



PROYECTO TÉCNICO

Montaje y calibración de una instalación experimental a escala real para el análisis de modelos duales de drenaje urbano



Autor: Juan Naves García-Rendueles

Tutor: Luis Cea Gómez

Septiembre 2012

ÍNDICE

1. Introducción y objetivos	1
2. Modelos hidrológicos distribuidos	3
2.1. Modelos distribuidos	3
2.1.1. Cuencas rurales	4
2.1.2. Cuencas Urbanas	4
2.2. Modelos duales	6
2.3. Validaciones experimentales de modelos de drenaje urbano.....	9
3. Metodología experimental.....	11
3.1. Montaje experimental.....	11
3.1.1. Tramo de calle bidimensional	11
3.1.2. Sistema de generación de lluvia	14
3.1.3. Red de drenaje.....	17
3.1.4. Instrumentación.....	18
3.2. DOP2000	18
3.2.1. Funcionamiento y ecuaciones.....	18
3.2.2. Limitaciones	20
3.2.3. Variables principales.....	21
3.2.4. Instalación y puntos de medida.....	22
3.2.5. Cálculo del caudal.....	25
3.3. Calibración	27
3.3.1. Sonda de presión.....	27
3.3.2. Sondos DOP	28
3.4. Ensayos realizados	31
4. Modelo numérico	33
4.1. Modelo de drenaje superficial 2D.....	33
4.1.1. Ecuaciones.....	33
4.1.2. Resolución de las ecuaciones hidrodinámicas	35
4.2. Modelización del tramo de calle.....	37
5. Resultados	40
5.1. Resultados experimentales.....	40
5.2. Resultados numéricos.....	43
5.2.1. Análisis de sensibilidad a imprecisiones constructivas en la topografía .	43
5.2.2. Análisis de sensibilidad a la distribución espacial de la precipitación	46
5.2.3. Validación experimental del modelo	49
6. Conclusiones y futuras líneas de desarrollo.....	51
7. Referencias	53

1. Introducción y objetivos

La transformación lluvia-escorrentía es un proceso complejo y difícil de modelar con precisión, debido a la presencia de fenómenos como la detención superficial, la infiltración o la presencia de caminos preferenciales para el flujo del agua. Factores como el tipo de cubierta vegetal, los usos del suelo y la topografía desempeñan un papel importante en su determinación. Las cuencas urbanas presentan una serie de peculiaridades que afectan al proceso de lluvia-escorrentía de varias maneras. La infiltración se ve reducida en la manera que aumenta la superficie impermeable, siendo habitualmente nula. Estas diferencias provocan un aumento considerable de la escorrentía con respecto a una cuenca rural. Hay que destacar también la presencia en las zonas urbanizadas de redes de drenaje de tuberías conectadas con el flujo superficial por sumideros, que disminuye el tiempo de concentración de la cuenca. Otra diferencia importante entre cuencas rurales y cuencas urbanas es que en estas últimas podemos llegar a conocer con mucha precisión la geometría de la cuenca al no presentar ésta elementos como por ejemplo arbustos, piedras o pozos que no vienen recogidos en el Modelo Digital del Terreno (MDT). Una técnica para la obtención de un MDT común en la actualidad son los vuelos LIDAR, que mediante un escáner láser aerotransportado son capaces de proporcionar una topografía de precisión centimétrica. Con estas técnicas la microtopografía no definida en el modelo numérico se ve muy reducida.

Las inundaciones urbanas son un riesgo costoso, lo que hace necesario mejorar su predicción y cuantificación con el fin de minimizarlo y gestionarlo de forma eficiente. Para ello se trabaja con modelos hidráulicos, que se han convertido en una herramienta habitual en la industria relacionada con el agua para el diagnóstico y diseño de redes de drenaje o como instrumento de ayuda a la toma de decisiones. Una de las principales causas de las inundaciones urbanas es la limitada capacidad del sistema de drenaje en condiciones extremas, lo que hace necesario la utilización de modelos duales que tengan en cuenta el flujo superficial, el flujo en la red de tuberías y la interacción entre flujos, que puede darse en las dos direcciones. Los modelos duales, en los que se utiliza un modelo 2D para la superficie y un modelo 1D para las tuberías, están siendo cada vez más utilizados para el cálculo de inundaciones en cuencas urbanas (Chen *et al.*, 2007; Carr y Smith, 2006). Estos modelos se han ido desarrollando durante los últimos años consiguiendo cada vez una mayor resolución espacial y considerando elementos de menor escala. Sin embargo

existen pocos estudios de laboratorio que analicen la precisión que se puede llegar a obtener con este tipo de modelos, especialmente en geometrías urbanas acopladas a redes de drenaje. Por esto se hace interesante el estudio de la transformación lluvia-escorrentía en un pequeño sector de calle en el que se tengan definidas perfectamente la geometría y la intensidad de la lluvia para analizar hasta qué punto las ecuaciones de los modelos duales son capaces de representar el fenómeno de transformación lluvia-escorrentía en cuencas urbanas.

Con este proyecto se pretende continuar una línea de estudio marcada por el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente de la Universidad de A Coruña, consistente en la aplicación hidrológica de un modelo de aguas someras al cálculo del proceso de transformación lluvia-escorrentía en cuencas urbanas. Para ello se ha construido un modelo en el laboratorio consistente en un tramo de calle a escala real acoplado a una red de tuberías por medio de sumideros. La entrada de agua al modelo se produce a través de un sistema de simulación de lluvia y de un canal de generación de escorrentía situado aguas arriba del tramo de calle. En este informe se presentan la metodología seguida en la construcción y calibración del modelo de laboratorio, y los resultados experimentales de los ensayos realizados para diferentes configuraciones de lluvia y escorrentía, en los que se mide el caudal que circula por las tuberías mediante un equipo DOP. Una parte importante del trabajo realizado ha sido la calibración de los equipos DOP para la medición de caudales en tuberías en lámina libre. Los resultados experimentales se utilizan para calibrar y validar el modelo numérico de aguas someras, así como analizar la influencia de la distribución espacial de la lluvia, del nivel de detalle de la topografía y de la parametrización de la rugosidad superficial en los resultados.

2. Modelos hidrológicos distribuidos

En este apartado se hace una revisión de los distintos tipos de modelos utilizados para el estudio de inundaciones en cuencas rurales y urbanas, y de sus características. Los modelos agregados son aquellos en los que se le dan unas propiedades homogéneas a la cuenca, o a las subcuencas en que la dividamos, y mediante una expresión empírica sencilla obtenemos el caudal en el punto de desagüe. Existen un gran número de estas expresiones, pudiéndose utilizar una u otra según las características de la cuenca que se estudia y de los datos de los que se dispone (Feldman, 2000; Rossman, 2004). En los últimos años, se están utilizando cada vez con más frecuencia modelos distribuidos que consisten en discretizar la cuenca en celdas de pequeño tamaño y resolver en cada una de ellas las ecuaciones hidrodinámicas correspondientes. Su principal ventaja es que las ecuaciones que resuelven tienen una base física mucho más consistente que los modelos agregados (por ello se hace referencia a ellos como “modelos de base física”). La desventaja es que requieren unos datos de entrada más detallados y un proceso de cálculo más complejo. Estos modelos son aplicables tanto a cuencas rurales como a urbanas. Para tener en cuenta en las cuencas urbanas los sistemas de drenaje y su influencia en el flujo superficial, aparecen los modelos duales. Estos modelos estudian al mismo tiempo el flujo superficial y el flujo en la red de drenaje a través de las tuberías, y determinan la interacción bidireccional que se produce entre ellos a través de los sumideros. A continuación se va a desarrollar más en profundidad la aplicación de modelos distribuidos y duales.

2.1. Modelos distribuidos

Los modelos distribuidos se basan en la resolución espacio-temporal de ecuaciones hidráulicas con una base física en la cuenca de estudio. Se pueden plantear diferentes ecuaciones entre las que se encuentran las ecuaciones de St. Venant, las ecuaciones de la onda difusiva o las ecuaciones de la onda cinemática. Estos modelos se empezaron a utilizar en cuencas rurales, y más tarde aparecieron estudios en los que se empleaban de manera satisfactoria en cuencas urbanas.

2.1.1. Cuencas rurales

Avances recientes en la resolución de esquemas numéricos y en la eficiencia computacional permiten modelar el flujo de agua en topografías complejas con calados muy pequeños e incluyendo la propagación del frente seco mojado. Además abren la posibilidad de modelizar la escorrentía superficial debida a la precipitación, que se puede representar con las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad debido a que es un flujo con calados muy pequeños en comparación con la superficie estudiada. En Zhang y Cundy (1989) se usa un modelo 2D de aguas someras de diferencias finitas para simular los experimentos de transformación lluvia-escorrentía realizados por Iwagaki (1955) en una geometría con tres pendientes. Más recientemente también se han realizado experimentos de escorrentía sobre geometrías simples en laboratorio como las de Yan y Kahawita (2000, 2007) y se han estudiado cuencas reales fuera del laboratorio como en Howes *et al.* (2006), en donde se modela el flujo superficial producido por dos tormentas diferentes con un modelo 2D de aguas someras en una pequeña cuenca semiárida de aproximadamente 2000m². Kivva y Zheleznyak (2005) también modelaron la escorrentía producida por la precipitación en una cuenca mayor a la estudiada por Howes *et al.* (0.085Km²) usando también un modelo 2D de aguas someras de diferencias finitas.

La buena correlación de los datos experimentales y numéricos de los modelos empleados en pequeñas cuencas y geometrías simples de laboratorio, sugieren que los modelos 2D pueden ser usados en mayores y más complejas cuencas con superficies muy irregulares. En Cea *et al.* (2008) se presentan resultados experimentales de escorrentía procedente de la precipitación obtenidos en un modelo 2D en el laboratorio, su validación numérica con un modelo 2D de aguas someras y los resultados numéricos obtenidos en una cuenca real de aproximadamente 5Km². En la aplicación del modelo en la cuenca real los resultados son satisfactorios desde un punto de vista numérico a falta de datos experimentales para validar. El modelo es estable y suficientemente rápido para considerar adecuada la utilización de modelos de aguas someras para la predicción a tiempo real de inundaciones.

2.1.2. Cuencas Urbanas

Los modelos 2D de aguas someras para la simulación numérica de inundaciones en cuencas urbanas está siendo cada vez más empleada en los últimos años (Hunter *et al.*, 2007). En medio urbano, debido a sus características, la aportación de la precipitación a la escorrentía suele no ser despreciable por lo que hay que considerar la lluvia espacialmente distribuida en toda la cuenca. En Cea *et al.*

(2010b) se realiza esta consideración con los datos de precipitación impuestos directamente. Se valida un modelo 2D de aguas someras mediante los datos obtenidos en laboratorio en varias geometrías urbanas simplificadas de dimensiones reducidas (5m^2) y sin incluir sumideros. Además se aplica el modelo a una cuenca industrial real, de aproximadamente 0.15Km^2 , asumiendo que la cantidad de agua del flujo superficial absorbida por la red de drenaje es ilimitada, para así no tener que calcular la interacción con el flujo en la red de drenaje.

Modelar la superficie de inundación en un entorno urbano tiene varias dificultades como la presencia de un gran número de obstáculos con formas y dimensiones muy diferentes, el almacenamiento de agua en edificios o la complejidad de la trama urbana de la ciudad. Si la precipitación tiene una intensidad suficientemente alta y la zona de estudio está densamente urbanizada, se puede asumir que las zonas por las que se propaga la mayor parte del flujo son las calles y los cruces, pudiéndose considerar en este caso los edificios como bloques impermeables. El flujo en las calles se suele considerar 1D excepto cerca de los cruces y en las bifurcaciones (Neary *et al.*, 1999). En las intersecciones (Weber *et al.*, 2001) este flujo es teóricamente 3D. Huang *et al.* (2002) realizó cálculos 3D del flujo en un cruce siendo los resultados acordes con los esperados. Sin embargo, Khan *et al.* (2000) y Shettar y Murthy (1996) muestran que es posible simular los calados y las velocidades en un cruce mediante modelos 2D, lo que significa un ahorro muy importante en el coste computacional. Ante los resultados obtenidos, en los últimos años se han utilizado modelos 2D para la mayoría de los estudios sobre inundaciones urbanas tanto para casos experimentales como reales. Estos casos reales tienen como origen de la inundación diversas condiciones, como puede ser el desbordamiento de un río (Calenda *et al.*, 2003), la invasión de zonas inundables aguas arriba (Aronica y Lanza, 2005; Haider *et al.*, 2003), una tormenta o el fallo en el sistema de drenaje (Hsu *et al.*, 2000; Mark *et al.*, 2004; Schmitt *et al.*, 2004).

Un problema que presenta la modelización de inundaciones urbanas es cómo representar los bloques de edificios (Inoue *et al.*, 2000). Uno de los métodos utilizados es el llamado “building hole” (BH) en el que los edificios se modelan como agujeros en la malla y se impone en su contorno una condición de pared que impida el flujo de agua. De esta forma el edificio se modela como un elemento impermeable. Otro método alternativo es el “building block” (BB) en el que los edificios están incluidos en la malla, introduciéndose su elevación en el MDT. Ambos métodos son utilizados en diferentes estudios como por ejemplo en Schubert *et al.* (2008) o en Cea *et al.* (2010a y 2010b) en donde se realiza una comparación entre ellos. El método BH representa

de forma precisa el contorno de los edificios, mientras que el método BB requiere un refinado de la malla en todos los bordes de los edificios con el fin de capturar adecuadamente la discontinuidad en el MDT que suponen las paredes del edificio. Por esta razón el BH es más eficiente numéricamente para la simulación de inundaciones urbanas. Sin embargo, cuando se modela el proceso de transformación de lluvia-escorrentía directamente de los datos de precipitación, utilizando el método BH hay que imponer una intensidad de lluvia mayor a la real para compensar la lluvia que cae en los tejados y que no está siendo considerada al no incluirse estos en la malla. En este caso el método BB, cuando se dispone de una descripción de la topografía detallada, es más realista ya que incluye información sobre los tejados y es capaz de determinar hasta por qué lado del edificio drenará el agua. Un tercer método es incluir las zonas de edificios como una zona con porosidad entre 0 y 1, en función de la densidad de edificación (Guinot y Soares-Fraza, 2006; Soares-Fraza *et al.*, 2008; Cea y Vázquez-Cendon, 2010). Este método evita la necesidad de mallas refinadas en zonas urbanizadas para el cálculo de inundaciones. Sin embargo, no es adecuado en el caso de estar interesado en los campos de velocidades y de calados en dicha zona.

Un estudio interesante sobre inundaciones urbanas es el de Mignot *et al.* (2006), que utiliza un modelo numérico de aguas someras 2D para simular la inundación ocurrida en 1988 en la localidad francesa de Richelieu, usando una descripción detallada de la distribución de las calles y de sus secciones, considerando los edificios impermeables y despreciando la interacción con el sistema de drenaje. Además se realiza un análisis de sensibilidad de varios parámetros topográficos y numéricos que muestra que de una manera general, los resultados mantienen su fiabilidad. Sin embargo se observa que al cambiar parámetros que afecten al flujo local los calados asociados pueden variar de una manera importante. Con la calibración obtenida del suceso de 1988, se simula la inundación de 2002 obteniendo resultados similares. De este estudio se puede concluir que después de calibrar un modelo 2D de aguas someras, éste se puede emplear para la planificación de medidas de mitigación de inundaciones en áreas urbanas.

2.2. Modelos duales

Una de las principales causas agravantes del impacto de inundaciones urbanas durante tormentas intensas es la limitada capacidad de los sistemas de drenaje. Durante la tormenta el sistema de drenaje se puede sobrecargar y entrar en presión, en cuyo caso el flujo superficial se puede ver incrementado por un volumen de agua

que proviene de los colectores. Se han desarrollado muchos modelos para la evaluación del rendimiento hidráulico de las redes de drenaje. Uno de los más usados es el SWMM (Storm Water Management Model), desarrollado por la EPA (Environmental Protection Agency) de los Estados Unidos (Rossman *et al.* 2005). Se trata de un modelo dinámico de simulación de lluvia-escorrentía usado principalmente en áreas urbanas para un único suceso de lluvia o para realizar una simulación continua a largo plazo. Éste y otros modelos parecidos son capaces de calcular el caudal expulsado a la superficie por un colector cuando el sistema está sobrecargado, pero no pueden determinar el movimiento del agua en la superficie. Por ello, para modelar de una forma más realista inundaciones en cuencas urbanas es necesario estudiar al mismo tiempo los dos tipos de flujo presentes, el flujo superficial y el flujo en la red de drenaje a través de las tuberías, y determinar la interacción que se produce entre ellos. Aparecen así los modelos duales como la mejor manera de estudiar este tipo de sucesos (Djordjević *et al.* 1999; Nasello y Tucciarelli 2005).

Como describe Prodanović (1999) y Djordjević (2001), para modelar el flujo superficial originado por una precipitación extrema en medio urbano se puede crear una red de drenaje superficial a partir de una descripción detallada de la zona urbanizada. Dicha red de drenaje superficial corresponderá con los caminos por los que pasará preferentemente el agua, normalmente las calles. Así se puede utilizar una aproximación “1D-1D” o “drenaje dual” (Djordjević *et al.*, 1999), en la que se utiliza una interacción vertical a través de los imbornales para relacionar dinámicamente el flujo superficial 1D en la red de calles y el flujo subterráneo 1D en las tuberías.

