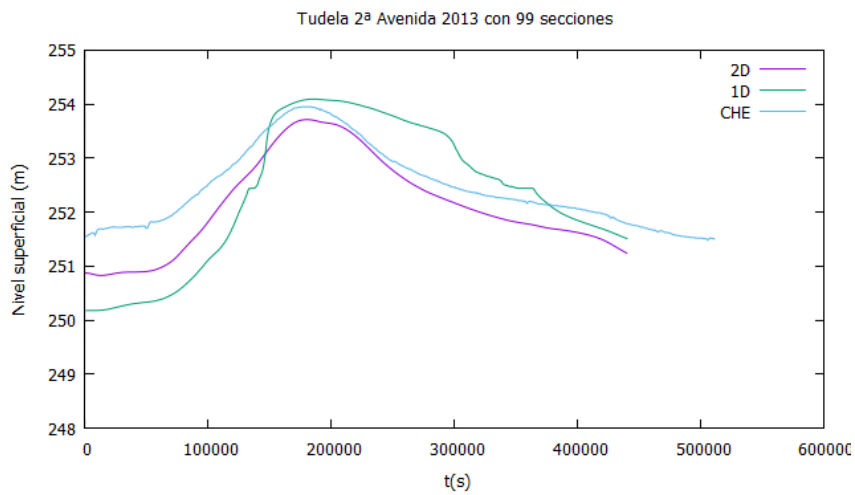
**Figura E.11:** Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón de Ebro en la avenida de junio de 2013.

### E.2.1. Tudela

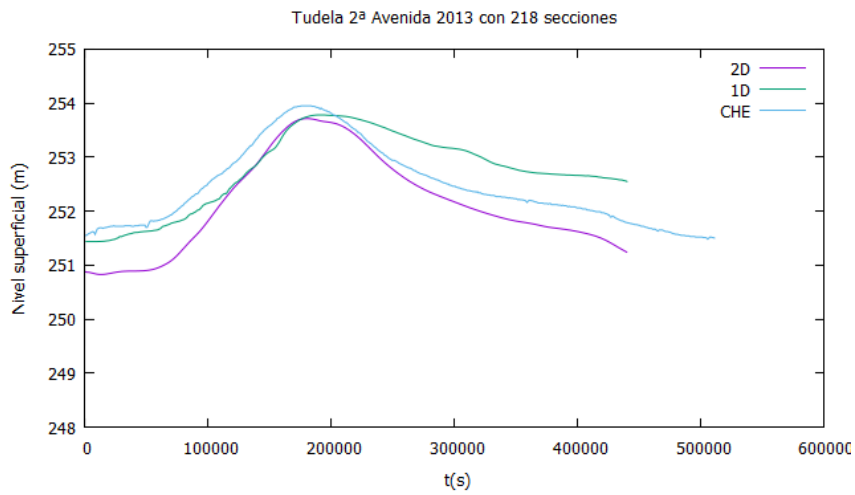
Se muestra a continuación la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Tudela en la avenida de junio de 2013 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.12](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.13](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.14a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.14b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.14c](#).

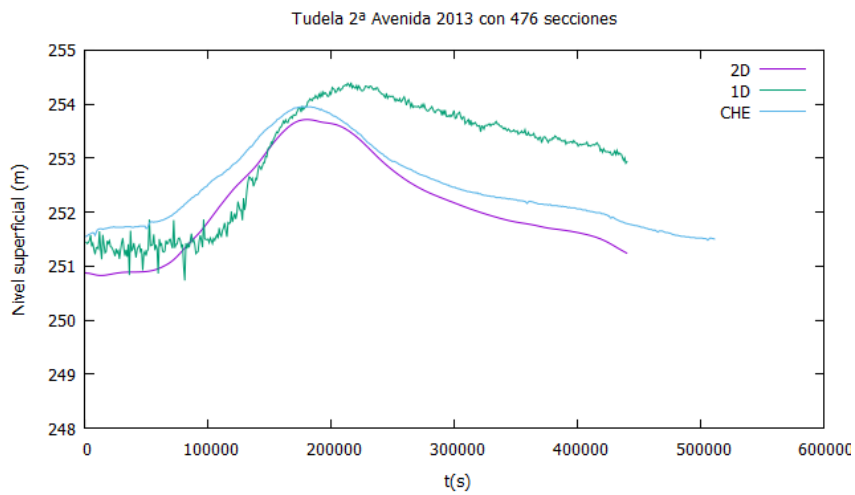
Se puede observar en las Figuras [E.12](#), [E.13](#) y [E.14](#) como todos los resultados con 99 y 218 secciones transversales de partida son prácticamente idénticos. La subida de la onda de avenida tiene mucha pendiente, en estos casos, llegando al valor máximo y acumulando agua durante más tiempo que lo que indican las medidas y los resultados 2D. En el caso de tener 476 secciones transversales de partida, los resultados 1D muestran un valor más alto del pico máximo de la onda y mucha más acumulación de agua posterior. Con pocas celdas de cálculo los resultados no son correctos: aparecen oscilaciones y el nivel superficial siempre está por debajo de los valores esperados.



(a)  $S=99$

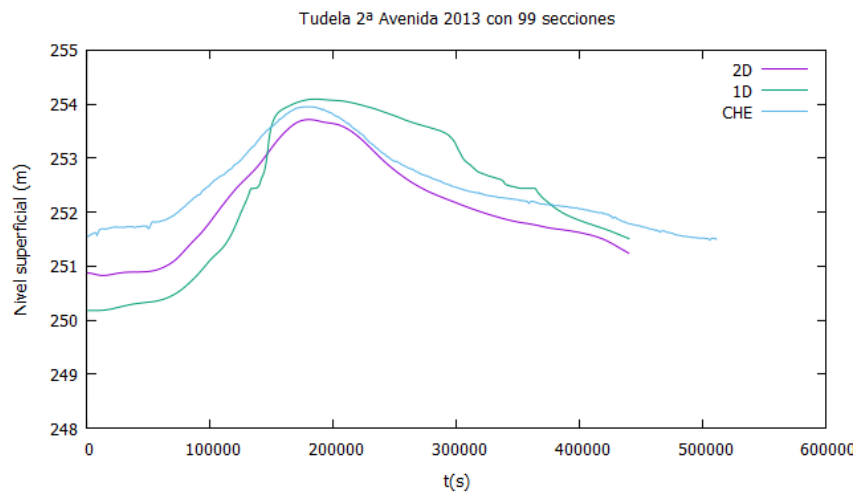


(b)  $S=218$

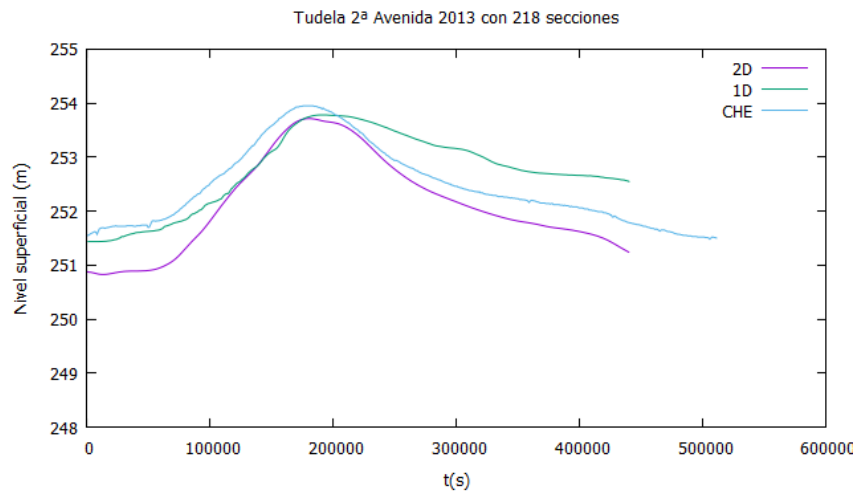


(c)  $S=476$

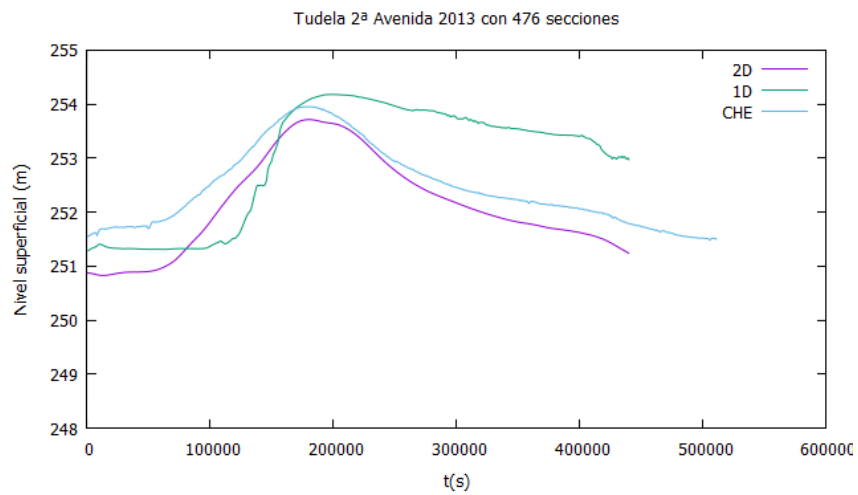
**Figura E.12:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a) S=99

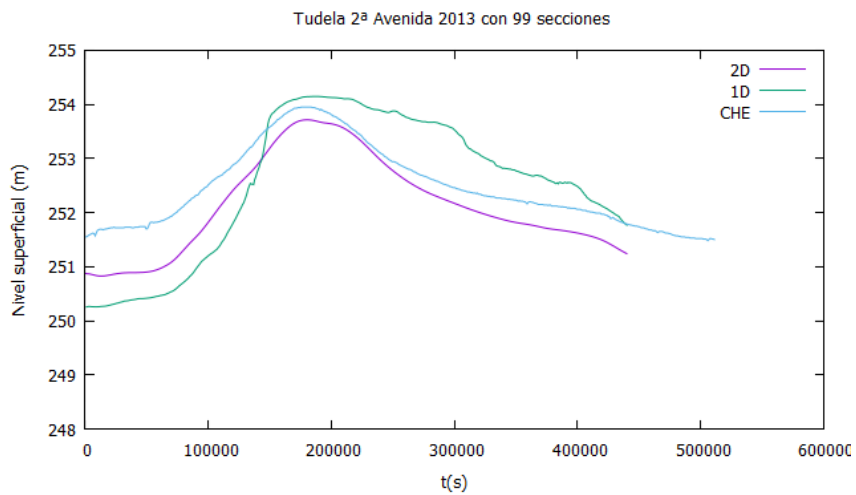


(b) S=218

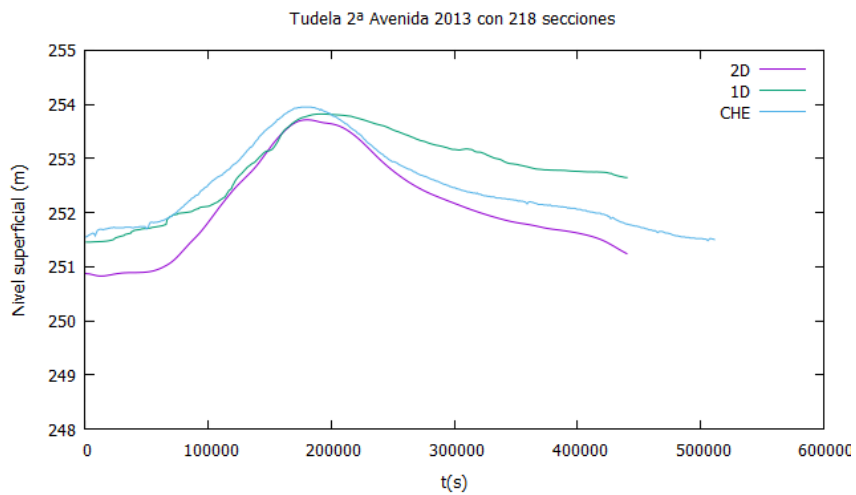


(c) S=476

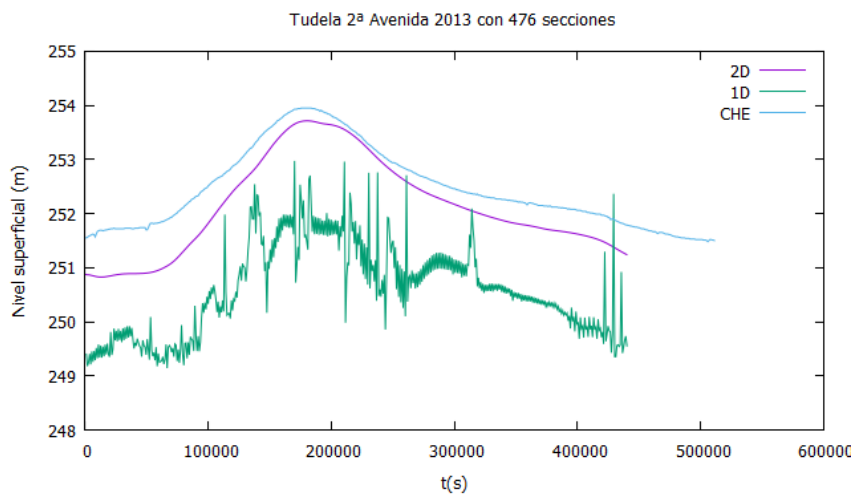
**Figura E.13:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

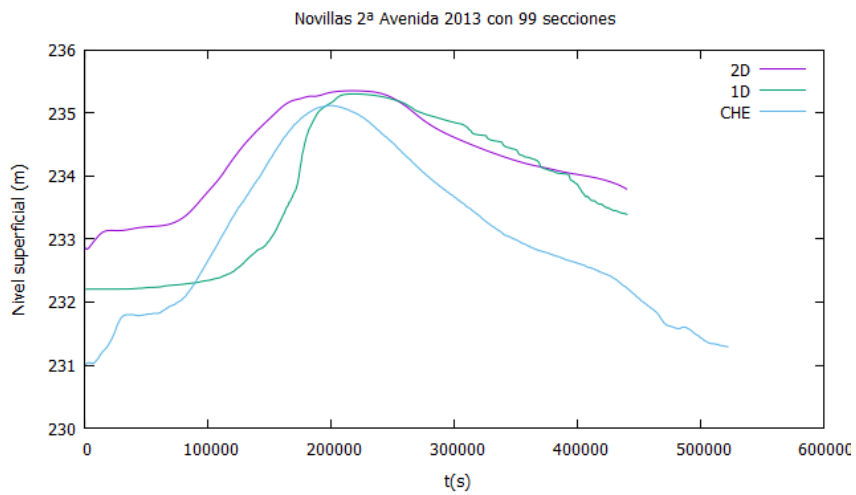
**Figura E.14:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

### E.2.2. Novillas

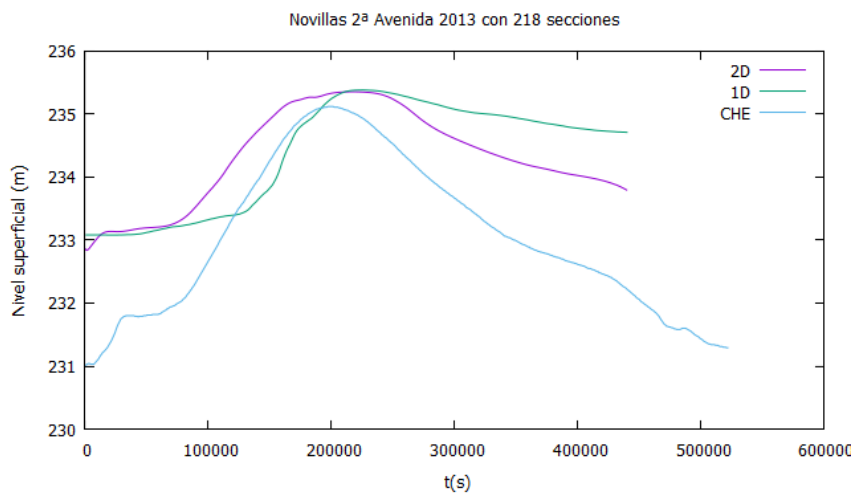
Como en los casos anteriores, mostramos la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Novillas en la avenida de junio de 2013 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.15](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.16](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.17a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.17b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.17c](#).

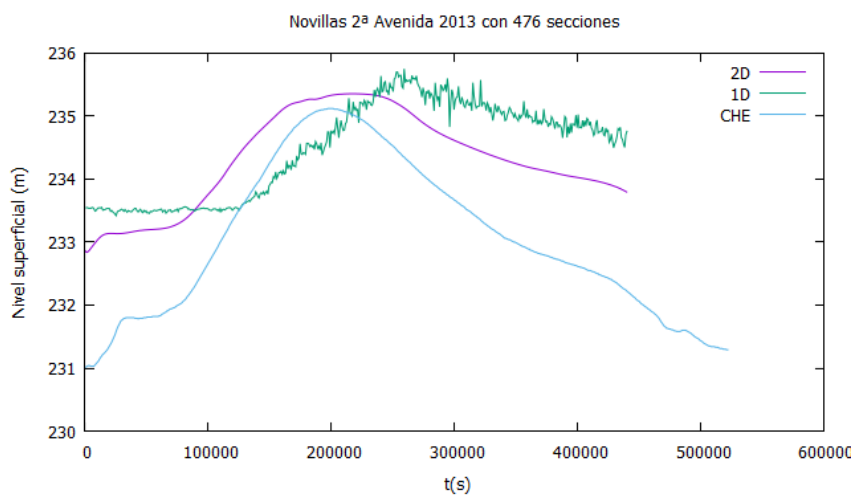
El análisis de los resultados de las simulaciones de la avenida de junio de 2013 a su paso por la localidad de Novillas, concluye que con pocas secciones transversales y pocas celdas de cálculo aparecen oscilaciones, al igual que con muchas secciones transversales y muchas o pocas celdas de cálculo. Estas oscilaciones son corregidas con una disminución del CFL, como se ha hecho en otros casos. Los resultados en general se aproximan a los resultados obtenidos con el modelo 2D y difieren de las medidas registradas. En lo que sí coinciden es en el valor máximo del pico.



(a)  $S=99$



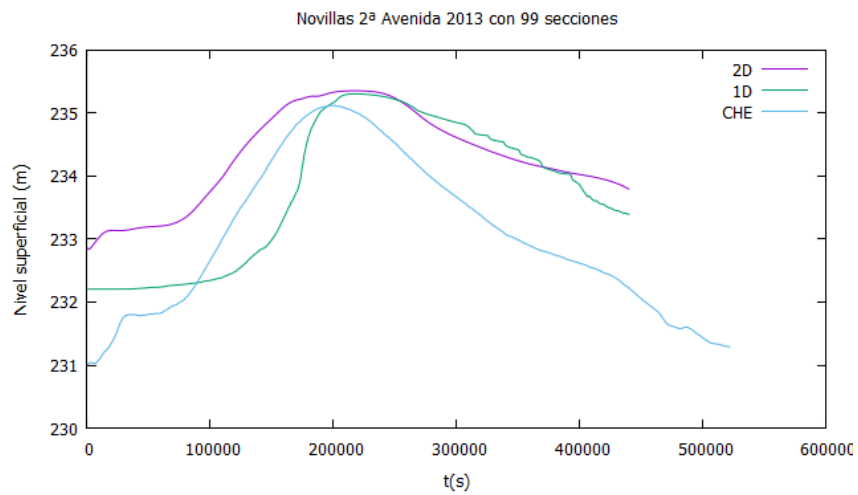
(b)  $S=218$



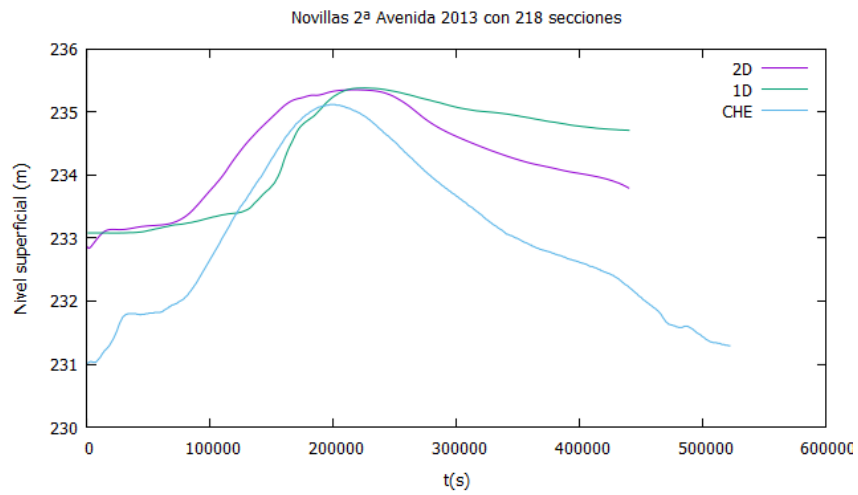
(c)  $S=476$

**Figura E.15:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .

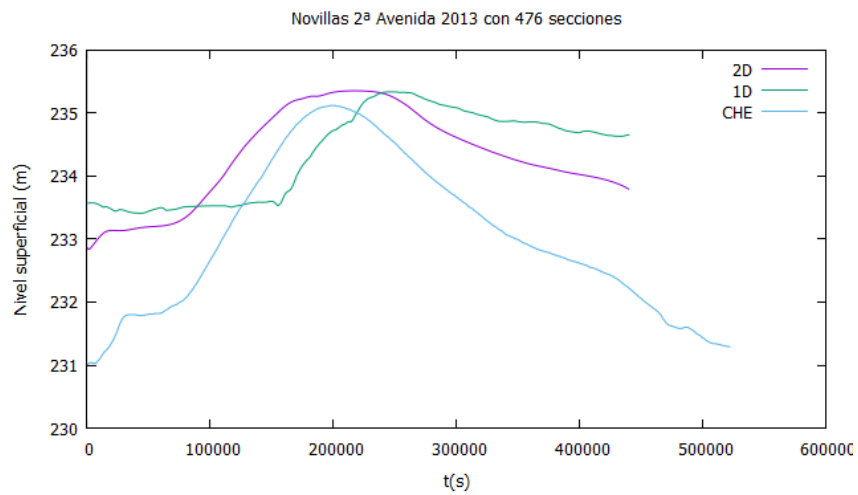




(a)  $S=99$

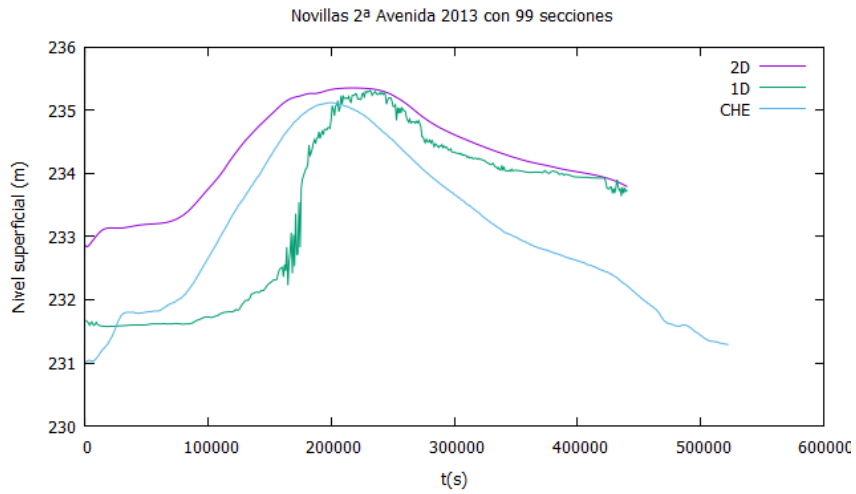


(b)  $S=218$

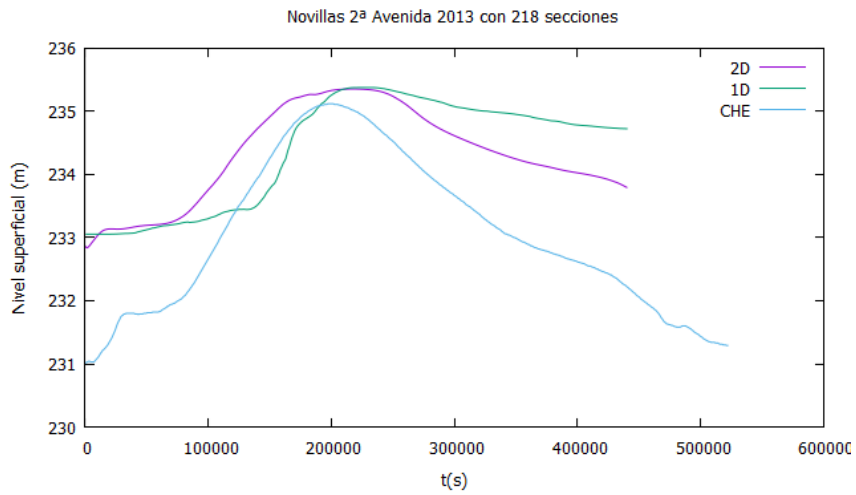


(c)  $S=476$

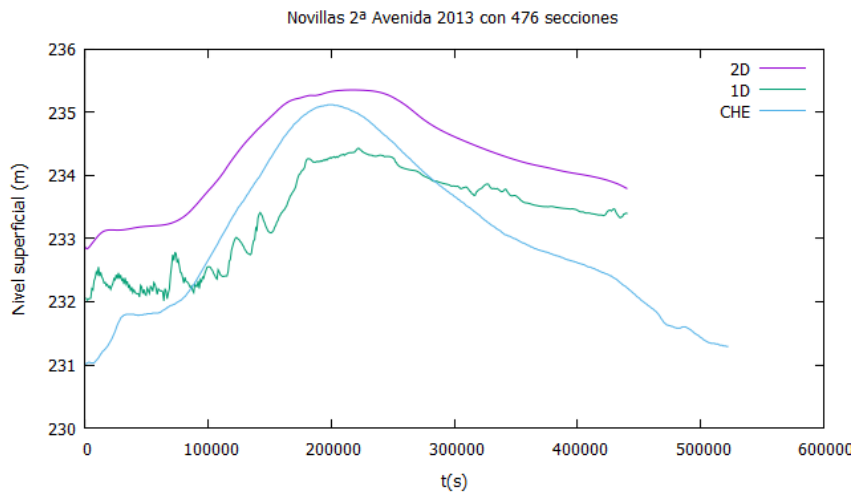
**Figura E.16:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

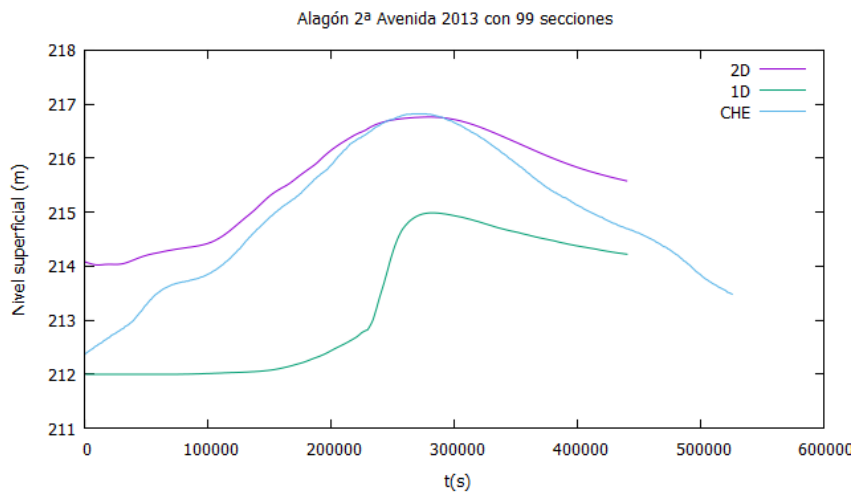
**Figura E.17:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

### E.2.3. Alagón

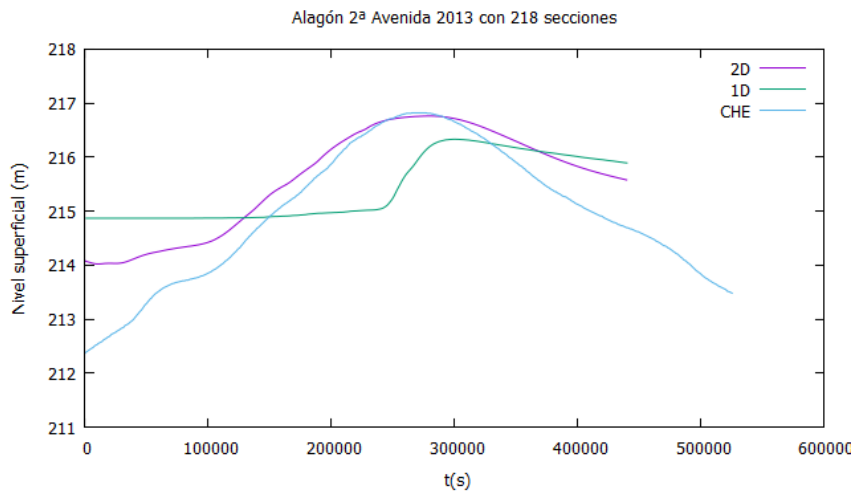
A continuación se representa la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Alagón para la avenida de junio de 2013 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.18](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.19](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.20a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.20b](#)) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.20c](#).

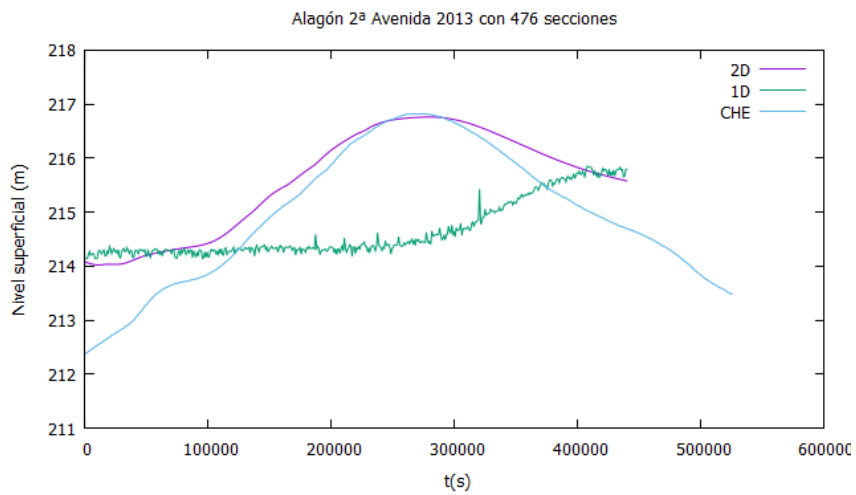
Los resultados de las simulaciones 1D muestran un retraso en la llegada del pico de avenida. Hay que tener en cuenta que esta localidad es la que está situada más abajo de la condición de contorno de entrada. La predicción del tiempo de llegada de la onda es crucial; y en este caso, podríamos decir que el modelo 1D no sería adecuado. Además vemos que el nivel superficial inicial parte ya de una diferencia de aproximadamente  $2m$ . El modelo 1D no es capaz de predecir tampoco el pico máximo de la onda; mientras que el modelo 2D si representa bien la realidad. Esta sería una situación en la que el modelo 1D no lo podríamos usar para predecir avenidas en un punto tan alejado ( $80km$  aproximadamente) de la condición de contorno.



(a) S=99

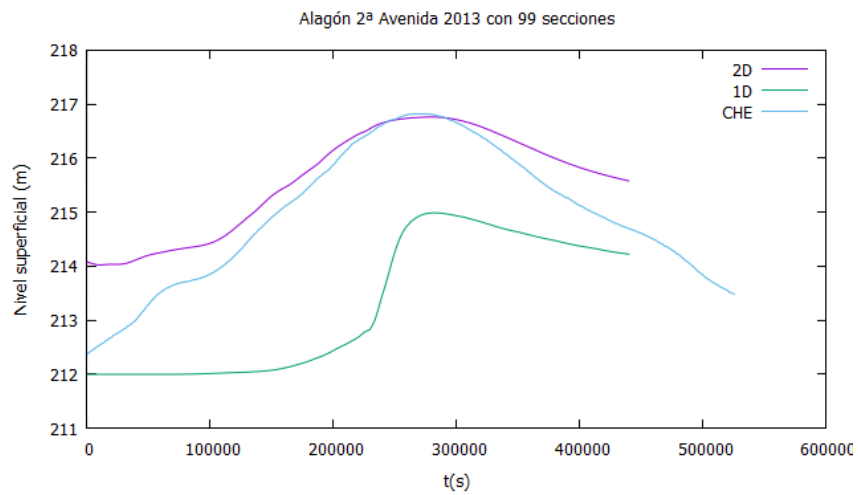


(b) S=218

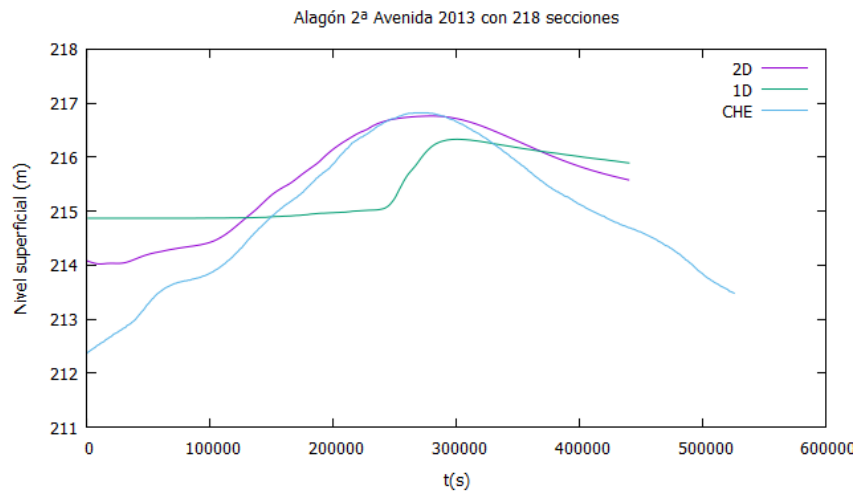


(c) S=476

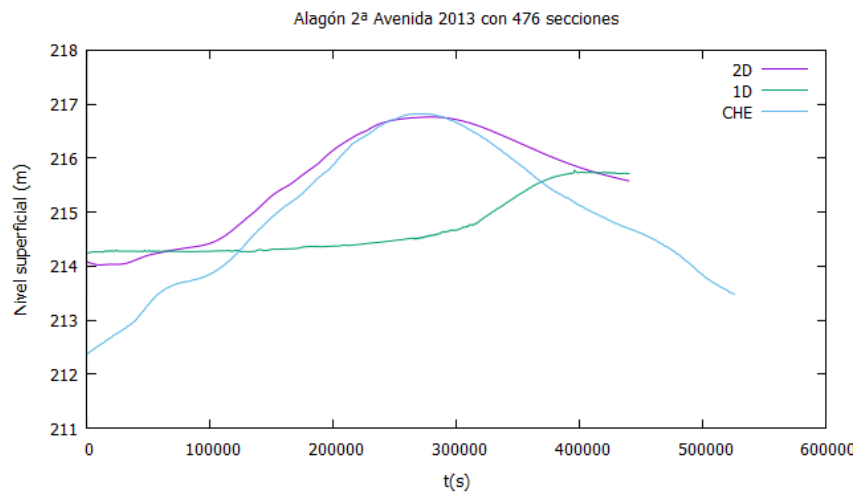
**Figura E.18:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a)  $S=99$

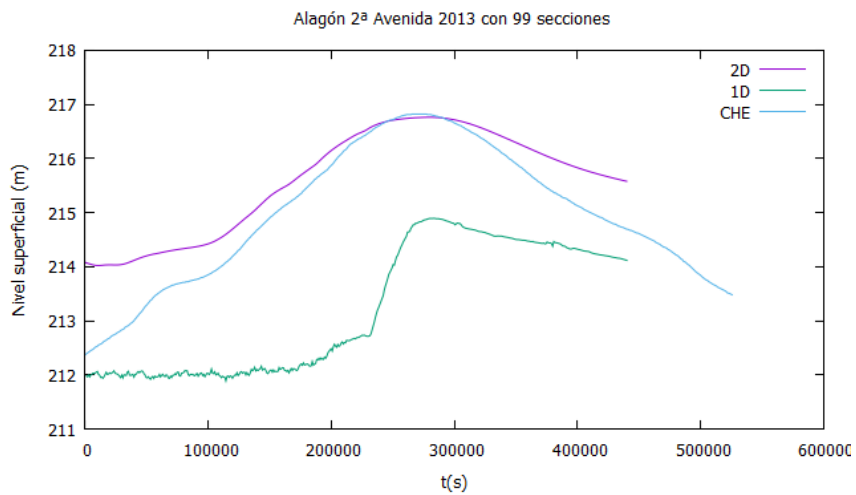


(b)  $S=218$

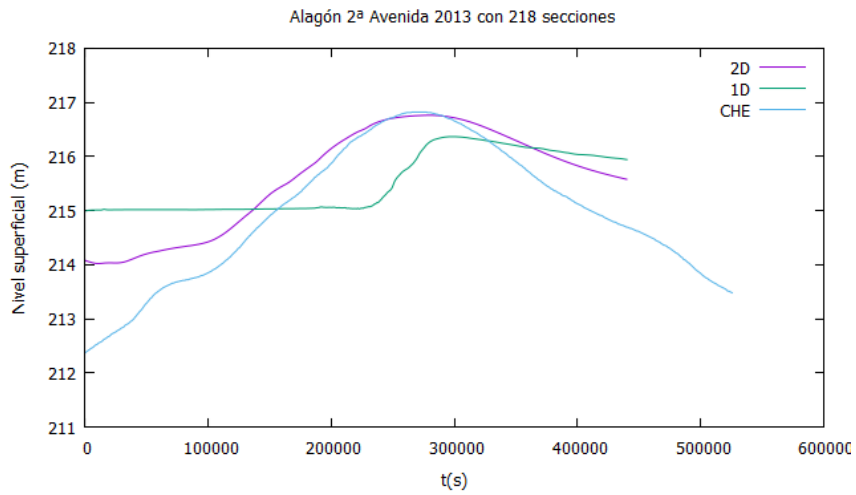


(c)  $S=476$

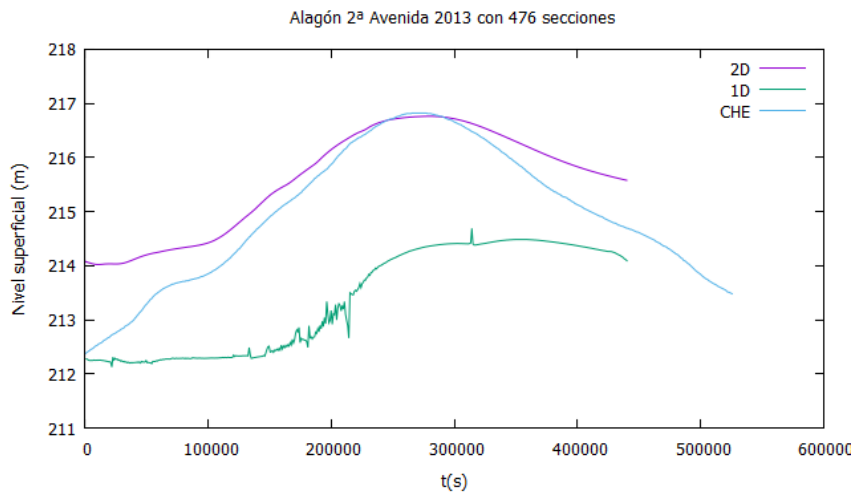
Figura E.19: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

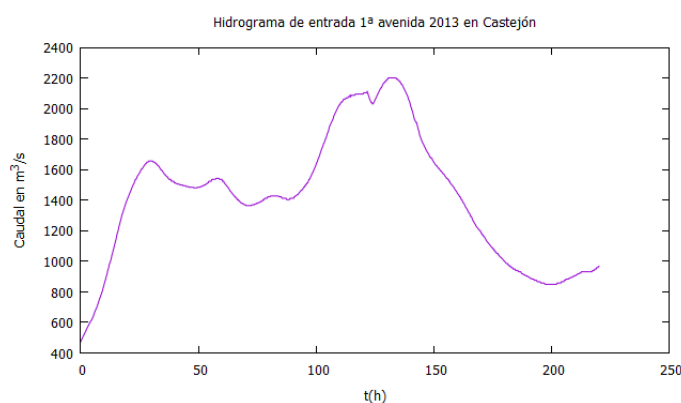
**Figura E.20:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

Las conclusiones generales que podemos obtener de la avenida de junio de 2013 son:

- El número de celdas de cálculo usado no genera apenas diferencias los resultados cuando se parte de 99 y 218 secciones transversales. Como mucho, se podría decir que disminuyen un poco los picos máximos y suavizan los resultados, al aumentar el número de celdas de cálculo.
- En la localidad más alejada de la condición de contorno de entrada el modelo 1D no es capaz de predecir correctamente el pico máximo de la avenida ni el tiempo de llegada del mismo.
- Como en todas las simulaciones anteriores, los resultados 1D obtenidos con 218 secciones transversales de partida y cualquier número de celdas de cálculo son los que mejor se aproximan a las medidas registradas y a los resultados obtenidos con el modelo 2D.

### E.3. Avenida de febrero de 2013

Se va a analizar otra avenida que tuvo lugar en el año 2013: comenzó el día 15 de Febrero a las 19:30 horas y su duración fue de 9,177 días ( $t = 220,25h = 792900s$ ). El hidrograma de entrada se muestra en la Figura [E.21](#). La gran diferencia respecto a las anteriores avenidas es que ésta presenta dos picos, uno de valor más bajo alcanzando los  $1600m^3/s$  y otro más alto llegando a los  $2200m^3/s$ .



**Figura E.21:** Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón de Ebro en la avenida de febrero de 2013.

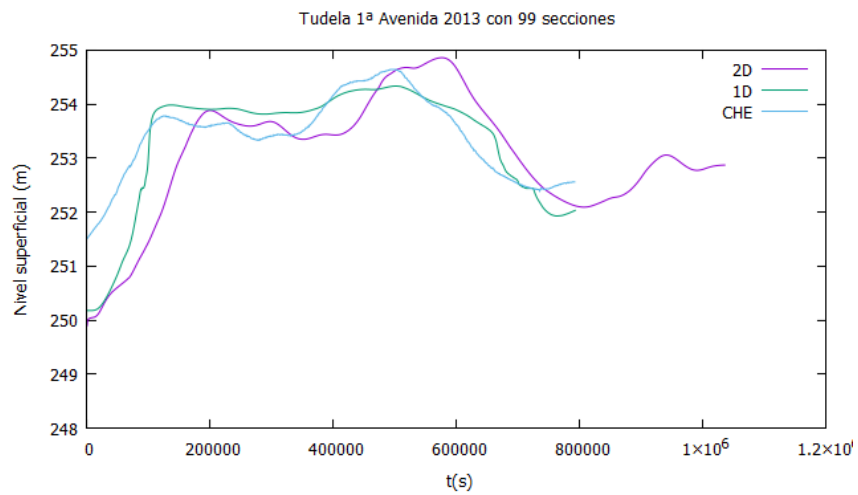
### E.3.1. Tudela

Se muestra la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Tudela en la avenida de febrero de 2013 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

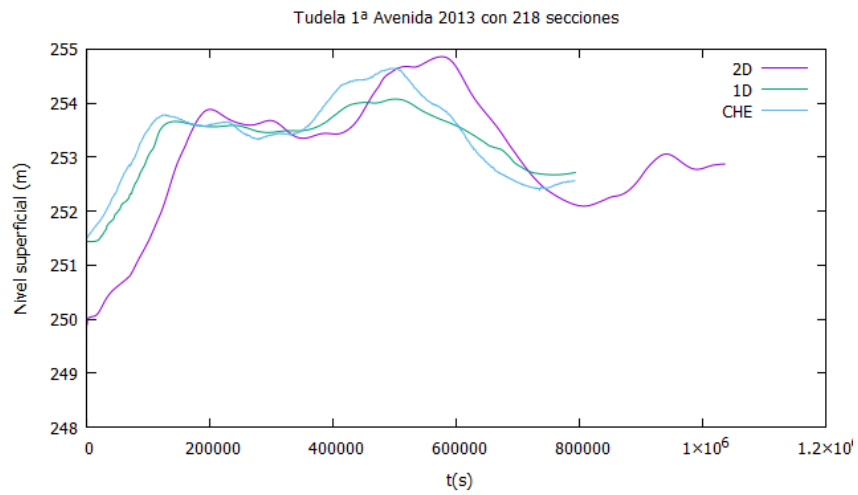
- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.22](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.23](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.24a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.24b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.24c](#).

Excepto los resultados que se obtienen con 476 secciones transversales respecto a las oscilaciones numéricas, como ocurría en todos los casos anteriores, y que se eliminan bajando el valor de CFL, los resultados 1D que se obtienen de la predicción de avenida de febrero de 2013 en Tudela son buenos. Se ajustan muy bien a las medidas registradas, incluso mejor que los resultados 2D, sobre todo en el primer pico máximo.

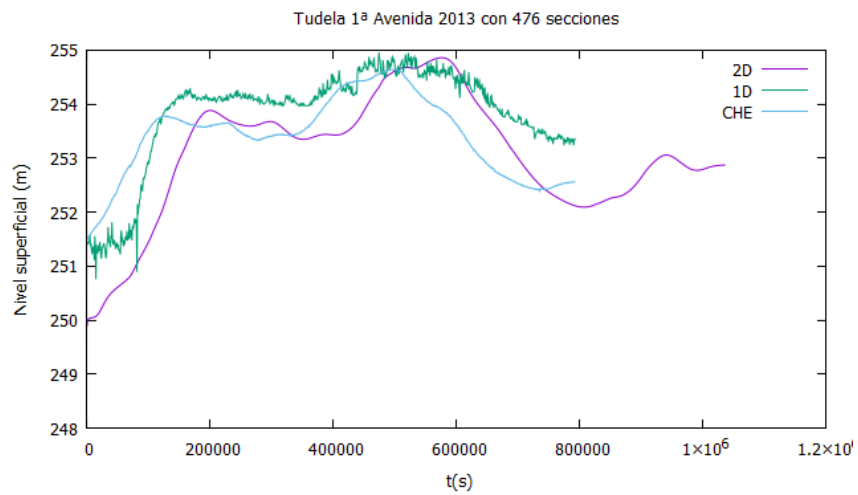




(a)  $S=99$

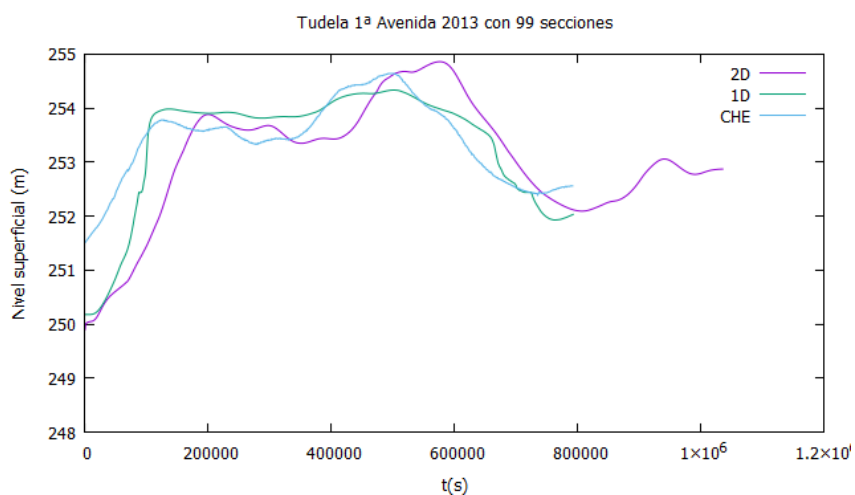


(b)  $S=218$

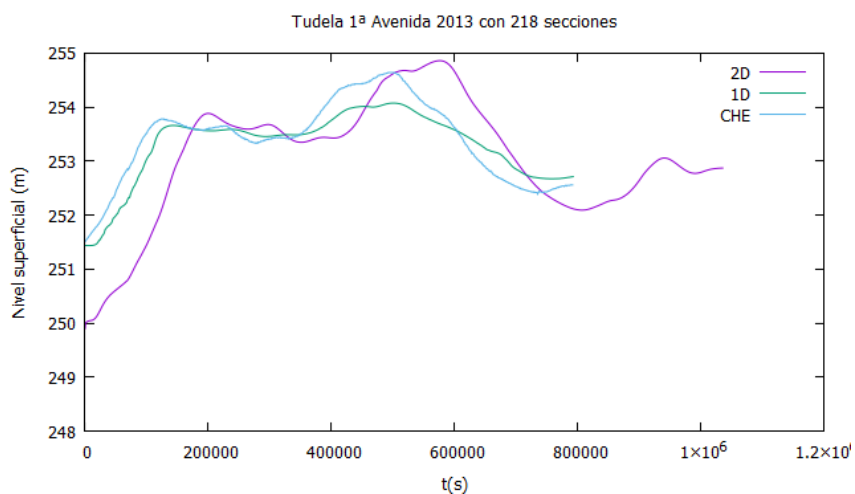


(c)  $S=476$

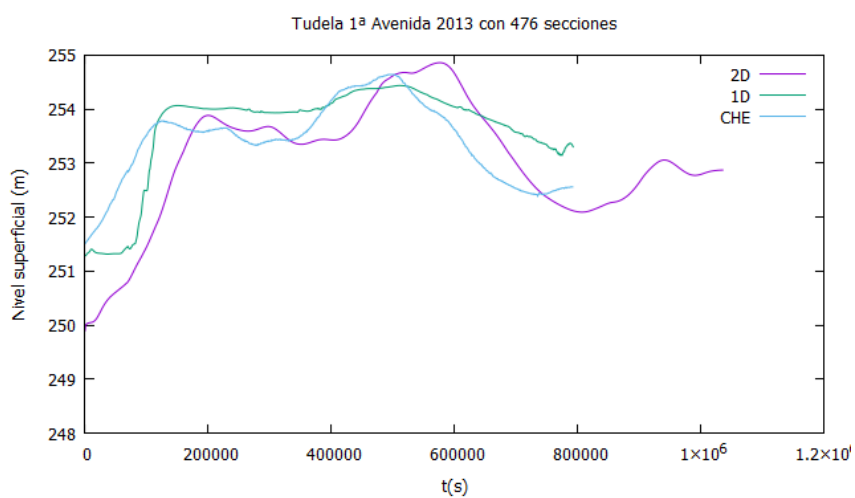
**Figura E.22:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a)  $S=99$

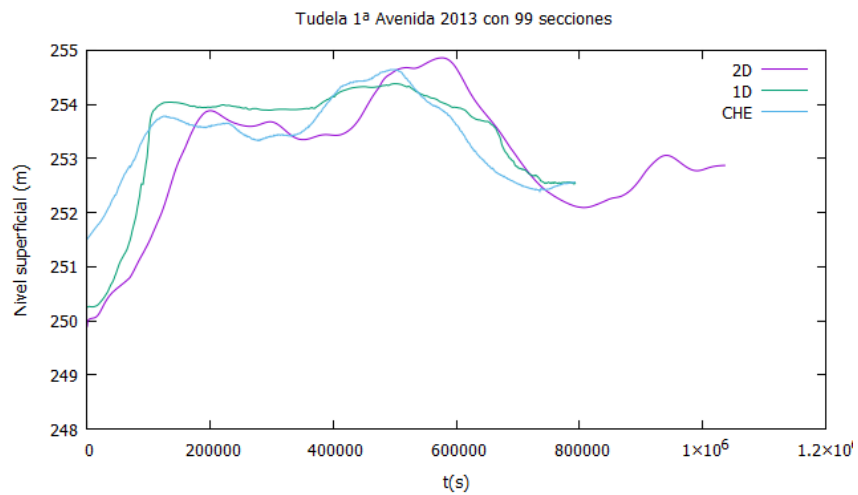


(b)  $S=218$

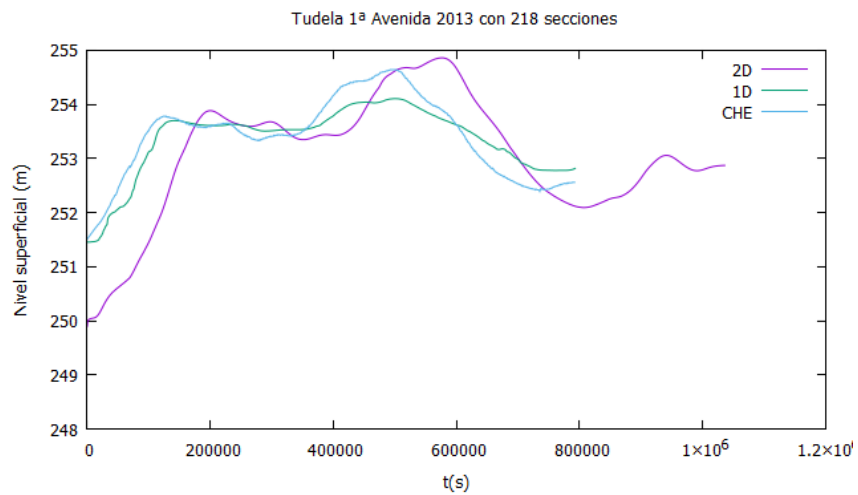


(c)  $S=476$

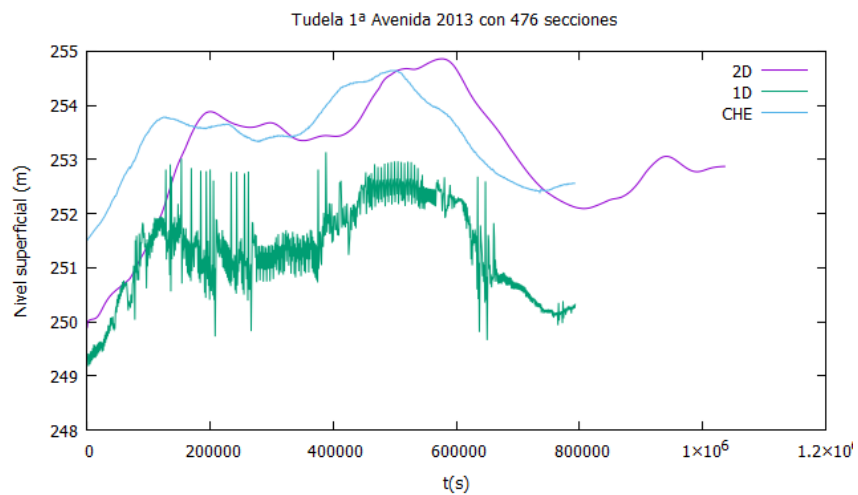
**Figura E.23:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

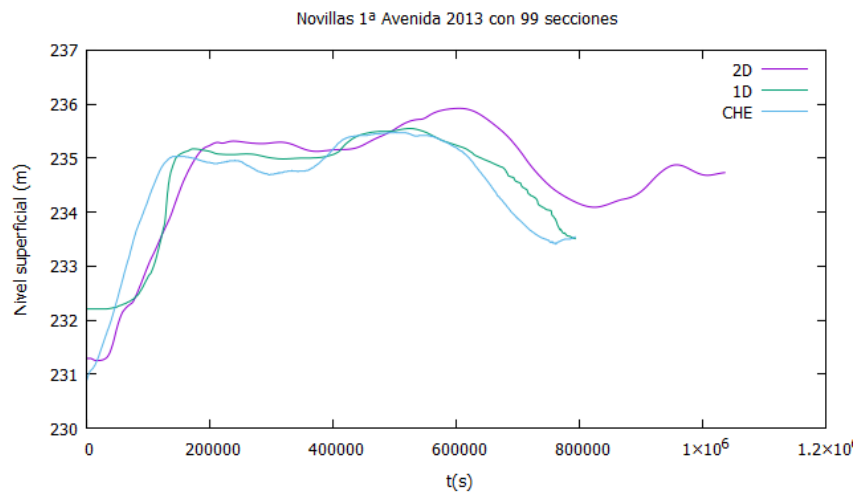
**Figura E.24:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

### E.3.2. Novillas

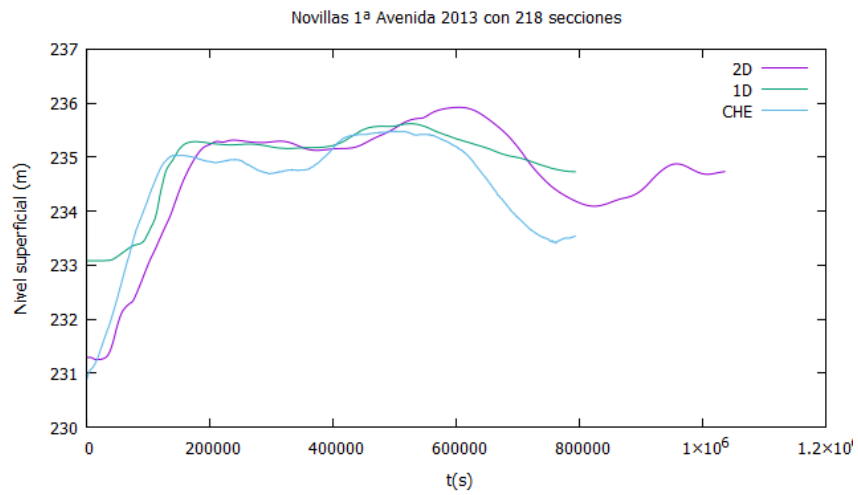
En las siguientes figuras se muestra la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Novillas en la avenida de febrero de 2013 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.25](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.26](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.27a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.27b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.27c](#).

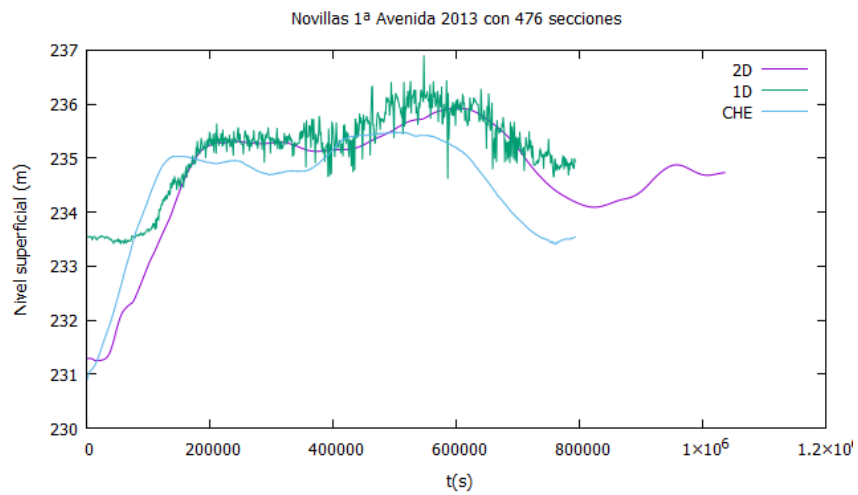
Al igual que en la población de Tudela, los resultados de la simulación 1D se ajustan bien a las medidas registradas en Novillas, incluso mejor que los resultados 2D tanto en valor de los dos picos máximos como en tiempos de llegada de las dos ondas.



(a)  $S=99$

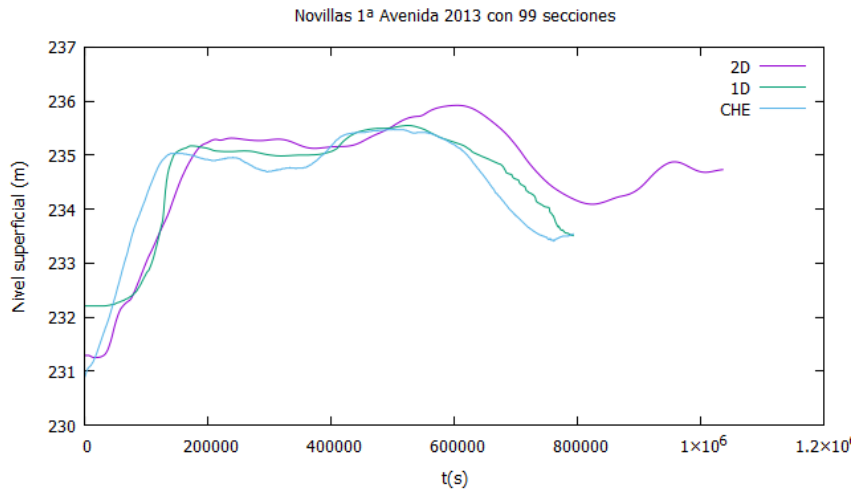


(b)  $S=218$

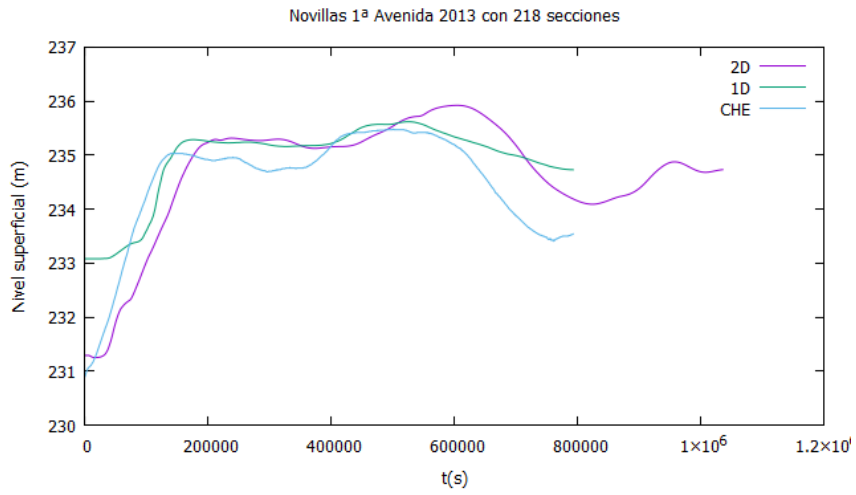


(c)  $S=476$

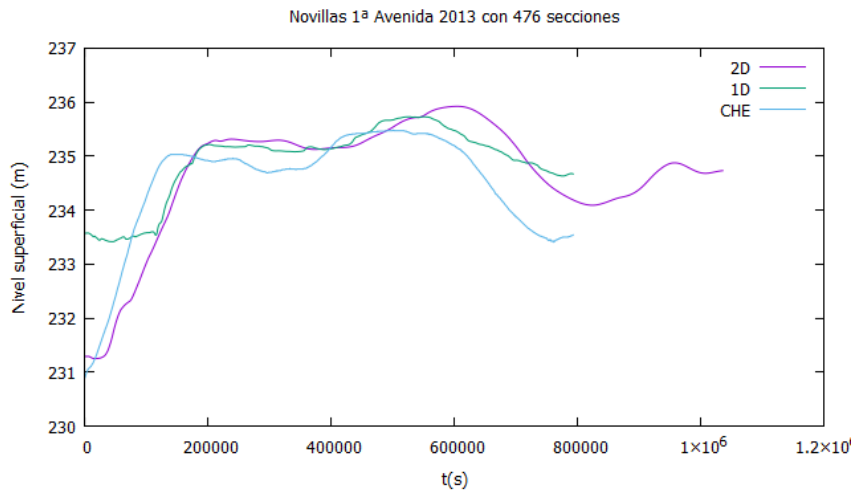
**Figura E.25:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a)  $S=99$

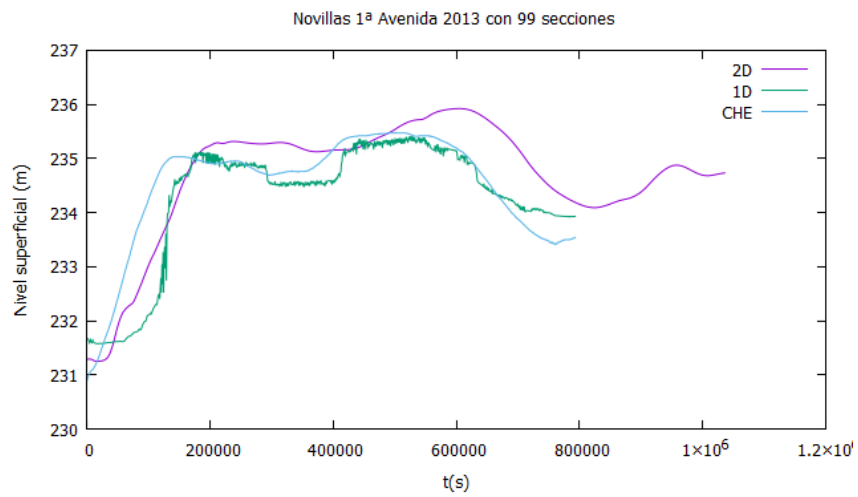


(b)  $S=218$

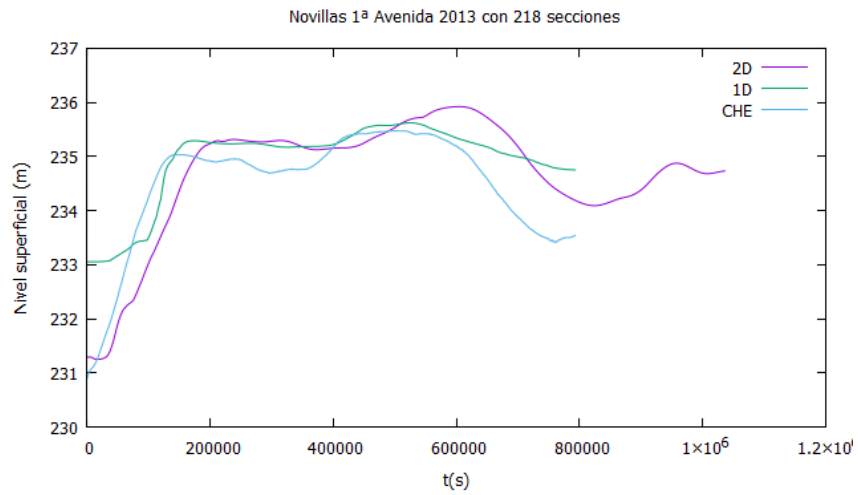


(c)  $S=476$

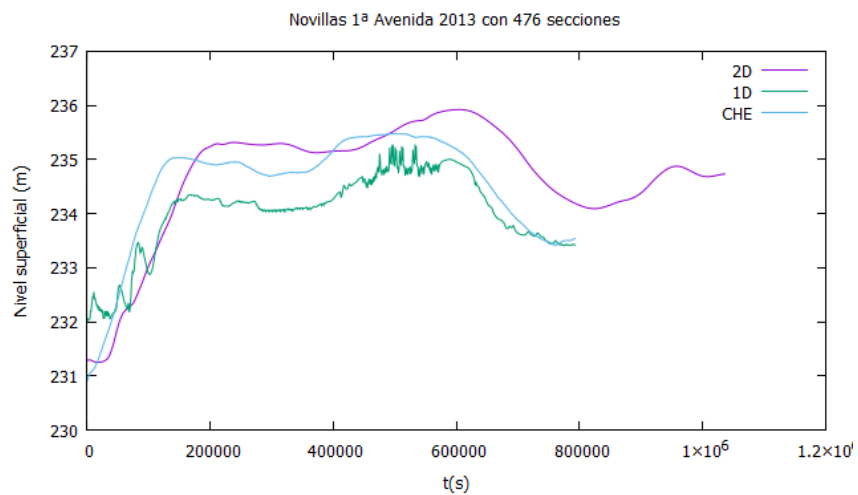
**Figura E.26:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

**Figura E.27:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

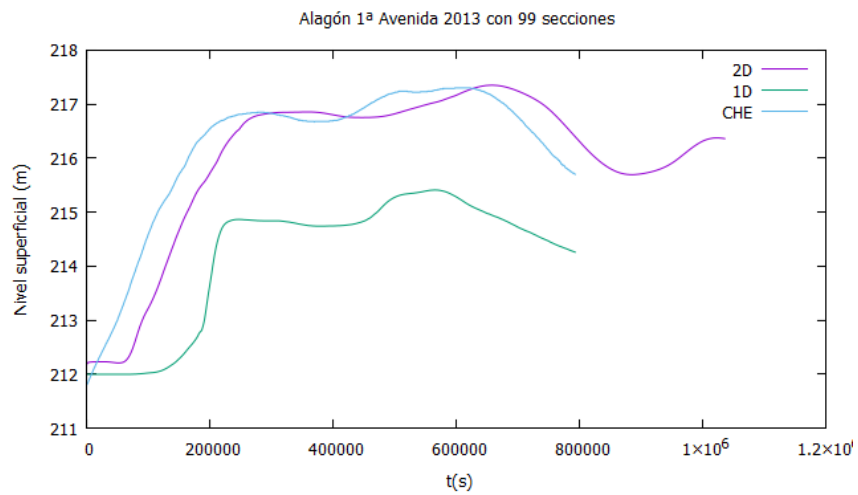
### E.3.3. Alagón

Se presenta la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Alagón en la avenida de febrero de 2013 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

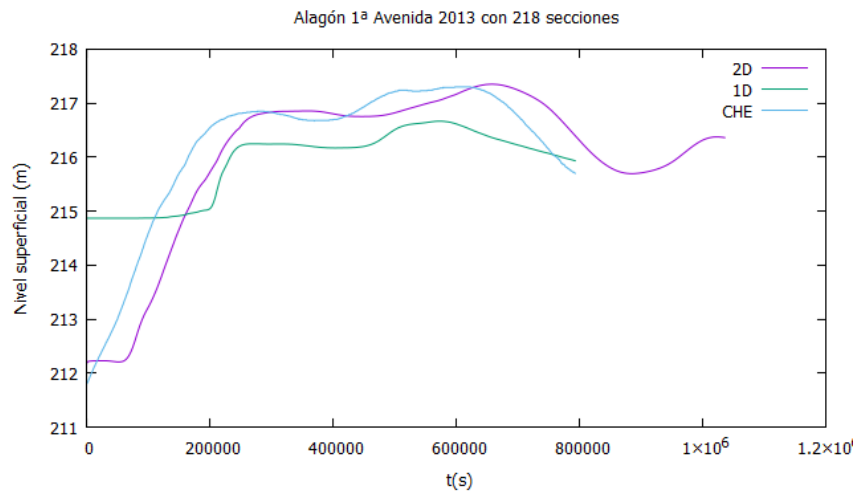
- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.28](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.29](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.30a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.30b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.30c](#).

Resulta curioso observar cómo en Alagón los resultados 1D difieren un poco respecto a las medidas y a los resultados 2D cuando en las poblaciones anteriores se ajustaban muy bien. Esto ocurre sobre todo cuando partimos de pocas (99) o muchas (476) secciones transversales. Para el caso intermedio, los resultados se ajustan mejor, aunque partiendo en  $t = 0$  de una diferencia de  $2,4m$  por encima, subestiman el nivel superficial máximo en ambos picos.