Un estudio que trabaja con una aproximación “1D-1D” es por ejemplo el de Maksimović *et al.* (2009), que consiste en la mejora de un modelo de aguas someras para simular inundaciones de origen pluvial en medio urbano donde el flujo en tuberías interactúa dinámicamente con el flujo de superficie. Para modelos con este tipo de aproximación es muy importante tener una descripción muy detallada de la superficie para crear una red 1D que describa lo mejor posible la realidad. Para ello se presenta en Maksimović *et al.* (2009) una nueva metodología que utiliza un Modelo Digital de Elevación (DEM) de alta resolución generado con la técnica LIDAR.

Carr y Smith (2006), Chen *et al.* (2005, 2007) y Dey y Kamioka (2006) describen una aproximación “1D-2D”, donde el modelo 1D que simula el flujo en la red de tuberías está integrado con otro modelo 2D correspondiente al flujo superficial. Las interacciones entre ambos flujos se producen entre los nodos de la red y los elementos de la malla de la superficie. Esta aproximación permite un análisis más real del flujo

superficial que la aproximación 1D-1D, principalmente en eventos extremos en los que el agua no sigue tan claramente esos caminos preferenciales entre las calles de la trama urbana 1D. Además también describe de una manera más precisa el efecto de edificios y otras estructuras urbanas, como se recoge en estudios experimentales (Testa *et al.* 2007) y numéricos (Soares-Frazão *et al.* 2008). Sin embargo los modelos 2D requieren un mayor nivel de detalle espacial y una discretización temporal más pequeña, lo que hace que tengan un mayor coste computacional.

En los últimos años se está tendiendo a utilizar modelos duales “1D-2D”, ya que actualmente el coste computacional no supone un problema grave. Un estudio que trabaja con uno de estos modelos es por ejemplo el de Chen *et al.* (2007). Se desarrolla un modelo numérico integrado en el que se acopla el modelo 1D SIPSON (Djorjević *et al.*, 2005) utilizado para la red de drenaje y el modelo 2D UIM (Chen *et al.*, 2005) que simula el flujo superficial. Los dos modelos utilizan diferentes esquemas numéricos con diferente discretización del tiempo, por lo que se emplea un modelo de acoplamiento que garantiza una sincronización temporal adecuada.

Un punto importante de estos modelos duales es la modelización de los sumideros que suponen los puntos de unión entre el flujo en tuberías y el flujo superficial. En Chen *et al.* (2007) se realiza una descripción completa de la interacción entre flujos en los sumideros. La interacción bidireccional se calcula a partir de la diferencia de cota en la elevación del agua en la superficie y en la red de drenaje. Se consideran tres tipos de interacción según la posición relativa entre la mayor cota de las dos (h_u), la menor (h_d) y la cota donde se produce la interacción (z_{crest}), en los que se resolverán diferentes ecuaciones de descarga. En el caso de que la cota donde se produce la interacción esté entre la cota del agua en la superficie y en el sistema de drenaje se dará una interacción en vertido libre (Figura 2.1).

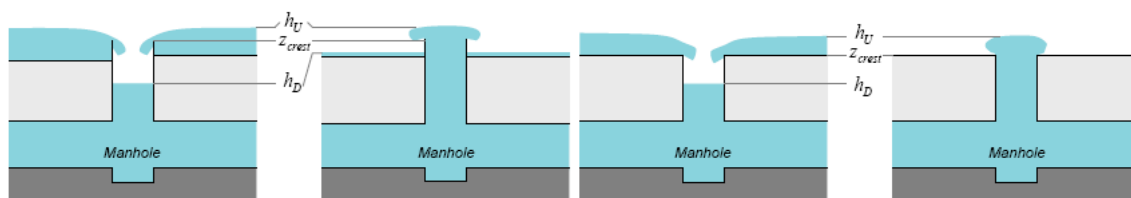


Figura 2.1 Interacciones de vertido libre entre las redes de drenaje superficial y en tuberías (Chen *et al.*, 2007).

La ecuación de vertido sumergido se utiliza cuando las dos cotas de la superficie del agua se encuentran por encima de la cota de interacción, y la diferencia entre la cota mayor y la cota de interacción es menor al cociente entre el área y el ancho del sumidero. En caso contrario se da una interacción tipo orificio. En la Figura 2.2 se muestran ambos casos que sólo se diferencian por la condición mencionada.

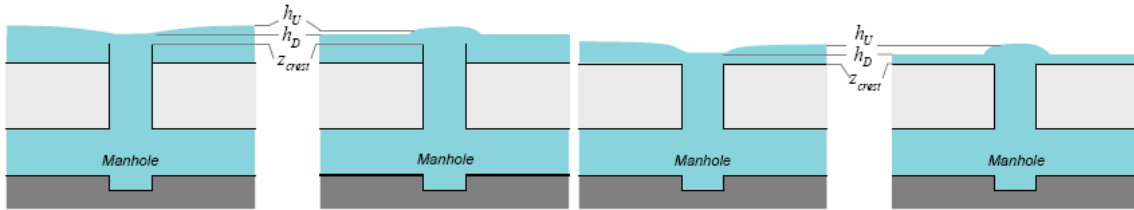


Figura 2.2 Interacción de vertido sumergido si $h_u - z_{crest} \leq \frac{A_s}{w}$ o de orificio en caso contrario (Chen et al., 2007)).

2.3. Validaciones experimentales de modelos de drenaje urbano.

Hay varias aplicaciones de modelos 2D y duales a cuencas urbanas, pero pocas validaciones experimentales. Además muchas de estas validaciones están realizadas en geometrías reales con datos de poca resolución y precisión. Tanto los datos de entrada como son la topografía o la red de drenaje, como los datos de caudal medidos experimentalmente, tienen un grado de incertidumbre muy elevado por estar tomados en redes reales. Lo cual no permite evaluar el modelo numérico de forma tan precisa como en ensayos de laboratorio en los que se controlan todos los parámetros. Este es el caso de Mignot *et al.* (2006), que calibra un modelo de aguas someras con la inundación sufrida en 1988 en Richelieu para después aplicarla a una nueva inundación sufrida en 2002. Este estudio no permite la validación propiamente dicha del modelo por las numerosas incertidumbres que existen. Entre estas incertidumbres se encuentran por ejemplo que los hidrogramas de entrada se estiman a partir de un modelo hidrológico y no se miden directamente como se daría en laboratorio, o que no se considera la interacción con el sistema de drenaje.

La mayor parte de las publicaciones relativas a modelos de drenaje urbano distribuidos o duales se centran en aplicar el modelo con datos sintéticos de precipitación, a comparar diferentes modelos numéricos o a realizar análisis de sensibilidad del modelo a los datos de entrada. En Artina *et al.* (2007), por ejemplo, se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros más relevantes en la aplicación

de dos modelos comerciales al sistema de drenaje en una cuenca industrial. En resumen, hay varias aplicaciones de modelos 2D y duales, pero pocas validaciones con datos de campo o laboratorio a escala real, considerando la precipitación e incluyendo una red de drenaje de tuberías.

3. Metodología experimental

Para la realización de los ensayos de transformación de lluvia-escorrentía se ha construido en el laboratorio de hidráulica del Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil (CITEEC) un modelo dual consistente en un tramo de calle a escala real acoplado a una red de tuberías por medio de sumideros. Los ensayos consisten en medir el caudal desaguado por cada tubería al imponer en el tramo de calle unas condiciones de lluvia y escorrentía determinadas. A continuación, se describe en detalle este modelo, la instrumentación utilizada y los ensayos realizados.

3.1. Montaje experimental

El modelo utilizado se puede dividir en tres partes: un tramo de calle bidimensional sobre el que se generará la lluvia y donde se producirá la escorrentía, un sistema de simulación de lluvia, y una red de drenaje en tuberías. En la Figura 3.1 se incluye un esquema con las diferentes partes del modelo.

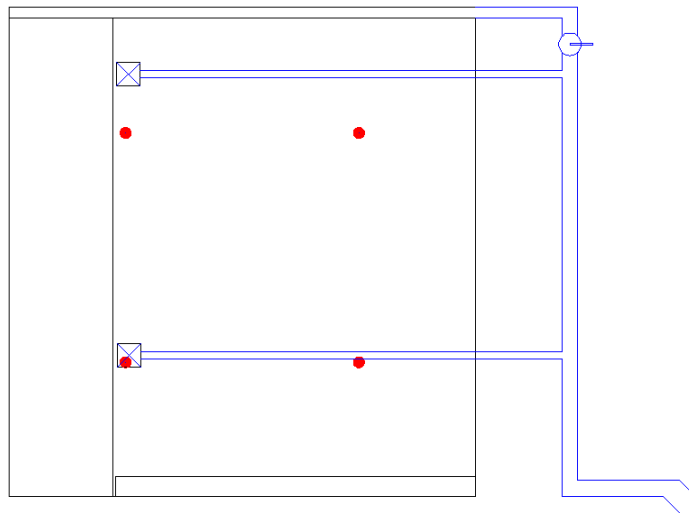


Figura 3.1 Esquema general del modelo con las diferentes partes que lo componen, en negro la geometría bidimensional, en azul la red de drenaje y en rojo los difusores que generan la lluvia.

3.1.1. Tramo de calle bidimensional

La geometría bidimensional consiste en un tramo de calle construido a escala real, lo cual es un aspecto importante del modelo ya que evita cualquier efecto de escala. Para ello se empleó una superficie rectangular de dimensiones 5.98 x 5.87 m,

dividida en una zona de firme hormigonado y una zona de acera. En la Figura 3.2 se acota en detalle la geometría y se muestra una perspectiva general del tramo de calle. Ambas zonas cuentan con una pendiente tanto longitudinal como transversal hacia el bordillo de la calle, las cuales permiten una correcta evacuación del agua. Por ello durante los ensayos, los mayores calados se producirán en la zona de firme próxima al bordillo que tiene una altura de 15cm.

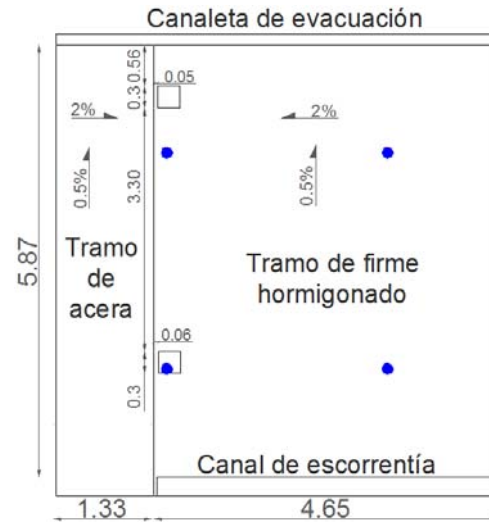


Figura 3.2 Imagen general de la calle (izquierda) y esquema acotado de la planta (derecha).

Si bien existen unas dimensiones y unas elevaciones de proyecto recogidas en los planos de la Figura 3.2, debido a imprecisiones constructivas éstas no tienen por qué ser exactamente iguales a las construidas. Con el fin de conocer con exactitud la topografía real de la calle, se realizó una batimetría una vez construido el modelo. Para ello se cerró la cuenca evitando así la salida de agua y se fue introduciendo agua gradualmente, obteniendo de esta manera diferentes curvas de nivel. En un estudio real es habitual disponer de las dimensiones y elevaciones recogidas en los planos de construcción y no de medidas tomadas en campo. Por esta razón se hace interesante considerar ambas fuentes de datos y estudiar así la influencia del nivel de detalle de la topografía en los resultados. En la Figura 3.3 se presenta el resultado de la batimetría construida y una imagen tomada durante el proceso.

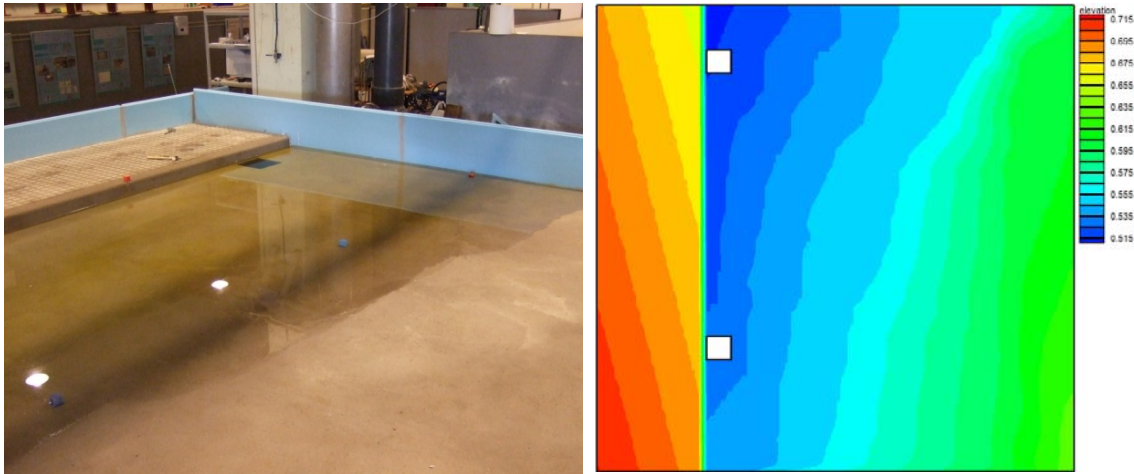


Figura 3.3 Imagen realizada durante el proceso de medición de la batimetría construida (izquierda) y resultado de la batimetría (derecha).

Aguas arriba del modelo, únicamente en el tramo de firme, se construyó un canal para la generación de escorrentía (Figura 3.2). Éste pretende simular las aportaciones que realizarían tramos de calle situados aguas arriba. Debido a la pendiente transversal de la calle, las aportaciones de agua comenzarán por la zona más cercana al bordillo de la acera, y utilizarán más o menos ancho del firme hormigonado dependiendo del caudal de escorrentía que se genere. El agua utilizada para la generación de escorrentía tiene un circuito propio, consiguiendo así que el caudal de escorrentía sea independiente al de la lluvia. Además se ha instalado un caudalímetro en este circuito para facilitar la regulación del caudal. En la Figura 3.4 se incluyen unas imágenes del canal de generación de escorrentía.



Figura 3.4 Fotografía general del canal de generación de escorrentía (izquierda), y detalle de la zona próxima al bordillo donde se está generando escorrentía en un ensayo (derecha).

En el extremo aguas abajo del modelo, y a lo largo de todo el ancho de la calle, existe una canaleta de evacuación que recoge la parte de escorrentía que se

propagaría a los tramos de calle situadas aguas abajo (Figura 2.2). Esta canaleta tiene una sección rectangular con un ancho de 10 cm y una altura de 7 cm. En la parte final de la canaleta se dispone una llave de paso (Figura 3.5), para poder incorporar o no el caudal recogido a la red de tuberías.



Figura 3.5 Canaleta de evacuación con la llave de paso en primer plano.

Para evitar las pérdidas de caudal por los laterales de la calle debido a la dispersión de la lluvia generada, y conservar así las masas de agua entre las entradas y las salidas, se decidió poner en el borde exterior de la acera una pantalla de plástico, como se puede ver en la Figura 3.5.

3.1.2. Sistema de generación de lluvia

El sistema de generación de lluvia está formado por cuatro difusores situados a una altura de 2.10 m sobre la calle, distribuidos de tal manera que generen una lluvia lo más homogénea posible y que cubra toda la superficie de la calle. Para poder repetir los ensayos con facilidad se decidió trabajar siempre con la misma presión de entrada de agua en el sistema, y variar la intensidad de lluvia utilizando diferentes modelos de difusores. Para la realización de los ensayos se contó con tres modelos diferentes de difusores de la marca Spraying Systems, lo que permite simular tres intensidades de lluvia distintas (Tabla 3.1). El tamaño de gota asociado a cada uno de los difusores se encuentra dentro del rango de valores normales para lluvias reales de intensidades parecidas a las utilizadas.

Tabla 3.1 Intensidad de lluvia generada por cada modelo de difusor en la realización de los ensayos, y características principales según fabricante.

Difusor	Intensidad (mm/h)	Ángulo de aspersión (°)	Capacidad (L/min)	Tamaño de gota (mm)
27 WSQ	51.04	106	9.6	2.1
50 WSQ	80.08	106	17.8	2.4
71 WSQ	94.01	105.7	25	2.8

Con el fin de analizar las características de la lluvia simulada se generó un aguacero de intensidad constante y duración conocida. Utilizando un solo difusor y cubriendo la superficie de la calle con una cuadrícula de 10 x10 probetas de 3 cm de radio y separadas 30 cm, se midió el volumen de agua recogido por cada probeta. A partir de este volumen, su área y el tiempo del aguacero se determina la intensidad en cada punto, con lo que se puede obtener un mapa de distribución espacial de la intensidad. En la Figura 3.6 Ensayo para la determinación de la distribución espacial de la intensidad de precipitación generada por cada difusor. se puede ver una imagen de la realización de un ensayo para caracterizar la lluvia.



Figura 3.6 Ensayo para la determinación de la distribución espacial de la intensidad de precipitación generada por cada difusor.

En la Figura 3.7 se presentan los mapas de distribución espacial de la intensidad obtenidos para cada difusor. Se puede comprobar que, aunque existe una corona situada a 1m del difusor en la que la intensidad es del orden de un 10% mayor

respecto a la intensidad media, las intensidades son relativamente constantes en la zona central. A la vista de los resultados, la lluvia es considerada lo suficientemente homogénea para la realización de los ensayos. En los resultados numéricos se analizará la relevancia de la distribución espacial de la lluvia. Para ello se compararán, para una misma intensidad media, las simulaciones realizadas con una distribución homogénea con las realizadas con la distribución de intensidades de la Figura 3.7.