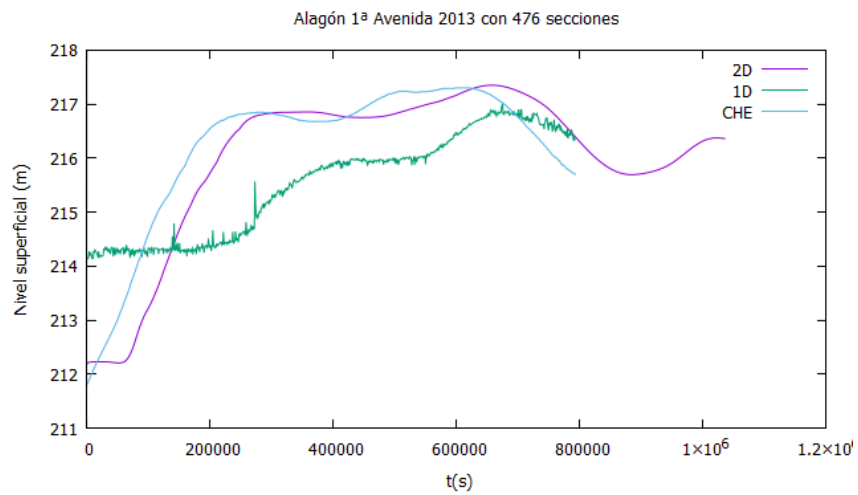




(a)  $S=99$

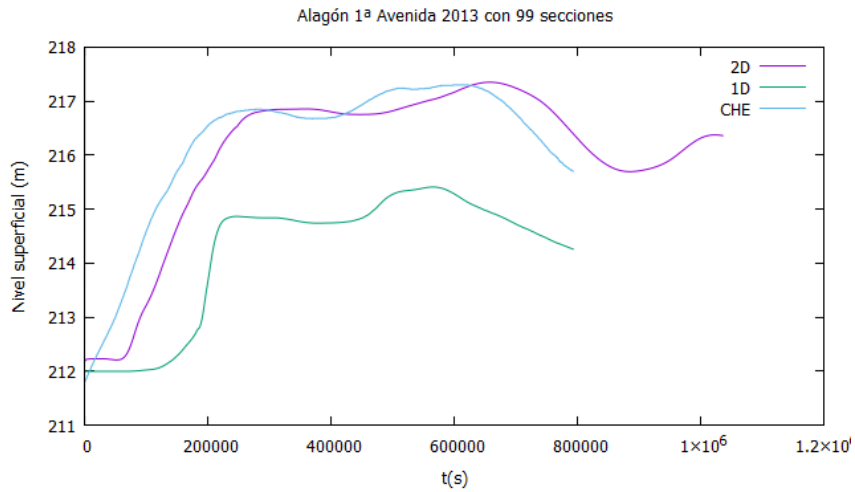


(b)  $S=218$

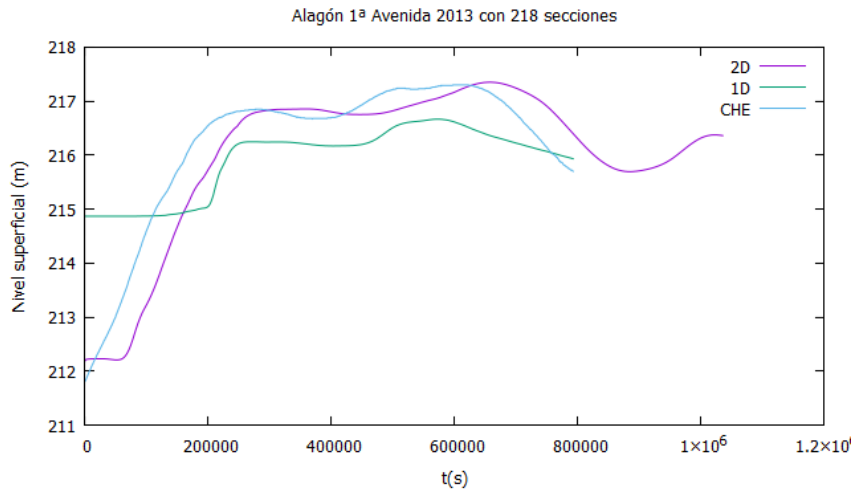


(c)  $S=476$

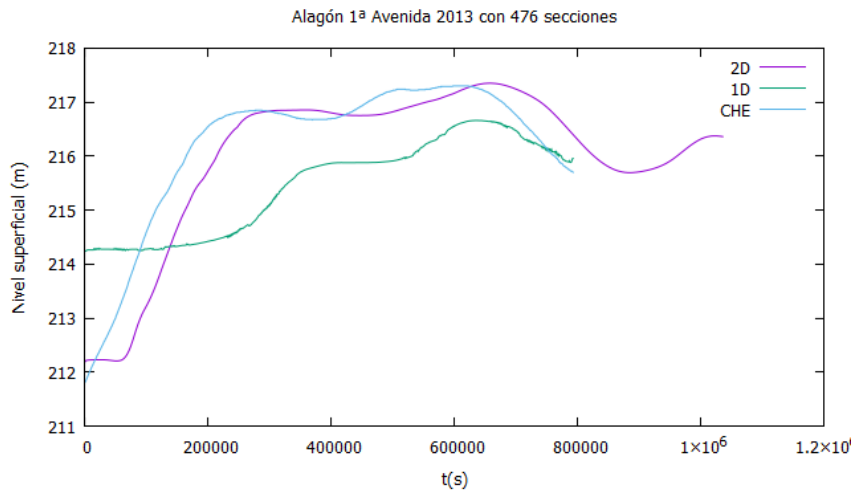
**Figura E.28:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a)  $S=99$

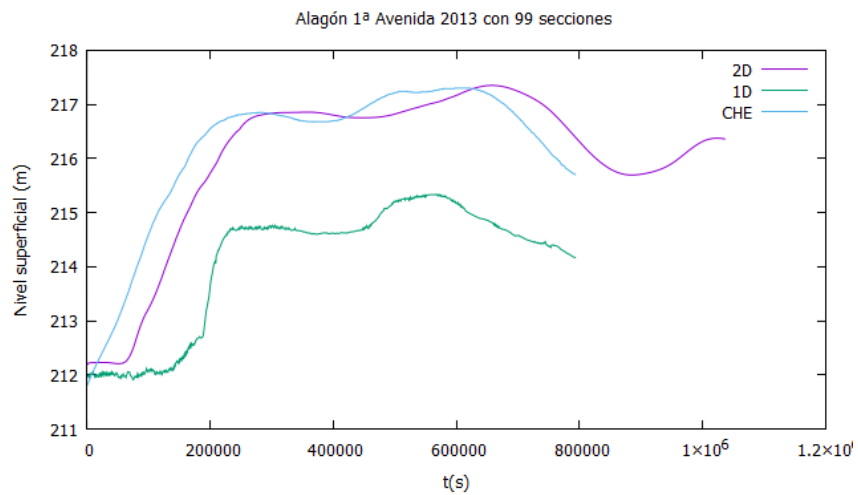


(b)  $S=218$

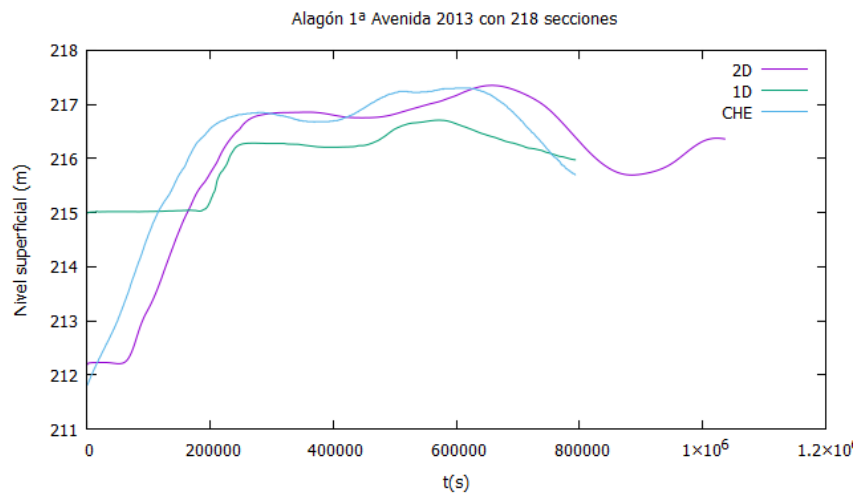


(c)  $S=476$

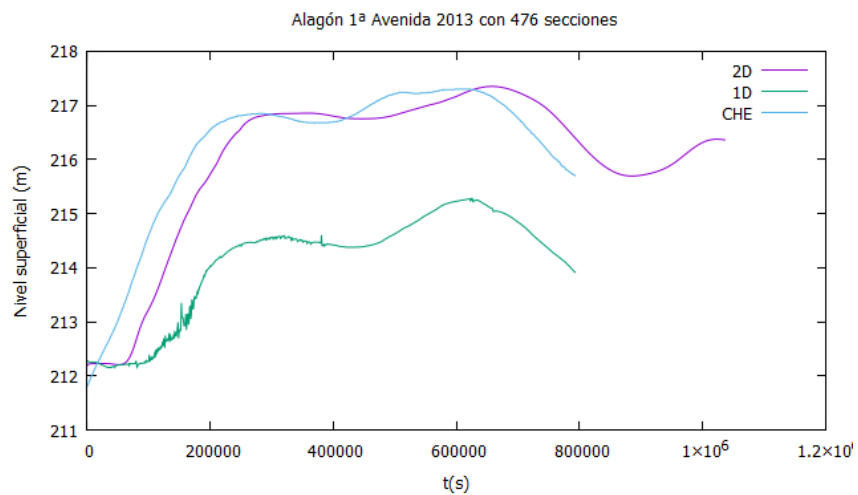
**Figura E.29:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a) S=99



(b) S=218



(c) S=476

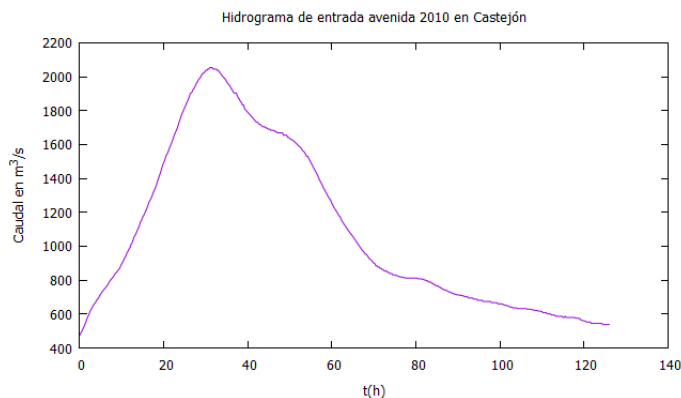
**Figura E.30:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

En resumen, de la avenida de febrero de 2013, podemos concluir lo siguiente:

- En esta avenida, que se diferencia de todas las anteriores en que presenta dos picos, los resultados 1D se aproximan mejor a las medidas en todas las poblaciones que encuentra el río Ebro a su paso. Esto se consigue, sobre todo, partiendo de 218 secciones transversales, y con cualquier número de celdas de cálculo y CFL.
- La conclusión anterior nos lleva a pensar que el modelo quizás necesita conocer la condición inicial de partida del estado del río con más precisión, que partir de un estacionario de caudal constante y valor el primero del hidrograma de entrada. Lo mismo ocurría con los resultados de la avenida de 2015, en la que el hidrograma también presentaba dos picos.
- También es posible, que el modelo 1D responda mejor a hidrogramas de avenida de caudales altos ( $Q_{max} = 2200m^3/s$  en la avenida de febrero de 2013,  $Q_{max} = 2600m^3/s$  en la avenida de 2015) frente a avenidas de un sólo pico de valores más bajos  $Q_{max} = 1800m^3/s$  en la avenida de junio de 2013 o  $Q_{max} = 1500m^3/s$  en la avenida de 2014.

## E.4. Avenida 2010

La avenida más caudalosa de 2010 se originó el día 14 de Enero a las 18:00 horas. Esta avenida fue de una duración de 5,25 días ( $t = 126h = 453600s$ ). Se muestra el hidrograma de la avenida en la Figura [E.31](#).



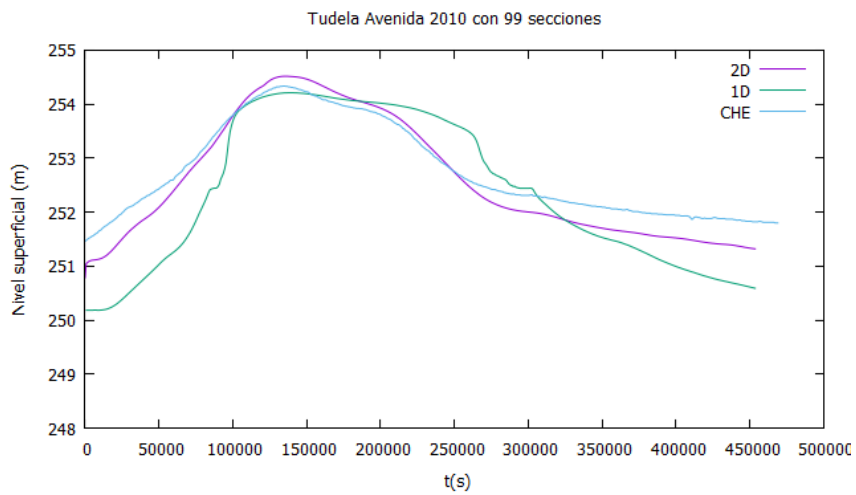
**Figura E.31:** Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón en la avenida de 2010.

### E.4.1. Tudela

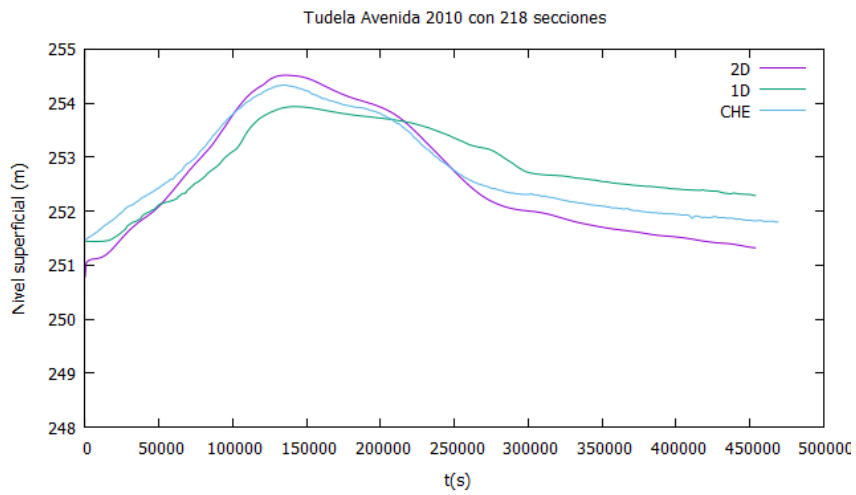
A continuación se muestra la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Tudela en la avenida de 2010 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.32](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.33](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.34a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.34b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.34c](#).

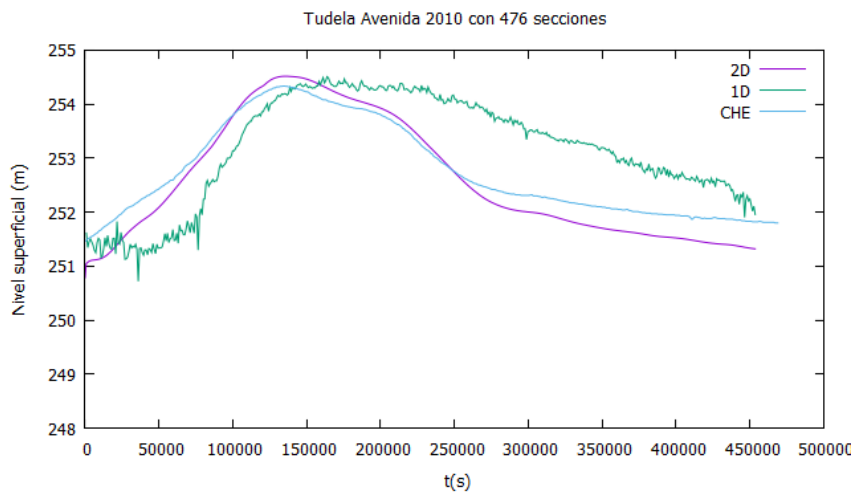
Como en el análisis de las anteriores avenidas, se puede observar en las Figuras [E.32](#), [E.33](#) y [E.34](#) como los resultados de las simulaciones 1D con distintas secciones son muy similares a las medidas obtenidas por la Confederación a su paso por la localidad de Tudela. Las simulaciones con 99 secciones transversales apenas varían al modificar los parámetros. Para las de 218 secciones transversales, los resultados de las simulaciones 1D no varían al variar el número de celdas de cálculo ni el CFL; mientras que para las simulaciones con 476 secciones, se producen oscilaciones cuando éstas tienen  $CFL = 0,9$ , solucionándose cuando éste se baja a 0,5.



(a)  $S=99$

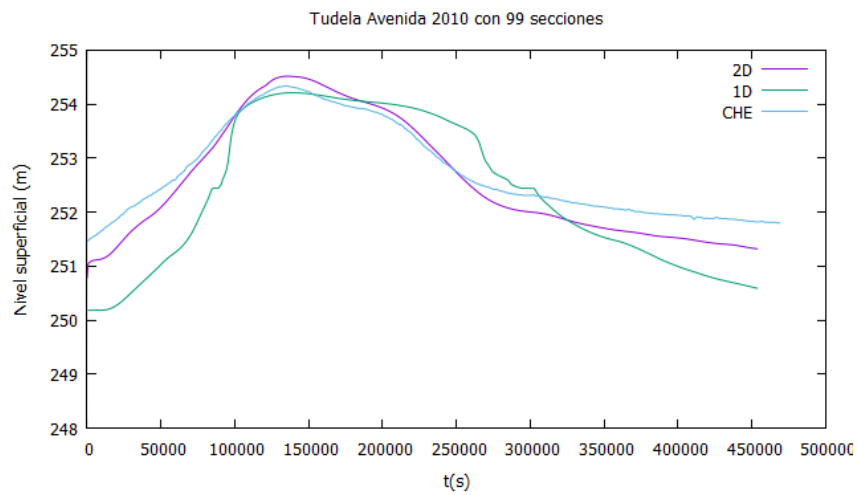


(b)  $S=218$

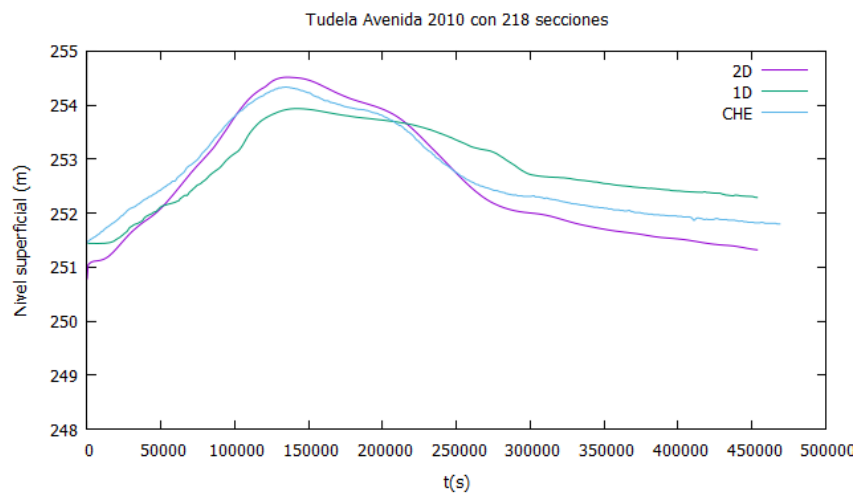


(c)  $S=476$

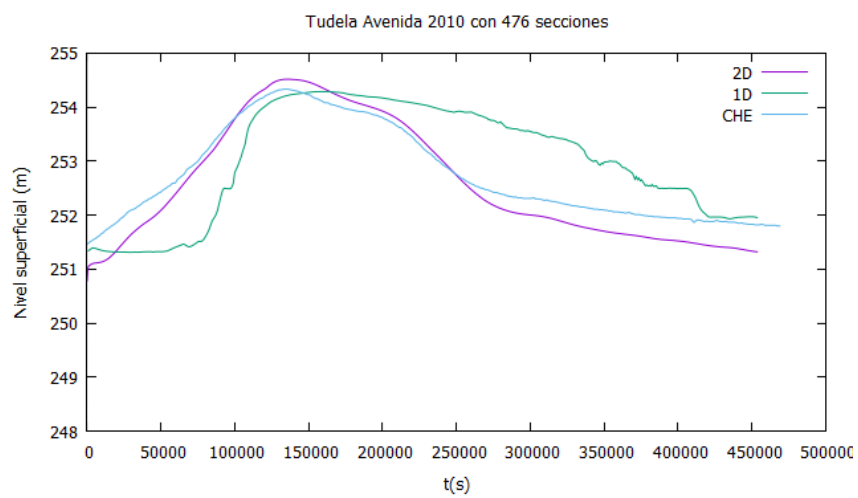
**Figura E.32:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a)  $S=99$

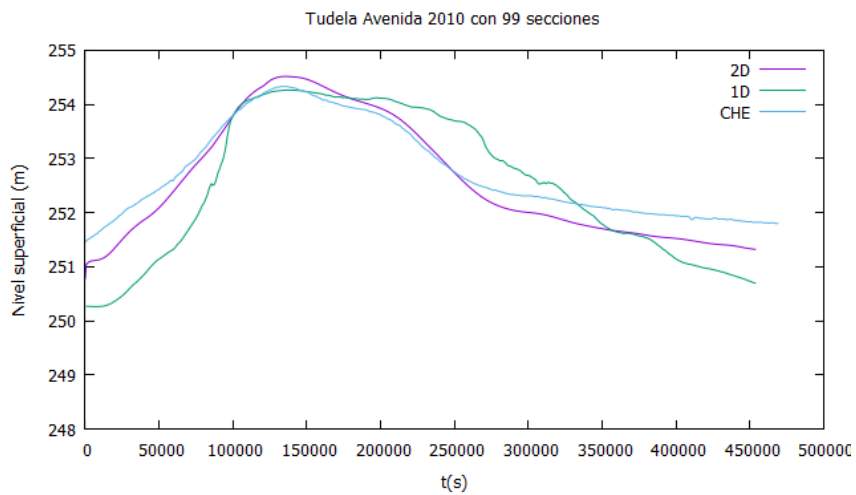


(b)  $S=218$

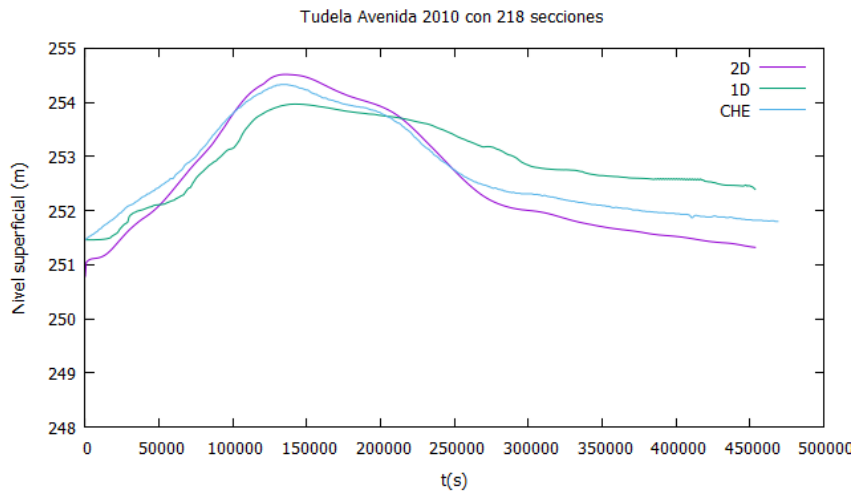


(c)  $S=476$

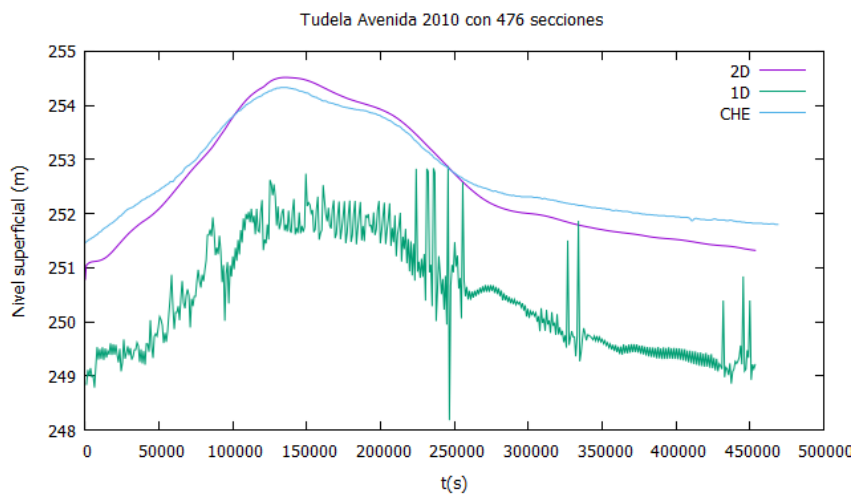
**Figura E.33:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

**Figura E.34:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

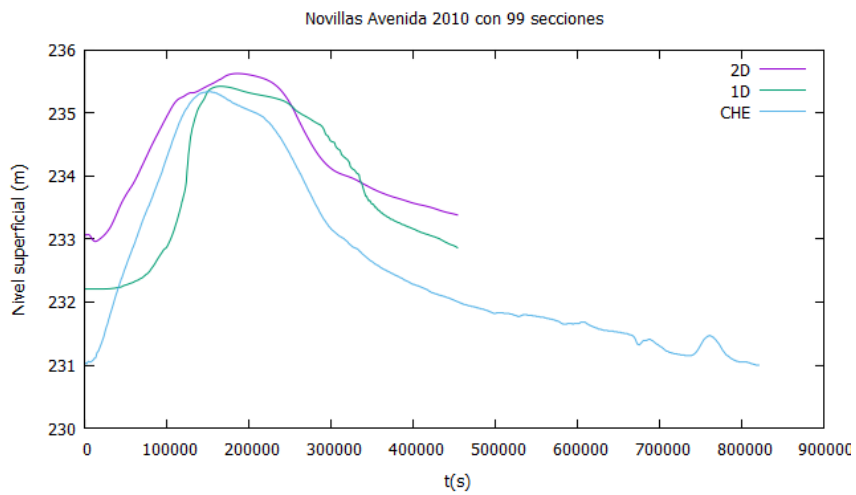


### E.4.2. Novillas

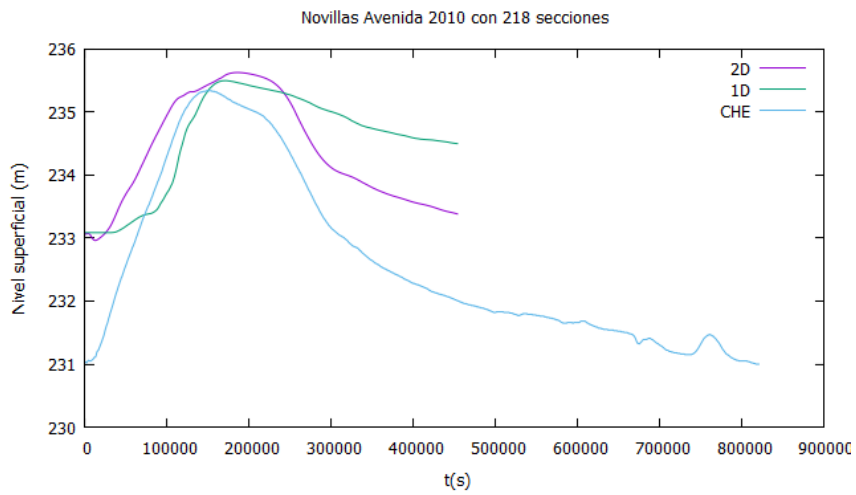
Se muestra a continuación la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Novillas en la avenida de 2010 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.35](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.36](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.37a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.37b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.37c](#).

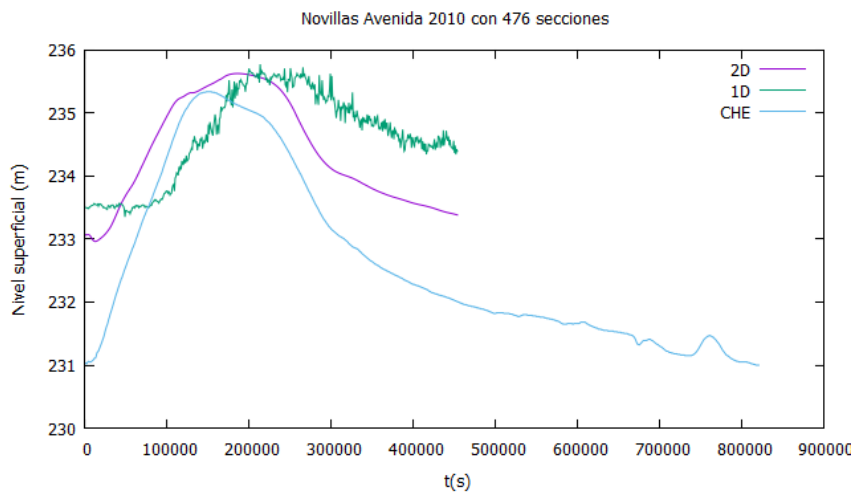
Tanto los resultados con 99 como con 218 secciones transversales, se aproximan bien a las medidas de la CHE y a los resultados 2D. En las simulaciones de 218 secciones transversales se observa una acumulación de nivel superficial conforme pasa el tiempo. Cuando se producen oscilaciones en los resultados de las simulaciones, se puede observar que disminuyendo el CFL de 0,9 a 0,5 éstas disminuyen.



(a)  $S=99$

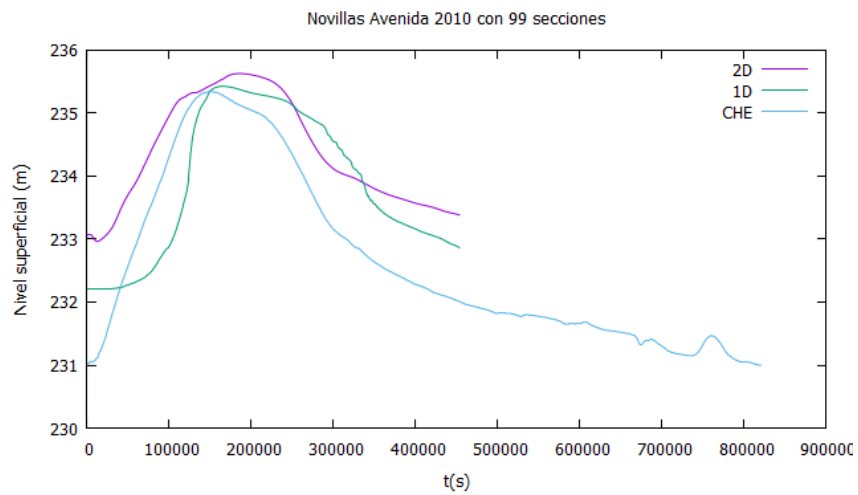


(b)  $S=218$

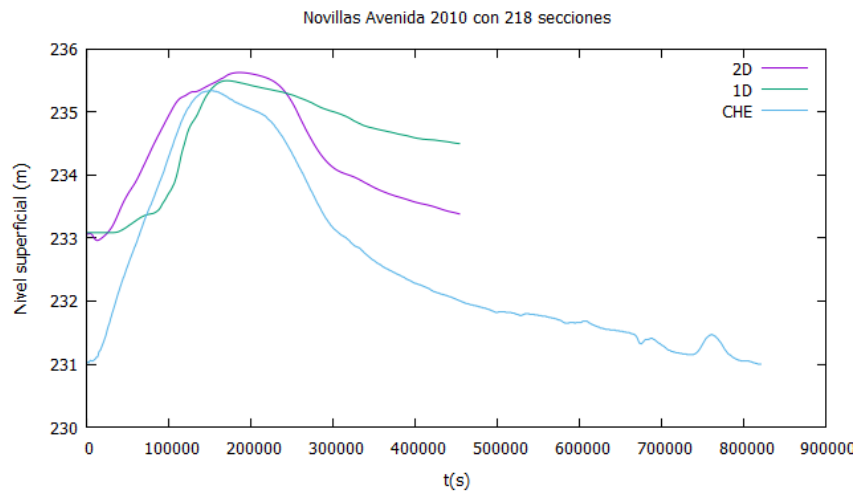


(c)  $S=476$

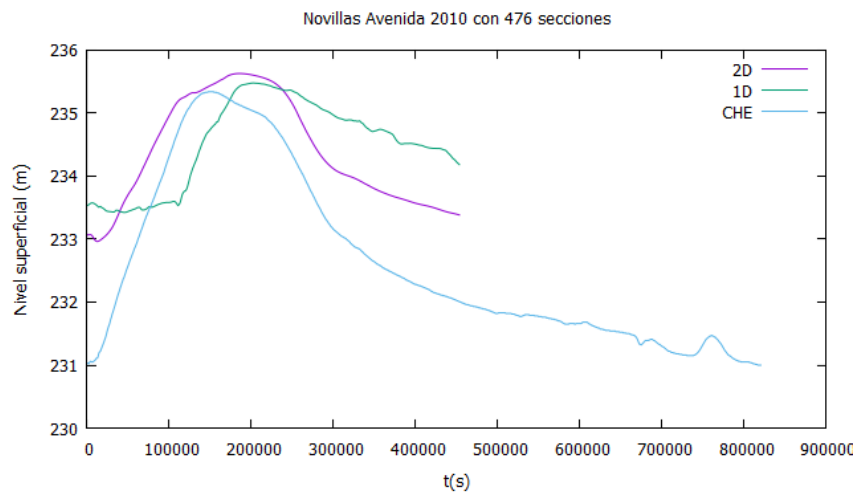
**Figura E.35:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a)  $S=99$

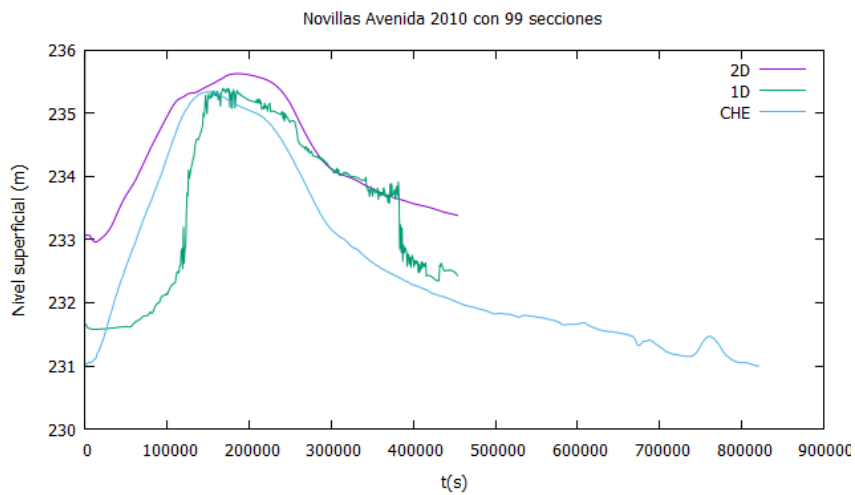


(b)  $S=218$

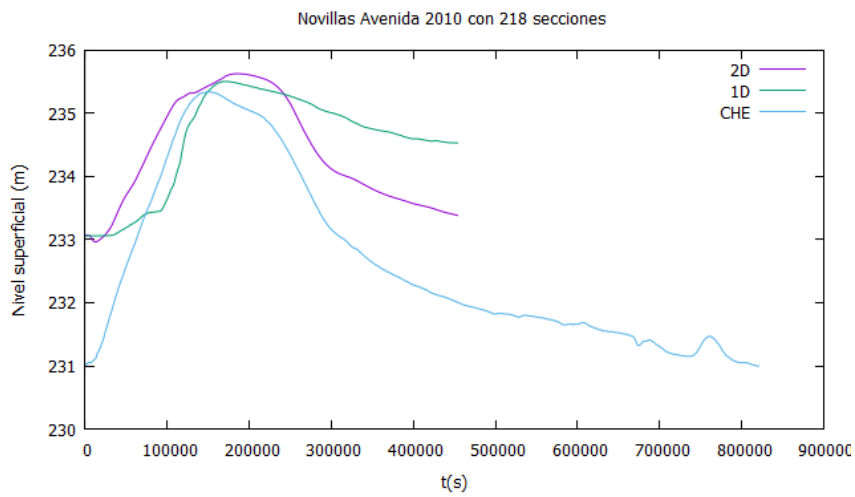


(c)  $S=476$

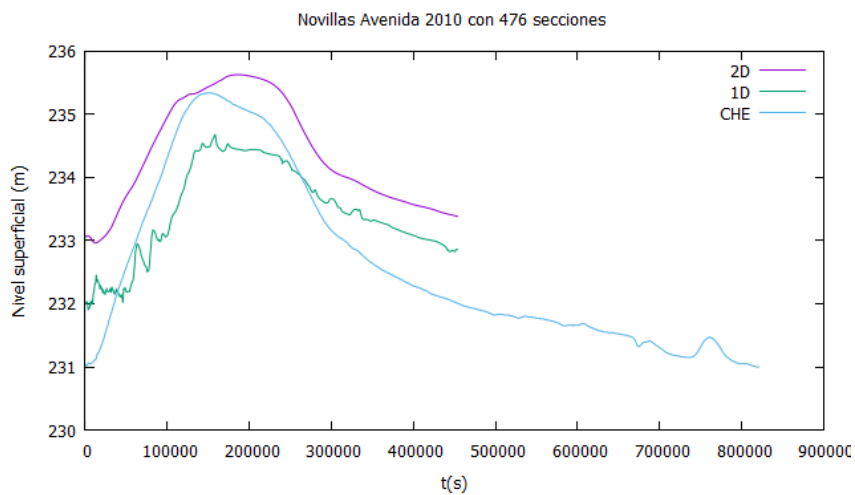
**Figura E.36:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

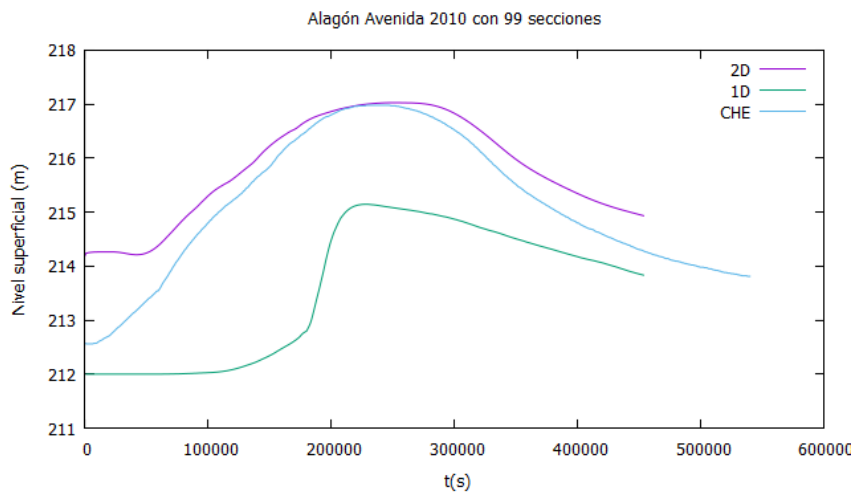
**Figura E.37:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

### E.4.3. Alagón

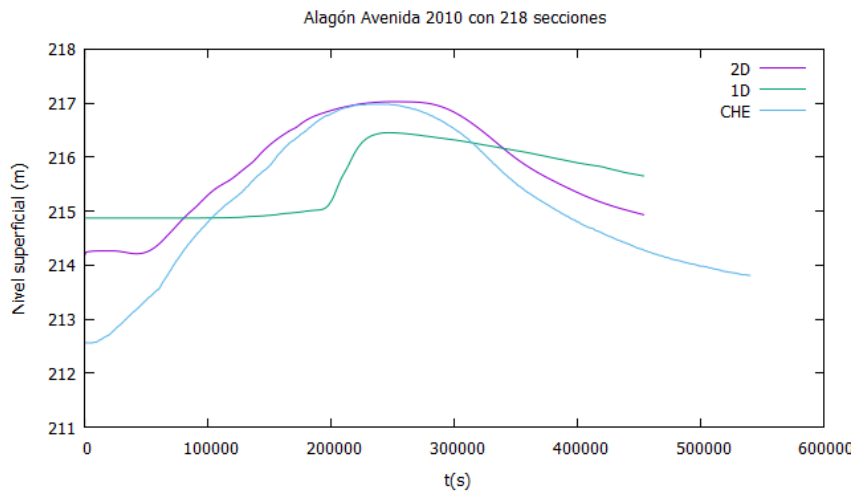
Se muestra la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Alagón en la avenida de 2010 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.38](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.39](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.40a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.40b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.40c](#).