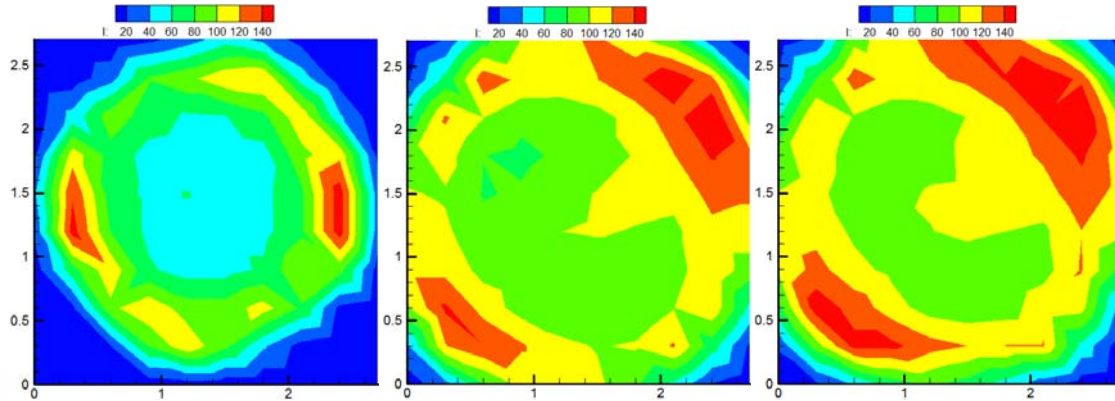


Figura 3.7 Mapas de distribución espacial de la intensidad obtenidos para los modelos de difusores 27 WSQ (izquierda), 50 WSQ (centro) y 71 WSQ (derecha). Los valores de las intensidades están en mm/h y las distancias en m.

A partir de los mapas de distribución espacial de la intensidad (Figura 3.7) se decidió colocar los difusores en las posiciones indicadas en el gráfico de la Figura 3.8. Esta configuración es válida para los tres modelos de difusores y para el rango de intensidades utilizado en los ensayos, lo que facilita la preparación de los ensayos al no tener que mover los difusores en cada ensayo.

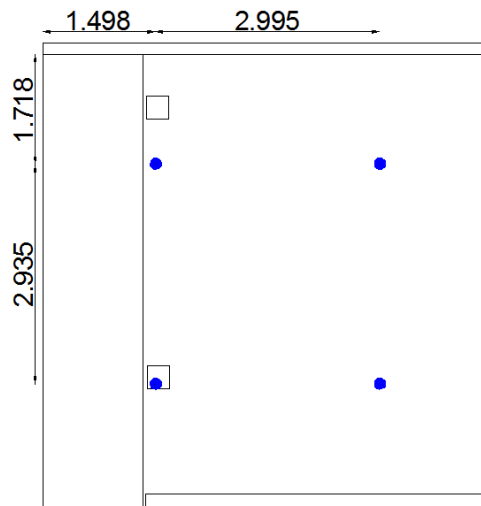


Figura 3.8 Posición de los difusores sobre el tramo de calle.

3.1.3. Red de drenaje

La evacuación del agua de la calle se realiza siempre en lámina libre por dos vías: mediante dos imbornales hacia dos tuberías de 90 mm de diámetro y mediante una canaleta de evacuación (ya descrita en el apartado 3.1.1.). Tanto las tuberías como la canaleta dirigen el agua hasta unas tuberías de 200mm (tuberías 3, 4, 5 y 6 en Figura 3.9), que a su vez desaguan en un pequeño recipiente colocado al final de la tubería 6, y utilizado para medir el caudal total recogido por el sistema de drenaje mediante una sonda de presión. Los imbornales tienen unas dimensiones de 30 x 30 cm, y el agua que desagua por ellos vierte en dos arquetas conectadas respectivamente a las tuberías 1 y 2. En la Figura 3.9 se muestra un esquema y una imagen de la red de drenaje, y en la Tabla 3.2 Características de las tuberías. las características de las tuberías.

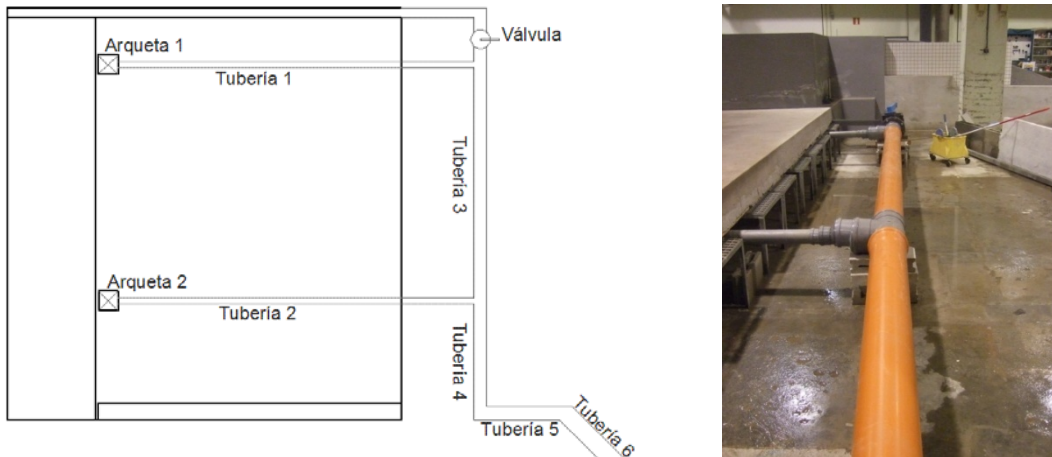


Figura 3.9 Esquema general de la red de drenaje (izquierda) y foto de las tuberías 1, 2, 3 y 4 (derecha).

Tabla 3.2 Características de las tuberías.

Tubería	Diámetro (mm)	Espesor (mm)	Pendiente (%)
1	90	2.5	1.74
2	90	2.5	3.49
3	200	4.9	0.17
4	200	4.9	0.87
5	200	4.9	4.72
6	200	4.9	0.17

3.1.4. Instrumentación

El parámetro medido durante los ensayos es el caudal circulante por cada tubería. Adicionalmente se midió el caudal total desaguado por la red de drenaje en un depósito situado al final de la tubería 6 (ver Figura 3.9). Esto permite realizar un balance entre el caudal que entra y que sale de la cuenca con el fin de comprobar la conservación de la masa de agua en el sistema. En el caso de que se introduzca caudal de escorrentía, también se registra el caudal incorporado mediante un caudalímetro de rotor.

Para medir el caudal en el interior de las tuberías se utilizan sondas DOP2000 que miden la velocidad del flujo 1D. En los ensayos realizados el flujo en las tuberías se produce siempre en lámina libre. La medición de caudales y velocidades con las sondas DOP ha sido una parte muy importante del proyecto debido a la innovación que supone su uso en flujos en lámina libre en tuberías, por lo que ha sido necesario dedicar un tiempo importante al estudio de la técnica de medición y a la calibración de los DOP. Por lo tanto, en el siguiente apartado se va a desarrollar más en profundidad esta técnica.

3.2. DOP2000

El DOP2000 permite medir el perfil de velocidades 1D de un fluido a partir de los cambios de posición de sus partículas entre dos pulsos acústicos consecutivos. El modelo de DOP utilizado es el 2125. A continuación se va a explicar de una forma general su funcionamiento, las ecuaciones empleadas, sus limitaciones y los principales parámetros de ajuste. Se comentarán así mismo las medidas adoptadas para la colocación de las sondas en las tuberías, su posicionamiento y el tratamiento de los resultados.

3.2.1. Funcionamiento y ecuaciones

A pesar del nombre de “Doppler velocimetry”, el DOP no mide la velocidad mediante la búsqueda de la frecuencia Doppler en la señal recibida, sino que las velocidades se derivan de los cambios en las posiciones entre pulsos, y el efecto Doppler desempeña un papel menor. Un emisor envía periódicamente trenes de ondas ultrasónicas, y un receptor recibe de manera continua el eco producido por las partículas presentes en la trayectoria del haz ultrasónico. En el caso de mediciones de velocidad 1D, como es el caso del flujo en tuberías, se puede configurar para que una sola sonda emita y reciba la señal. Mediante el muestreo de los ecos en relación con

las emisiones, se miden los cambios de posición de las partículas presentes en el fluido.

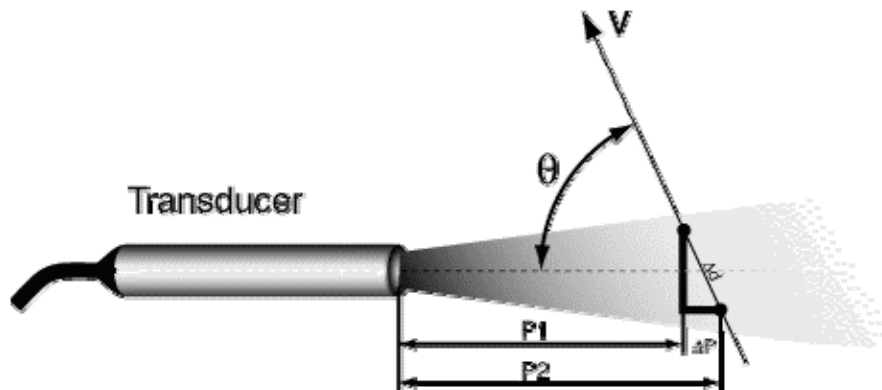


Figura 3.10 Funcionamiento sonda DOP (transducer) para un flujo 1D que se propaga con un ángulo θ respecto de la sonda.

A partir del tiempo de retardo entre la emisión y el eco (T_p), y de la velocidad de la onda en el medio (c), se puede calcular la profundidad de la partícula en la que se ha reflejado el eco (p):

$$p = \frac{c \cdot T_p}{2} \quad (3.1)$$

En el caso de que la partícula se mueva en un ángulo θ respecto al eje del haz ultrasónico, como se ve en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se puede deducir la velocidad de la partícula a partir del cálculo de la variación de su profundidad entre dos emisiones consecutivas, que estarán separadas un tiempo T_{PRF} (Pulse Repetition Frequency):

$$p_2 - p_1 = v \cdot T_{PRF} \cdot \cos \theta \quad (3.2)$$

Por otro lado a partir de la ecuación (3.1), tenemos que:

$$p_2 - p_1 = \frac{c}{2} \cdot (T_{p,2} - T_{p,1}) \quad (3.2)$$

con lo que se obtiene:

$$v = \frac{c \cdot (T_{p,2} - T_{p,1})}{2 \cdot T_{PRF} \cdot \cos \theta} \quad (3.3)$$

De esta forma ya se podría calcular la velocidad a partir de la diferencia de tiempo ($T_{p,2} - T_{p,1}$). El problema es que esta diferencia de tiempo siempre será muy pequeña (del orden de microsegundos). Debido a ello, el DOP mide la diferencia de fase entre los dos ecos recibidos, la cual se puede relacionar con ($T_{p,2} - T_{p,1}$) a partir de la expresión:

$$\varphi = 2\pi \cdot f_e \cdot (T_{p,2} - T_{p,1}) \quad (3.4)$$

siendo f_e la frecuencia de emisión (frecuencia de la onda ultrasónica que se emite) y φ la diferencia de fase entre los dos ecos recibidos. A partir de la ecuación (3.4), sustituyendo en la ecuación (3.3) se puede obtener la velocidad de la partícula, dando como resultado la ecuación de Doppler. Esta ecuación expresa la velocidad de la partícula en función de la velocidad de la onda en el medio (c), el ángulo del flujo respecto al eje de propagación del tren de ondas (θ), la frecuencia de la onda emitida (f_e) y la frecuencia Doppler (f_d).

$$v = \frac{c \cdot \varphi}{4\pi \cdot f_e \cdot \cos \theta \cdot T_{PRF}} = \frac{c \cdot f_d}{2 \cdot f_e \cdot \cos \theta} \quad (3.5)$$

Donde la frecuencia Doppler se define como:

$$f_d = \frac{\varphi}{2 \cdot \pi \cdot T_{PRF}} \quad (3.6)$$

3.2.2. Limitaciones

El rango de velocidades que puede medir el DOP se define según la ecuación (3.5). Si se adoptan diferentes valores de frecuencia de emisión y de frecuencia de PRF (pulse repetition frequency) es posible cubrir una amplia gama de velocidades, desde menores a 1 mm/s hasta algunos m/s. Sin embargo, la información sobre las velocidades sólo está disponible de forma periódica, por lo que esta técnica sufre el teorema de Nyquist. Esto supone que la velocidad máxima en función de los parámetros adoptados se obtiene para $\varphi = \pi$ en la ecuación (3.5):

$$v_{max} = \frac{c}{4 \cdot T_{PRF} \cdot f_e \cdot \cos \theta} \quad (3.7)$$

Además también existe una limitación en la profundidad del perfil de velocidades registrado. El tren de ondas tiene que ser capaz de llegar a la partícula y

volver antes de la emisión del siguiente tren ($T_d < T_{PRF}$). Por lo que la profundidad máxima será función de la velocidad del tren de ondas en el medio y del tiempo entre impulsos (T_{PRF}):

$$p_{max} = \frac{c \cdot T_{PRF}}{2} \quad (3.8)$$

De las dos últimas ecuaciones (3.7) y (3.8) se deduce que un aumento del tiempo entre pulsos (T_{PRF}) aumentará la profundidad máxima medible, lo que implica que el perfil de velocidad tendrá una longitud mayor. Pero un aumento en T_{PRF} también reducirá la velocidad máxima que puede medirse. Por lo tanto la velocidad máxima y la máxima longitud del perfil se relacionan de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$p_{max} \cdot v_{max} = \frac{c^2}{8 \cdot f_e \cdot \cos \theta} \quad (3.9)$$

3.2.3. Variables principales

Hay tres condicionantes principales que influirán en la configuración de los parámetros de medida del DOP: la longitud máxima del perfil o profundidad máxima (p_{max}), la máxima velocidad medible (v_{max}) y la frecuencia de adquisición de los datos (f_a). Según lo visto en los apartados anteriores, las variables más importantes que influyen en estos valores son:

- PRF (Pulse Repetition Frequency): es la frecuencia con la que la sonda emite pulsos para recibir datos de velocidad y corresponde con el inverso del tiempo entre pulsos (T_{PRF}). No es la frecuencia de medida, porque el DOP2000 no devuelve resultados instantáneos, sino que cada perfil que calcula es el promedio de varias medidas. La PRF determina la relación entre la máxima profundidad y la máxima velocidad medible. Una mayor PRF supondrá una mayor velocidad máxima y una menor profundidad máxima debido a que la onda tiene menos tiempo para propagarse hasta la partícula y volver.
- Frecuencia de emisión: existen varios tipos de sondas (transducers) con diferente frecuencia de emisión (f_e). Para el equipo utilizado existe la posibilidad de utilizar sondas de 8, 4, 2, 1 y 0.5 MHz. Para este proyecto se utilizaron sondas de 2 y de 4 Mhz. Si se utiliza una sonda de menor frecuencia de emisión se puede deducir de la ecuación (3.7) que la velocidad máxima

medible será mayor. Sin embargo, a menor frecuencia de emisión se producirá una mayor atenuación de la onda, que es una pérdida de potencia de la onda al propagarse por el medio y que se debe evitar para mejorar la calidad de las medidas. Habrá que adoptar un compromiso entre la velocidad máxima medible y la calidad de las medidas.

- Número de emisiones por perfil (NPRF): es el número de muestras que toma el DOP2000 para calcular cada perfil. Tiene un valor mínimo de 8 y un máximo de 1024. Cuantas más muestras promedie, mayor será la precisión de las medidas y mayor será el tiempo para calcular cada perfil, lo que supone disminuir la frecuencia de medida. En flujos estacionarios esto no representa ningún problema, pero en flujos transitorios el número de emisiones utilizadas para calcular el promedio debe reducirse si se desea una alta frecuencia de medición, lo que aumentará la incertidumbre experimental de las medidas.
- Potencia de emisión (P_e): hay tres posibilidades cualitativas de potencia de emisión: High, Medium y Low. Con una mayor potencia de emisión, la energía reflejada por las partículas será mayor, pero también la señal tendrá más ruido que es algo que se debe evitar.
- Sensibilidad: La sensibilidad es un filtro de energía del DOP. Se aplica para descartar señales con mucho ruido. Si el nivel de energía del DOP es adecuado, la sensibilidad apenas debería influir en la medición.

3.2.4. Instalación y puntos de medida

En cuanto a la instalación de los DOP en las tuberías, un punto importante a tener en cuenta es el de asegurar un buen acoplamiento entre el transductor y el medio. No es posible que exista ninguna interfaz de gas ya que los gases tienen una impedancia acústica muy baja, por lo que se reflejaría toda la energía. El mejor acoplamiento se consigue cuando el transductor se sumerge directamente en el medio, lo cual constituye la aplicación más habitual del DOP.

En este proyecto, se ha optado por colocar las sondas en el exterior de la tubería para evitar perforarla y que interfieran en el flujo de agua. Además es necesario que se encuentren inclinadas en la dirección del flujo para que las medidas de las velocidades sean precisas. Se construyeron soportes exteriores con ranuras para los dos tipos de sondas disponibles (2 y 4 MHz) y con un ángulo de aproximadamente 65° respecto a la horizontal (ángulo θ en Figura 3.10). En el caso de

utilizar un ángulo superior las medidas tendrían menos precisión porque el DOP mide la velocidad en la dirección del eje de la sonda, y con un ángulo menor la profundidad de medida sería mayor y se produciría una atenuación de la onda, además la medida del caudal se tomaría en un tramo más largo de la tubería y no se podría asociar la medición a una sola sección. Por ello se escoge un ángulo de trabajo de las sondas próximo a 65° . Dichos soportes se colocan fijos en la parte inferior de la tubería, como se observa en la Figura 3.11. Estos soportes aseguran un buen acoplamiento y que el ángulo en el que se ponen las sondas no varíe, ya que éstas también se dejan fijas en las ranuras. En el espacio comprendido entre la cabeza de la sonda y la pared de la tubería se utiliza un gel de acoplamiento, con propiedades de transmisión acústica similares a las del agua, para evitar la interfaz gaseosa.