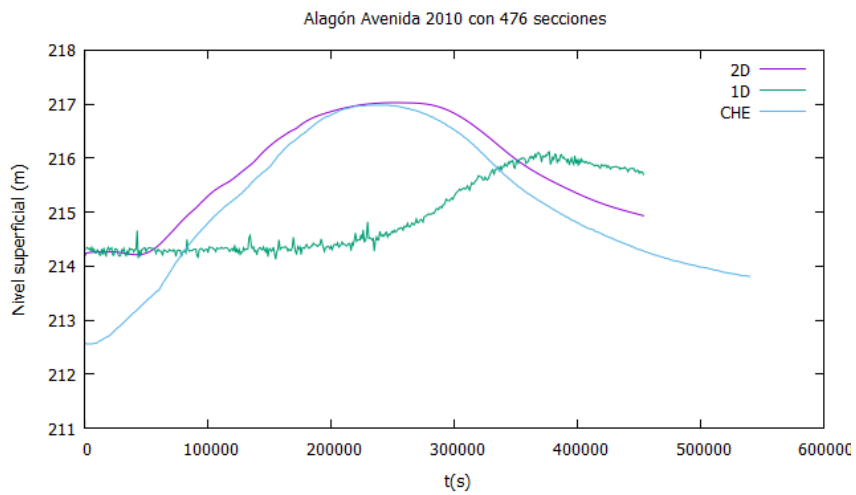
A su paso por la localidad de Alagón, se muestra un desfase en la onda de la avenida en la mayoría de las simulaciones, principalmente en la de 2180 celdas. Como se puede observar en la Figura [E.40](#), ese retraso de onda es menor que en las simulaciones [E.38](#) y [E.39](#).



(a)  $S=99$

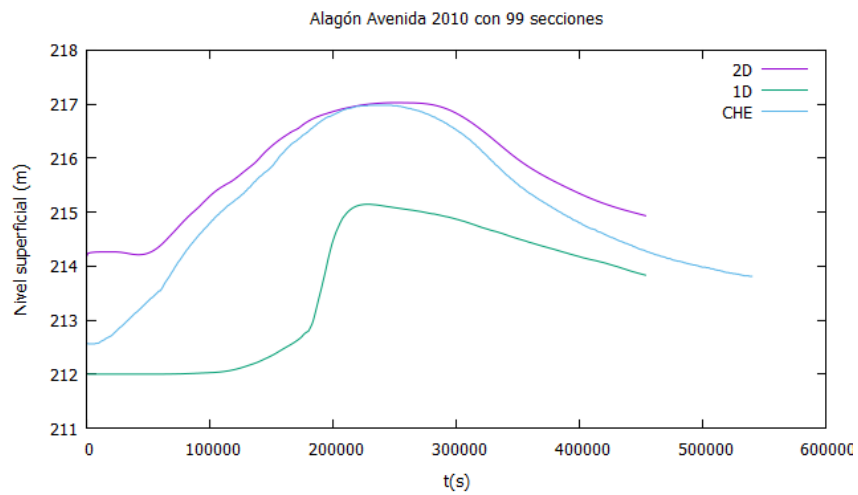


(b)  $S=218$

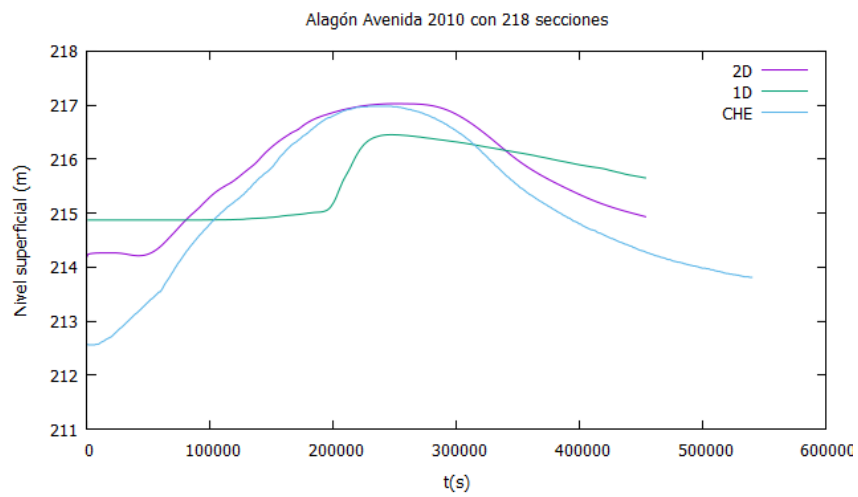


(c)  $S=476$

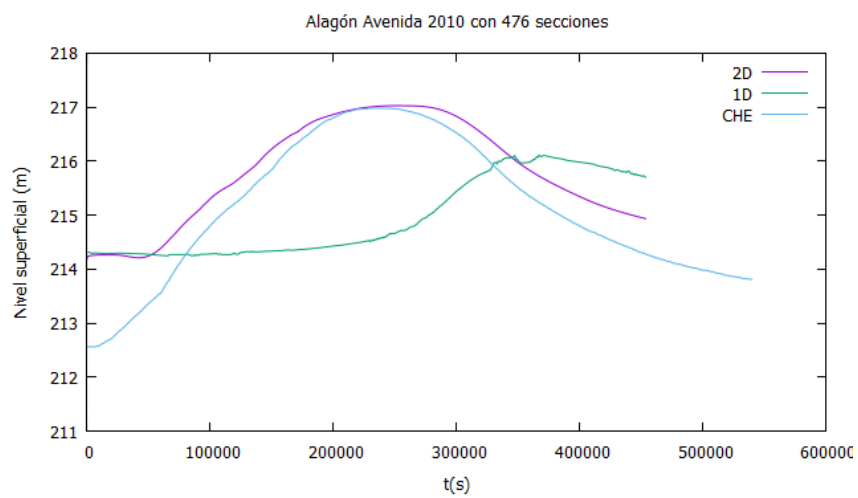
**Figura E.38:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a) S=99

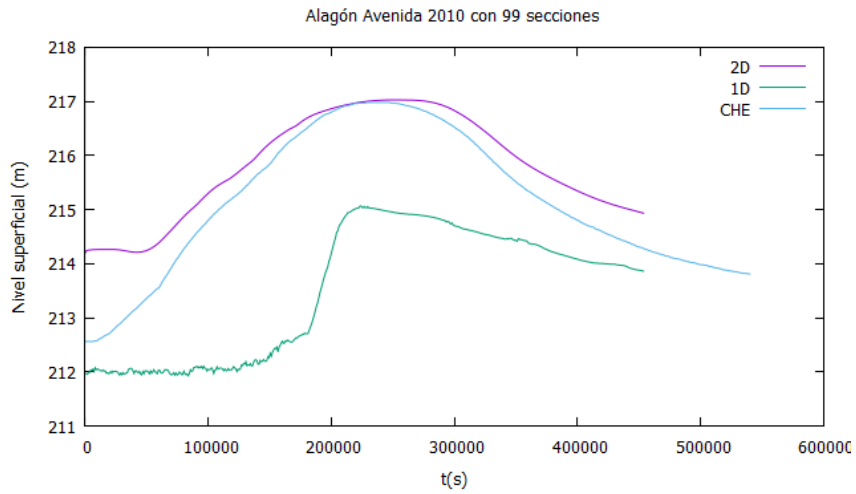


(b) S=218

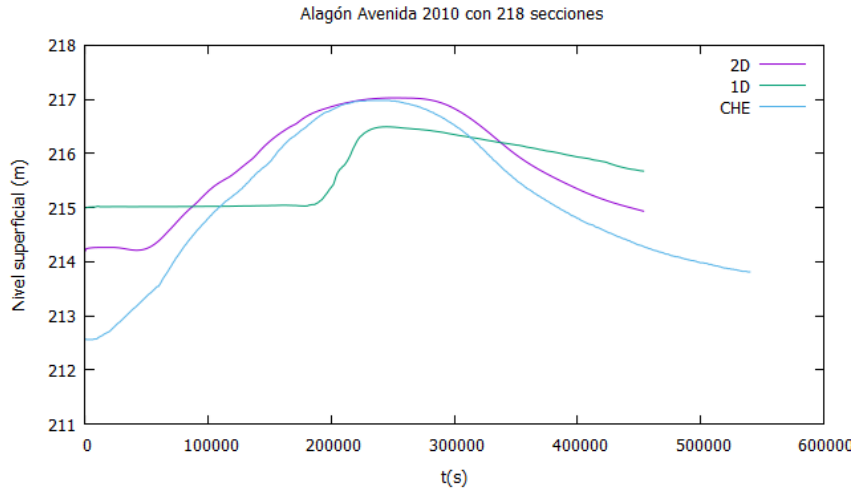


(c) S=476

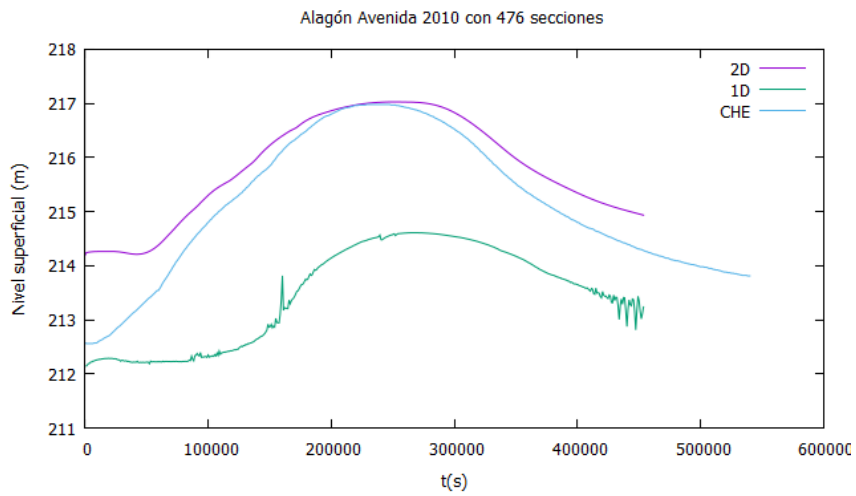
Figura E.39: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

**Figura E.40:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

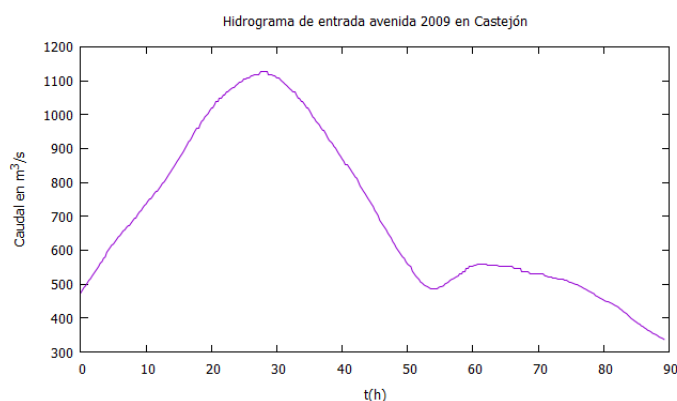


A continuación se exponen las conclusiones analizadas de esta avenida:

- Como en los casos anteriores, los resultados obtenidos de las simulaciones 1D no varían prácticamente en los casos con 99 y 218 secciones transversales de partida, siendo las de 218 secciones las más aproximadas a los resultados obtenidos del estudio 2D y a las medidas de Confederación.
- En el caso de la simulación con 476 secciones, con el doble número de celdas de cálculo que de secciones y CFL= 0,9 se aprecian unas oscilaciones en los datos bastante elevadas en su amplitud, generando una imagen bastante inestable en cuanto a resultados.
- Las ondas generadas por la avenida, tanto en las estaciones de aforo de Tudela como en la de Novillas, se encuentran bien reproducidas con el modelo 1D; mientras que en Alagón la onda llega con retraso.

## E.5. Avenida 2009

La avenida más importante producida en el año 2009 tuvo su comienzo el día 9 Noviembre a las 6:45 horas, con una duración de entre 3 y 4 días ( $t = 89, 25h = 321300s$ ). Su hidrograma se muestra en la Figura [E.41](#).



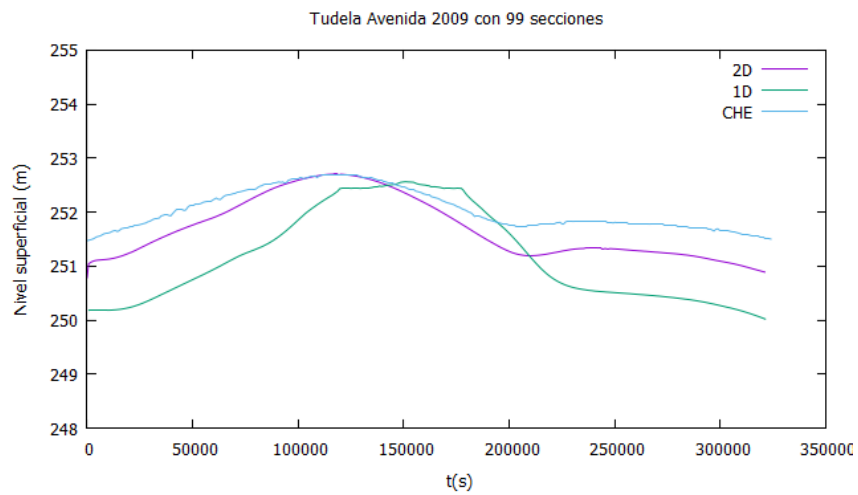
**Figura E.41:** Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón en la avenida de 2009.

### E.5.1. Tudela

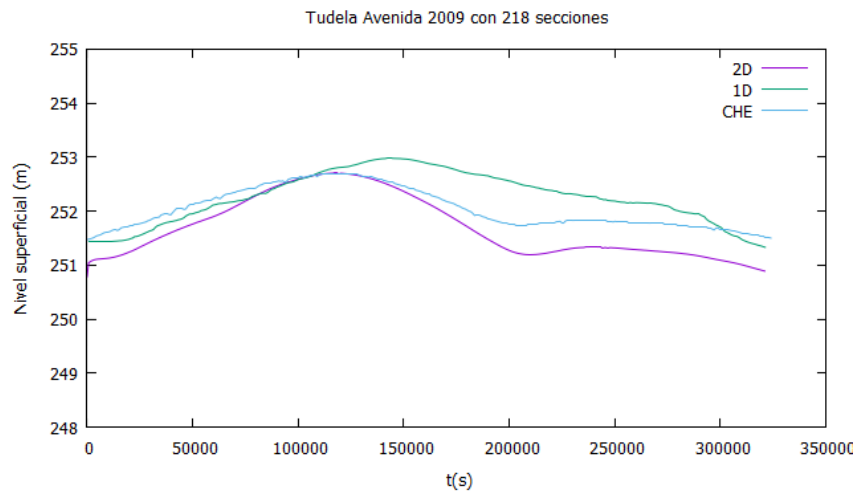
Se muestra a continuación la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Tudela en la avenida de 2009 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.42](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.43](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.44a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.44b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.44c](#).

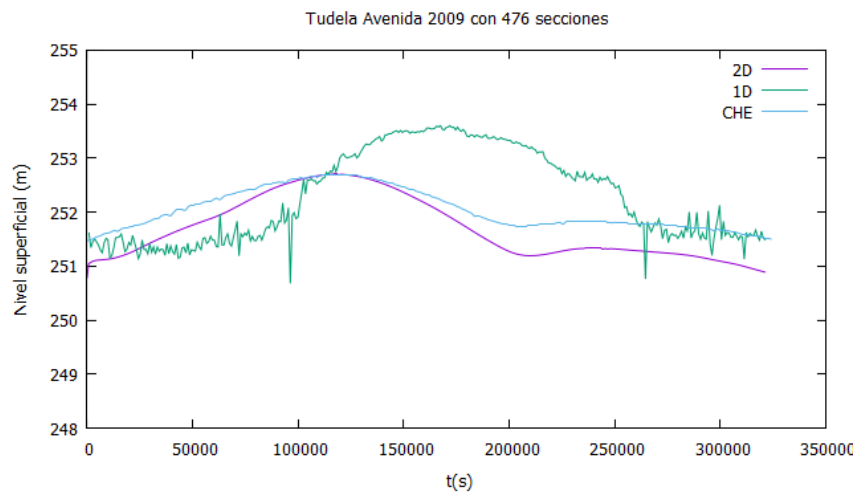
En la avenida de 2009 se observa que las simulaciones con 99 secciones transversales muestran un retraso de la onda, cuando se simula con pocas celdas de cálculo, que a su vez muestran una diferencia en valor máximo del pico, respecto a las medidas reales y a los resultados 2D de  $0,5m$ . Como en todas las avenidas comentadas anteriormente, las simulaciones con 218 secciones transversales no varían al variar las celdas de cálculo ni el CFL. En las simulaciones con 476 secciones transversales, los resultados muestran un retraso en la llegada de la onda acompañado de una diferencia al llegar al pico máximo de más de  $1m$  de altura.



(a)  $S=99$

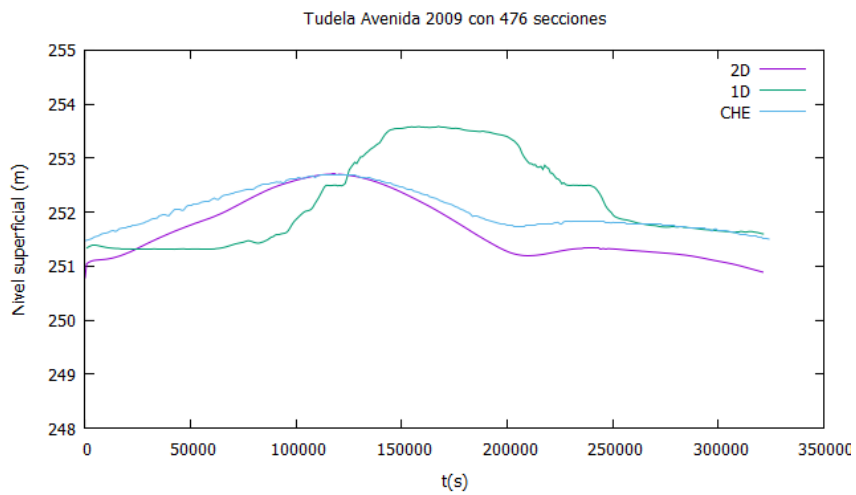
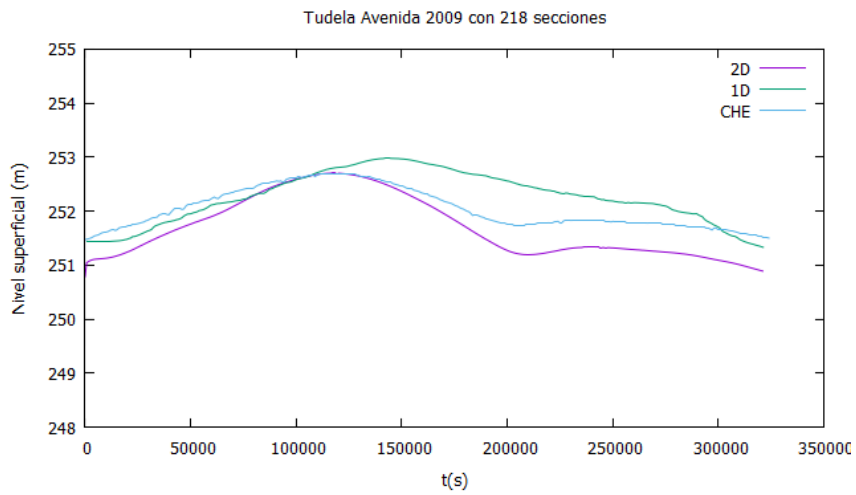
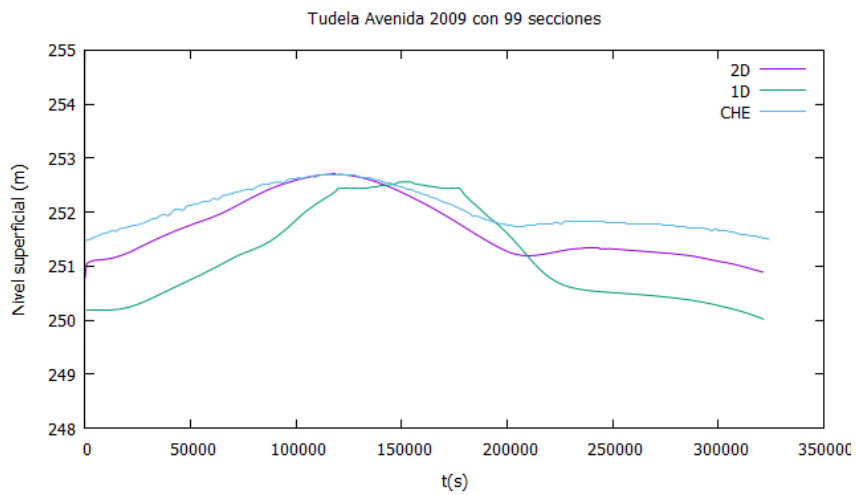


(b)  $S=218$

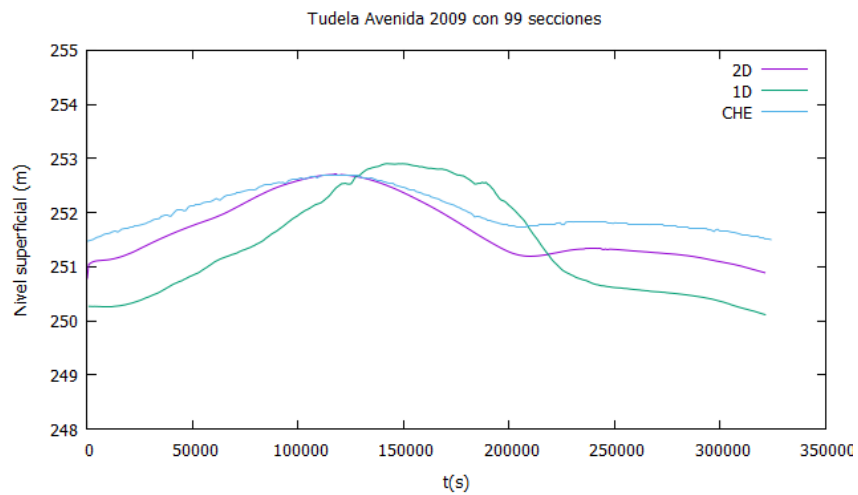


(c)  $S=476$

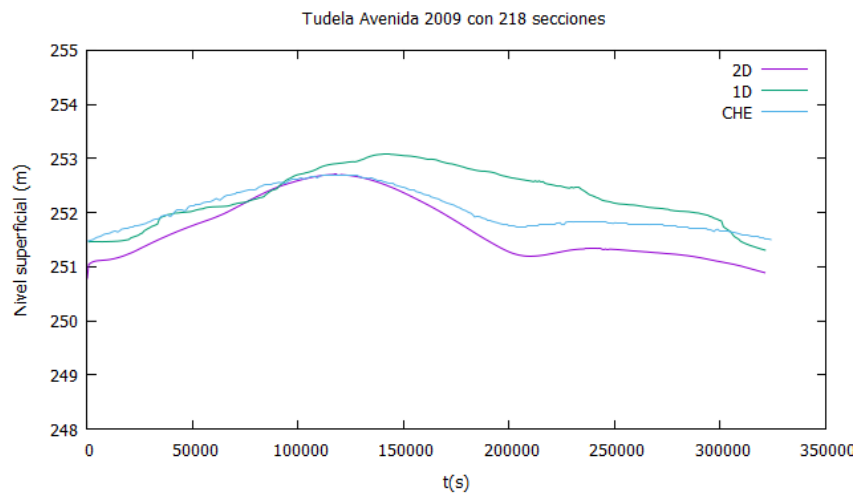
**Figura E.42:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



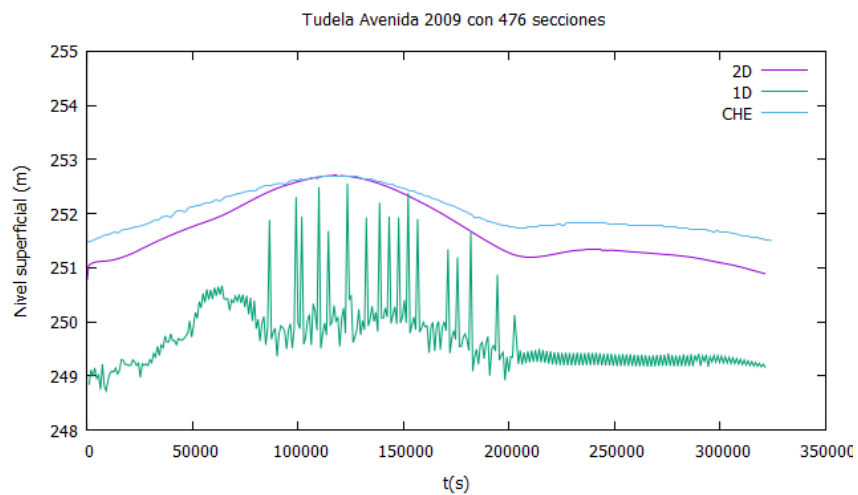
**Figura E.43:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

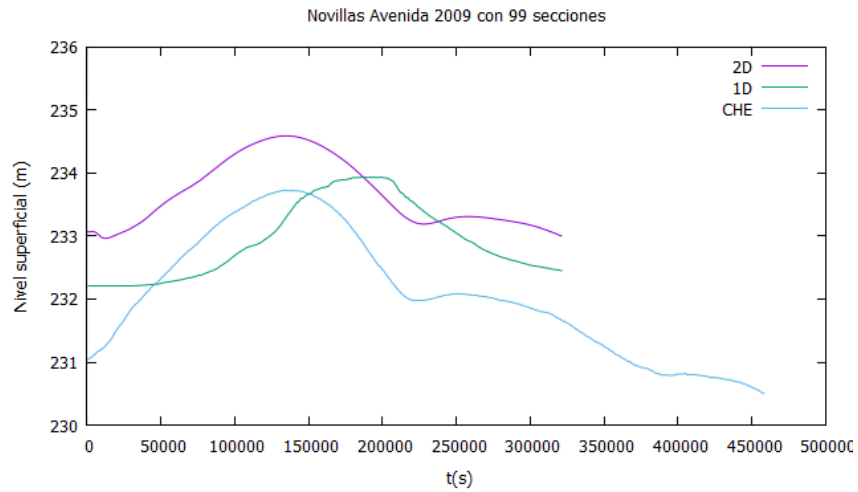
**Figura E.44:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

### E.5.2. Novillas

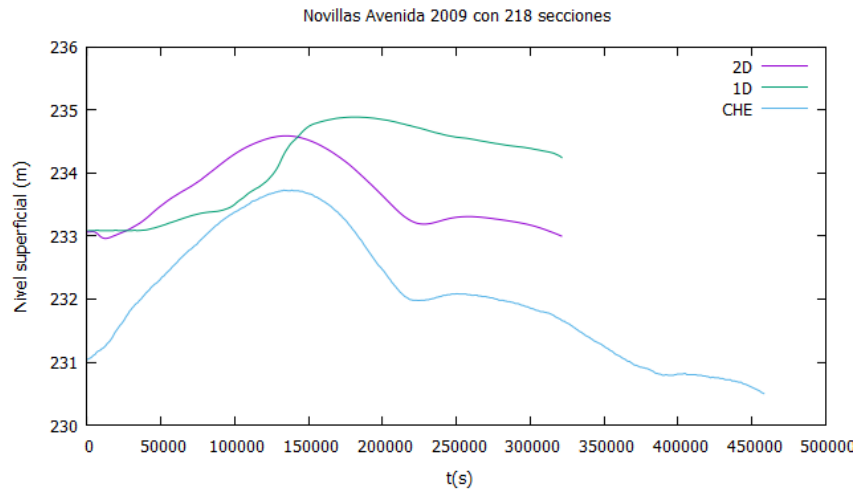
Se muestra la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Novillas en la avenida de 2009 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.45](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.46](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.47a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.47b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.47c](#).

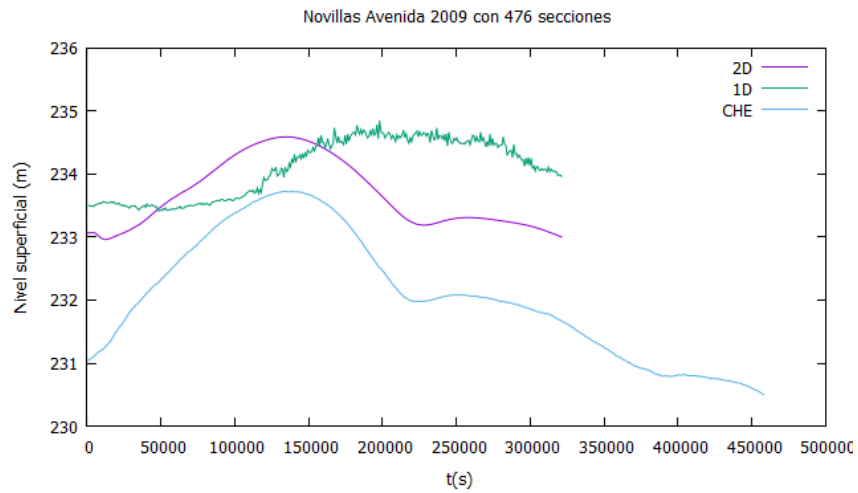
No hay novedades en cuanto al análisis de resultados. Se obtienen las mismas conclusiones que las que se obtenían en la simulación de las avenidas anteriores.