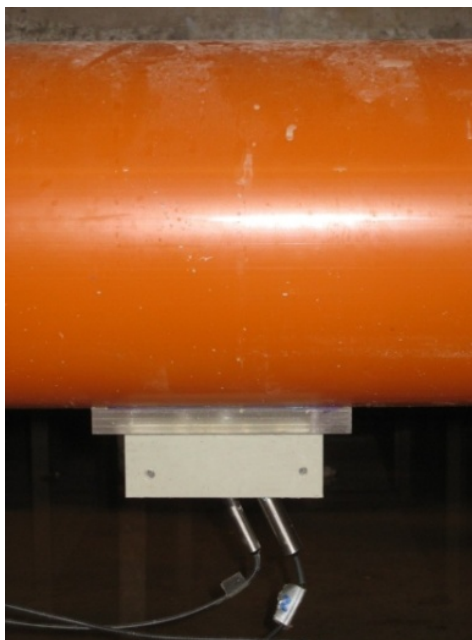


Figura 3.11 Soporte instalado en la parte inferior de la tubería 3, con sondas de 2 y de 4 MHz.

El ángulo teórico al que se colocan las sondas respecto a la horizontal es de aproximadamente 65° , al estar éstas en las ranuras del soporte. Sin embargo, existe una incertidumbre en el ángulo real de trabajo debido al proceso de construcción y colocación de los soportes. Esta incertidumbre tiene una relevancia importante por la variación que supone la desviación de un grado en las lecturas de las velocidades, y por tanto de los caudales calculados (ecuación 3.5). Es necesario por lo tanto realizar una calibración de cada sonda para determinar el ángulo real de trabajo. La metodología de esta calibración se describe en la sección **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Se han colocado sondas DOP en las tuberías 1, 2, 3, 4 y 5 para medir el caudal en cada una de ellas en las posiciones mostradas en la Figura 3.12. En cada tubería se han colocado una sonda de 2 MHz y otra de 4 MHz, excepto en la tubería 1, que sólo tiene una sonda de 2MHz debido a que sólo se disponía de cuatro sondas de 4 MHz. Por lo tanto hay 5 posiciones y 9 sondas (

Tabla 3.3 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). Utilizar dos tipos de sonda en cada tubería hace que haya medidas de caudales redundantes, lo que permite disminuir las incertidumbres de medida y verificar el correcto funcionamiento de las sondas. Además, considerando que la aplicación del DOP a la medida de caudales en estas condiciones no es su aplicación convencional, resulta interesante estudiar su comportamiento utilizando dos tipos diferentes de sonda. Se escogió la tubería 1 para instalar sólo la sonda de 2 MHz porque se observó que las de 4 MHz funcionaban mejor en las tuberías de mayor diámetro. Además la tubería 1 es más adecuada que la tubería 2 porque su caudal será igual al de la tuberías 3 en el caso de que la llave de paso de la canaleta de evacuación esté cerrada. Y en el caso de que esté abierta, sólo hay que sumarle el caudal de la canaleta que calculamos como la diferencia de caudal total desaguado con la llave abierta y cerrada.

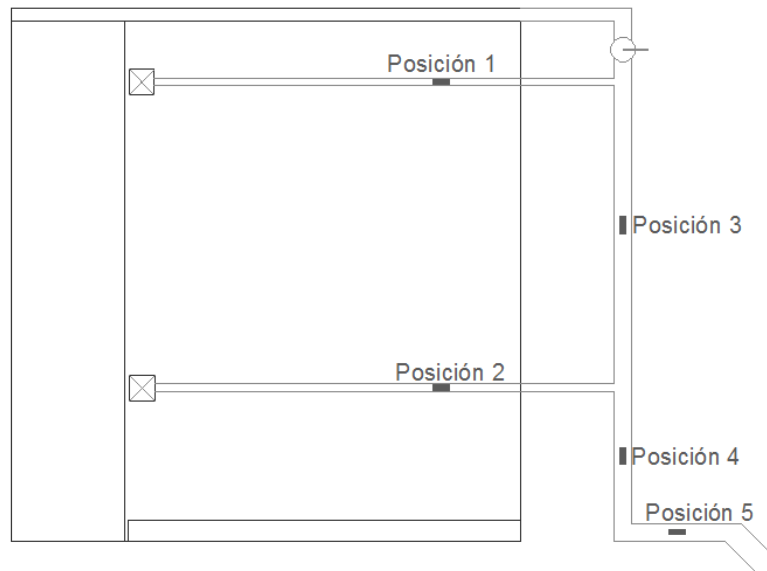


Figura 3.12 Esquema de la posición de las sondas DOP.

Tabla 3.3 Sondas instaladas en cada posición y su frecuencia de emisión

Posición	Sonda	Frecuencia de emisión
1	1	2 MHz
2	2	2 MHz
	3	4 MHz
3	4	2 MHz
	5	4 MHz
4	6	2 MHz
	7	4 MHz
5	8	2 MHz
	9	4 MHz

3.2.5. Cálculo del caudal

El DOP mide un perfil de velocidades 1D en un fluido. Para ello discretiza ese perfil en velocidades tomadas en puntos de medida equiespaciados en la dirección del eje de la sonda (Figura 3.13). Para calcular a partir de dichas medidas el caudal que circula en lámina libre por una tubería, se divide la sección por la que fluye el agua en diferentes celdas, como se muestra en la Figura 3.13. De esta manera se considera que la velocidad en cada celda, de área A_i , es la velocidad del fluido en su punto de medida ($v_{x,i}$). El caudal en esa celda se puede calcular como:

$$\Delta Q_i = A_i \cdot v_{x,i} \quad (3.10)$$

El DOP proporciona la componente de la velocidad en la dirección del eje de la sonda (v_d) y no la velocidad real del flujo ($v_{x,i}$). Si se relacionan estas dos velocidades mediante el ángulo que forma el eje de la sonda con la horizontal (θ) (0) y se escribe el área como el producto del ancho de la celda (B) por la separación vertical entre puntos de medida (Δh), que es constante, la ecuación (3.10) se puede escribir como:

$$\Delta Q_i = \Delta h \cdot B_i \cdot v_{x,i} = \Delta h \cdot B_i \cdot \frac{v_{d,i}}{\cos \theta} \quad (3.11)$$

El ancho de la celda y la separación vertical se pueden escribir en función de la separación entre puntos de medida en la dirección del eje de la sonda (Δl), y del ángulo θ :

$$B_i = 2 \cdot \sqrt{2 \cdot R \cdot h_i - h_i^2} \quad ; \quad h_i = i \cdot \Delta l \cdot \sin \theta \quad (3.12)$$

$$\Delta Q_i = \Delta l \cdot \sin \theta \cdot B_i \cdot \frac{v_{d,i}}{\cos \theta} = 2 \cdot \sqrt{2 \cdot R \cdot i \cdot \Delta l \cdot \sin \theta - (i \cdot \Delta l \cdot \sin \theta)^2} \cdot \Delta l \cdot v_{d,i} \cdot \tan \theta \quad (3.13)$$

De esta manera el caudal total es función de la velocidad en la dirección del eje de la sonda que se obtiene directamente del DOP ($v_{d,i}$), del radio (R) de la tubería, de la separación entre medidas (Δl) y del ángulo que forma el eje de la sonda con la horizontal (θ). En la ecuación (3.14) se puede apreciar la influencia del ángulo de la sonda en el cálculo del caudal, y la importancia de su buena calibración.

$$Q_T = \sum_{i=1}^n 2 \cdot \sqrt{2 \cdot R \cdot i \cdot \Delta l \cdot \sin \theta - (i \cdot \Delta l \cdot \sin \theta)^2} \cdot \Delta l \cdot v_{d,i} \cdot \tan \theta \quad (3.14)$$

Esta aproximación no es estrictamente cierta, ya que la distribución de velocidades real en una tubería en lámina libre es más compleja. Sin embargo, estos errores se absorberán en el proceso de calibración de las sondas junto a otras incertidumbres experimentales, como por ejemplo el ángulo de colocación de la sonda.

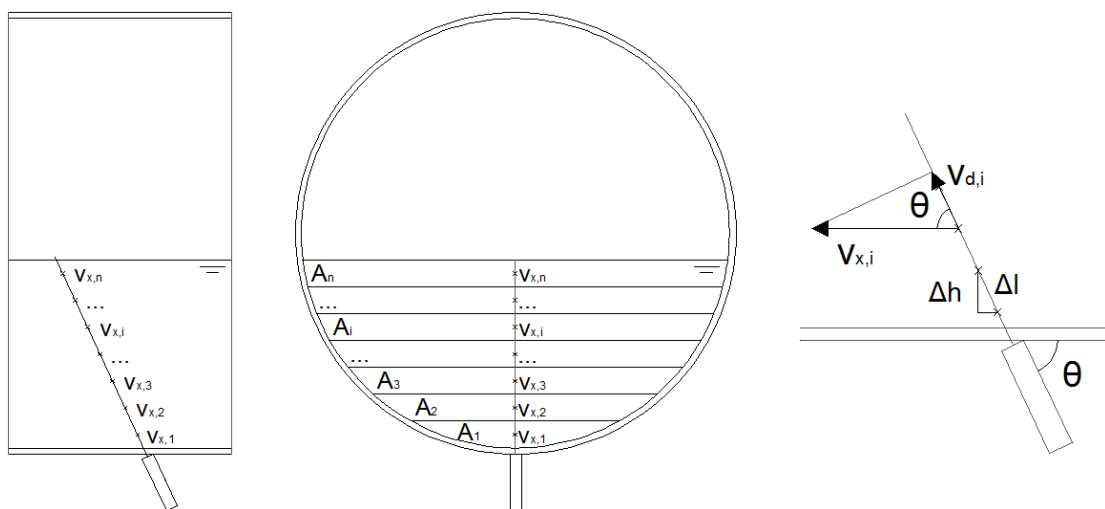


Figura 3.13 Sección longitudinal de la tubería con los diferentes puntos de medida de la velocidad (izquierda), sección transversal de la tubería con las distintas celdas en las que se considera velocidad constante (medio) y relación entre la velocidad medida por el DOP y la velocidad real del flujo (derecha).

3.3. Calibración

3.3.1. Sonda de presión

Para calcular el caudal total evacuado por la red de drenaje se instaló una sonda de presión en el depósito que recoge el volumen de agua saliente. El caudal de salida se puede calcular a partir de las medidas de la sonda de presión como:

$$Q = A \cdot \frac{dp}{dt} \quad (3.15)$$

siendo Q el caudal de salida, A el área del depósito de recogida y p la presión en metros de columna de agua registrada por la sonda en cada instante. Por lo tanto obteniendo el área del depósito (0.4329 m^2), y calculando el calado registrado a partir de la presión, se obtiene el caudal a partir de la pendiente de la curva volumen-tiempo.

Como muestra la Figura 3.14 las medidas de la presión tomadas en cada instante de tiempo por la sonda, y por tanto los volúmenes calculados, sufren oscilaciones debido al movimiento de la lámina de agua. Este movimiento es producido por el agua vertida por la última tubería del sistema de drenaje en el depósito. Para obtener con precisión el caudal total desaguado es necesario eliminar estas oscilaciones filtrando los datos mediante una media móvil. Se observa además que las medidas de presión tomadas en los primeros instantes de tiempo tienen una oscilación mayor, debido a que la sonda de presión se comporta peor para calados bajos. Se decide no tener en cuenta estas medidas al procesar los datos. La pendiente de la media móvil obtenida será igual al caudal total desaguado por la red de drenaje de tuberías.

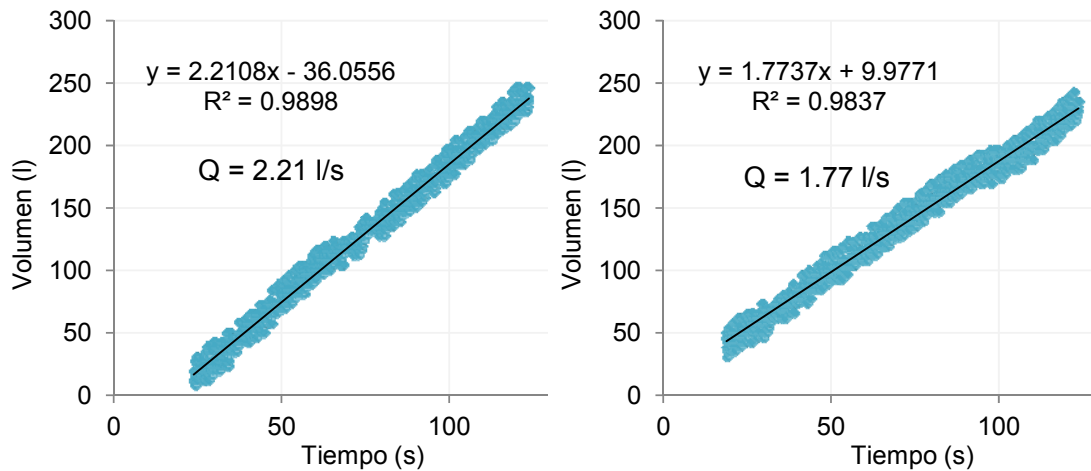


Figura 3.14 Volúmenes calculados en cada instante de tiempo y media móvil para la obtención del caudal total desaguado durante dos ensayos en régimen estacionario.

3.3.2. Sondas DOP

Para calcular correctamente el caudal que circula por cada tubería a partir de las medidas de velocidad tomadas con el DOP es necesario saber con precisión el ángulo en el que está colocada la sonda respecto al flujo de agua, para determinar así tanto a la profundidad en la que se está realizando la medida como la velocidad (ecuación 3.14). Para el cálculo de la velocidad es necesario el ángulo porque el DOP mide la componente de la velocidad en la dirección del haz emitido por la sonda y no la velocidad en la dirección del flujo. Hay la posibilidad de introducir el ángulo como parámetro de entrada del DOP y que la velocidad devuelta sea directamente la de la dirección del flujo, pero se ha decidido no utilizar esta opción y realizar el cálculo tratando los datos brutos, calibrando para ello el ángulo de colocación.

Las ranuras realizadas en el soporte tienen un ángulo de 65° respecto a la horizontal, pero debido a diferentes circunstancias como por ejemplo un ajuste imperfecto de la sonda en el orificio, este ángulo puede variar ligeramente. Además se observa que la variación que supone la desviación de un grado en las lecturas de velocidades es significativa, por lo que se hace necesaria una buena calibración del ángulo que forma cada sonda con la horizontal para obtener unos caudales fiables. Una vez están las nueve sondas colocadas en su posición definitiva y calibradas, éstas no se tocan para realizar los ensayos ya que se modificaría el ángulo de colocación y habría que volver a calibrarlas.

El proceso realizado para la calibración de las sondas DOP es el siguiente: primero se introduce un caudal conocido en la arqueta más próxima a la canaleta de evacuación (arqueta 1) que será el caudal circulante por por las tuberías 1, 3, 4, 5 y 6.

A continuación se toman medidas de las velocidades con las sondas DOP en esas tuberías, tanto con las de 2 MHz como con las de 4 MHz, y se repite el proceso para la arqueta 2 con el fin de tener también medidas con la sonda de la tubería 2. Los caudales con los que se ha trabajado en el proceso de calibración se recogen en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Caudales medidos por la sonda de presión en los ensayos de calibración de las sondas DOP.

Ensayo	Caudal (l/s)	Caudal (l/min)
1	2.211	132.64
2	0.669	40.11
3	1.496	89.78
4	0.171	10.25
5	1.774	106.44
6	1.040	62.4

Para calibrar el ángulo de las sondas DOP se comparan los caudales calculados para calculados para cada sonda mediante la ecuación (3.12) para varios ángulos, con los caudales de la Tabla 3.4. El objetivo es determinar el ángulo de trabajo de la sonda (θ) para el cual existe la mínima diferencia entre unos caudales y otros. Los ángulos calibrados se recogen en la

Tabla 3.5. En la Tabla 3.6 se muestran los caudales reales de los ensayos y los valores de los caudales calculados para cada sonda en los seis ensayos, con los ángulos de colocación calibrados. En los ensayos 5 y 6, las sondas 2 y 3 dan resultados erróneos, por lo que no se tienen en cuenta a en la calibración.

Tabla 3.5 Valores de los ángulos de colocación de las sondas DOP calibrados.

Posición	Sonda	Frecuencia de emisión	Ángulo calibrado (°)
1	1	2 MHz	76
2	2	2 MHz	80.78
	3	4 MHz	69
3	4	2 MHz	64.5
	5	4 MHz	64.5
4	6	2 MHz	71
	7	4 MHz	71
5	8	2 MHz	79
	9	4 MHz	71

Tabla 3.6 Caudales ensayados en el proceso de calibración y caudales medidos con cada sonda con el ángulo de colocación calibrado. Caudales en L/s.

	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Ensayo 4	Ensayo 5	Ensayo 6
Qen (L/s)	2.21	0.67	1.50	0.17	1.77	1.04
Qs1 (L/s)	2.35	0.73	1.38	0.05	1.81	1.21
Qs2 (L/s)	2.18	0.64	1.59	0.08	-	-
Qs3 (L/s)	2.18	0.64	1.59	0.08	-	-
Qs4 (L/s)	2.11	0.81	1.41	0.11	1.72	1.12
Qs5 (L/s)	2.12	0.87	1.48	0.22	1.76	1.15
Qs6 (L/s)	2.32	0.92	1.55	0.10	1.77	1.08
Qs7 (L/s)	2.12	0.77	1.37	0.13	1.84	1.12
Qs8 (L/s)	2.13	0.54	1.61	0.14	1.78	1.07
Qs9 (L/s)	2.07	0.52	1.59	0.07	1.76	1.05

A continuación se mostrará como ejemplo el grado de aproximación que se consigue con la calibración en las sondas 7 y 4, que se corresponde con la sonda de 4 MHz de la posición 4 y con la sonda de 2 MHz de la posición 3. En la

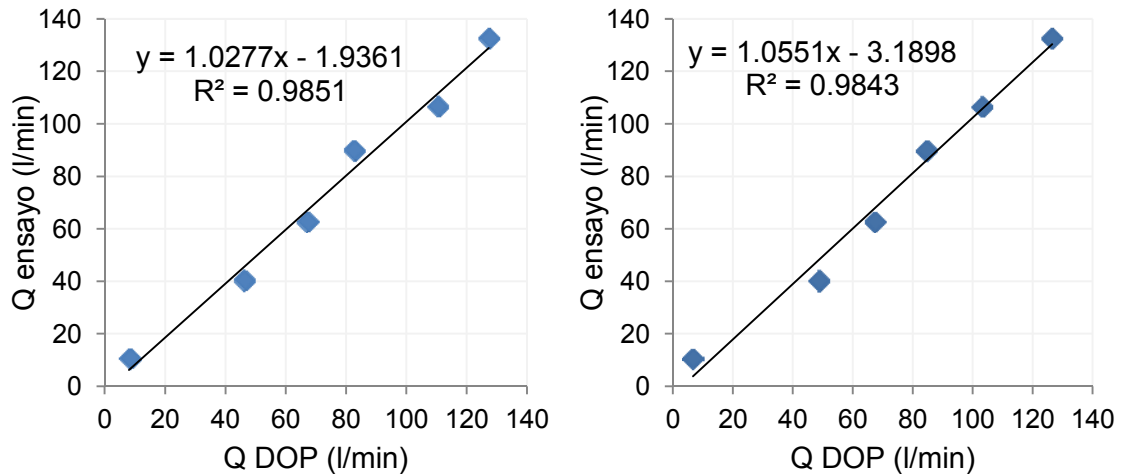


Figura 3.15 se representa un caudal frente al otro para cada ensayo, y se incluye una línea de tendencia para comprobar el grado de incertidumbre en el ajuste. En el mejor de los casos los ángulos medidos y los ángulos de los ensayos serán iguales y la recta tendrá pendiente uno. Cuanto más se acerque la línea de tendencia a una recta de pendiente 1, más precisa será la calibración.

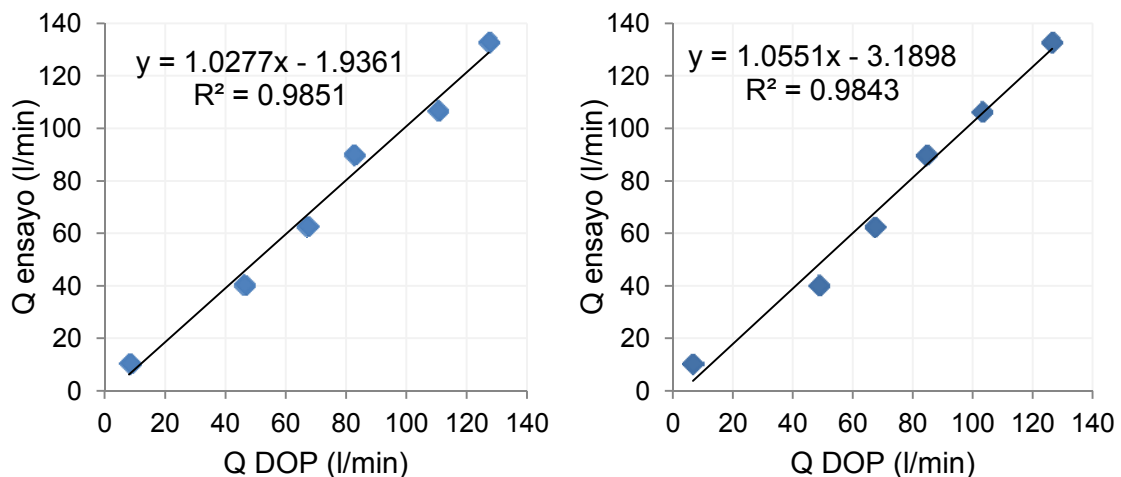


Figura 3.15 Caudal del ensayo frente al caudal medidos por las sondas 7 (izquierda) y 4 (derecha), con línea de tendencia para ver su grado de aproximación.

3.4. Ensayos realizados

Una vez calibrada la sonda de presión y determinados los ángulos de las sondas DOP, el modelo queda preparado para la realización de los ensayos. En cada ensayo se generará distintas intensidades de lluvia y distintos caudales de escorrentía sobre el tramo de calle. Primero se medirá el caudal total desaguado con la llave de paso de la canaleta cerrada, para así conocer el caudal de la canaleta de evacuación, que será igual a la diferencia entre caudales totales desaguados con la llave de paso abierta y cerrada. Después, con la llave de paso abierta y una vez llegado a régimen

permanente, se medirá con todas las sondas DOP el caudal que circula por cada tubería y con la sonda de presión el caudal total desaguado.

Primero se realizarán tres ensayos sólo con lluvia sin generar escorrentía, uno por cada modelo de difusor. Una vez obtenido el caudal que se desagua por la canaleta de evacuación en estos ensayos, se realizarán dos ensayos más por cada modelo. Uno generando un caudal de escorrentía del orden del caudal desaguado por la canaleta, y otro generando aproximadamente el doble. A continuación, en la 0 se recogen las configuraciones adoptadas de lluvia y escorrentía para la realización de cada ensayo experimental.

Tabla 3.7 Configuración de los ensayos

Ensayo	Modelo de difusor	Intensidad de lluvia (mm/h)	Caudal de escorrentía (L/s)
1	27 WSQ	51.04	0
2	50 WSQ	80.08	0
3	71 WSQ	94.01	0
4	27 WSQ	51.04	0.10
5	50 WSQ	80.08	0.18
6	71 WSQ	94.01	0.25
7	27 WSQ	51.04	0.25
8	50 WSQ	80.08	0.37
9	71 WSQ	94.01	0.50

4. Modelo numérico

Los modelos numéricos basados en las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad o ecuaciones de St. Venant bidimensionales, se utilizan cada vez con mayor frecuencia en la modelización de procesos hidrodinámicos tales como el flujo en ríos, canales y estuarios, o la evaluación de zonas inundables. Para la simulación numérica de los fenómenos de lluvia-escorrentía que ocurren en la cuenca estudiada se ha empleado el modelo Turbillon. Los datos de entrada necesarios son la intensidad y distribución espacio-temporal de la lluvia, el caudal introducido por el canal de generación de escorrentía y el MDT de la calle. En el apartado 4.1 se presentará una breve descripción de las ecuaciones y esquemas numéricos resueltos por el módulo hidrodinámico del modelo, pudiéndose encontrar una descripción completa del mismo en Cea *et al.* (2010). En el apartado 0 se definirá la geometría, las distintas condiciones de contorno y la discretización espacial adoptada.

Como resultado de la ejecución del modelo, además de los campos de calado y velocidad en la calle, se obtienen los caudales que entran por las arquetas y por el canal de evacuación. Con estos datos y considerando que en los ensayos realizados en este proyecto técnico se trabaja en régimen permanente, se conocerá el caudal en todas las tuberías para cada simulación, con lo que queda definido el flujo a través de la red de drenaje. Para que esto sea cierto es necesario especificar que para los datos de entrada manejados, la interacción entre el flujo superficial 2D y el flujo 1D de la red de drenaje es siempre unidireccional, y podemos considerar el sistema de drenaje en tuberías con capacidad ilimitada.

4.1. Modelo de drenaje superficial 2D

4.1.1. Ecuaciones

El modelo numérico Turbillon resuelve las ecuaciones de aguas someras 2D. Estas ecuaciones se obtienen promediando en profundidad las ecuaciones tridimensionales RANS (Reynolds Averaged Navier Stokes). Las principales simplificaciones hechas en las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad son las hipótesis de distribución de presión hidrostática (la presión dinámica se desprecia) y un perfil de velocidades homogéneo en profundidad (los términos de dispersión que aparecen debido a la no uniformidad en la velocidad se

desprecian). Ambas hipótesis se cumplen habitualmente en aguas poco profundas en las que el calado es muy inferior a la escala horizontal del flujo, como es el caso de la aplicación que se presenta en este proyecto, lo que justifica el uso de este tipo de modelos para simular la escorrentía superficial generada por la lluvia.

Las ecuaciones de aguas someras 2D son un sistema de tres ecuaciones en derivadas parciales con tres incógnitas, que se definen sobre un dominio espacial 2D. Admitiendo que los efectos de variaciones en la presión atmosférica sobre el dominio espacial, la fuerza del viento, la aceleración de Coriolis y las tensiones turbulentas horizontales son despreciables, las ecuaciones de aguas someras bidimensionales pueden escribirse como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = i - f \quad (4.1)$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + i \cdot V_x - f \frac{q_x}{h} \quad (4.2)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_y^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + i \cdot V_y - f \frac{q_y}{h} \quad (4.3)$$

donde q_x y q_y son las dos componentes del caudal unitario, h es el calado, z_b es la cota del fondo, $\tau_{b,x}$ y $\tau_{b,y}$ son las dos componentes horizontales de la tensión de fondo, ρ es la densidad del agua, g es la aceleración de la gravedad, i es la intensidad de la lluvia, V_x y V_y son las componentes horizontales de velocidad de la lluvia y f es la tasa de infiltración.

La intensidad de precipitación se impone directamente en cada punto del dominio espacial, contribuyendo a la generación de escorrentía. En flujos de escorrentía los calados de aguas son muy pequeños y la turbulencia se debe principalmente al rozamiento de fondo. En esta situación los efectos de la fricción de fondo, pendiente del fondo, la precipitación y la infiltración son los más relevantes del modelo, pudiéndose despreciar el efecto de las tensiones turbulentas horizontales. En las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad el efecto de la turbulencia vertical se introduce en el término de fricción de fondo, que en este caso se calcula con la fórmula de Manning como:

$$\frac{\tau_{b,x}}{\rho} = g \frac{n^2 |u|}{h^{1/3}} u_x \quad ; \quad \frac{\tau_{b,y}}{\rho} = g \frac{n^2 |u|}{h^{1/3}} u_y \quad (4.4)$$

donde n es el coeficiente de Manning, $|u|$ es el valor absoluto de la velocidad y (u_x, u_y) son las componentes de la velocidad en los ejes x e y .

El valor efectivo del coeficiente de Manning debe considerar el efecto de la caída de la precipitación sobre la superficie de escorrentía y las pérdidas de energía generadas por la microtopografía no resuelta en la malla numérica. Por microtopografía se entiende las diferentes características de la superficie con una escala de longitud inferior al tamaño de malla utilizado en la discretización numérica, o no definidas en el Modelo Digital del Terreno (MDT).

La tasa de infiltración en el modelo, se calcula en cada punto espacial utilizando la formulación de Green-Ampt (Chow, 1988). La tasa de infiltración real es igual a la tasa potencial de infiltración excepto cuando el calado de la lámina del agua es demasiado pequeño y no hay suficiente agua para infiltrarse, en cuyo caso la infiltración está limitada por el calado existente en la celda. Otras pérdidas como la evapotranspiración, la interceptación y la retención también pueden considerarse en el modelo. En nuestro caso las pérdidas por infiltración, evapotranspiración, interceptación y detención no son significativas y no necesitan ser consideradas en el modelo.

4.1.2. Resolución de las ecuaciones hidrodinámicas

Las ecuaciones de St. Venant 2D se resuelven en una malla bidimensional no estructurada con un esquema de volúmenes finitos. El dominio espacial se discretiza en volúmenes de control que pueden tener cualquier tipo de forma. El flujo convectivo puede ser discretizado con un esquema de primer o de segundo orden, ambos esquemas de Godunov basados en el promedio de Roe (Toro, 2001). Los esquemas de Godunov son de uso habitual en los modelos de aguas someras, dado que pueden resolver de forma precisa y estable el desarrollo de ondas de choque. Esto es especialmente interesante en aplicaciones en las que el flujo varía rápidamente, como es el caso de la escorrentía superficial en cuencas urbanas, con calados del orden de mm-cm y pendiente de hasta el 5% o el 10%. La fricción del fondo, la lluvia y la infiltración se discretizan con un esquema centrado. El sistema numérico es explícito en el tiempo, por lo que el incremento de tiempo de cálculo al resolver las ecuaciones está restringido por la condición CFL:

$$\Delta t \leq \frac{A}{(U + \sqrt{gh})P} \quad (4.8)$$

donde A y P son respectivamente el área y el perímetro de la celda de cálculo, U la velocidad del agua, g la aceleración de la gravedad y h el calado.

Algunas de las principales dificultades numéricas de la aplicación de modelos de aguas someras en procesos de lluvia-escorrentía son las inestabilidades que produce la presencia de frentes seco-mojado, el bajísimo espesor de las láminas de agua (en muchas regiones de la superficie el calado es del orden de milímetros o centímetros) y las altas tensiones debidas a la fricción de fondo. Todos estos procesos pueden causar problemas de inestabilidad numérica y falta de precisión si los esquemas numéricos utilizados para resolver las ecuaciones de aguas someras no son estables. Otra propiedad deseable del sistema numérico es la conservación de la masa total de agua en el sistema modelado durante todo el cálculo. Aunque esto puede parecer obvio, no todos los esquemas numéricos garantizan la conservación de la masa, sobre todo en la presencia de los frentes seco-mojado con calados de agua muy pequeños, como es el caso estudiado en este proyecto. Además de ser conservativo, el método de volúmenes finitos ha demostrado ser muy robusto y preciso para la modelización de los flujos de aguas poco profundas con frentes seco-mojado y, por tanto, son especialmente adecuados para la simulación de las inundaciones generadas por los procesos de lluvia-escorrentía.

Los únicos parámetros del modelo son el coeficiente de fricción de fondo y las propiedades de infiltración del suelo. La sensibilidad del modelo al coeficiente de fricción de fondo se estudia en este proyecto. En cuanto a la infiltración, al tratarse de una cuenca urbana totalmente impermeable, será nula.

4.2. Modelización del tramo de calle

Para la modelización de la calle se emplean las dimensiones obtenidas directamente de la geometría, ya expuestas en la Figura 3.2. En cuanto a la topografía es habitual en estudios reales disponer sólo de los planos de las calles con las secciones correspondientes y no disponer de medidas directas tomadas en campo. Por ello se estudiará la sensibilidad del modelo a disponer o no de las cotas exactas. Para ello se utilizará primero un MDT obtenido a partir de los planos constructivos de la geometría, y posteriormente la batimetría real construida, y se compararán los resultados.

Como la geometría de la cuenca de estudio tiene unos contornos rectos y los elementos interiores (los imbornales) también lo son, la malla utilizada será estructurada formada por elementos rectangulares. Primero, por simplicidad, se probó con una malla formada por elementos de tamaño homogéneo. De esta manera en la zona próxima al bordillo de la acera, que es por donde preferentemente circulará el agua, el mallado no es lo suficientemente fino para modelar el escalón de forma correcta, y aparecen calados en la acera como si el escalón fuese en pendiente y no vertical. Por otro lado una malla homogénea suficientemente fina para modelar bien el escalón no es computacionalmente eficiente, por lo que se decidió adoptar una malla rectangular con una franja de elementos más finos en la zona cercana al bordillo (Figura 4.1). Con esta malla se logra aumentar la precisión en la zona del escalón como se muestra en la Figura 4.2.

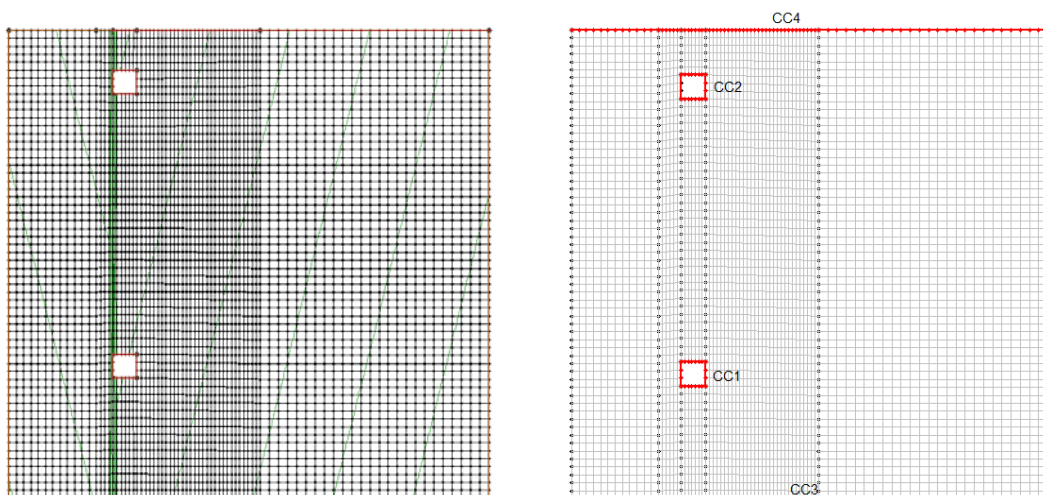


Figura 4.1 Mallado utilizado en las simulaciones numéricas. En verde curvas de nivel obtenidas a partir de los planos (izquierda) y esquema de las condiciones de contorno del modelo (derecha).