(a) S=99

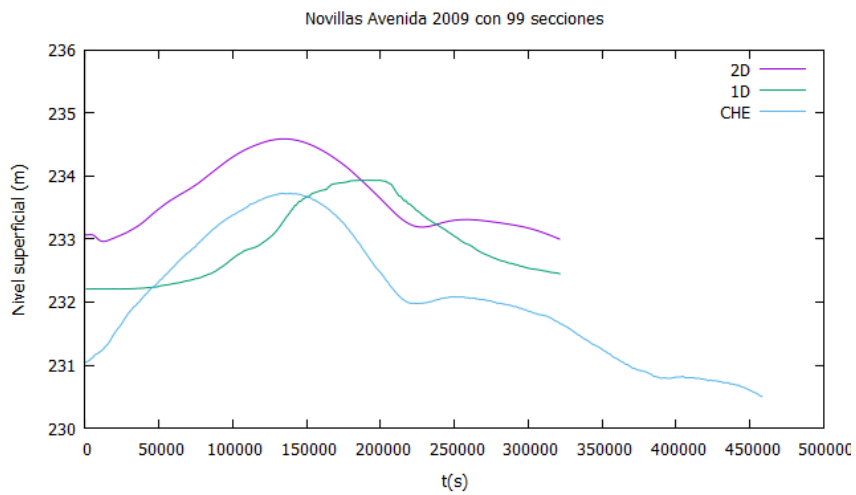


(b) S=218

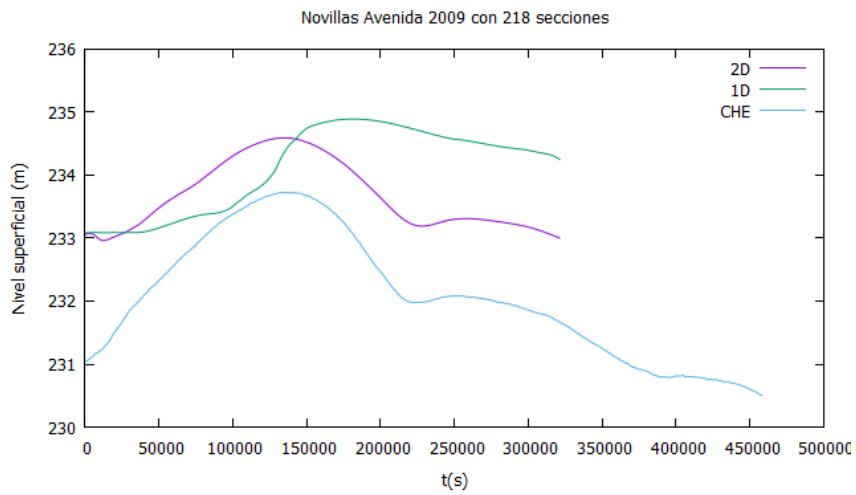


(c) S=476

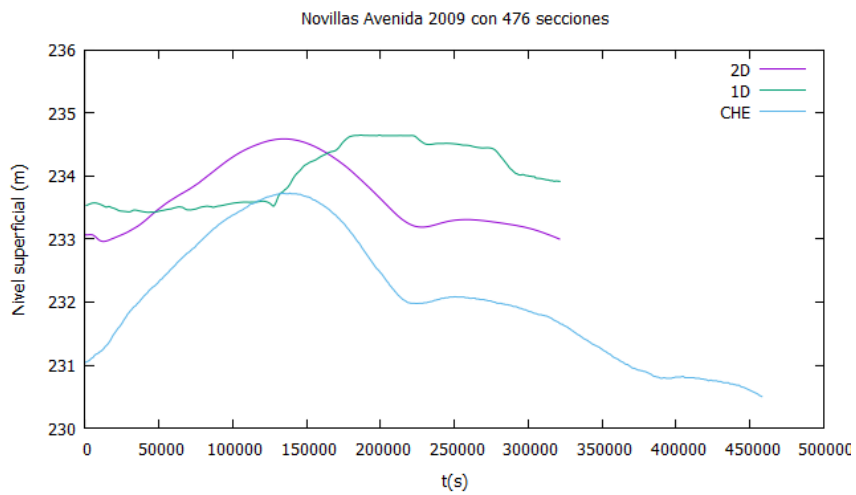
Figura E.45: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a)  $S=99$



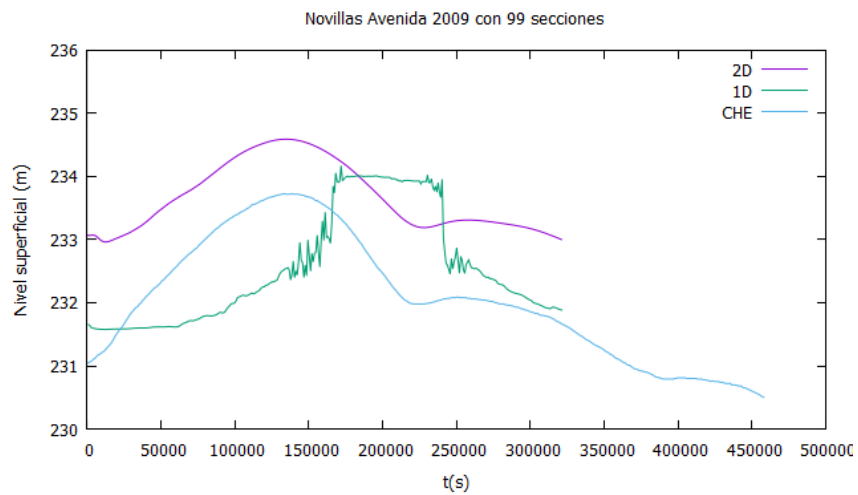
(b)  $S=218$



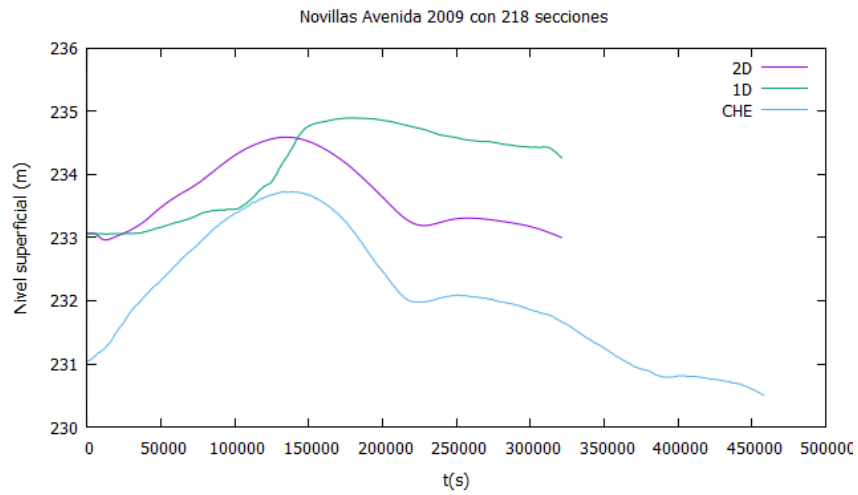
(c)  $S=476$

Figura E.46: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .

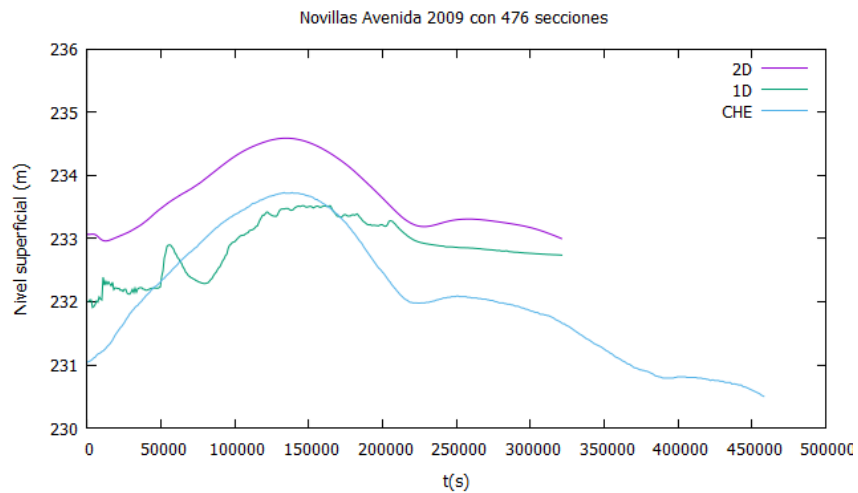




(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

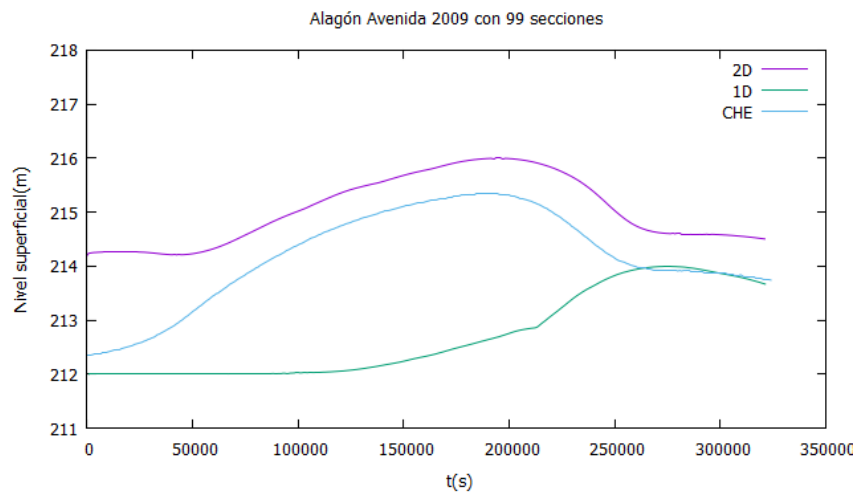
**Figura E.47:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

### E.5.3. Alagón

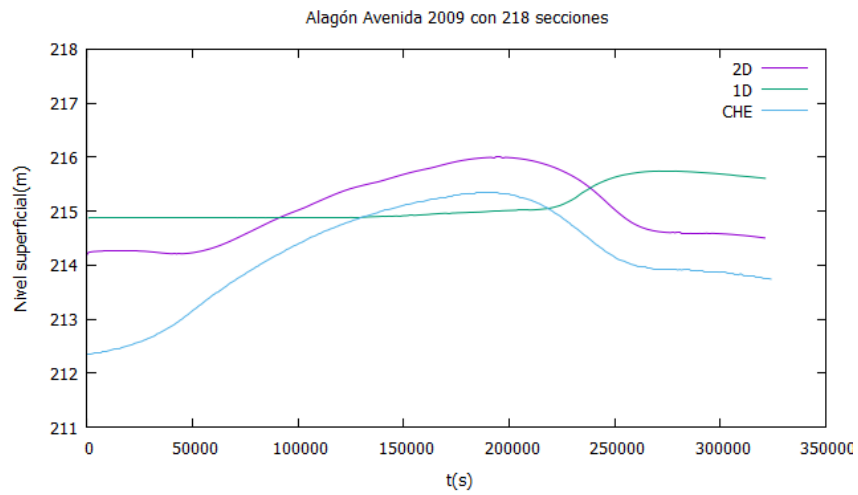
A continuación se muestra la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Alagón en la avenida de 2009 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.48](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.49](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.50a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.50b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.50c](#).

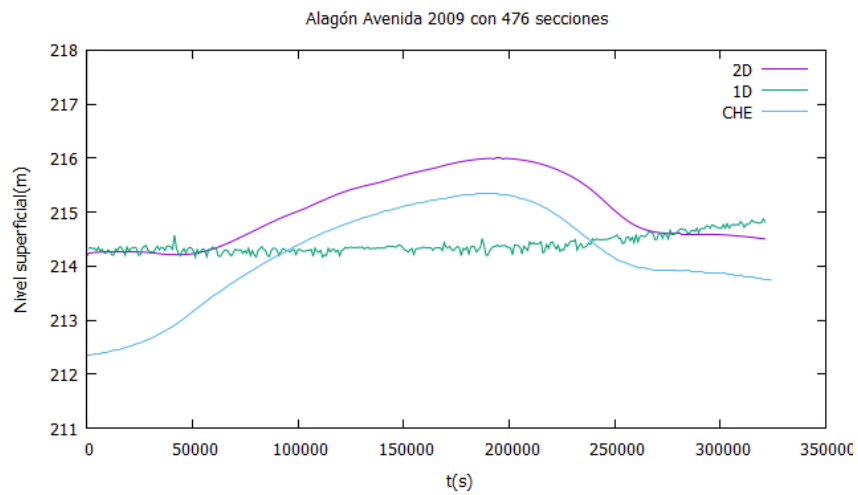
A su paso por la localidad de Alagón, se muestra el mismo comportamiento que en la localidad de Novillas. En todas las simulaciones, independientemente de las secciones transversales con las que éstas se realicen, los resultados del modelo 1D distan mucho de las medidas reales y de las obtenidas del estudio 2D.



(a) S=99

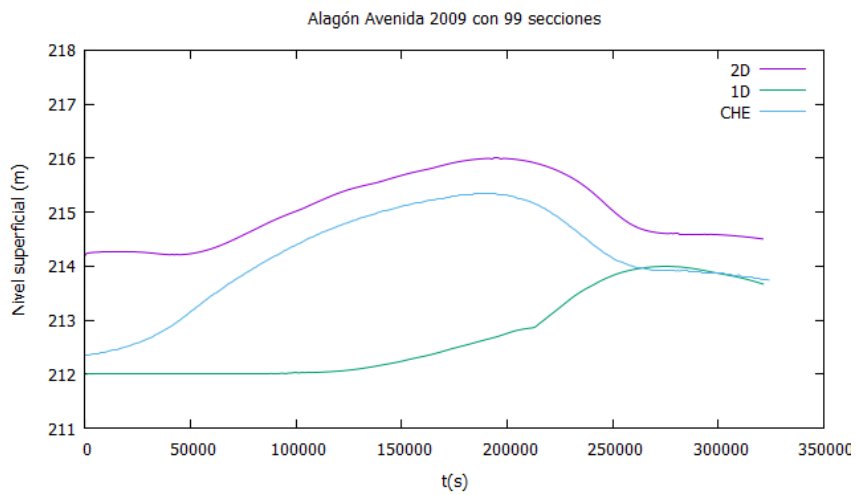


(b) S=218

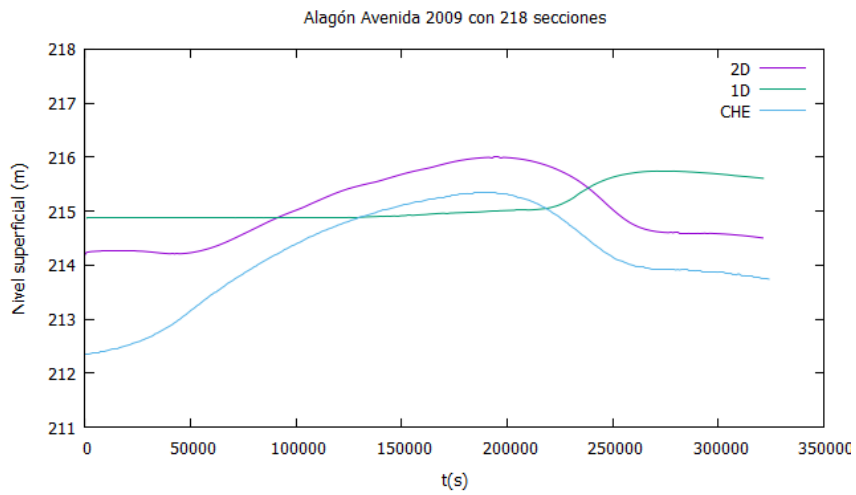


(c) S=476

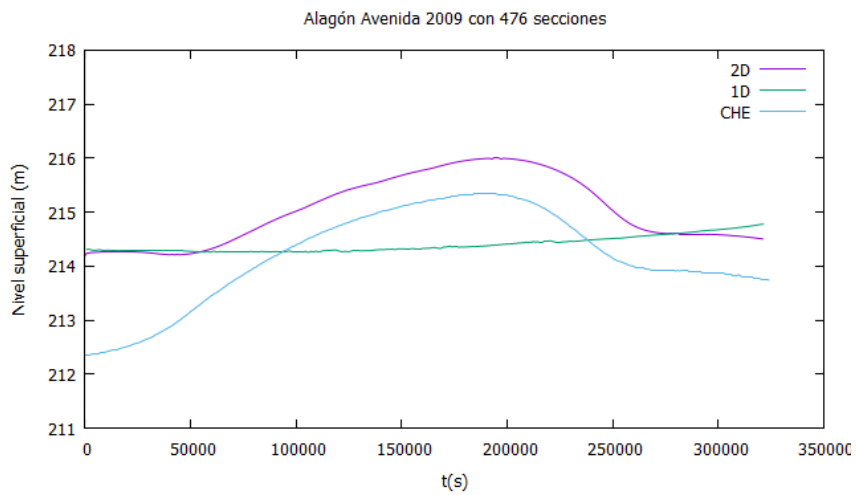
**Figura E.48:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a)  $S=99$

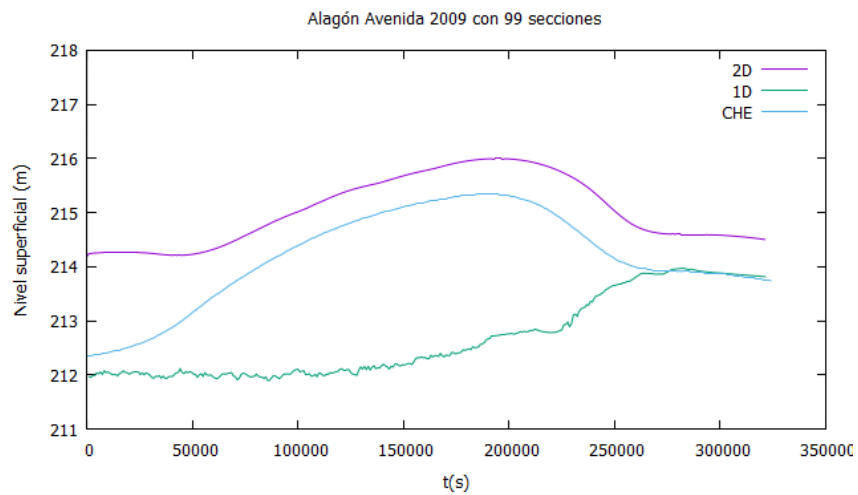


(b)  $S=218$

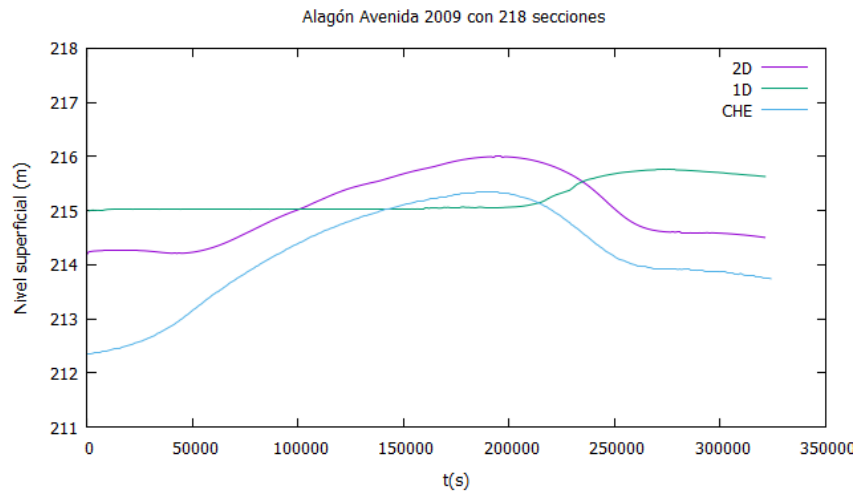


(c)  $S=476$

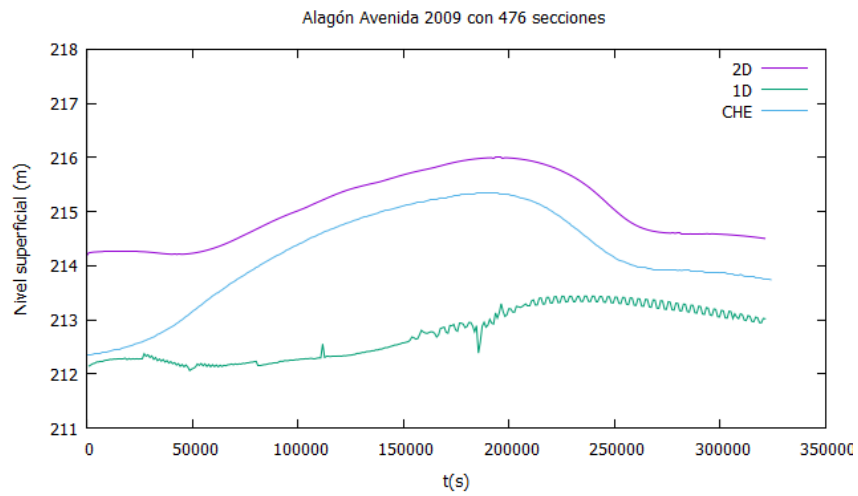
**Figura E.49:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

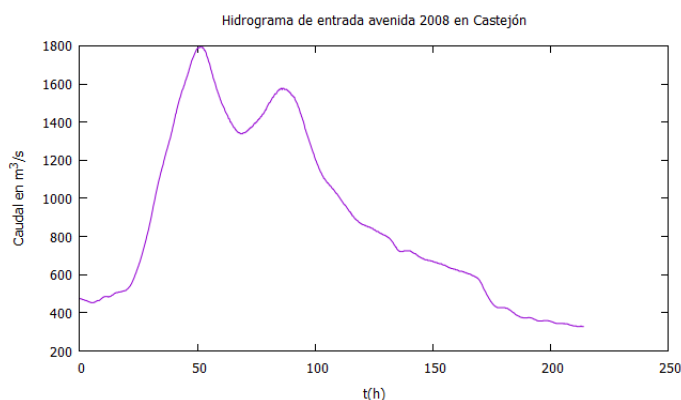
**Figura E.50:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

A continuación se exponen las conclusiones analizadas de esta avenida. Esta avenida difiere bastante de las anteriores:

- En cuanto al retraso de la onda, éste se produce en todas las simulaciones, con todos los parámetros y con todas las secciones.
- En cuanto a las oscilaciones producidas en la simulación de 476 secciones transversales de partida con doble número de celdas de cálculo y  $CFL = 0,9$ , éstas son corregidas como en los casos anteriores con la modificación de los parámetros comentados.
- Pese al retraso de la onda, los mejores resultados se obtienen con las simulaciones que parten de 218 secciones.

## E.6. Avenida 2008

La avenida del año 2008 comenzó el día 31 de Mayo a las 02:00 horas, con una duración de casi 9 días ( $t = 214h = 770400s$ ). En la Figura [E.51](#) se puede observar su hidrograma.



**Figura E.51:** Hidrograma registrado en la estación de aforo de Castejón de Ebro en la avenida de 2008.

### E.6.1. Tudela

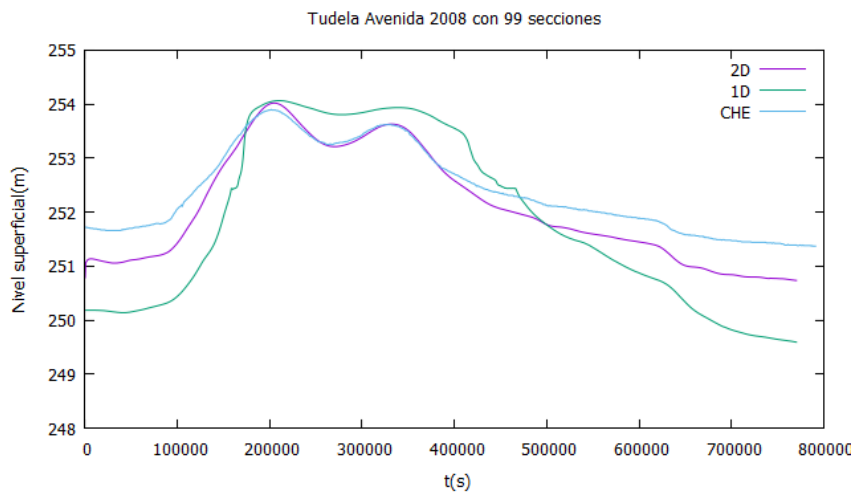
Se muestra a continuación la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Tudela en la avenida de 2008 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.52](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.53](#),

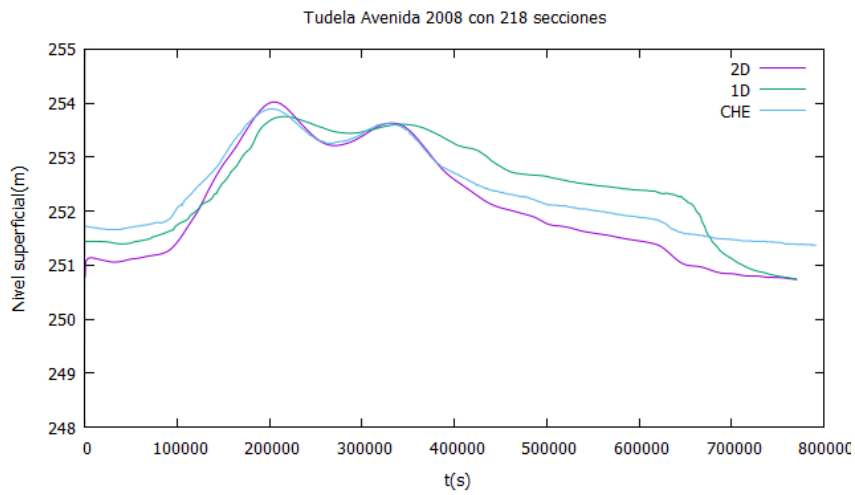
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.54a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.54b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.54c](#).

Observamos cómo en la simulación de 99 secciones transversales en la Figura [E.52](#), se generan unas oscilaciones con 2180 celdas de cálculo y  $CFL = 0,9$ . Como sucede en otras ocasiones, el cálculo con 218 secciones transversales es el que más se aproxima a los resultados medidos por Confederación a su paso por la localidad de Tudela. Permaneciendo éstas sin variación, aunque los parámetros de la simulación sean modificados (número de celdas de cálculo y CFL).

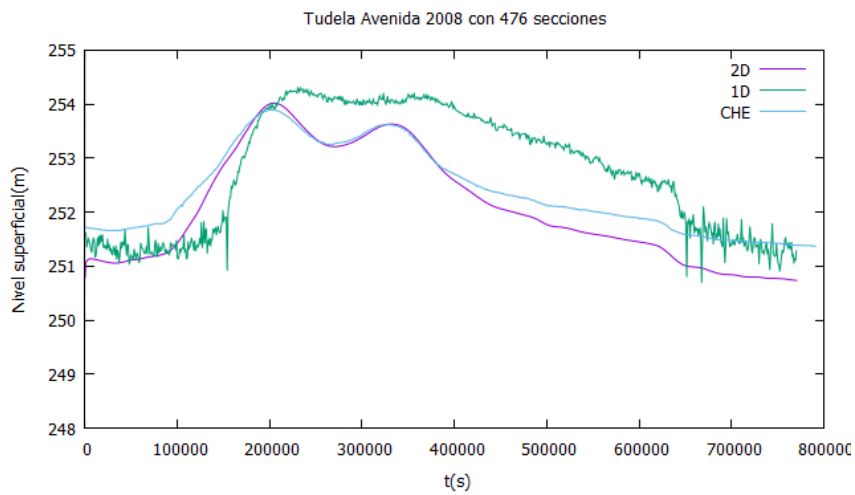
Los resultados de las simulaciones 1D con 476 secciones transversales, muestran una acumulación de nivel superficial una vez superado el pico máximo. Esta acumulación se repite a pesar de las oscilaciones que en éstas se manifiestan. Como en todos los casos, estas oscilaciones son reducidas con la disminución del CFL a 0,5.



(a)  $S=99$



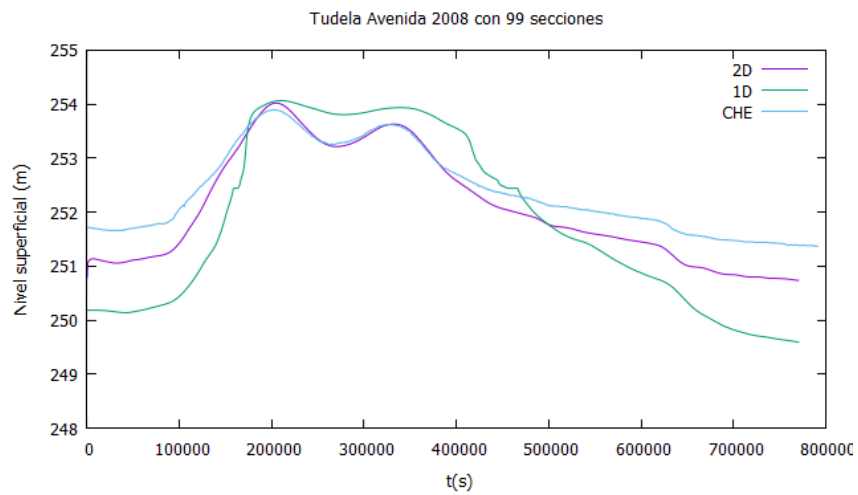
(b)  $S=218$



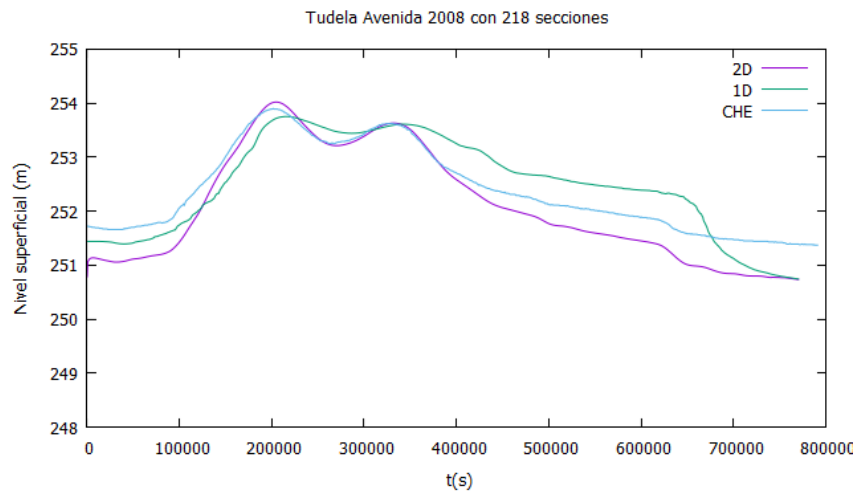
(c)  $S=476$

Figura E.52: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .

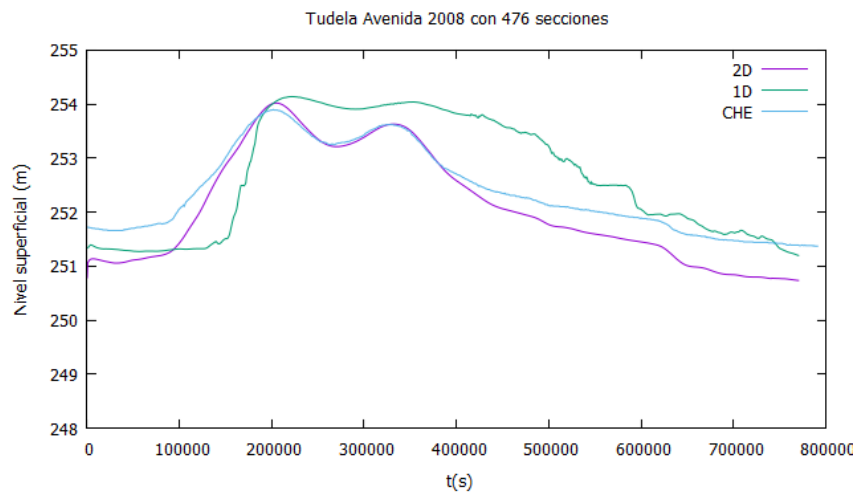




(a) S=99

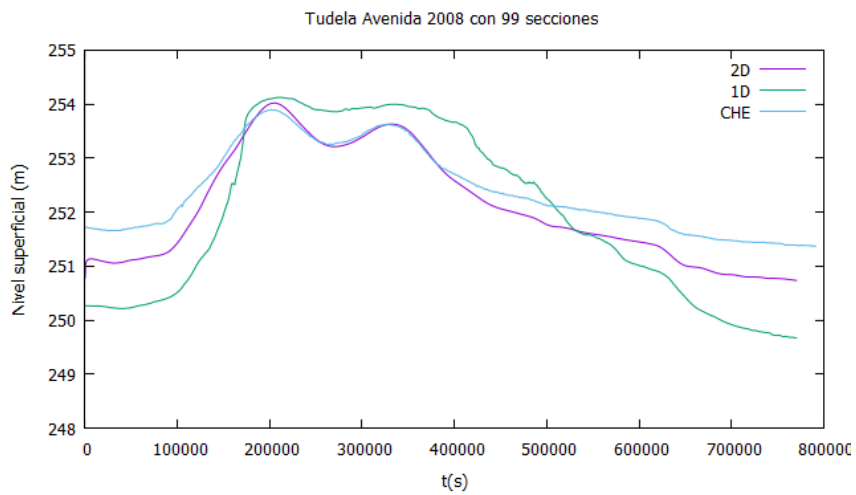


(b) S=218

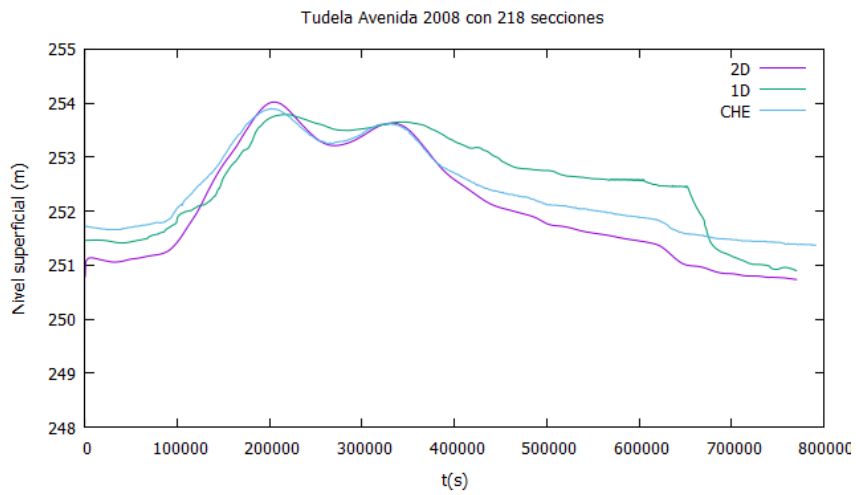


(c) S=476

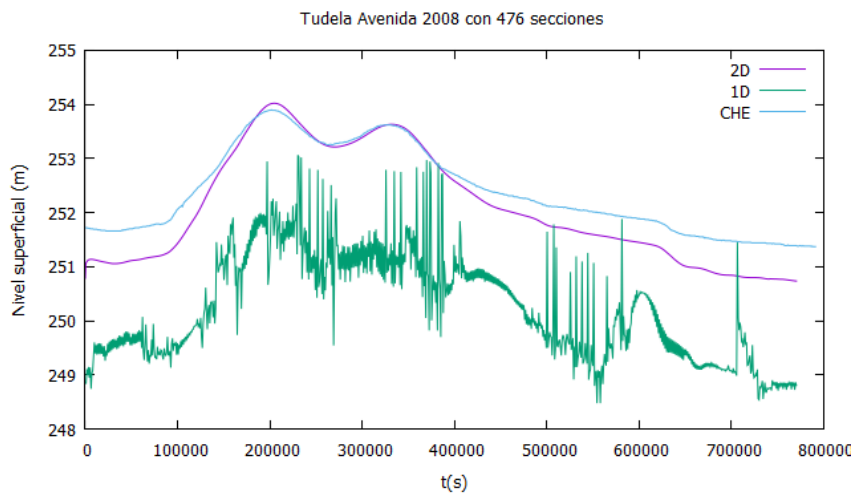
**Figura E.53:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

**Figura E.54:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

## E.6.2. Novillas

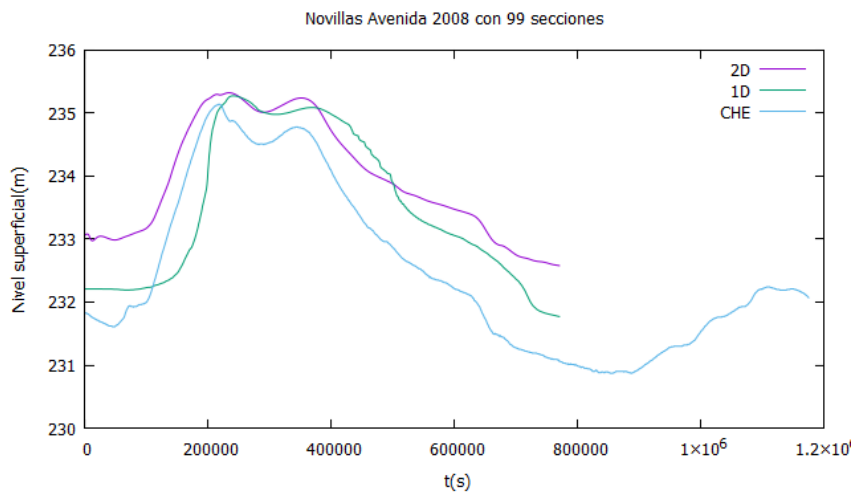
A continuación se muestra la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Novillas en la avenida de 2008 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.55](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.56](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.57a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.57b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.57c](#).

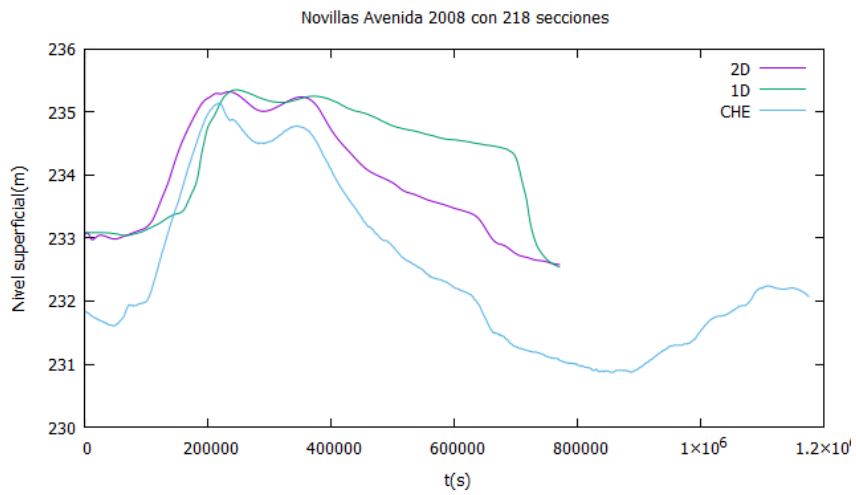
Como en el tramo anterior, a su paso por Novillas, las simulaciones muestran unos resultados que se aproximan bastante bien a las medidas de la CHE y a los resultados 2D. Estos resultados son mejores para las simulaciones con 99 secciones transversales; al contrario que lo que sucedía en el tramo anterior.