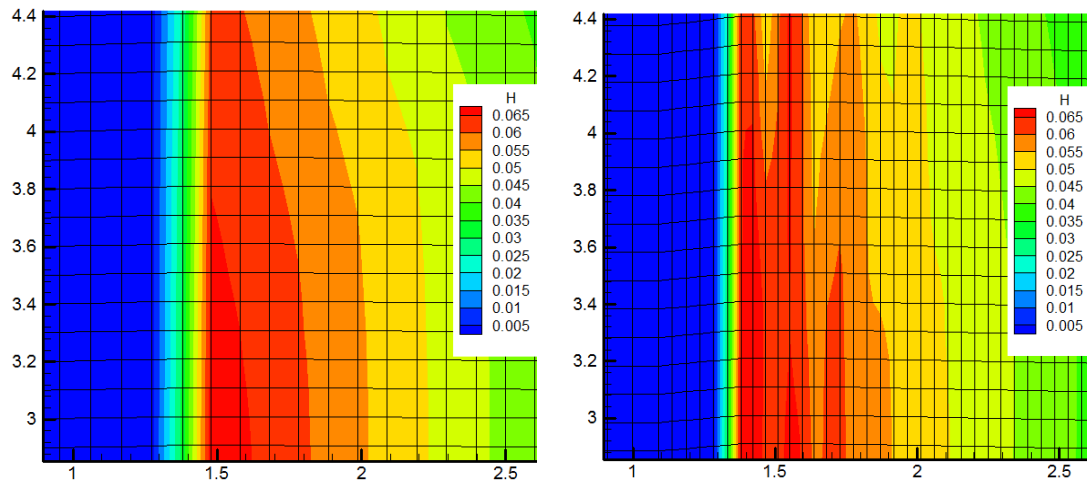


Figura 4.2 Detalle de los resultados numéricos obtenidos en la zona del bordillo utilizando una malla homogénea (izquierda) o una malla más fina en esta zona (derecha) para simulaciones con los mismos datos de precipitación y escorrentía. Las unidades de los calados y las coordenadas están en m.

En la Figura 4.1 aparecen las condiciones de contorno impuestas en el modelo numérico. Las condiciones CC1 y CC2 corresponden a los dos sumideros. En trabajos anteriores con cuencas mayores los sumideros se han modelado en elementos singulares de la malla con un coeficiente de descarga asociado. En dichos elementos del modelo se sustrae el agua que absorbe el sumidero en función del coeficiente de descarga, del área del sumidero y del calado en los elementos contiguos. En el presente proyecto se intentó realizar de la misma manera, pero debido a la escala del modelo el tamaño de los sumideros es mayor que los elementos de la malla, por lo que no se pueden modelar de este modo. Una solución es situar un sumidero en cada elemento que ocupe el imbornal (Figura 4.3). De esta manera se consigue que el calado sea nulo sobre los sumideros centrales pero el agua circula por encima del imbornal en el resto de su área, lo cual no se corresponde con la realidad para el rango de calados manejados. Para resolver este problema, en las simulaciones realizadas en este proyecto se han utilizado condiciones de contorno de vertido libre en los perímetros de los imbornales, imponiendo en ellos calado crítico. Esta condición sólo es válida si se asume que no se va a superar la capacidad de drenaje de las tuberías y por tanto no van a entrar en carga. Aguas arriba (CC3) se impone la aportación del caudal del canal de escorrentía, teniendo que especificar para cada ensayo el valor de este caudal en m^3/s . La entrada de agua en el modelo se realizará por el punto de menor cota, que será la parte baja del bordillo, y ocupará una mayor o menor anchura según el caudal impuesto. Por último, aguas abajo se impone una condición de vertido libre (calado crítico) que corresponde con el agua recogida por la canaleta de evacuación (CC4).

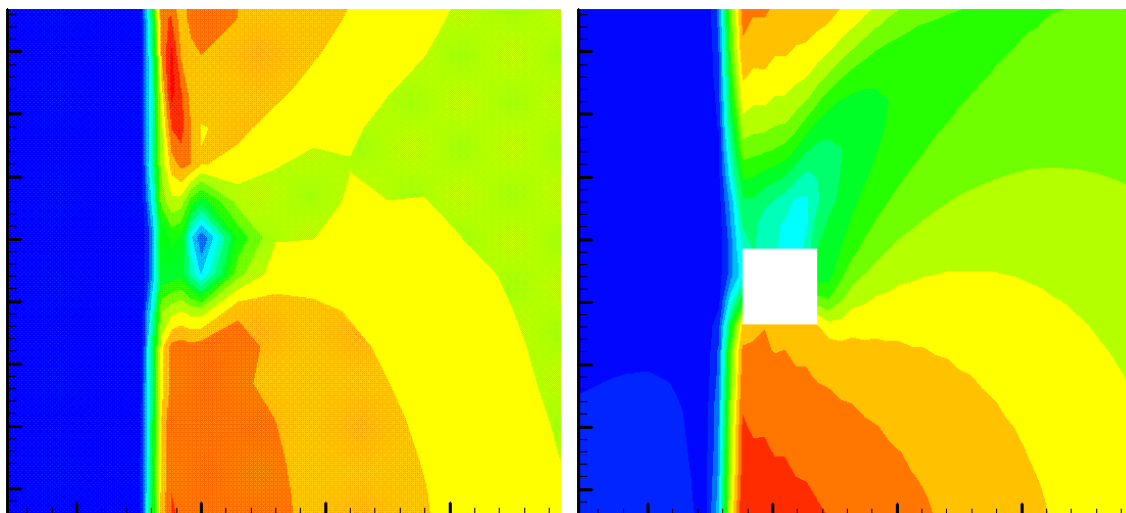


Figura 4.3 Simulación con los imbornales modelados como sumideros en cada elemento ocupados por el imbornal (izquierda), y simulación con solución adoptada imponiendo calado crítico en el perímetro del imbornal para la misma lluvia y esorrentía (derecha).

5. Resultados

5.1. Resultados experimentales

Para cada uno de los ensayos definidos en la Tabla 3.7 se obtiene como resultado el caudal en cada tubería calculado a partir de las medidas de las sondas DOP, el caudal total desaguado en la tubería 6 medido con la sonda de presión y el caudal desaguado por la canaleta de evacuación. A continuación, en la Tabla 5.1, se presentan los resultados de estos ensayos. Los resultados de caudales obtenidos a partir de la sonda 3 son erróneos y no se incluyen en la tabla. Los caudales desaguados por la canaleta sólo se midieron en los tres primeros ensayos, para el resto se han de deducir a partir de las sondas de las tuberías 1 y 3 (ver Figura 3.9).

Tabla 5.1 Caudales experimentales para cada sonda (Q_{sj}), la canaleta (Q_c) y el total desaguado (Q_{tot}) para cada uno de los nueve ensayos.

	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9
Qs1 (L/s)	0.31	0.45	0.45	0.35	0.54	0.63	0.31	0.41	0.51
Qs2 (L/s)	0.06	0.13	0.20	0.20	0.54	0.69	0.46	0.93	0.77
Qs3 (L/s)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Qs4 (L/s)	0.40	0.67	0.71	0.55	0.83	0.97	0.56	0.80	0.89
Qs5 (L/s)	0.37	0.61	0.76	0.47	0.67	0.71	0.48	0.63	0.68
Qs6 (L/s)	0.44	0.75	0.89	0.52	1.01	1.26	0.75	1.21	1.58
Qs7 (L/s)	0.48	0.79	0.90	0.67	1.00	1.37	0.92	1.36	1.72
Qs8 (L/s)	0.32	0.67	0.91	0.52	1.03	1.13	0.88	1.19	1.87
Qs9 (L/s)	0.45	0.71	0.92	0.58	1.06	1.27	0.79	1.35	1.85
Qc (L/s)	0.12	0.18	0.25	-	-	-	-	-	-
Qtot (L/s)	0.50	0.78	0.92	0.60	0.96	1.16	0.75	1.15	1.42

Los resultados son coherentes y los mayores errores entre sondas situadas en la misma posición están en torno al 15%. En la Figura 5.1 se resumen los resultados de los ensayos 3 y 7. En ellos se representa de forma esquemática el sistema de tuberías y se le añaden los resultados de los caudales en la posición de cada sonda.

En estos esquemas se pueden ver con más claridad los cierres de caudales y la dispersión de los resultados experimentales. En el ensayo 3 se observa una dispersión en los resultados de entre un 5-10%, y los cierres de caudales son precisos. Sin embargo el ensayo 7 tiene errores hasta del 20% y en los cierres de caudales hay incoherencias, sobre todo en el caudal calculado con la sonda 2. Los resultados de esta sonda en general son menos precisos que el resto de las sondas. En los ensayos 1 y 2 es coherente con el cierre de caudales de las tuberías 2, 3 y 4 pero en el resto de ensayos el error es significativamente mayor al del resto de las medidas. En la validación no se utilizan los datos de la sonda 2, y el caudal en la tubería 2 se deduce a partir de las medidas de las sondas 4 y 5 y del caudal total.

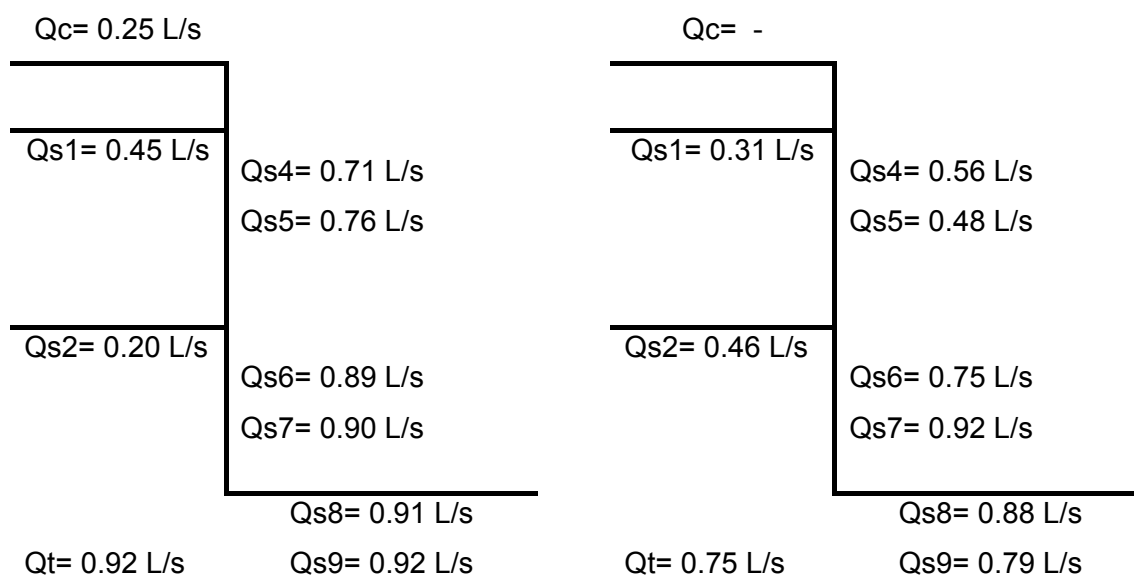


Figura 5.1 Esquema de los resultados de los ensayos 3 (izquierda) y 7 (derecha).

A continuación se muestran perfiles de velocidades que se obtienen directamente a partir de las medidas de las sondas DOP. Para un cálculo correcto del caudal es necesario delimitar la zona por la que circula el agua. Para ello, observando el perfil, se determina la altura a la que se encuentra el fondo de la tubería, que será la cota 0, y la altura de la lámina de agua. Estos dos puntos son importantes para calcular el caudal ya que pueden variar el resultado de manera importante. En algunos casos (Figura 5.2) se pueden determinar fácilmente identificando el cero como el punto donde empiezan las velocidades, y la cota de la lámina de agua como el punto en el que descienden bruscamente debido al efecto de la superficie libre sobre la onda

acústica emitida por el DOP. En otros casos (Figura 5.3) su determinación no es tan clara, introduciéndose un cierto grado de incertidumbre en el caudal calculado en función del criterio utilizado para definir la localización de la lámina libre.

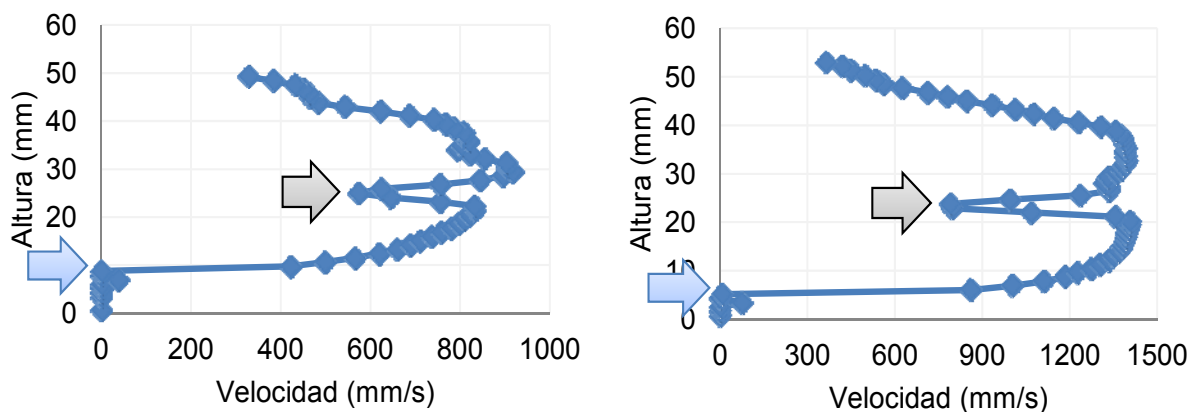


Figura 5.2 Perfiles de velocidad resultantes de la sonda 6 en el ensayo 2 (izquierda) y de la sonda 9 en el ensayo 6 (derecha). La flecha azul indica el punto tomado como cota 0 y la gris la altura de lámina de agua.

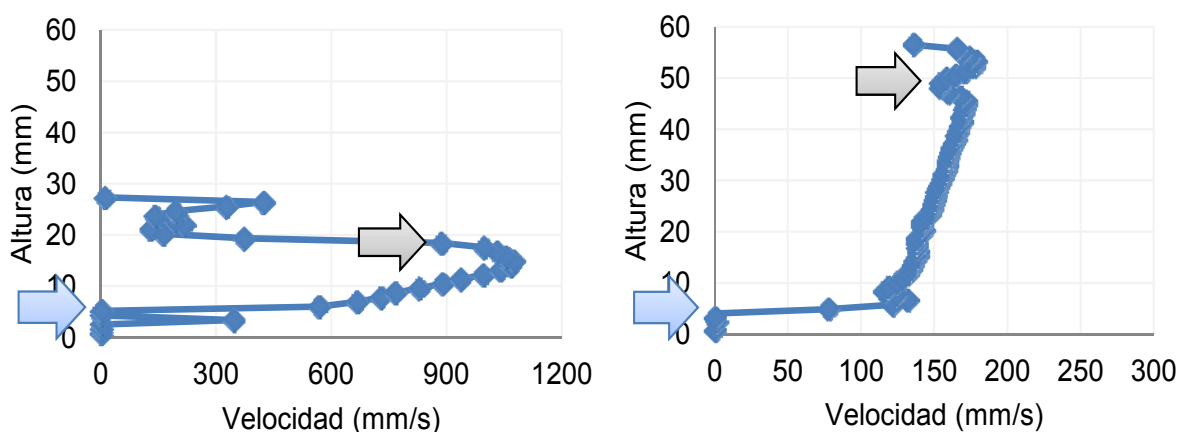


Figura 5.3 Perfiles de velocidad resultantes de la sonda 9 en el ensayo 3 (izquierda) y de la sonda 4 en el ensayo 6 (derecha). La flecha azul indica el punto tomado como cota 0 y la gris la altura de lámina de agua.

En las tuberías 3, 4 y 5 se obtienen como resultado dos caudales a partir de los perfiles de velocidades de las sondas de 2MHz y de 4MHz instaladas. Estos perfiles dan como resultado caudales que en los ensayos realizados difieren en torno a un 10-15%. En la Figura 5.4 se pueden apreciar las diferencias que existen al medir con una sonda de 2MHz y con otra de 4MHz. Las sondas de 2MHz tienen una mayor energía, superando la pared de la tubería y propagándose en el agua con una atenuación menor que las sondas de 4MHz. Por otro lado, las sondas de 2MHz tienen una menor resolución espacial de medida, y los perfiles no son tan definidos, lo que disminuye la precisión en el cálculo del caudal en comparación con las sondas de 4MHz, al

disponer de menos puntos para integrar el perfil de velocidades y para localizar la posición de la lámina libre

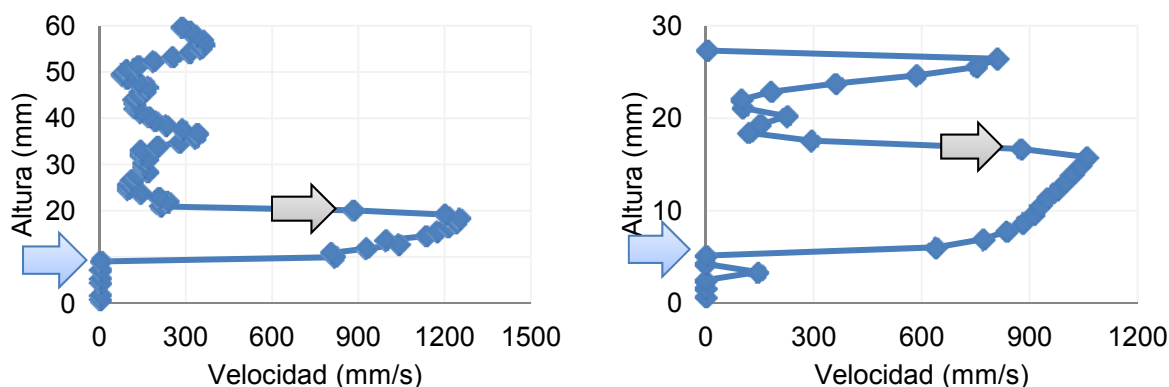


Figura 5.4 Perfiles de velocidad resultantes en el ensayo 6 medido por la sonda 8 de 2MHz (izquierda) y por la sonda 9 de 4MHz (derecha). La flecha azul indica el punto tomado como cota 0 y la gris la altura de lámina de agua.

5.2. Resultados numéricos

5.2.1. Análisis de sensibilidad a imprecisiones constructivas en la topografía

En este apartado se va a estudiar la influencia del nivel de detalle de la topografía en los resultados. Se analizan seis casos con intensidades de lluvia y caudales de escorrentía diferentes y se comparan los resultados obtenidos, con la batimetría obtenida a partir de los planos y con la batimetría real. Las cotas de fondo para las dos batimetrías son las representadas en la Figura 5.5. Se utilizan las mismas intensidades de lluvia que en los ensayos experimentales. Para cada intensidad se realiza una simulación sin escorrentía y otra con un caudal de escorrentía elevado. El objetivo de generar una escorrentía elevada es comprobar si la topografía tiene más influencia en la escorrentía generada directamente por la lluvia o en la propagación de la escorrentía generada aguas arriba. Todos los casos se realizan con una distribución homogénea de la intensidad de lluvia y con el mismo coeficiente de Manning ($n = 0.02$). Para cada caso se comparan los caudales desaguados por los sumideros y por la canaleta de evacuación con las dos batimetrías (Tabla 5.2).

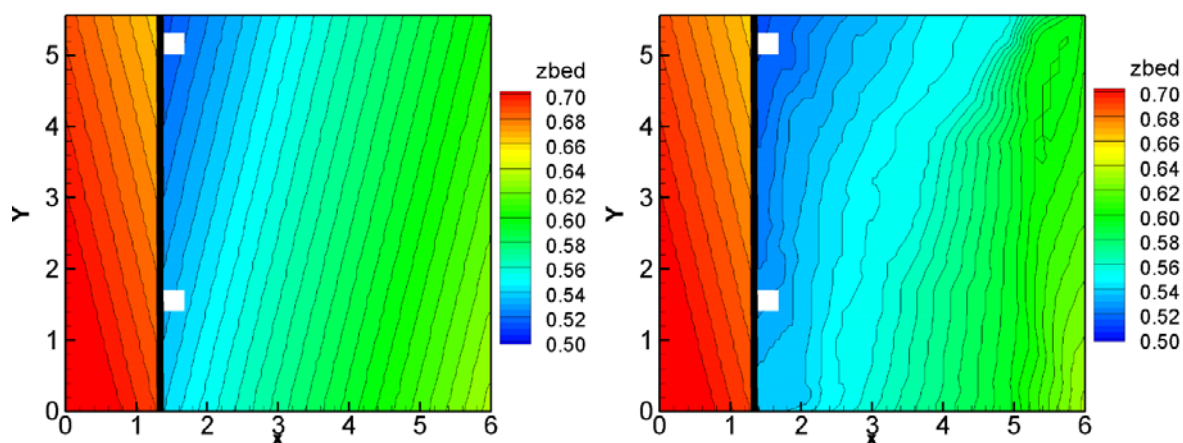


Figura 5.5 Cotas de fondo de la batimetría realizada a partir de los planos (izquierda) y de la batimetría real (derecha). Cotas en m.

Tabla 5.2 Comparación de caudales evacuados por los sumideros y por la canaleta con la batimetría obtenida a partir de los planos y con la batimetría real. Cada caso de comparación está definido por la intensidad (P) y caudal de precipitación (Q_p) y por el caudal generado de escorrentía introducido aguas arriba (Q_{in}).

Caso test	P (mm/h)	Q _p (L/s)	Q _{in} (L/s)	Batimetría planos			Batimetría real		
				Q _{s1} (L/s)	Q _{s2} (L/s)	Q _c (L/s)	Q _{s1} (L/s)	Q _{s2} (L/s)	Q _c (L/s)
1	51.04	0.5	7	2.26	4.70	0.54	2.03	4.72	0.75
2	51.04	0.5	0	0.26	0.17	0.07	0.21	0.19	0.09
3	80.08	0.78	11	3.57	6.38	1.83	3.19	6.37	2.21
4	80.08	0.78	0	0.41	0.26	0.11	0.33	0.30	0.15
5	94.01	0.92	15	4.69	7.93	3.29	4.17	7.80	3.95
6	94.01	0.92	0	0.47	0.31	0.13	0.38	0.35	0.17

La utilización de la batimetría real no afecta significativamente al caudal que desagua por el sumidero 2. Sin embargo, los caudales desaguados por el sumidero 1 y por la canaleta se ven ligeramente modificados. Las diferencias son del orden del 10-15%. En todos los casos parte del agua que se vierte en el sumidero 1 con la batimetría de los planos, desagua por la canaleta si se utiliza la batimetría real. Esto es debido a que la pendiente transversal y longitudinal en la parte próxima al sumidero 1 es más suave en la batimetría real que en los planos (Figura 5.5). Se observa también que la introducción de escorrentía aguas arriba no varía la sensibilidad de los resultados a la topografía.

A continuación se muestra el caso de comparación 1 con más detalle. Se recogen los resultados de los campos de calados (Figura 5.6) y de velocidades (Figura 5.7) para la batimetría de los planos y la batimetría real. Los calados para ambas batimetrías son parecidos, aunque existe una disminución de los calados aguas arriba del sumidero 1 y un aumento entre los sumideros cuando se utiliza la topografía real en los cálculos. Respecto a las velocidades, también se produce una disminución aguas arriba y entorno al sumidero 1, así como una distribución menos homogénea con la batimetría real que con la batimetría de los planos. En todo caso, las diferencias son poco significativas.

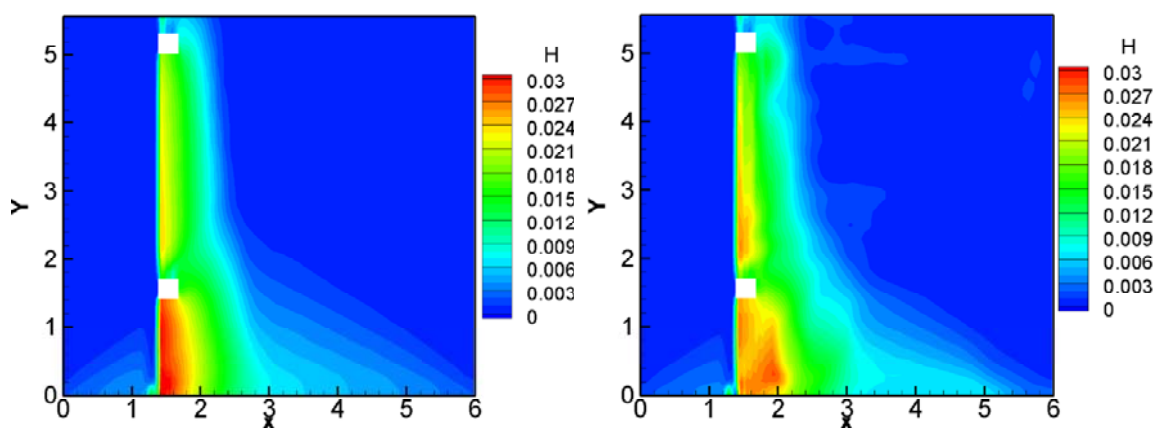


Figura 5.6 Campo de calados del caso 1 para la batimetría obtenida a partir de los planos (izquierda) y para la batimetría real (derecha). Calados en m.

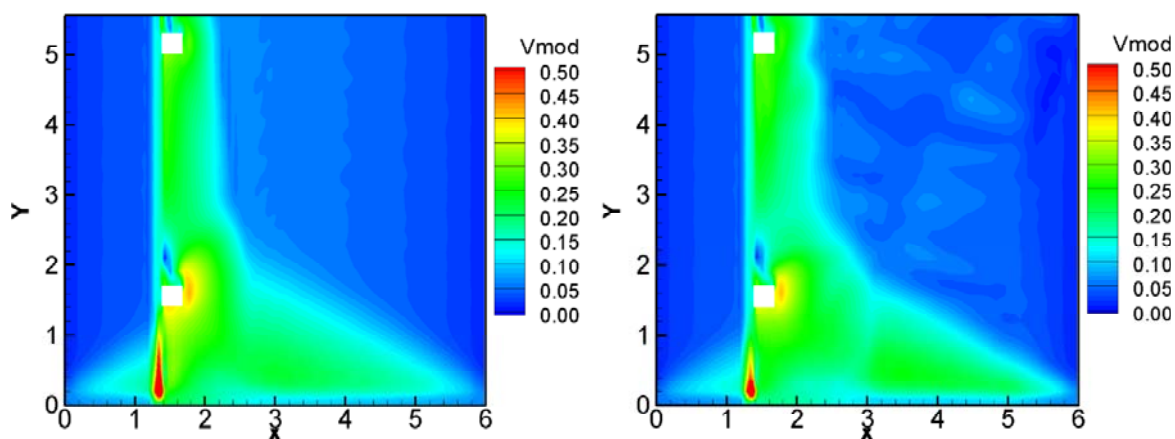


Figura 5.7 Campo de velocidades del caso 1 para la batimetría obtenida a partir de los planos (izquierda) y para la batimetría real (derecha). Velocidades en m/s.

Con las líneas de flujo incluidas con la Figura 5.8 se puede apreciar que el agua que desagua en el sumidero 2 tiene un recorrido corto y por ello el caudal en este sumidero no se ve tan afectado por la topografía como el caudal del sumidero 1 y de la

canaleta. También se pueden observar líneas de flujo que en la topografía real desaguan en la canaleta en lugar de en el sumidero 1.

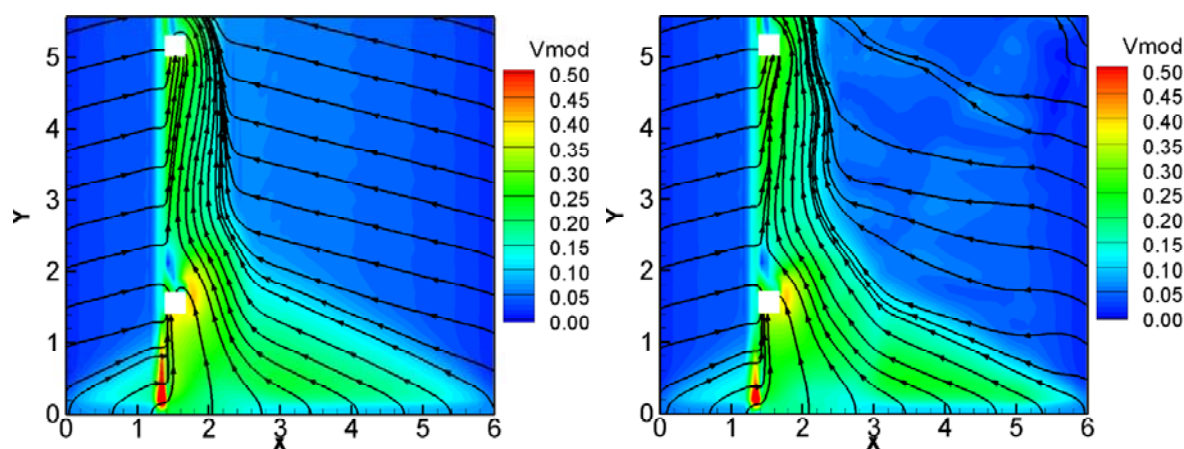


Figura 5.8 Campo de velocidades del caso 1 con líneas de flujo para la batimetría realizada a partir de los planos (izquierda) y la batimetría real (derecha). Velocidades en m/s.

5.2.2. Análisis de sensibilidad a la distribución espacial de la precipitación

En este apartado se estudia la influencia de la distribución espacial de la lluvia en los resultados. Se comparan seis casos con intensidades de lluvia y caudales de escorrentía diferentes. Cada caso se calcula con una distribución espacialmente homogénea y con la distribución espacial de la intensidad de lluvia medida experimentalmente (Para introducir la intensidad de lluvia espacialmente distribuida se utilizan los resultados de los mapas de intensidades realizados para cada difusor (Figura 3.7). Se utilizan las tres intensidades de lluvia de los ensayos experimentales. Con cada intensidad se realiza una simulación sin introducir escorrentía aguas arriba y otra introduciendo un caudal de escorrentía del orden del desaguado por la canaleta. Es importante que este caudal no sea excesivo para que no oculte el efecto de utilizar una distribución u otra de lluvia.

Todos los casos se realizan con la batimetría real y con el mismo coeficiente de Manning ($n = 0.02$). Se comparan los caudales desaguados por cada sumidero y por la canaleta de evacuación con lluvia homogénea y no homogénea (Tabla 5.3). En la Figura 5.9 se muestra el mapa de intensidades de lluvia en todo el tramo de calle para una intensidad de lluvia media de 80.08 mm/h, que se corresponde con la generada por el modelo de difusor 50 WSQ.

Tabla 5.3 Comparación de caudales evacuados por los sumideros y por la canaleta con lluvia homogénea y lluvia distribuida.

Caso test	P (mm/h)	Qp (L/s)	Qin (L/s)	Lluvia homogénea			Lluvia distribuida		
				Qs1 (L/s)	Qs2 (L/s)	Qc (L/s)	Qs1 (L/s)	Qs2 (L/s)	Qc (L/s)
1	51.04	0.5	0.12	0.22	0.31	0.09	0.22	0.29	0.10
2	51.04	0.5	0	0.21	0.19	0.09	0.22	0.17	0.10
3	80.08	0.78	0.18	0.33	0.48	0.15	0.34	0.47	0.15
4	80.08	0.78	0	0.33	0.30	0.15	0.34	0.29	0.15
5	94.01	0.92	0.25	0.39	0.60	0.17	0.40	0.59	0.17
6	94.01	0.92	0	0.38	0.35	0.17	0.39	0.35	0.17

Con lluvia espacialmente distribuida los caudales captados por los sumideros y por la canaleta prácticamente no varían con respecto a las simulaciones con lluvia homogénea. La introducción de la lluvia de esta manera añade la incertidumbre de la orientación de cada difusor, ya que los mapas de intensidades no son axisimétricos. Debido a esta incertidumbre y a la vista de los resultados de la Tabla 5.3, se considera adecuada la utilización en el modelo numérico de lluvia homogéneamente distribuida para la validación experimental.

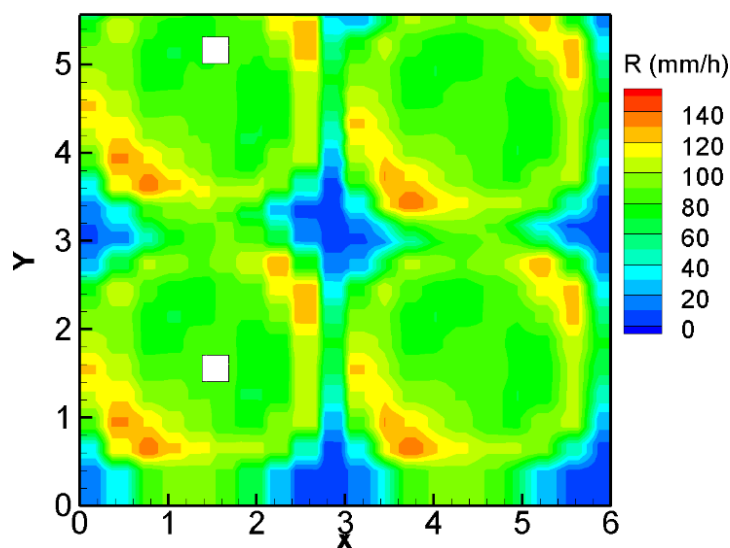


Figura 5.9 Mapa de intensidades de lluvia para una precipitación espacialmente distribuida (derecha) con una intensidad media 80.08 mm/h.

A continuación se describe el caso de comparación 4 con más detalle. Se recogen los resultados de los campos de calados (Figura 5.10) y de velocidades

(Figura 5.11) para una distribución de la precipitación homogénea y no homogénea. Los resultados de calados son muy parecidos y visualmente no se observan diferencias. En cuanto a las velocidades, a pesar de que en los bordes de la calle se ven reducidas al existir zonas no alcanzadas por la lluvia generada, en la zona central donde se produce la mayor parte del flujo los resultados son muy similares. Esta similitud se puede observar también en la Figura 5.12, en la que se incluyen las líneas de flujo. Se puede concluir por lo tanto que a efectos prácticos es equivalente utilizar una lluvia homogénea o distribuida en el modelo numérico. Por simplicidad se utilizará una lluvia homogénea en la validación experimental.