En la Figura [E.57](#) comprobamos como una simulación con pocas secciones transversales y pocas celdas de cálculo provoca oscilaciones en sus resultados.

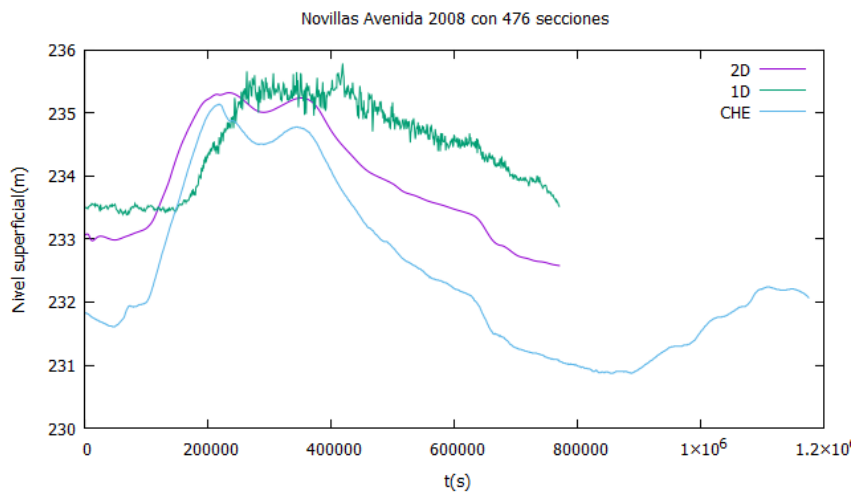
Tanto para las simulaciones con 218 secciones transversales como con 476, se produce una acumulación de nivel superficial una vez superamos el pico máximo.



(a)  $S=99$

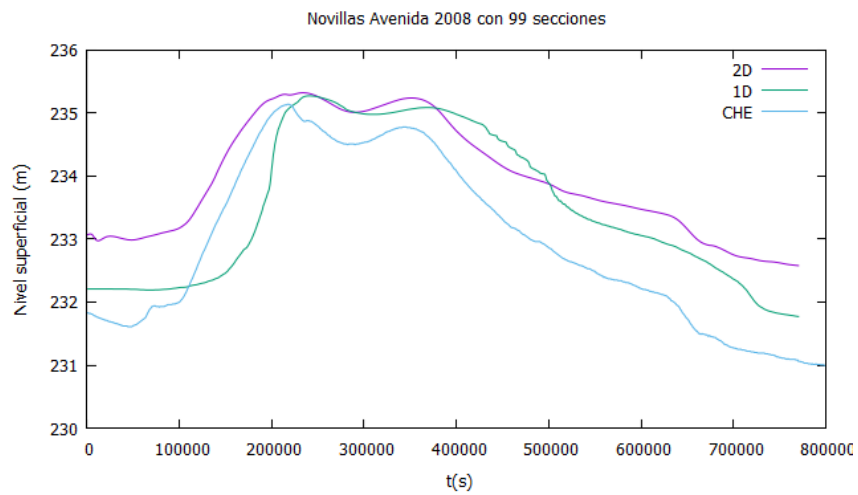


(b)  $S=218$

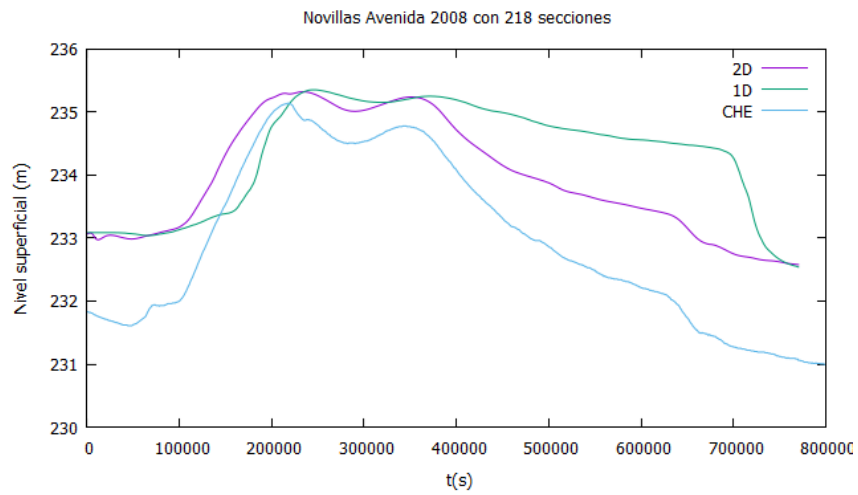


(c)  $S=476$

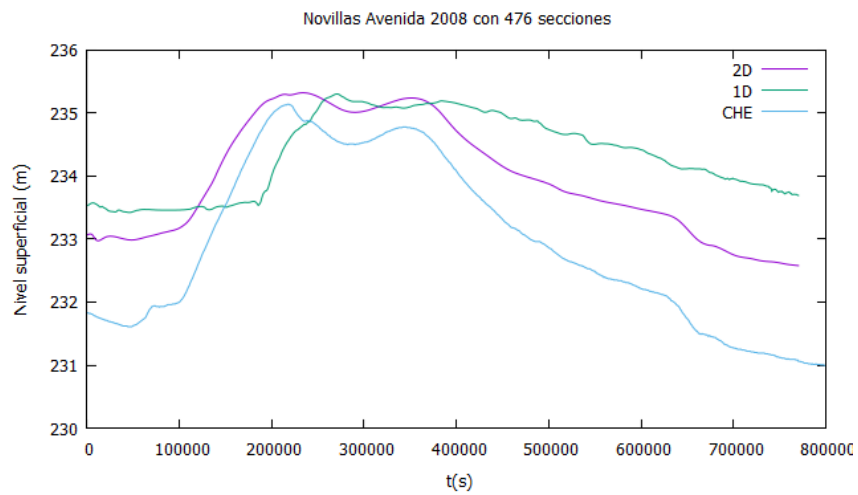
**Figura E.55:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$ .



(a) S=99

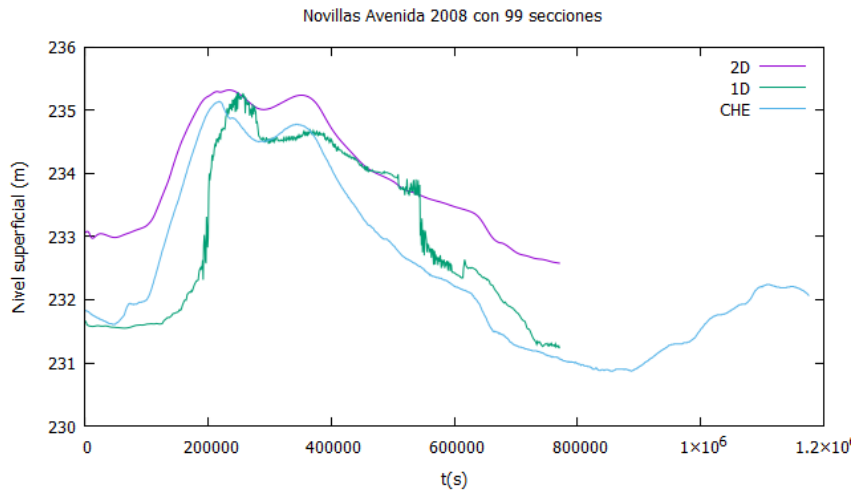


(b) S=218

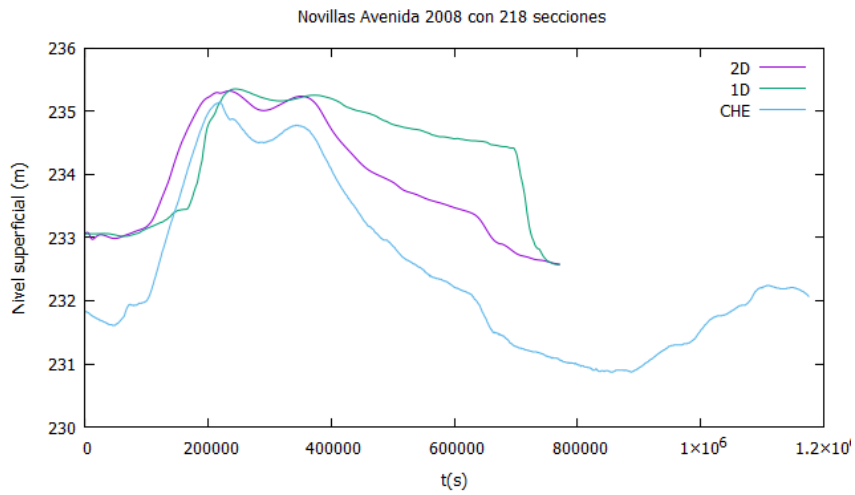


(c) S=476

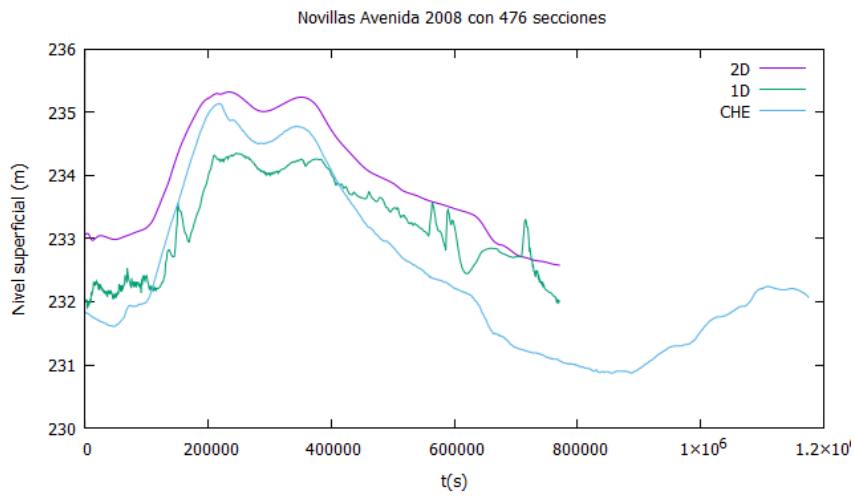
Figura E.56: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

**Figura E.57:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

### E.6.3. Alagón

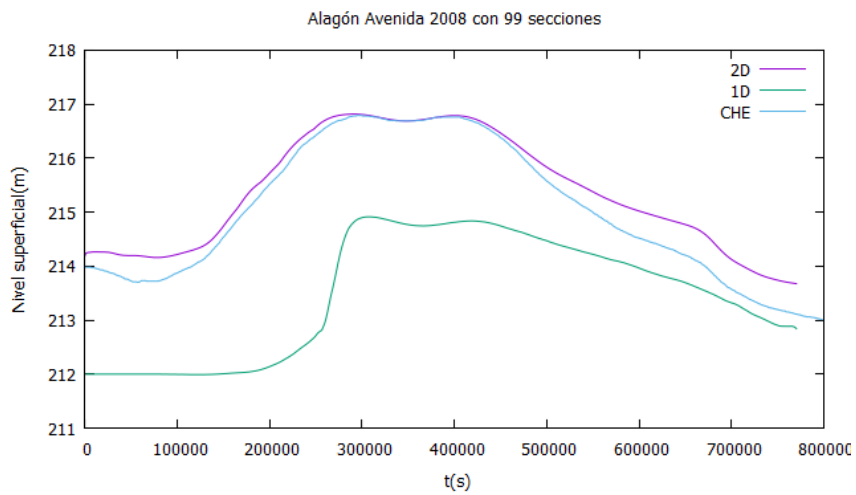
Se muestra a continuación la evolución temporal del nivel superficial en la localidad de Alagón en la avenida de 2008 cuando se usan (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones transversales; calculada con:

- 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.58](#),
- 2180 celdas y  $CFL = 0,5$  en [E.59](#),
- 198 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.60a](#),
- 436 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.60b](#) y
- 848 celdas y  $CFL = 0,9$  en [E.60c](#).

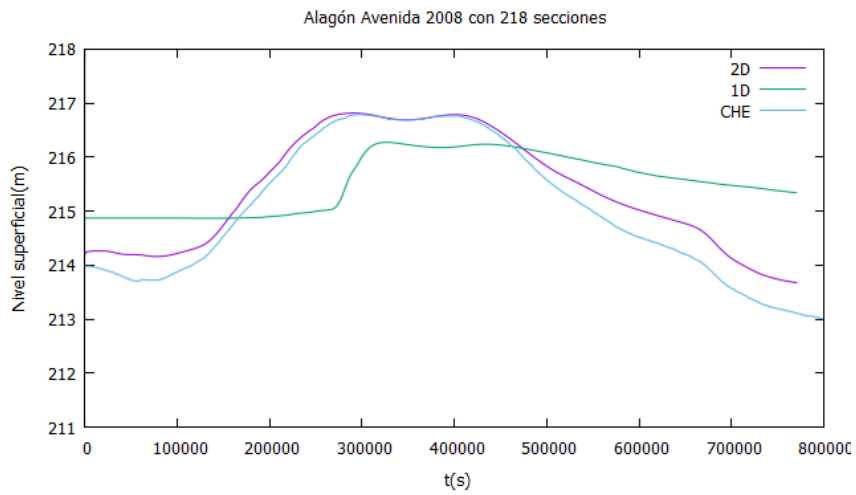
A su paso por Alagón, las simulaciones con menos secciones transversales, muestran un desfase de resultados de entre  $2 - 2,5m$  con las medidas reales y los resultados 2D, para cualquiera de las configuraciones con las que éstas se realicen.

Las simulaciones con 218 secciones transversales permanecen inalterables con la modificación de parámetros, con un leve retraso de la onda y una diferencia en el pico máximo de  $1m$ .

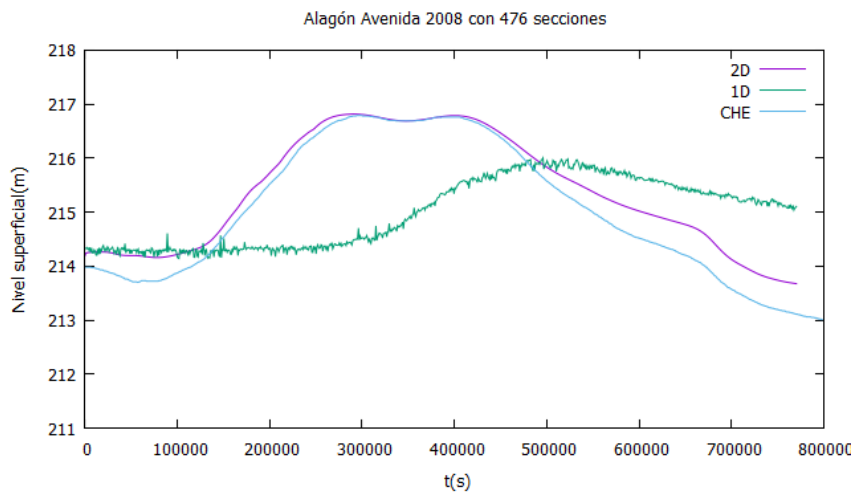
En las simulaciones con muchas secciones y muchas celdas de cálculo, como en anteriores ocasiones, se genera un retraso en la llegada de la onda.



(a) S=99



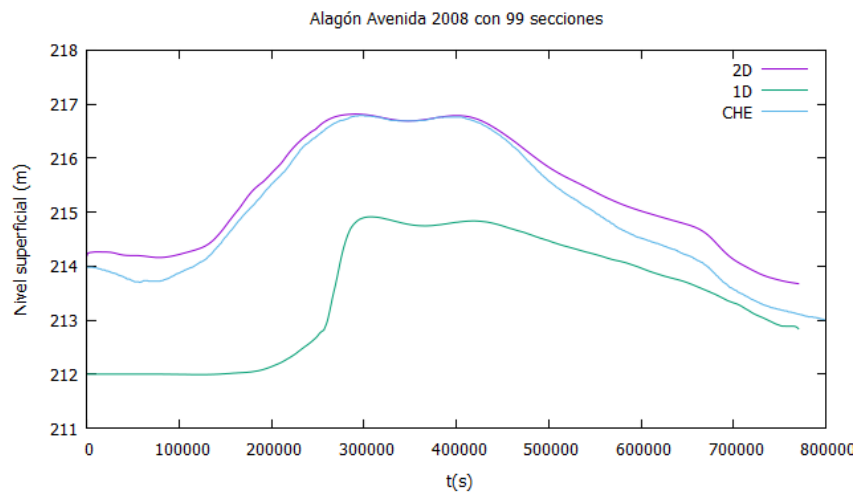
(b) S=218



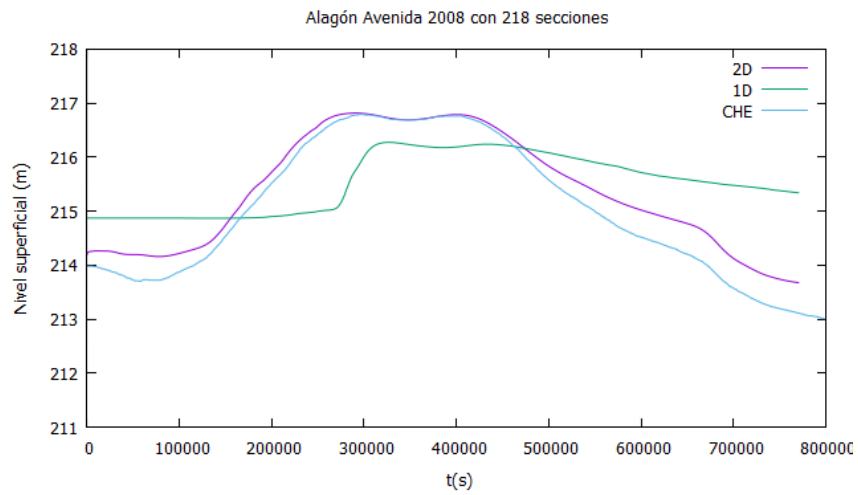
(c) S=476

Figura E.58: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y CFL 0,9.

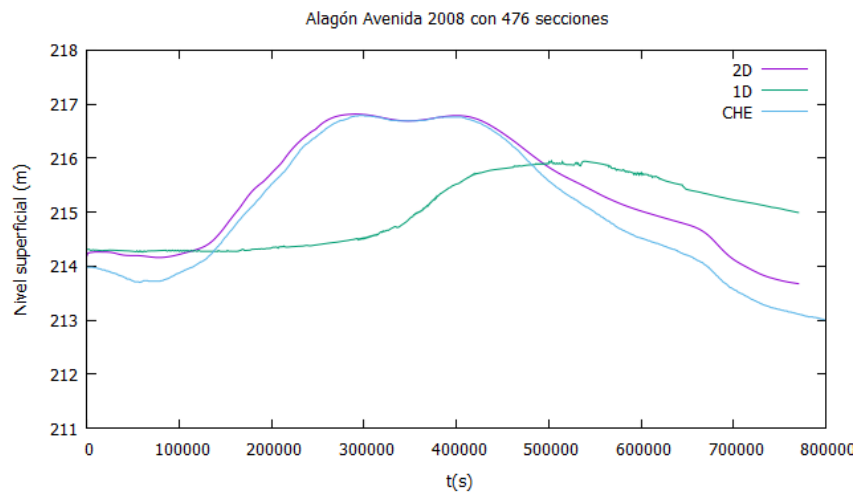




(a) S=99

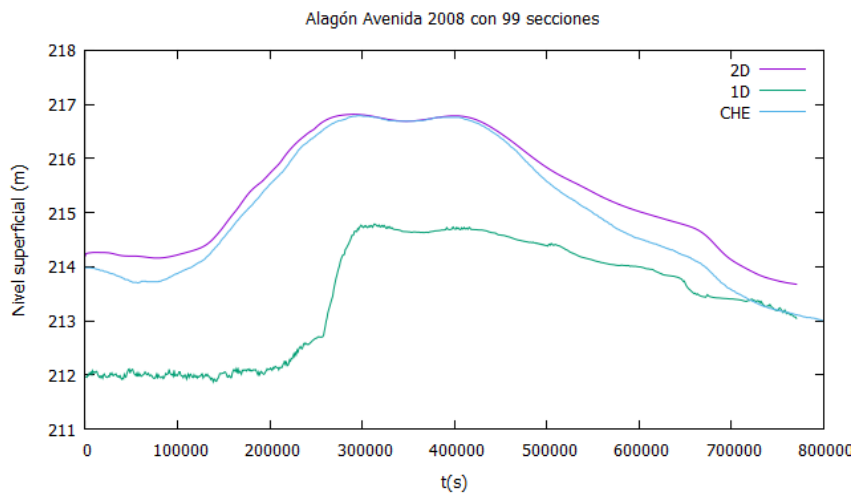


(b) S=218

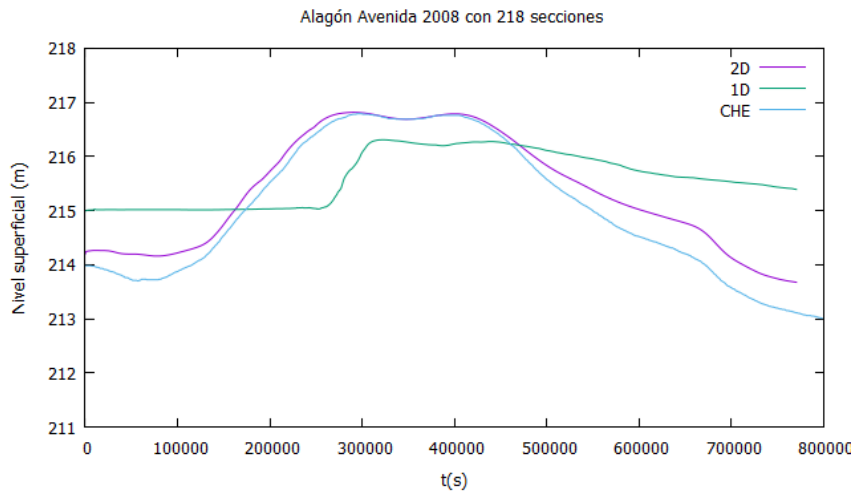


(c) S=476

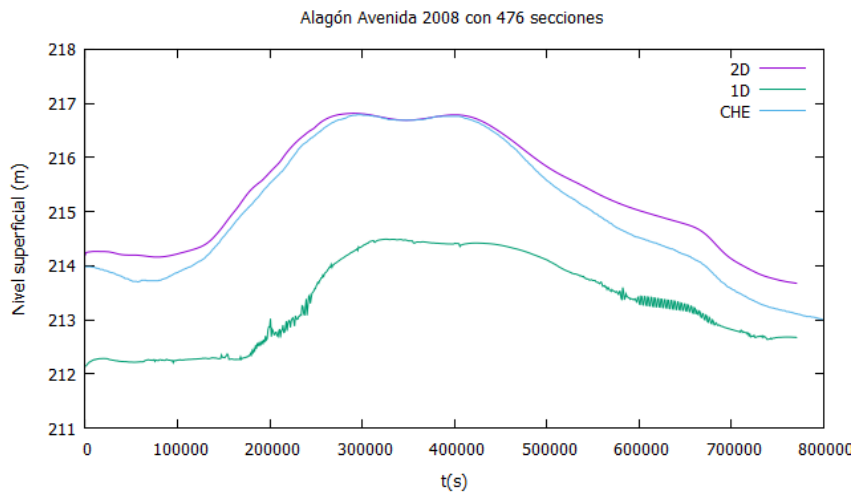
Figura E.59: Evolución temporal del nivel superficial calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ .



(a)  $S=99$



(b)  $S=218$



(c)  $S=476$

**Figura E.60:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con (a) 198 celdas, (b) 436 celdas y (c) 848 celdas con  $CFL = 0,9$ .

A continuación se exponen las conclusiones analizadas de esta avenida:

- Es curioso observar como para las simulaciones con 99 y 218 secciones con 2180 celdas y  $CFL = 0,5$ , los resultados obtenidos se aproximan mejor a las medidas registradas y a los resultados 2D.
- Se repiten los problemas de acumulación de agua a lo largo del tiempo, sobre todo en los casos de 218 y 476 secciones.
- Paradójicamente, para esta avenida, los resultados más precisos son los obtenidos con el menor número de secciones.
- También es curioso observar cómo las oscilaciones normalmente obtenidas para la simulación de 476 secciones con el doble número de celdas y  $CFL = 0,9$  aumentan al aumentar el número de secciones y disminuyen completamente con  $CFL = 0,5$ . Este fenómeno no ocurre en ninguna de las avenidas presentadas anteriormente.

# Apéndice F

## Análisis de la modelización del terreno y su influencia sobre las simulaciones

---

En esta sección se realiza un análisis de la modelización del terreno con el objetivo de descubrir la influencia del número de secciones de partida, así como la anchura de las mismas, en la simulación 1D de avenidas en el tramo medio del río Ebro. Para realizar la comparación de resultados con todos los escenarios que se plantean, se ha elegido la avenida del 2008 como caso de estudio, al ser una en la que los resultados 1D difieren más de las observaciones y de los resultados obtenidos con el modelo 2D.

### F.1. Definición de los escenarios de modelización del terreno 1D

Para definir las secciones que definen la topografía que utiliza el modelo 1D, se traza una línea que recorre el eje del cauce y se elige una semi-anchura de 4000m, de forma que un programa busca en el modelo digital de terreno 2D los datos de cota de terreno dentro de esta área y construye las secciones, que en total tienen una anchura de 8000m. Esta anchura no es un valor cualquiera sino que corresponde a la extensión máxima observada en la inundación de 2015 que es la más extensa (capítulo 2).

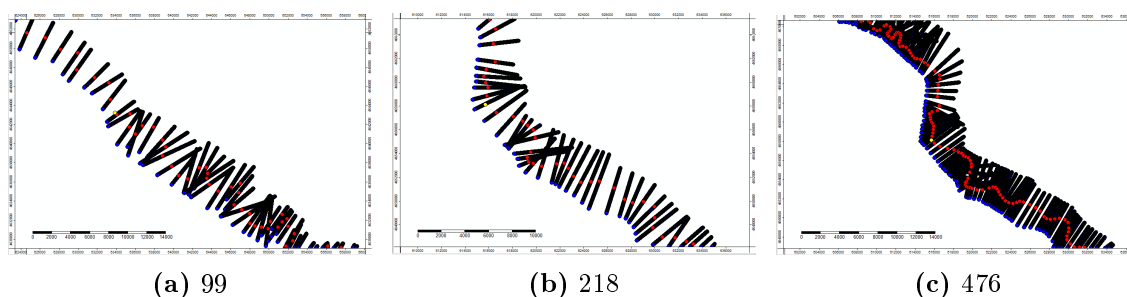
Eligiendo el número de secciones de partida a definir se construyen los diferentes escenarios estudiados que contienen 99, 218 y 476 secciones. De esta forma, manteniendo la misma anchura en las secciones transversales se compara la influencia de tener pocas o muchas secciones a la hora de definir la topografía en las simulaciones.

Por otro lado, no sólo es importante el número de secciones que intervienen en la definición de la topografía, sino también la anchura de las mismas. Como hemos dicho, uno

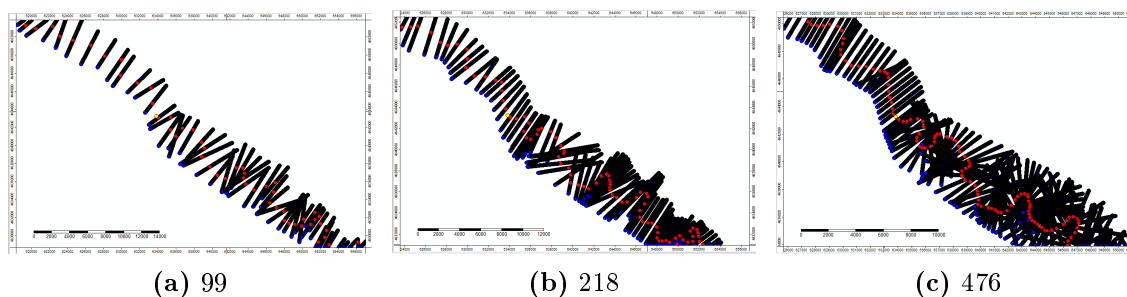
de los escenarios analizados es con una anchura de 8000m, pero también se ha definido otro caso con anchura constante de 400m en todas las secciones; y un último caso en el que la anchura de las secciones es variable desde 400m en las zonas con más curvas hasta 2000m en las zonas más rectas del dominio.

En todas las figuras que vienen a continuación y que representan la topografía del dominio a simular, la línea roja representa el eje del cauce del río, las líneas negras representan las secciones transversales al cauce, y los puntos amarillos son la localización de las poblaciones.

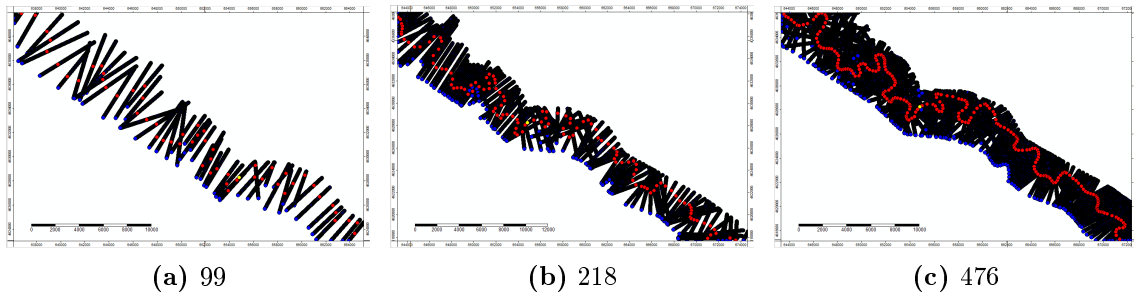
En las figuras siguientes se muestran en el plano  $(x, y)$  las secciones de anchura 8000m que definen el dominio de cálculo en los alrededores de las poblaciones de estudio: Tudela (F.1), Novillas (F.2), Alagón (F.3) cuando se usan 99 (a), 218 (b) y 476 (c) secciones.



**Figura F.1:** Vista en planta de las secciones transversales que definen el dominio de simulación de anchura 8000m en las cercanías de Tudela con a) 99 secciones, b) 218 secciones y c) 476 secciones.



**Figura F.2:** Vista en planta de las secciones transversales que definen el dominio de simulación de anchura 8000m en las cercanías de Novillas con a) 99 secciones, b) 218 secciones y c) 476 secciones.

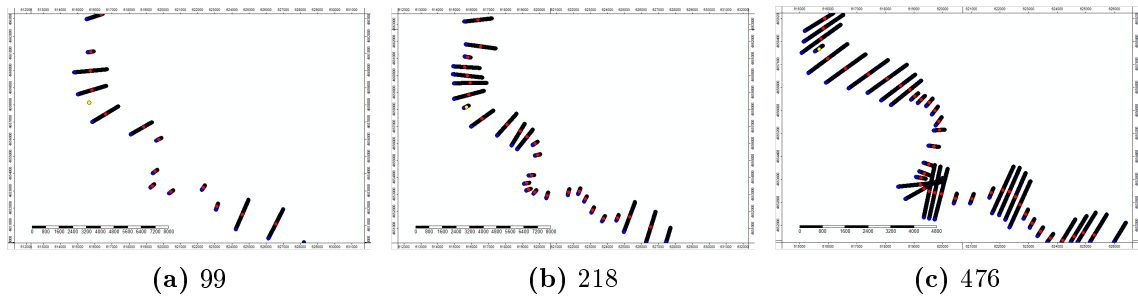


**Figura F.3:** Vista en planta de las secciones transversales que definen el dominio de simulación de anchura 8000m en las cercanías de Alagón con a) 99 secciones, b) 218 secciones y c) 476 secciones.

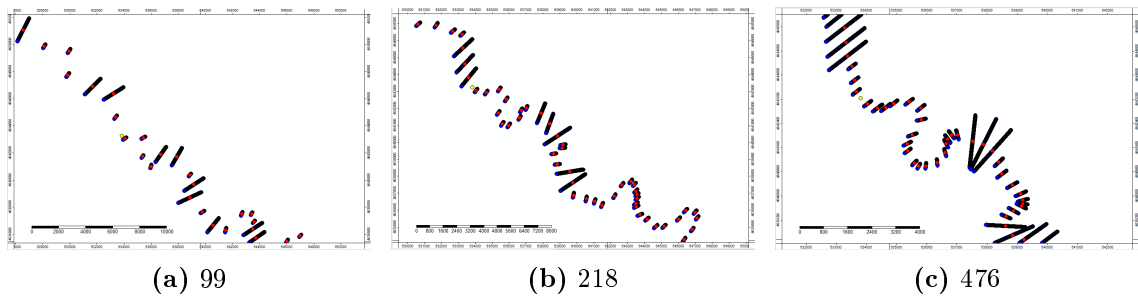
En estas figuras se observa cómo al aumentar el número de secciones éstas se aglutinan en las zonas curvas del río y se llegan a cruzar unas con otras. Esto da lugar a que cambie totalmente la hidráulica del río, pudiendo existir zonas que presenten más de un cauce en una única sección y que represente de forma totalmente inadecuada la realidad topográfica. A su vez, numéricamente, se detecta a través de las oscilaciones numéricas que aparecen en la evolución temporal del nivel superficial del agua. En el capítulo de resultados se aprecia sobre todo en las localidades de Novillas y Alagón, ya que son las poblaciones que están rodeadas por más curvas. No sólo aparecen oscilaciones numéricas sino también retrasos en el tiempo de llegada de las ondas de avenida, como ya hemos visto.

Por otro lado, se observa que en caso de avenidas con poco caudal, los resultados numéricos difieren más de los valores reales y de los resultados obtenidos con el modelo 2D, en todos los casos. Esto es probable que se produzca debido a que las secciones están generadas con una anchura de 8000m, tomando como base la avenida de 2015 con un caudal muy alto, por tanto el modelo topográfico quizás está mejor diseñado para este tipo de caudales altos.

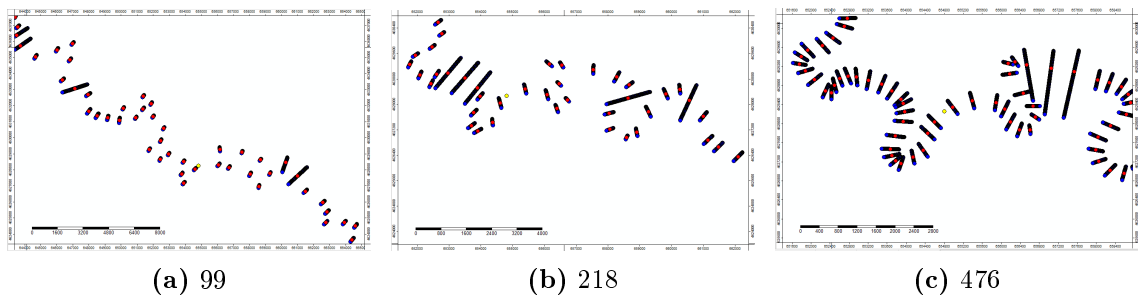
Un segundo escenario de definición de las secciones transversales que representan el dominio de simulación es con anchura variable; eligiendo tramos rectos con anchura 2000m y tramos curvos con anchura alrededor de 400m que se ajustan bien al cauce y hace que las secciones no se crucen entre ellas, salvo en pequeños tramos; por ejemplo, cerca de Tudela, donde aún hay algunas secciones que se cruzan. Al igual que antes, las figuras siguientes muestran en el plano  $(x, y)$  las secciones de anchura variable entre 400m y 2000m que definen el dominio de cálculo en los alrededores de las poblaciones de: Tudela (F.4), Novillas (F.5), Alagón (F.6) cuando se usan 99 (a), 218 (b) y 476 (c) secciones.



**Figura F.4:** Vista en planta de las secciones transversales que definen el dominio de simulación de anchura variable de 400m a 2000m en las cercanías de Tudela con a) 99 secciones, b) 218 secciones y c) 476 secciones.



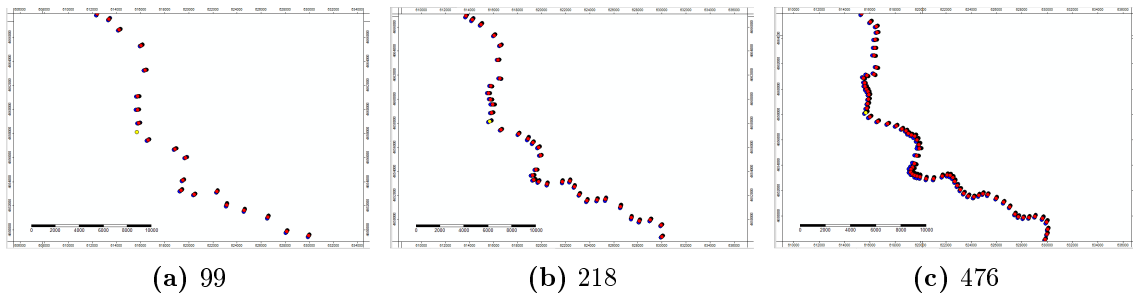
**Figura F.5:** Vista en planta de las secciones transversales que definen el dominio de simulación de anchura variable de 400m a 2000m en las cercanías de Novillas con a) 99 secciones, b) 218 secciones y c) 476 secciones.



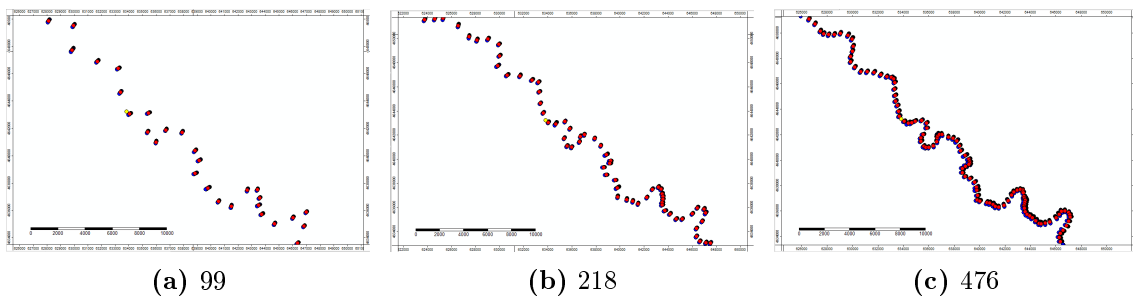
**Figura F.6:** Vista en planta de las secciones transversales que definen el dominio de simulación de anchura variable de 400m a 2000m en las cercanías de Alagón con a) 99 secciones, b) 218 secciones y c) 476 secciones.

El último escenario que se ha analizado corresponde a la definición de las secciones transversales que representan el dominio de simulación con una anchura constante de 400m que se ajusta bien al cauce y hace que las secciones no se crucen entre ellas. En los extremos de estas secciones se suponen paredes verticales infinitas. De la misma forma, las figuras siguientes muestran en el plano  $(x, y)$  las secciones de anchura 400m que definen el

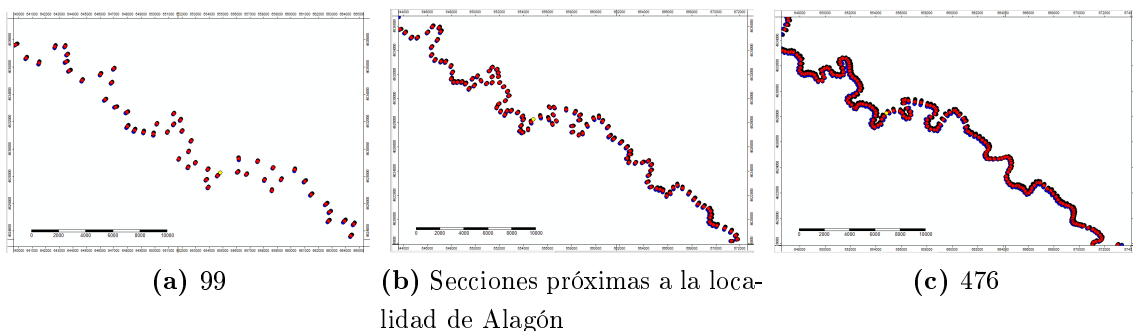
dominio de cálculo en los alrededores de las poblaciones de: Tudela (F.7), Novillas (F.8), Alagón (F.9) cuando se usan 99 (a), 218 (b) y 476 (c) secciones.



**Figura F.7:** Vista de la geometría del cauce con anchura 400m en las cercanías de Tudela, generada con: a) 99 secciones, b) 218 secciones, c) 476 secciones.



**Figura F.8:** Vista de la geometría del cauce con anchura 400m en las cercanías de Novillas, generada con: a) 99 secciones, b) 218 secciones, c) 476 secciones.



**Figura F.9:** Vista de la geometría del cauce con anchura 400m en las cercanías de Alagón, generada con: a) 99 secciones, b) 218 secciones, c) 476 secciones.



## F.2. Resultados numéricos obtenidos para la avenida del 2008 comparando diferentes modelizaciones del terreno

De aquí en adelante, en todas las figuras que siguen, la línea azul representa las medidas observadas, la línea verde los resultados numéricos obtenidos con el modelo 1D y la línea morada los resultados numéricos obtenidos con el modelo 2D.

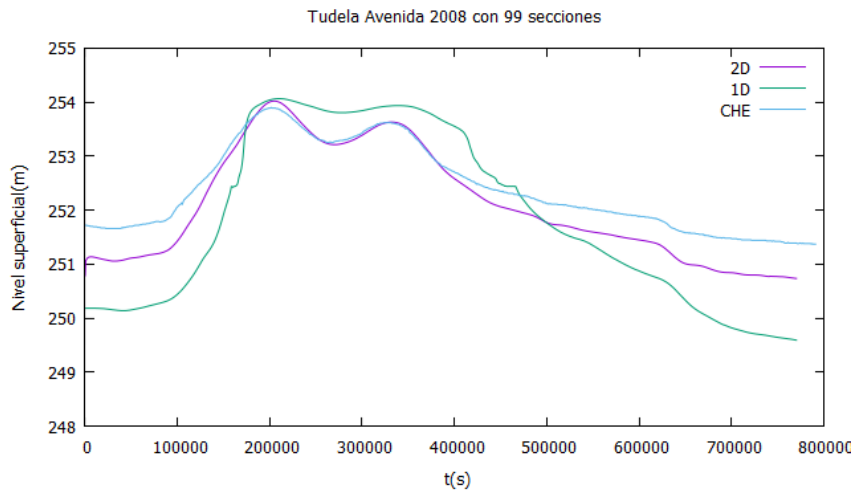
### F.2.1. Tudela

En la Figura [F.10](#) se presenta la evolución temporal del nivel superficial de agua en Tudela calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  con (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones de anchura constante de 8000m.

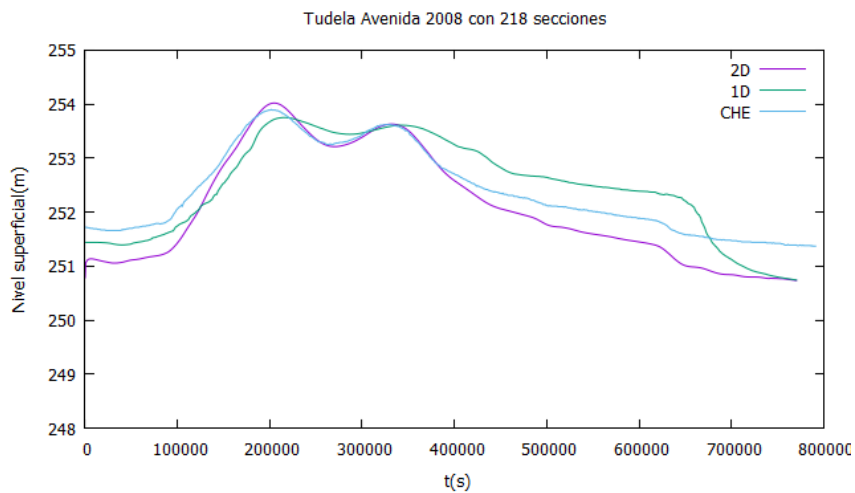
La Figura [F.11](#) presenta la evolución temporal del nivel superficial de agua en Tudela calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  con (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones de anchura variable entre 400m y 8000m.

Mientras en la Figura [F.12](#) se presenta la evolución temporal del nivel superficial de agua en Tudela calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  con (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones de anchura constante de 400m.

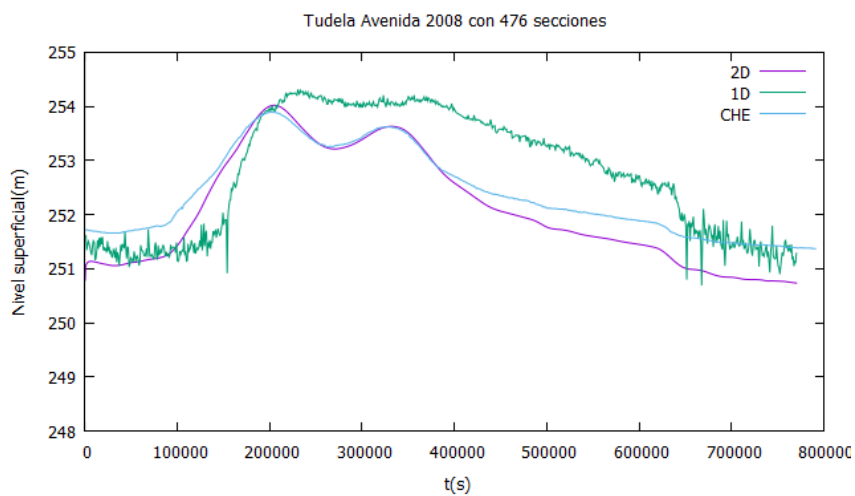
La población de Tudela es la menos conflictiva de las tres ya que no está rodeada por grandes curvas y por tanto es donde menos se tendría que apreciar la diferencia de usar secciones más anchas o más estrechas a la hora de representar la topografía; incluso puede hacer que el usar unas u otras hace que la lámina de agua ascienda  $1m$  más de lo observado. Sin embargo, si que se observa que las oscilaciones desaparecen y los resultados mejoran conforme la anchura de las secciones se reduce. La acumulación de agua tras el último pico desaparece. Por otro lado, si se busca un valor general de caudal máximo alcanzado por la onda en esa población o tiempo de llegada del pico podemos observar que en todos los casos se observan valores bastante igualados, sobre todo cuando se usa el mayor número de secciones.



(a) S=99



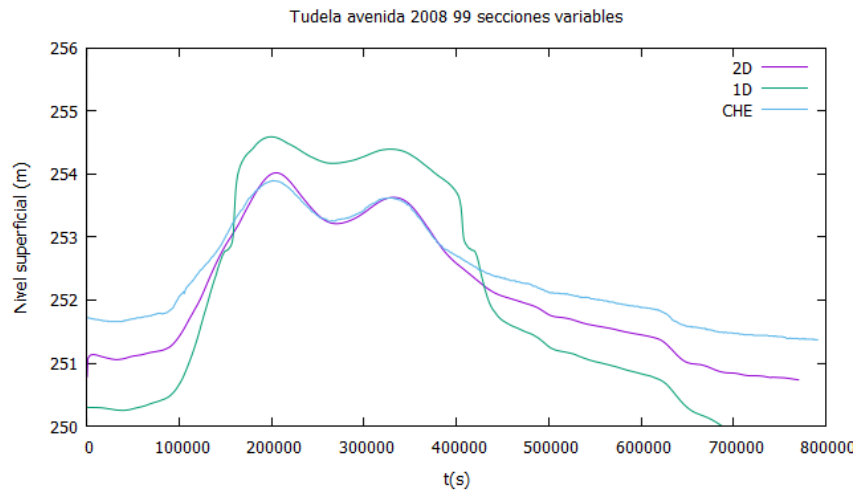
(b) S=218



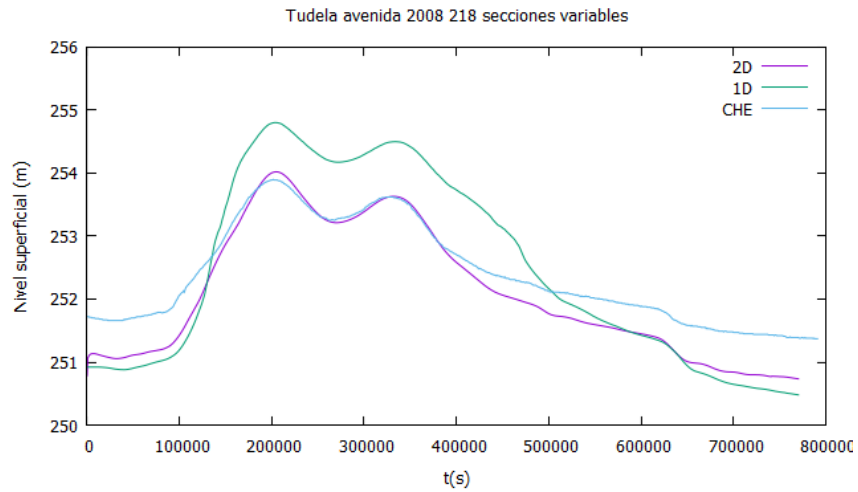
(c) S=476

**Figura F.10:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura constante de 8000m en Tudela.

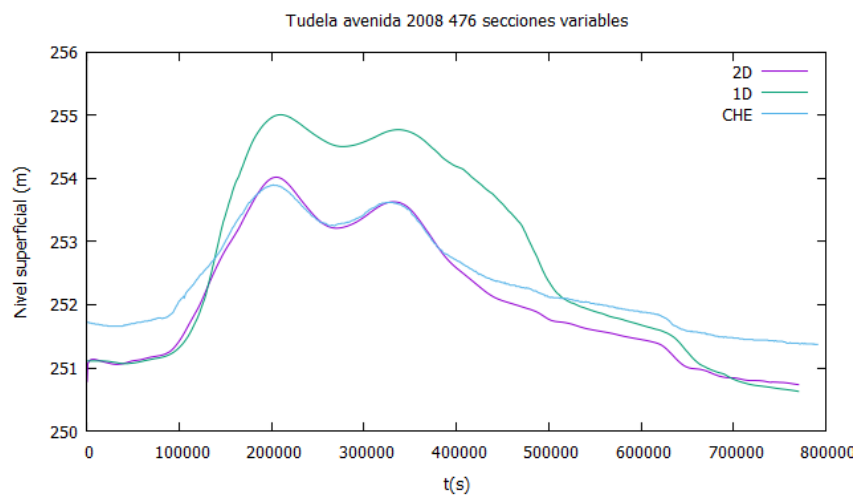
F.2. RESULTADOS NUMÉRICOS OBTENIDOS PARA LA AVENIDA DEL 2008 COMPARANDO DIFERENTES MODELIZACIONES DEL TERRENO



(a) S=99

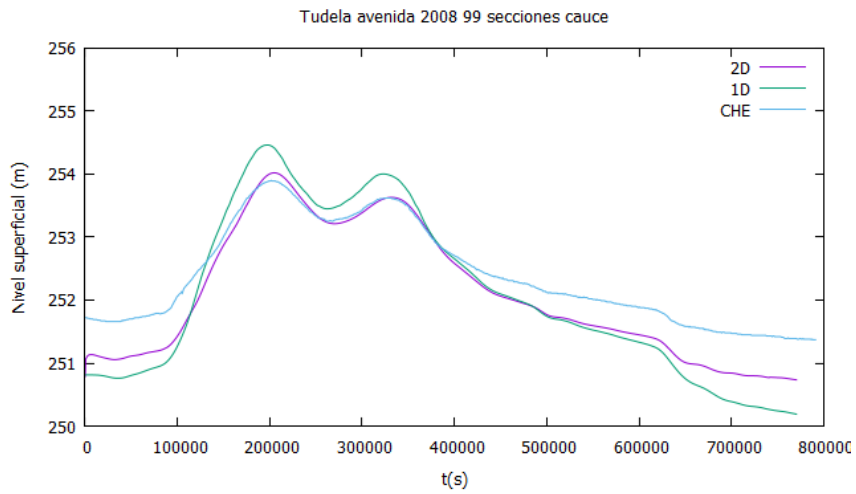


(b) S=218

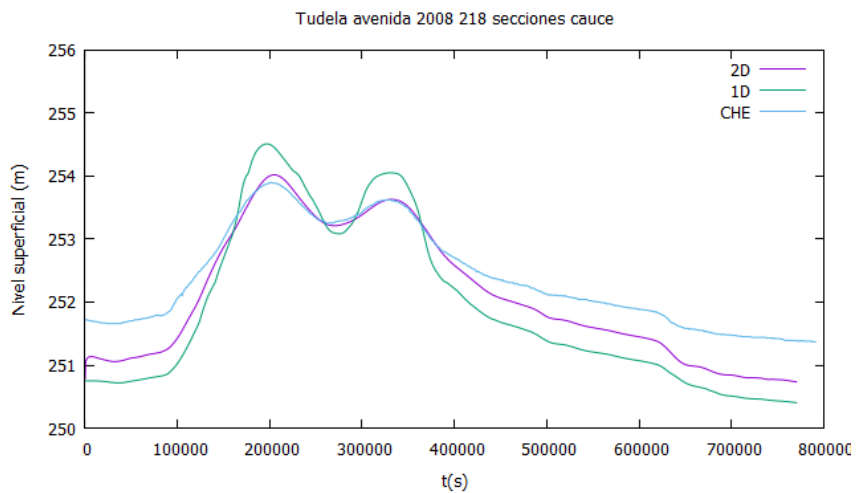


(c) S=476

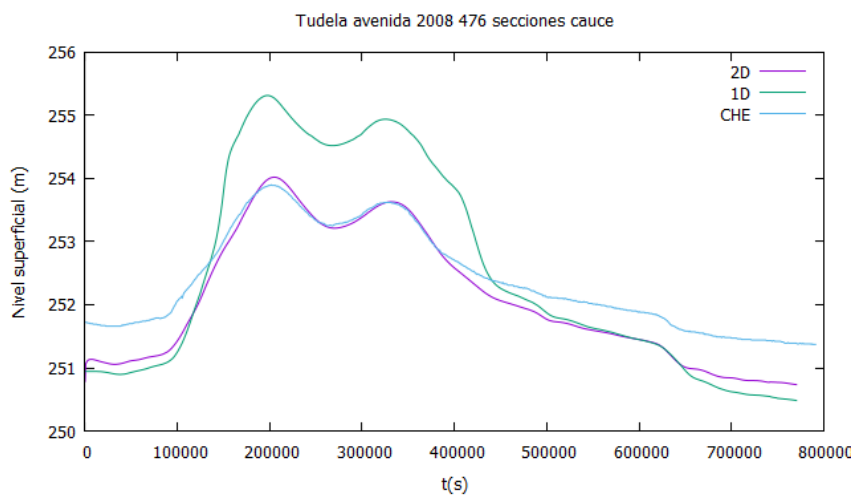
Figura F.11: Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura variable entre 400m y 2000m en Tudela.



(a) S=99



(b) S=218



(c) S=476

**Figura F.12:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura constante de 400m en Tudela.

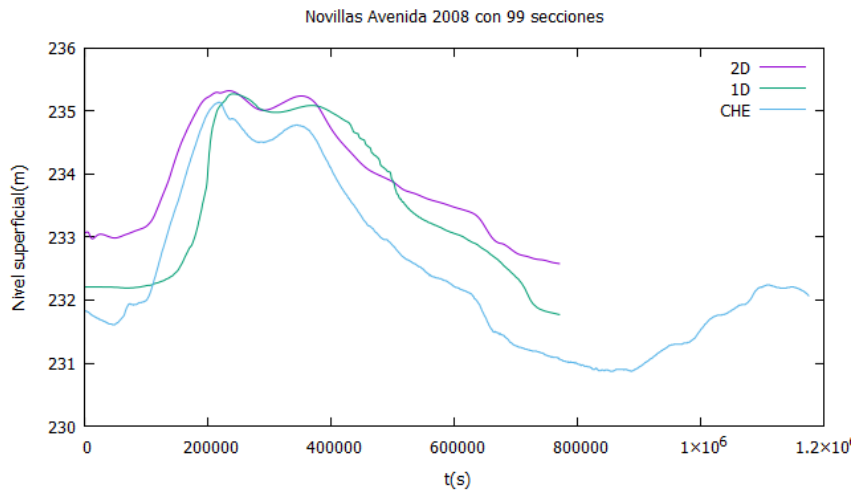
### F.2.2. Novillas

En la Figura [F.13](#) se presenta la evolución temporal del nivel superficial de agua en Novillas calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  con (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones de anchura constante de 8000m.

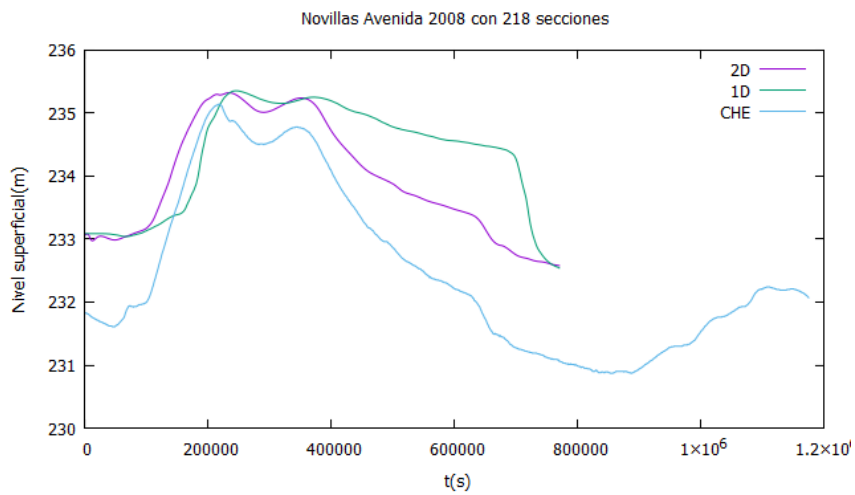
La Figura [F.14](#) presenta la evolución temporal del nivel superficial de agua en Novillas calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  con (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones de anchura variable entre 400m y 2000m.

Mientras en la Figura [F.15](#) se presenta la evolución temporal del nivel superficial de agua en Novillas calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  con (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones de anchura constante de 400m.

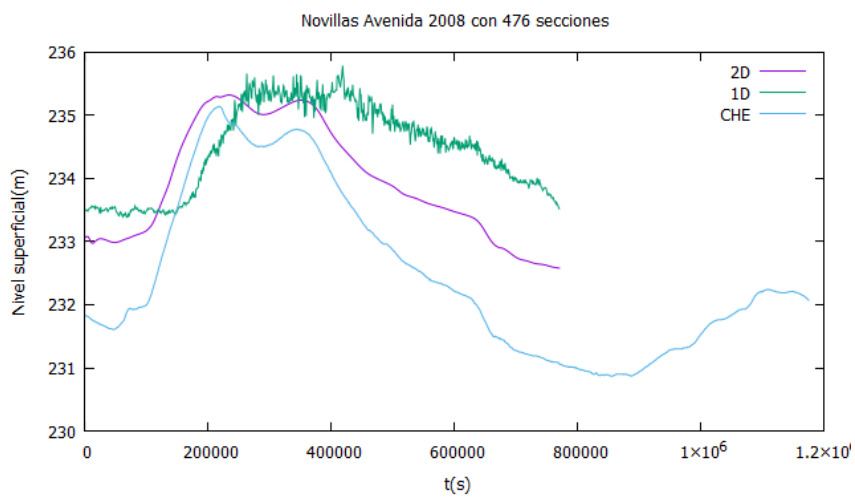
Al igual que ocurría en el caso de Tudela, en Novillas, al representar la topografía de forma que las secciones no se crucen, desaparecen las oscilaciones numéricas. La forma de la evolución temporal del nivel superficial se mantiene igual en todos los casos aunque se observa una sobre-estimación de los niveles de agua.



(a) S=99



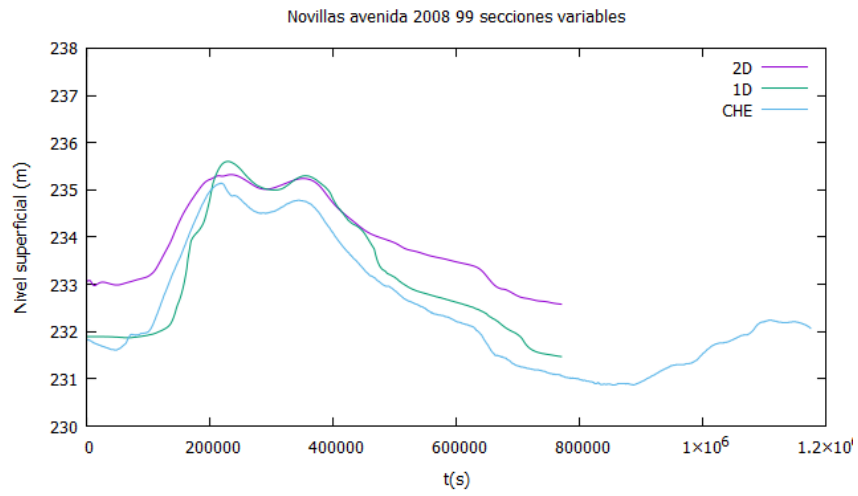
(b) S=218



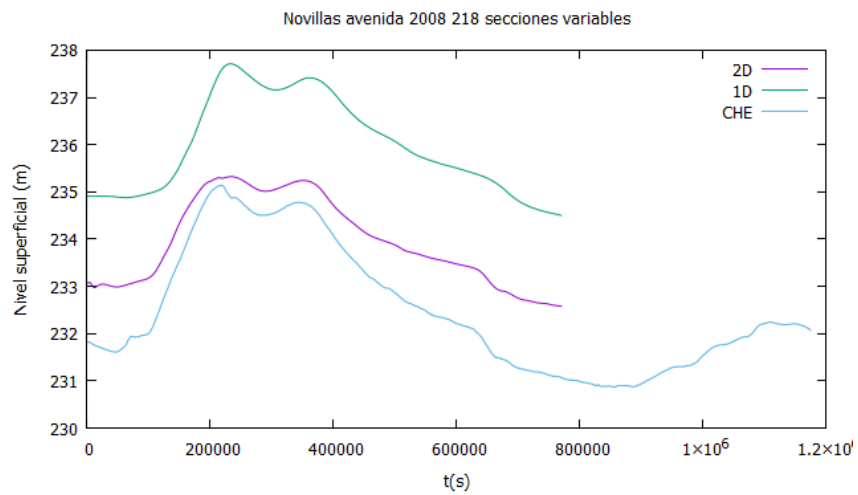
(c) S=476

**Figura F.13:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura constante de 8000m en Novillas.

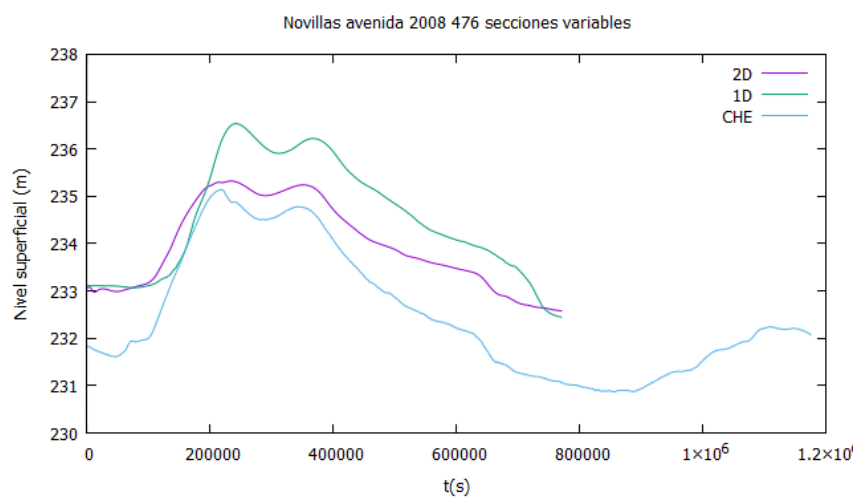
F.2. RESULTADOS NUMÉRICOS OBTENIDOS PARA LA AVENIDA DEL 2008 COMPARANDO DIFERENTES MODELIZACIONES DEL TERRENO



(a) S=99

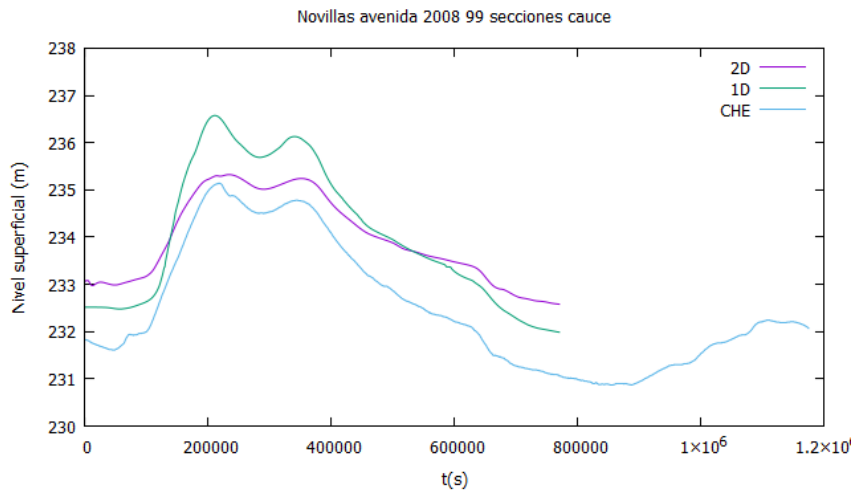


(b) S=218

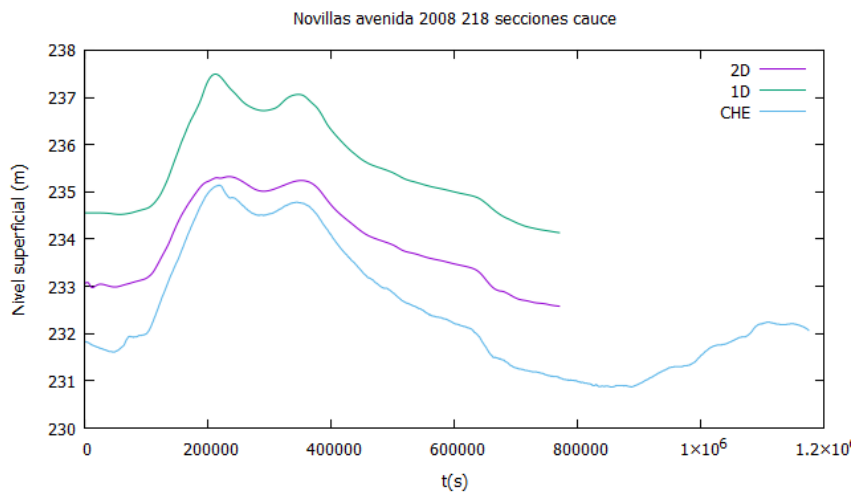


(c) S=476

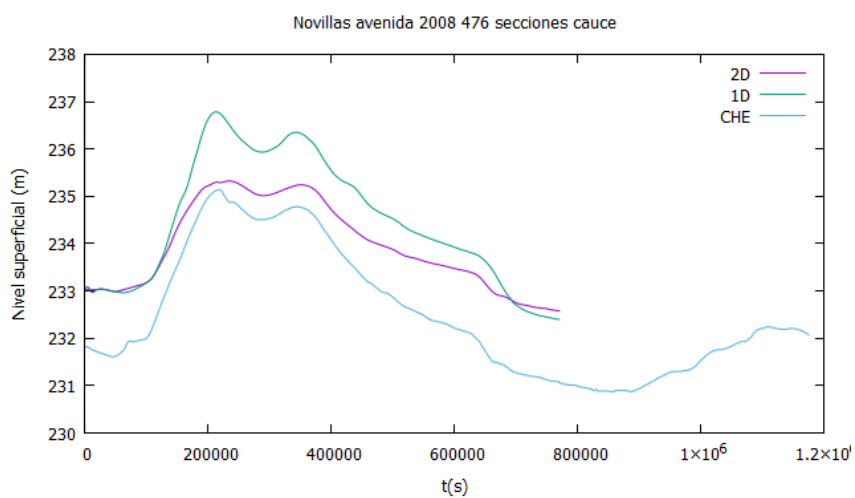
Figura F.14: Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura variable entre 400m y 8000m en Novillas.



(a) S=99



(b) S=218



(c) S=476

**Figura F.15:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura constante de 400m en Novillas.



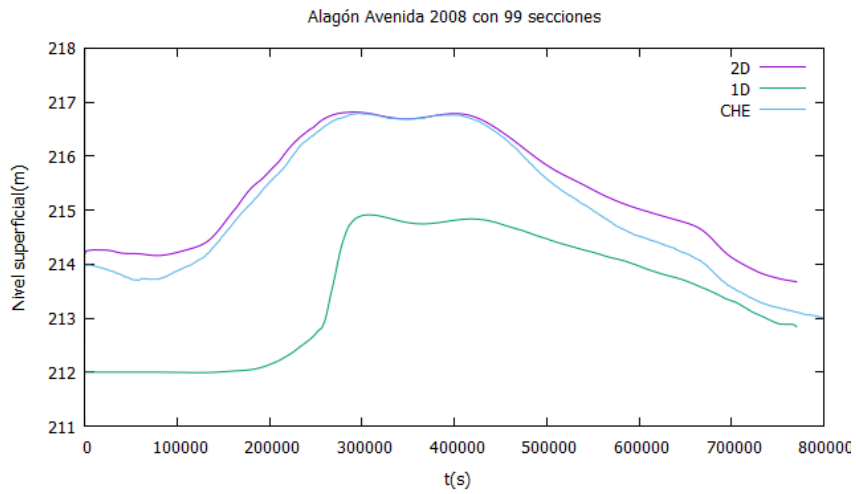
### F.2.3. Alagón

En la Figura [F.16](#) se presenta la evolución temporal del nivel superficial de agua en Alagón calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  con (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones de anchura constante de 8000m.

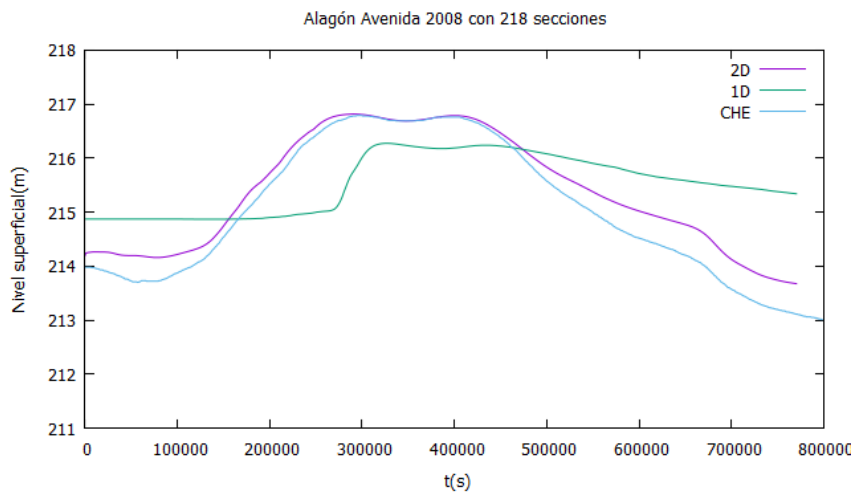
La Figura [F.17](#) presenta la evolución temporal del nivel superficial de agua en Alagón calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  con (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones de anchura variable entre 400m y 2000m.

Mientras en la Figura [F.18](#) se presenta la evolución temporal del nivel superficial de agua en Alagón calculado con 2180 celdas y  $CFL = 0,9$  con (a) 99, (b) 218 y (c) 476 secciones de anchura constante de 400m.

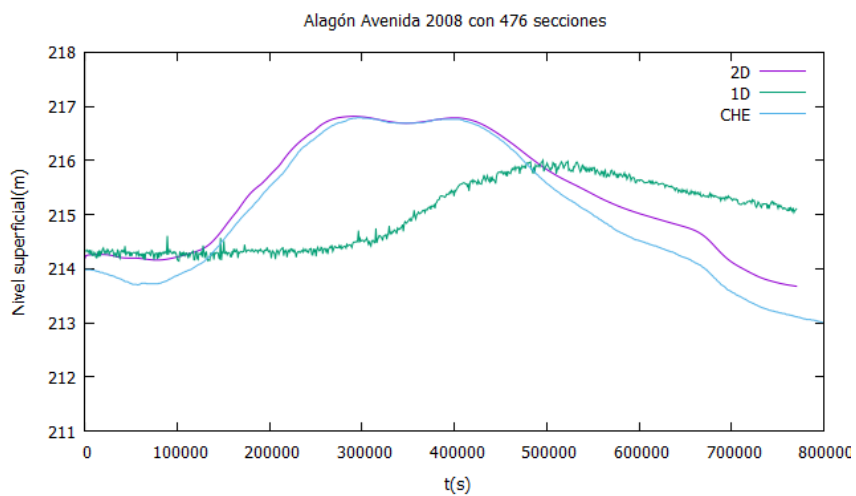
En la localidad de Alagón se observa que con la anchura variable en las secciones se mejora los resultados en cuanto a la forma de la evolución temporal de la lámina de agua, aunque en el caso de 218 secciones se sobre-estima este valor. Sin embargo, en el caso de tener secciones de anchura constante de 400m podemos ver que la evolución temporal del nivel de agua responde al hidrograma de entrada; es decir, no se ha producido la laminación del mismo, cosa que si ocurre con las secciones de anchura constante de 8000m o de anchura variable, sobre-estimando en este caso, como hemos venido observando, el valor de la lámina de agua.



(a) S=99



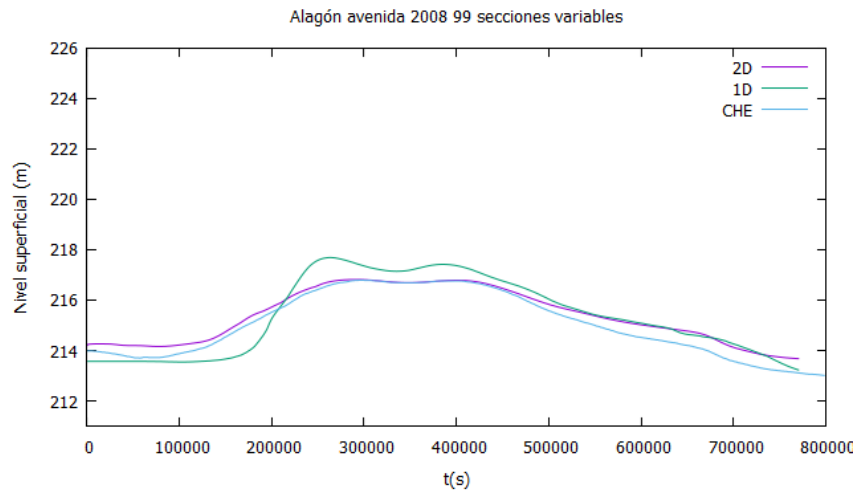
(b) S=218



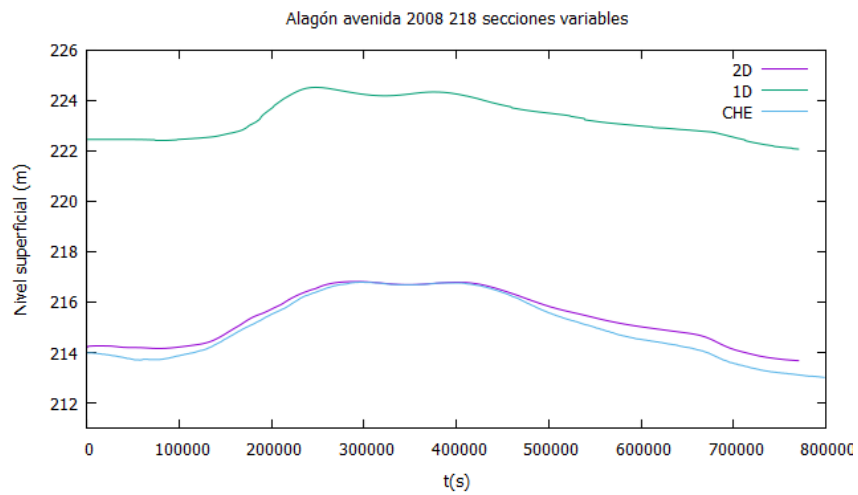
(c) S=476

**Figura F.16:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura constante de 8000m en Alagón.

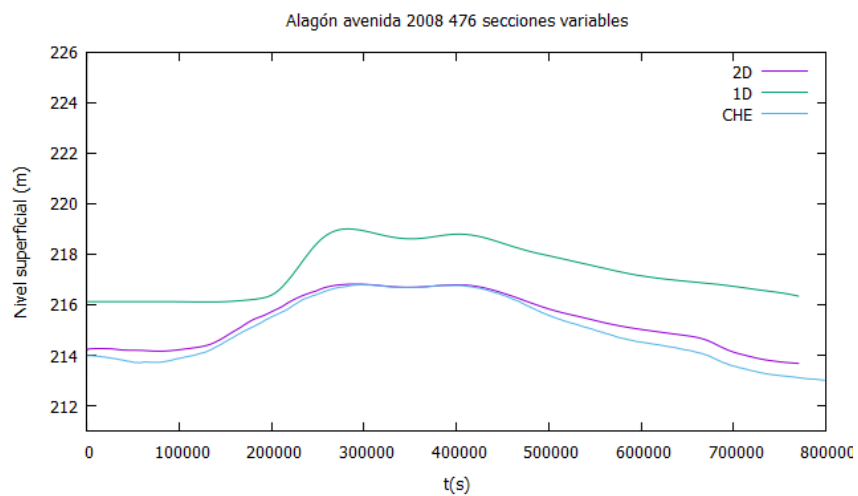
F.2. RESULTADOS NUMÉRICOS OBTENIDOS PARA LA AVENIDA DEL 2008 COMPARANDO DIFERENTES MODELIZACIONES DEL TERRENO



(a) S=99

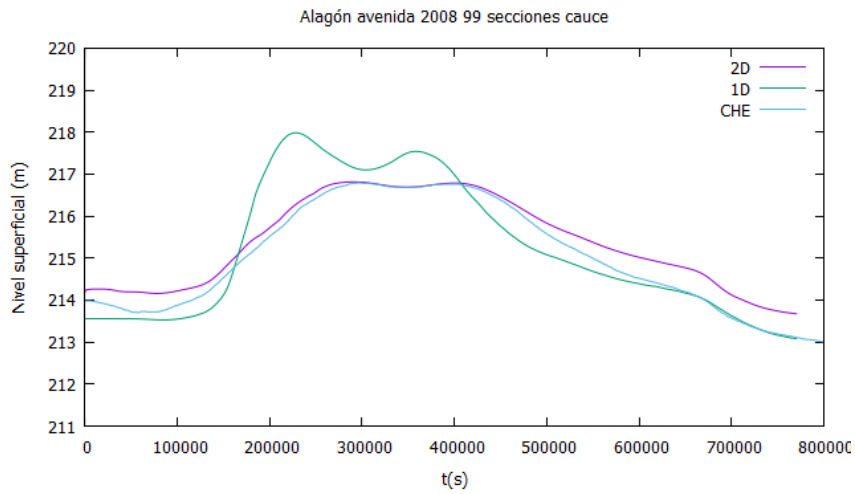


(b) S=218

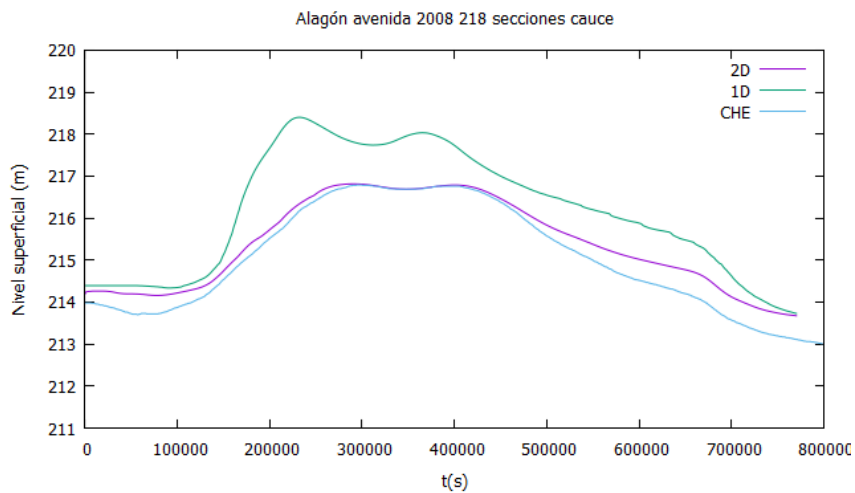


(c) S=476

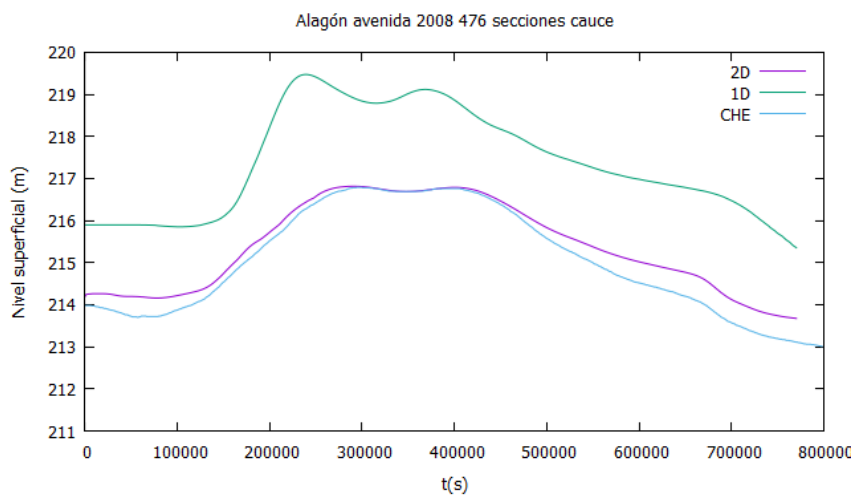
Figura F.17: Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura variable entre 400m y 8000m en Alagón.



(a) S=99



(b) S=218



(c) S=476

**Figura F.18:** Evolución temporal del nivel superficial calculado con secciones de anchura constante de 400m en Alagón.

## F.3. Conclusiones

En primer lugar, a la vista de los resultados en las figuras anteriores podemos concluir que la anchura elegida para las secciones transversales que representan el cauce son determinantes. En el caso de elegir una anchura muy grande (cauce y llanuras de inundación), las secciones transversales se cruzan unas con otras produciendo oscilaciones en los resultados (nivel superficial del agua).

En el mismo sentido, eligiendo una anchura adecuada para las secciones transversales, ya sea constante de 400m o variable entre 400m y 1000m, conseguimos ajustar el tiempo de llegada del pico de la avenida. No ocurre lo mismo con la anchura de 8000m. En las figuras veíamos que la onda llegaba con retraso.

Sin embargo, sí que se puede observar que, si se representa el dominio con anchura de 8000m, el nivel superficial del agua máximo en las poblaciones analizadas se ajusta mejor a los datos observados y a los resultados obtenidos con el modelo 2D. La representación del dominio de cálculo con anchura constante de 400m o de anchura variable entre 400m y 1000m sobre-estiman estos valores. Con anchura de 400m se observa también que la forma del hidrograma de entrada se transporta aguas abajo sin apenas modificaciones, mientras que con la anchura de 8000m el hidrograma de entrada se lamina conforme va avanzando por el cauce, al igual que sucede en la realidad.

Por todo ello, podemos concluir que la modelización del terreno influye de forma determinante en los resultados numéricos y que, según el parámetro que nos interese más (tiempo de llegada de la onda, valor máximo de altura de agua) una representación u otra se consideran más adecuadas en cada caso. Desde el punto de vista de la prevención de avenidas, la representación de la modelización del terreno con secciones de anchura 400m aunque sobre-estime el nivel de agua siempre aporta un coeficiente de seguridad en las poblaciones, ajustando bien los tiempos de llegada.

## Apéndice G

# Análisis del tiempo de simulación frente a la duración de los hidrogramas

---

En este anexo se presentan unas tablas y figuras donde se recogen los tiempos que le ha costado a un ordenador con procesador Intel(R) Core(TM) i7-3770K CPU @ 3.50GHz realizar la simulación de las diferentes avenidas mostradas teniendo en cuenta el número de secciones transversales, celdas de cálculo y CFL usado frente a la duración de cada uno de los hidrogramas en cada evento. En todos los casos se supone que la anchura de las secciones es la máxima (8000m).

Para poder comparar estos tiempos ha sido necesario dividir el tiempo de duración del hidrograma entre 1000 y en algún caso entre 10000 para encontrarnos dentro de la misma escala. Esto quiere decir que el ordenador simula 1000 o 10000 veces más rápido que lo que ocurre a tiempo real.

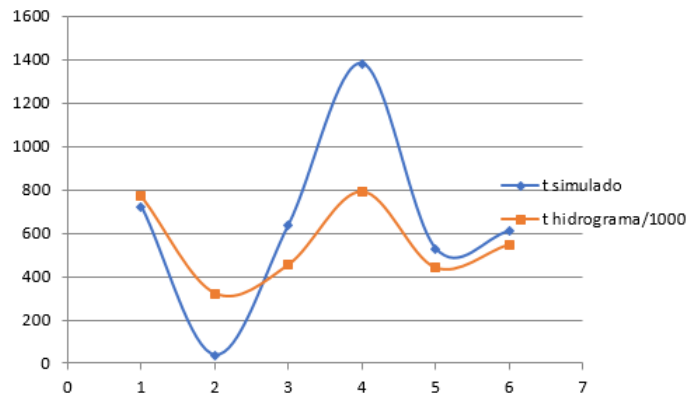
Aunque en las tablas se muestran los datos de la avenida de 2015, ésta no se va a comparar de forma gráfica ya que es muy diferente en cuanto a tiempos. La avenida de 2015 tuvo una duración de 21 días mientras que el resto de las avenidas simuladas están en torno a los 6 días.

En cada tabla, en la primera columna se encuentra la avenida de la que se obtienen los datos de tiempos. Entre paréntesis le asignamos un número para poder representarlo gráficamente después de una forma más clara. En la segunda columna se encuentra el valor del tiempo de duración del hidrograma dividido entre 1000 para cada caso y en la tercera columna el tiempo que ha costado simular ese caso.

En primer lugar vamos a realizar un análisis de los tiempos de hidrograma/simulación de todas las avenidas manteniendo fijo el número de celdas de cálculo y CFL cuando se usan 99 secciones (Tabla [G.1](#), Figura [G.1](#)).

Avenida	tiempo hidrograma/1000 (s)	tiempo simulación (s)
(1) 2008	770.4	721.749699
(2) 2009	321.3	37.047432
(3) 2010	453.6	635.716040
(4) 2013-1	792.9	1381.6548355
(5) 2013-2	440.1	529.456566
(6) 2014	547.2	607.117111
(*) 2015	1813.5	9.785204

**Tabla G.1:** Tabla de tiempos de hidrograma y de simulación con 99 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,5 de todas las avenidas.



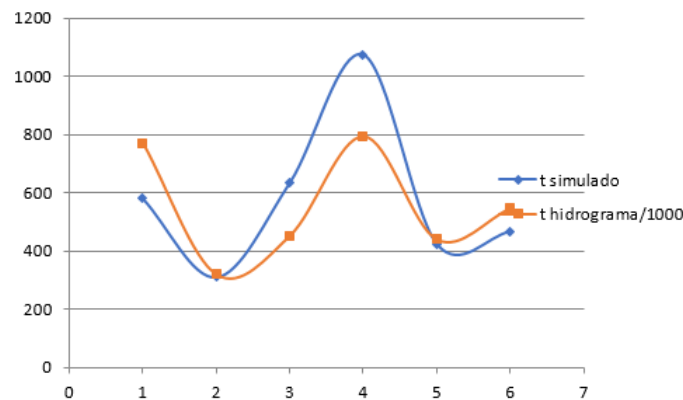
**Figura G.1:** Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 99 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,5.

En la Figura [G.1](#) se observa que en algunos casos el tiempo de simulación está por debajo del tiempo de hidrograma y otras veces por encima, siempre teniendo en cuenta que el tiempo de simulación es 1000 veces menor que el del hidrograma. En las dos primeras avenidas (2008 y 2009) el tiempo de simulación está por debajo del de hidrograma mientras que en el resto se encuentra por encima. Lo habitual es que todos se encuentran por encima o por debajo. La única explicación que podemos encontrar es que al haber reducido por 1000 el tiempo del hidrograma nos encontramos casi en el mismo rango de escala y por tanto las diferencias son pequeñas; ya que no cambia ni el número de secciones, ni el número de celdas de cálculo ni el CFL.

A continuación se comparan los tiempos de hidrograma y de simulación de todas las avenidas manteniendo fijo el número de celdas de cálculo (2180) y CFL (0.5) cuando se usan 218 secciones (Tabla [G.2](#), Figura [G.2](#)).

Avenida	tiempo hidrograma/1000 (s)	tiempo simulación (s)
(1) 2008	770.4	579.723492
(2) 2009	321.3	310.093659
(3) 2010	453.6	578.967723
(4) 2013-1	792.9	1073.742060
(5) 2013-2	440.1	423.898200
(6) 2014	547.2	468.206437
(*) 2015	1813.5	34.462532

**Tabla G.2:** Tabla de tiempos de hidrograma y de simulación con 218 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,5 de todas las avenidas.



**Figura G.2:** Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 218 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,5.

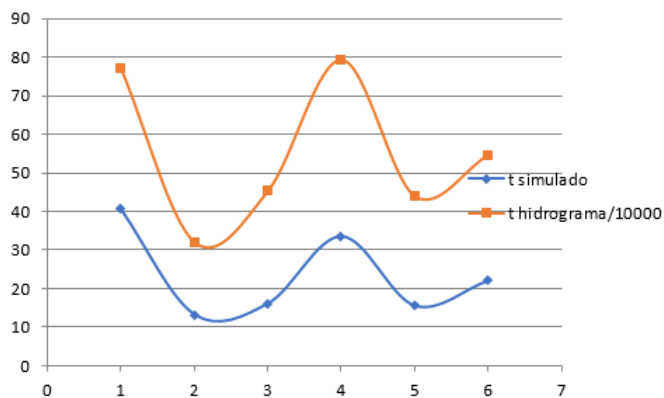
Como en el caso anterior, para las simulaciones realizadas con 218 secciones transversales, CFL= 0,5 y 2180 celdas de cálculo, el tiempo de simulación es semejante al tiempo de hidrograma en todos los casos. Al estar tan cercanos en la escala vemos que en los casos 1, 2, 5 y 6 el tiempo de simulación se encuentra por debajo y en los casos 3, 4 por encima. Respecto a la gráfica anterior [G.1](#) si que observamos que ahora con más secciones transversales de partida (218) el tiempo de simulación ha disminuido en 2 casos más (5 y 6) que con menos secciones transversales (99). Esto es debido a que al tener más secciones existe un pequeño ahorro computacional en la interpolación de secciones. Esto sólo se refleja en 2 casos como se ve en la Figura [G.2](#).



Ahora se comparan los tiempos de hidrograma y de simulación de todas las avenidas con el mismo número de celdas de cálculo (2180) y CFL (0.5) cuando se usan 476 secciones (Tabla [G.3](#), Figura [G.3](#)).

Avenida	tiempo hidrograma/10000 (s)	tiempo simulación (s)
(1) 2008	77.04	40.56192
(2) 2009	32.13	13.250745
(3) 2010	45.36	16.091969
(4) 2013-1	79.29	33.527027
(5) 2013-2	44.01	15.484626
(6) 2014	54.72	22.052762
(*) 2015	181.35	67.656090

**Tabla G.3:** Tabla de tiempos de hidrograma y de simulación con 476 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,5 de todas las avenidas.



**Figura G.3:** Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 476 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,5.

En este caso, en la Figura [G.3](#) podemos ver respecto a las anteriores que el tiempo de simulación se encuentra por debajo del tiempo de hidrograma en todos los casos. Al haber aumentado el número de secciones, las interpolaciones desaparecen y eso se traduce en ganancia del tiempo de cálculo.

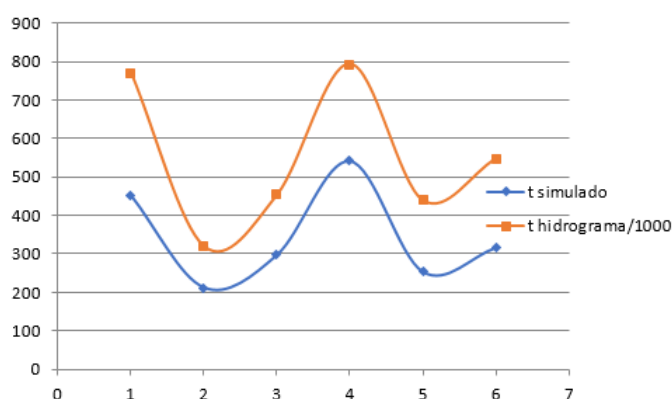
A continuación se van a volver a comparar los tiempos de simulación con los tiempos de hidrograma de todas las avenidas en el caso de que pasemos a calcular los eventos con CFL de 0,5 a 0,9. El CFL recordamos que es un criterio de estabilidad para el paso tempo-

ral. Si elegimos una anchura grande en las secciones transversales obtenemos oscilaciones en los resultados numéricos que podemos corregir disminuyendo el CFL. Esto hace que el tiempo de cálculo sea mayor ya que los pasos temporales son más pequeños. Otra opción consiste en elegir anchuras menores en las secciones transversales y usar CFL 0,9, ya que en ese caso no hay oscilaciones numéricas y ganamos en rapidez de cálculo. Con la primera opción ajustamos bien el valor máximo de la altura de agua y perdemos en el tiempo de llegada de la onda que se retrasa, en general. Con la segunda opción ajustamos bien el tiempo de llegada y tenemos una sobre-estimación de la altura de agua.

En la Tabla [G.4](#) y Figura [G.4](#) se comparan los tiempos de hidrograma y de simulación de todas las avenidas con el mismo número de celdas de cálculo (2180) y CFL (0,9) cuando se usan 99 secciones.

Avenida	tiempo hidrograma/1000 (s)	tiempo simulación (s)
(1) 2008	770.4	453.000910
(2) 2009	321.3	211.900288
(3) 2010	453.6	296.870432
(4) 2013-1	792.9	542.638939
(5) 2013-2	440.1	252.973976
(6) 2014	547.2	315.574715
(*) 2015	1813.5	1049.072533

**Tabla G.4:** Tabla de tiempos de hidrograma y de simulación con 99 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,9 de todas las avenidas.



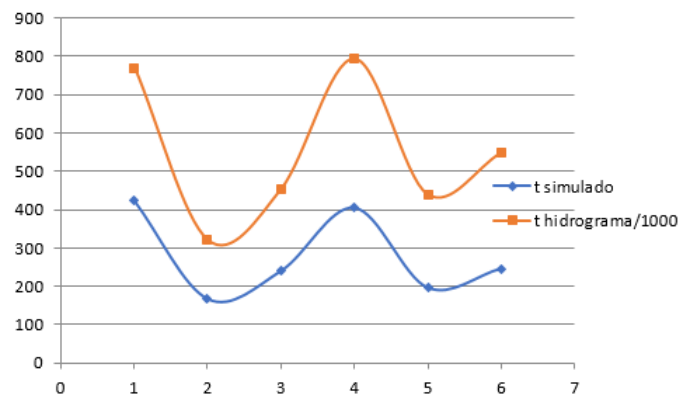
**Figura G.4:** Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 99 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,9.

Si comparamos la Figura [G.4](#) con la Figura [G.1](#) donde lo único que cambia es el cálculo con CFL 0,9 en lugar de CFL 0,5 observamos que al aumentar el CFL, los tiempos de cálculo disminuyen y por ello se encuentran en todos los casos por debajo del tiempo de hidrograma.

En la siguiente Tabla [G.5](#) y Figura [G.5](#) se comparan los tiempos de hidrograma y de simulación de todas las avenidas con el mismo número de celdas de cálculo (2180) y CFL (0,9) cuando se usan 218 secciones.

Avenida	tiempo hidrograma/1000 (s)	tiempo simulación (s)
(1) 2008	770.4	422.620321
(2) 2009	321.3	166.637570
(3) 2010	453.6	240.213329
(4) 2013-1	792.9	405.214597
(5) 2013-2	440.1	196.596549
(6) 2014	547.2	246.059497
(*) 2015	1813.5	19.843742

**Tabla G.5:** Tabla de tiempos de hidrograma y de simulación con 218 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,9 de todas las avenidas.



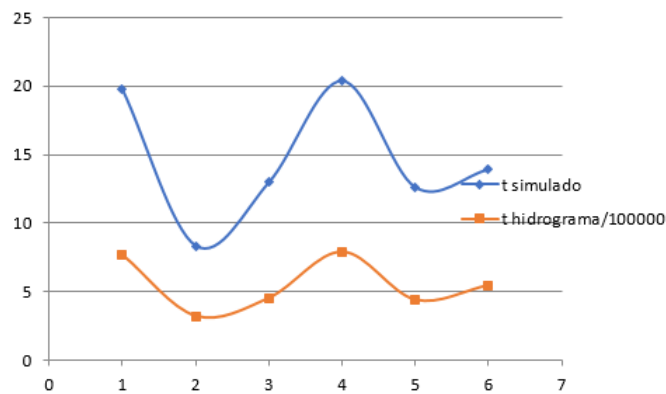
**Figura G.5:** Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 218 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,9.

Si comparamos la Figura [G.5](#) con la Figura [G.2](#) observamos lo mismo que en el caso anterior; al aumentar el CFL, el tiempo de cálculo ha disminuido y se encuentra siempre por debajo del tiempo del hidrograma. Además, también podemos comparar la Figura [G.5](#) con la Figura [G.4](#) y vemos que con el mismo CFL (0,9), los tiempos de simulación disminuyen al aumentar el número de secciones. Por ejemplo, en el caso de la avenida del 2013-1 (caso 4) existe una diferencia de 400s entre el tiempo de simulación y el del hidrograma (usando 218 secciones), mientras que en las mismas condiciones pero con menos secciones (99) la diferencia es de 250s.

Ahora presentamos el mismo tipo de resultados comparando los tiempos de hidrograma y de simulación de todas las avenidas con el mismo número de celdas de cálculo (2180) y CFL (0,9) cuando se usan 476 secciones en la Tabla [G.6](#) y en la Figura [G.6](#).

Avenida	tiempo hidrograma/100000 (s)	tiempo simulación (s)
(1) 2008	77.04	19.748790
(2) 2009	32.13	8.348457
(3) 2010	45.36	12.963437
(4) 2013-1	79.29	20.366396
(5) 2013-2	44.01	12.605041
(6) 2014	54.72	13.917079
(*) 2015	181.35	40.199698

**Tabla G.6:** Tabla de tiempos de hidrograma y de simulación con 476 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,9 de todas las avenidas.



**Figura G.6:** Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 476 secciones, 2180 celdas de cálculo y CFL 0,9.

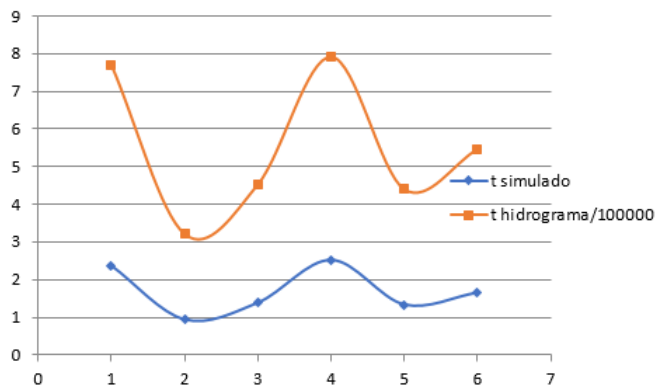
A la vista de estos resultados vemos que hemos tenido que cambiar la escala de tiempos y dividir entre 10000 el tiempo de duración del hidrograma para poder compararlo con el tiempo de simulación. Si en el caso de partir de 218 secciones reducíamos el tiempo de simulación en 400s frente a los 250s en el caso de 99 secciones; ahora nos encontramos en el entorno de 1000s de reducción. Lo cual avala la tendencia de que cuantas más secciones transversales tengamos para representar el cauce, manteniendo el mismo número de celdas y CFL, más se reduce el tiempo de simulación. Por un lado, se ha reducido gracias al uso de CFL 0,9 en lugar de CFL 0,5 y por otro lado, cuantas más secciones de partida se tengan también vemos que más se reduce el tiempo de cálculo.

A continuación lo que vamos a hacer es comparar los tiempos de hidrograma y simulación en todas las avenidas calculadas con CFL 0,9, usando 99, 218 y 476 secciones y, en cada caso, en lugar de mantener fijo el número de celdas de cálculo a 2180, lo vamos a variar y vamos a poner el doble número de celdas que de secciones. De forma que el número de celdas de cálculo va a ser variable y el número de secciones también. Al reducir el número de celdas de cálculo, el tiempo de simulación disminuye. Por ello, para poder comparar valores en la misma escala, se ha tenido que dividir el tiempo de hidrograma entre 100.000. Esto ya nos da una idea de que los tiempos de simulación son los más bajos de todos los presentados hasta ahora.

En la Tabla [G.7](#) y en la Figura [G.7](#) se presenta la comparación de los tiempos de hidrograma y de simulación de todas las avenidas cuando se usan 99 secciones, doble número de celdas de cálculo que de secciones y CFL 0,9.

Avenida	tiempo hidrograma/100000 (s)	tiempo simulación (s)
(1) 2008	770.4	2.355190
(2) 2009	321.3	0.943288
(3) 2010	453.6	1.386138
(4) 2013-1	792.9	2.506861
(5) 2013-2	440.1	1.335526
(6) 2014	547.2	1.650937
(*) 2015	1813.5	5.786198

**Tabla G.7:** Tabla de tiempos de hidrograma y de simulación con 99 secciones, con el doble de celdas de cálculo que secciones y CFL 0,9 de todas las avenidas.



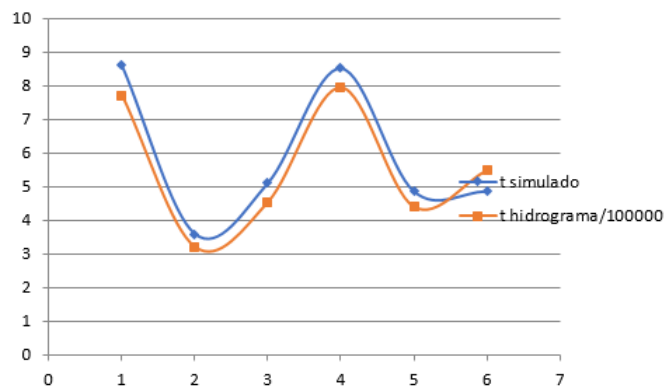
**Figura G.7:** Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 99 secciones, 198 celdas de cálculo y CFL 0,9.

Como ya hemos dicho, se reduce la escala de tiempos 100 veces respecto a las simulaciones anteriores ya que pasamos de 2180 celdas de cálculo a 198. Las gráficas son análogas a las anteriores.

En las siguientes Tabla [G.8](#) y Figura [G.8](#) se presenta la comparación de los tiempos de hidrograma y de simulación de todas las avenidas cuando se usan 218 secciones, doble número de celdas de cálculo que de secciones (436) y CFL 0,9.

Avenida	tiempo hidrograma/100000 (s)	tiempo simulación (s)
(1) 2008	770.4	8.603219
(2) 2009	321.3	3.586382
(3) 2010	453.6	5.099446
(4) 2013-1	792.9	8.520271
(5) 2013-2	440.1	4.85529
(6) 2014	547.2	6.190631
(*) 2015	1813.5	19.852509

**Tabla G.8:** Tabla de tiempos de hidrograma y de simulación con 218 secciones, con el doble de celdas de cálculo que secciones y CFL 0,9 de todas las avenidas.



**Figura G.8:** Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 99 secciones, 436 celdas de cálculo y CFL 0,9.

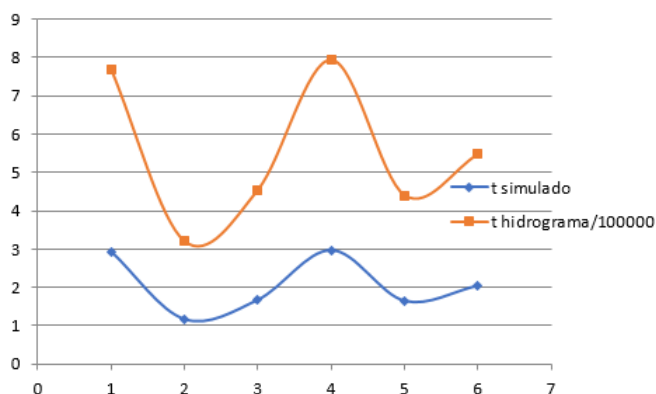
En esta Figura [G.8](#) observamos lo que intuíamos; es decir, los tiempos de simulación aumentan respecto al caso anterior en todas las avenidas ya que el número de celdas de cálculo ha aumentado al igual que el número de secciones. Sin embargo seguimos conservando un factor 100 de mejora de tiempo de cálculo frente a los casos anteriores.

Por último, en la Tabla [G.9](#) y en la Figura [G.9](#) se presenta la comparación de los tiempos de hidrograma y de simulación de todas las avenidas cuando se usan 476 secciones, doble número de celdas de cálculo que de secciones (952) y CFL 0,9.



Avenida	tiempo hidrograma/100000 (s)	tiempo simulación (s)
(1) 2008	77.04	2.932107
(2) 2009	32.13	1.179339
(3) 2010	45.36	1.675344
(4) 2013-1	79.29	2.957489
(5) 2013-2	44.01	1.648514
(6) 2014	54.72	2.043107
(*) 2015	181.35	6.904107

**Tabla G.9:** Tabla de tiempos de hidrograma y de simulación con 476 secciones, con el doble de celdas de cálculo que secciones y CFL 0,9 de todas las avenidas.



**Figura G.9:** Comparación del tiempo de hidrograma con el tiempo de simulación en cada avenida con 476 secciones, 952 celdas de cálculo y CFL 0,9.

En este caso, comparando esta Figura [G.9](#) con las anteriores, [G.7](#) y [G.8](#), observamos que la comparación de tiempos se parece más al caso con 99 secciones y 198 celdas de cálculo, habiéndose reducido de nuevo el tiempo de simulación. Esto nos hace concluir que existe un compromiso entre el número de secciones y número de celdas de cálculo que influye en el tiempo de simulación. Se obtienen tiempos de simulación parecidos en el caso de que tengamos 99 secciones con 198 celdas que con 476 secciones y 952 celdas. Sin embargo, el tiempo de simulación es mayor en el caso de que tengamos 218 secciones y 436 celdas. Esto puede indicar que, en el primer caso al haber pocas secciones y pocas celdas, el tiempo de cálculo es pequeño. Lo mismo ocurre si hay más secciones y más celdas; y en el caso intermedio con número de secciones y celdas intermedio quizás son las interpolaciones las que se lleven la mayor parte de tiempo de cálculo y hace que éste sea mayor.