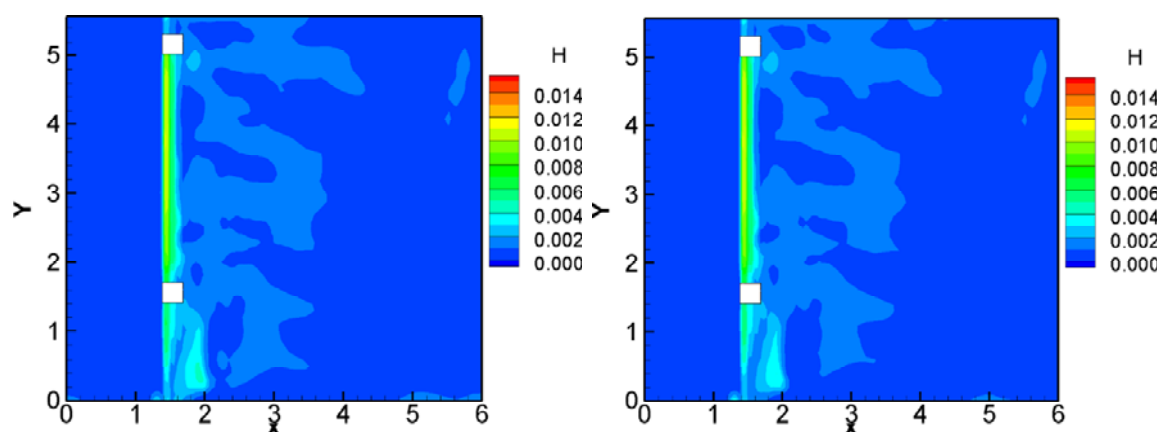


Figura 5.10 Campo de calados del caso 4 para una lluvia homogénea (izquierda) y una lluvia espacialmente distribuida (derecha). Velocidad en m/s.

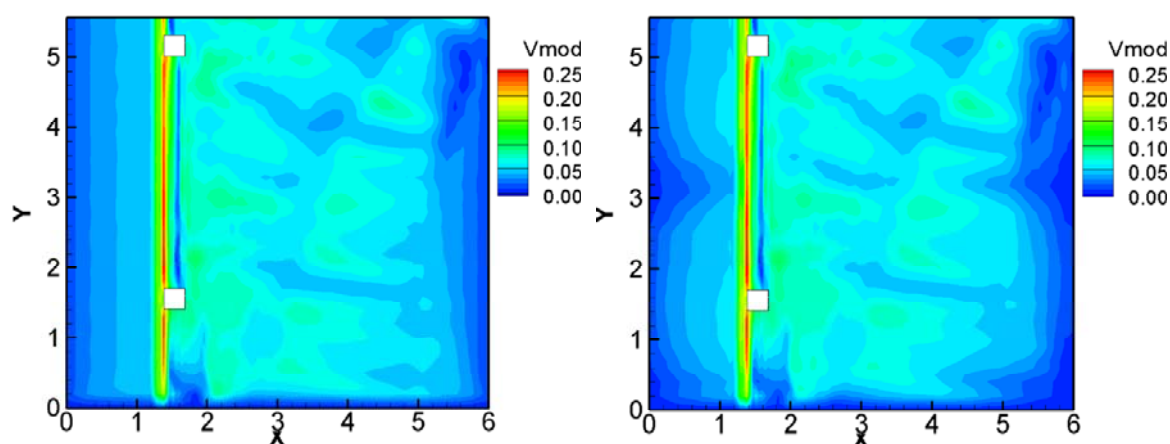


Figura 5.11 Campo de velocidades del caso 4 para una lluvia homogénea (izquierda) y una lluvia espacialmente distribuida (derecha). Velocidad en m/s.

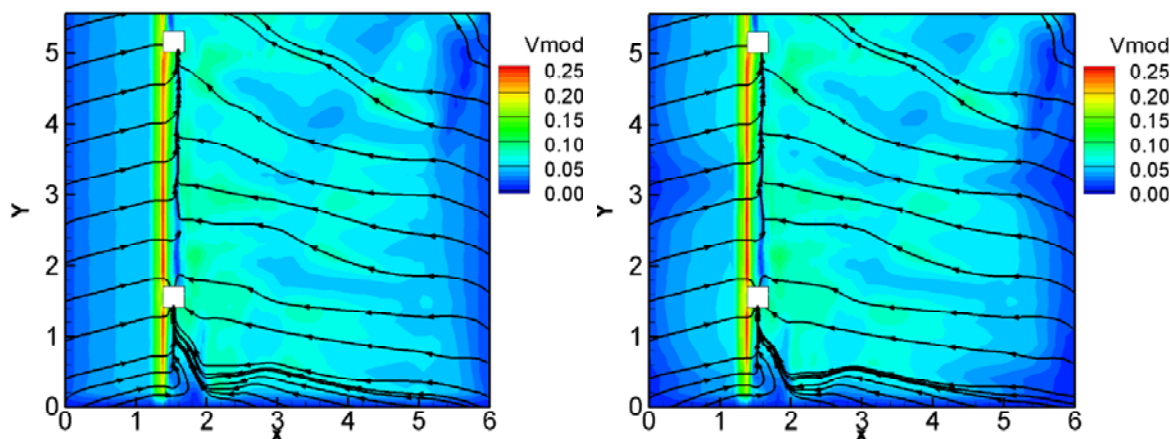


Figura 5.12 Campo de velocidades del caso 4 con líneas de flujo para una lluvia homogénea (izquierda) y una lluvia espacialmente distribuida (derecha). Velocidad en m/s.

5.2.3. Validación experimental del modelo

Para realizar la validación experimental del modelo comparan los resultados experimentales con los resultados del modelo numérico. Para ello se obtienen a partir de los caudales medidos en los ensayos (Tabla 5.1) el caudal captado por los sumideros y por la canaleta en cada caso, y se compara con los caudales resultantes de las simulaciones. Las simulaciones tendrán los mismos valores de intensidad de lluvia y de escorrentía generada que los ensayos. El tramo de calle tiene una superficie rugosa de hormigón y se estima un coeficiente de Manning $n = 0.02$. También se toman los valores $n = 0.015$ y $n = 0.025$ para comprobar el comportamiento de los resultados al variar este coeficiente. En la Tabla 5.4 aparecen recogidos los caudales experimentales, así como los caudales obtenidos de las simulaciones numéricas para los tres valores del coeficiente de Manning.

Para obtener el caudal desaguado por los sumideros y por la canaleta a partir de los resultados experimentales hay varias posibilidades según los datos que se utilicen. Se tenderá siempre a elegir las medidas consideradas más fiables. Para el caudal desaguado por el sumidero 2 se utiliza la diferencia entre el caudal total desaguado y la media de los caudales de las sondas 4 y 5, ya que la sonda 2 da medidas con mucha incertidumbre. Para el sumidero 1, en los casos en los que se disponga del caudal de la canaleta, el caudal se obtiene de la diferencia entre la media de los caudales de las sondas 4 y 5 y el caudal de la canaleta. Si no se dispone del dato de la canaleta, el caudal del sumidero 1 se calcula a partir de la sonda 1, y el caudal de la canaleta será la diferencia entre la media de los caudales de las sondas 4

y 5 y este caudal. Este procedimiento es correcto por estar trabajando en régimen permanente.

Tabla 5.4 Comparación de los resultados experimentales con los resultados numéricos para distintos valores del coeficiente de Manning. Se compara el caudal captado por los sumideros y por la canaleta.

E	Experimental			n= 0.015			n= 0.020			n= 0.025		
	Qs1 (L/s)	Qs2 (L/s)	Qc (L/s)	Qs1 (L/s)	Qs2 (L/s)	Qc (L/s)	Qs1 (L/s)	Qs2 (L/s)	Qc (L/s)	Qs1 (L/s)	Qs2 (L/s)	Qc (L/s)
1	0.27	0.11	0.12	0.24	0.14	0.12	0.23	0.15	0.12	0.23	0.15	0.12
2	0.46	0.14	0.18	0.35	0.24	0.19	0.34	0.25	0.19	0.34	0.26	0.18
3	0.49	0.18	0.25	0.40	0.29	0.22	0.39	0.30	0.22	0.38	0.31	0.22
4	0.35	0.09	0.16	0.26	0.23	0.11	0.25	0.24	0.11	0.25	0.24	0.11
5	0.54	0.21	0.21	0.39	0.40	0.18	0.38	0.41	0.18	0.37	0.42	0.18
6	0.63	0.32	0.21	0.45	0.50	0.21	0.44	0.51	0.21	0.43	0.52	0.21
7	0.31	0.23	0.21	0.27	0.37	0.11	0.26	0.38	0.11	0.25	0.38	0.11
8	0.41	0.56	0.30	0.40	0.56	0.18	0.39	0.57	0.18	0.39	0.58	0.18
9	0.51	0.63	0.27	0.47	0.71	0.22	0.46	0.73	0.22	0.45	0.74	0.21

El coeficiente de Manning tiene poca incidencia en los resultados, aunque se observa que para un coeficiente mayor el caudal del sumidero 2 tiende a subir en detrimento del caudal del sumidero 1. En los resultados de las simulaciones de los tres primeros ensayos, sin escorrentía generada aguas arriba, se comprueba que el caudal que entra por los sumideros 1 y 2 y por la canaleta es proporcional a su área vertiente, que supone respectivamente el 55%, el 25% y el 20% del área total de la cuenca. En cuanto a la comparación con los resultados experimentales, las diferencias en las medidas de los caudales son del orden del 10-15%. Se puede observar que en general los caudales experimentales del sumidero 1 son mayores que los caudales de las simulaciones, y en el sumidero 2 menores. Estas diferencias pueden ser en parte producido por la incertidumbre que existe en el cálculo del caudal a partir de las sondas. A la vista de los resultados se hace necesario continuar profundizando en la medición de caudales en tuberías por medio de las sondas DOP para reducir el error. Además sería interesante determinar qué sondas, con qué caudales y en qué posición dan los resultados más precisos para que se puedan asociar al caudal en cada tubería.

6. Conclusiones y futuras líneas de desarrollo

En este trabajo se ha presentado el proceso de montaje y calibración de un modelo a escala real de un tramo de calle para la validación de modelos duales de drenaje urbano. Además se ha aplicado un modelo de aguas someras para la simulación de procesos de lluvia-escorrentía, con el objetivo de estudiar su sensibilidad a imprecisiones constructivas en la topografía y a la distribución espacial de la lluvia, y de validar el modelo con los resultados experimentales de los primeros ensayos realizados.

En los ensayos, la medición de los caudales en el interior de las tuberías se ha llevado a cabo por medio de sondas DOP, que miden la velocidad del flujo 1D. Las incertidumbres en el cálculo del caudal en estos primeros ensayos están comprendidas entre un 5% y un 15%, dependiendo de la sonda considerada. Dado el escaso número de ensayos realizados y la innovación que supone el uso de estas sondas DOP en flujos en lámina libre en tuberías, se espera llegar a obtener en futuros ensayos resultados con una precisión en torno al 5%, mediante la calibración más precisa de las sondas que han mostrado un peor comportamiento. Para ello, se hace necesario realizar un mayor número de ensayos, ajustar de forma más detallada los parámetros de las sondas, y conseguir una calibración más precisa de las sondas que han mostrado un peor comportamiento. También sería interesante establecer un criterio general para la determinación del rango de alturas correspondientes y controlar mejor así el error en las mediciones.

A partir de la aplicación del modelo de aguas someras se ha determinado que los resultados son sensibles a las imprecisiones constructivas del modelo. Por otro lado no se observa que la implementación de la intensidad lluvia como espacialmente distribuida produzca variaciones significativas en los resultados. Por ello en las simulaciones numéricas que se realizan es necesario disponer de una topografía detallada (se dispone de la batimetría real) y una intensidad de lluvia homogéneamente distribuida para obtener unos resultados adecuados. En estos primeros ensayos en régimen permanente resulta difícil calibrar el coeficiente de Manning debido a su escasa influencia en los resultados que se comparan.

Los resultados experimentales obtenidos se han utilizado para la validación del modelo de aguas someras. Para ello se han comparado los caudales experimentales desaguados por los sumideros y por la canaleta, con los resultantes de la simulación numérica. Las diferencias han sido del orden del 15%. Estas diferencias pueden ser debidas en parte a la incertidumbre que existe en el cálculo del caudal a partir de las sondas, y se espera poder reducirlas cuando se consigan mejores resultados de los caudales calculados a partir de las sondas.

La siguiente línea de estudio a seguir es la obtención de resultados experimentales en régimen transitorio. Para ello se ha de realizar una nueva calibración de los parámetros de las sondas DOP, que deberán ajustarse para que sean capaces de registrar con precisión todo el rango de caudales del hidrograma generado en cada tubería. También se ha de volver a analizar la sensibilidad de los resultados al coeficiente de Manning, que en este caso será más relevante en las ramas de ascenso y recesión del hidrograma.

Es habitual en modelos de drenaje urbano disponer de un módulo de lavado de sólidos por escorrentía. Una vez bien analizada y caracterizada la hidrodinámica, el modelo construido se podrá utilizar para el estudio del arrastre de sólidos por lluvia y escorrentía superficial. Esto permitirá asimismo la validación de modelos duales con datos cuantitativos y cualitativos de agua. Además para este estudio no son necesarias modificaciones importantes del modelo, los difusores utilizados generan una lluvia con un tamaño de gota adecuado para las intensidades manejadas, y se ha comprobado que las sondas DOP miden mejor en condiciones de turbidez.

En este proyecto se recoge el comienzo de una línea de trabajo centrada en el análisis y validación de modelos duales de drenaje urbano, la cual resulta interesante debido a la escasez de datos experimentales de laboratorio en modelos construidos a escala real, y que sean adecuados para considerar al mismo tiempo tanto la transformación lluvia-escorrentía como el drenaje a través de la red de tuberías.

7. Referencias

- Aronica, G.T., Lanza, L.G. (2005).** Drainage efficiency in urban areas: a case study. *Hydrological Processes* 19.
- Artina, S., Bolognesi, A., T. Liserra, T., Maglionico M. (2007).** Simulation of a storm sewer network in industrial area: Comparison between models calibrated through experimental data. *Environmental Modelling & Software* 22 1221-1228
- Calenda, G., Calvani, L., Mancini, C.P. (2003).** Simulation of the great flood of December 1870 in Rome. *Water and Maritime Engineering* 156 (4).
- Carr, R.S., Smith, G.P. (2006).** Linking 2D and pipe hydraulic models at fine spatial scales. 7th Intl. Conf. *Urban Drainage Modelling* and 4th Int. Conf. *Water Sensitive Urban Design*, Melbourne 2, 361–368.
- Cea, L., Garrido, M., Puertas, J. (2010a).** Experimental validation of two-dimensional depth-averaged models for forecasting rainfall–runoff from precipitation data in urban areas. *Journal of Hydraulic Research* 382, pp 88-102.
- Cea, L., Garrido, M., Puertas, J., Jácome, A., Del Rio, H., Suárez, J. (2010b).** Overland flow computations in urban and industrial catchments from direct precipitation data using a two-dimensional shallow water model. *Water Science & Technology* 62(9), 1998–2008.
- Cea, L., Puertas, J., Pena, L., Garrido, M. (2008).** Hydrologic forecasting of fast flood events in small catchments with a 2d-swe model. Numerical model and experimental validation. *13th World Water Congress 2008*. 1-4 September, Montpellier, France.
- Cea, L., Vázquez-Cendón, M. E. (2010).** Unstructured finite volume discretization of two-dimensional depth-averaged shallow water equations with porosity. *Int. J. Numer. Meth.* 63:903–930.
- Chen, A.S., Djordjević, S., Leandro, J., Savic, D. (2007).** The urban inundation model with bidirectional flow interaction between 2D overland surface and 1D sewer networks. Proc. 6th Intl. Conf. *NOVATECH*, Lyon, France, 465–472.
- Chen, A.S., Hsu, M.H., Chen, T.S., Chang, T.J. (2005).** An integrated inundation model for highly developed urban areas. *Water Science & Technology* 51(2), 221–229.
- Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1988).** Applied Hydrology. *McGrawHill*
- Dey, A.K., Kamioka, S. (2006).** An integrated modelling approach to predict flooding on urban basin. 7th Intl. Conf. *Urban Drainage Modelling* and 4th Int. Conf. *Water Sensitive Urban Design*, Melbourne 2, 259–266.
- Djordjević, S. (2001).** A mathematical model of the interaction between surface and buried pipe flow in urban runoff and drainage. *PhD Thesis*. Faculty of Civil Eng., University of Belgrade.

- Djordjević, S., Prodanović, D., Maksimović, C. (1999).** An approach to simulation of dual drainage. *Water Science & Technology* 39(9), 95–103.
- Djordjević, S., Prodanović, D., Maksimović, Č., Ivetić, M., Savić, D. (2005).** SIPSON -Simulation of interaction between pipe flow and surface overland flow in networks. *Wat. Sci & Tech.*, 52(5), 275-283.
- Feldman, A. D. (2000).** Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Technical Reference Manual
- Guinot, V., Soares-Fraza, S., (2006).** Flux and source term discretization in two dimensional shallow water models with porosity on unstructured grids. *Int. J. Numer. Methods. Fluids* 50 (3), 309–345.
- Haider, S., Paquier, A., Morel, R., Champagne, J.Y. (2003).** Urban flood modelling using computational fluid dynamics. *Water and Maritime Engineering* 156 (2).
- Howes, D.A., Abrahams, A.D., Pitman, E.B. (2006).** One- and two-dimensional modelling of overland flow in semiarid shrubland, Jornada basin, New Mexico. *Hydrological Processes*, Vol.20, pp.1027-1046
- Hsu, M.H., Chen, S.H., Chang, T.J. (2000).** Inundation simulation for urban drainage basin with storm sewer system. *Journal of Hydrology* 234.
- Huang, J.C., Weber, L.J., Lai, Y.G. (2002).** Three-dimensional numerical study of flows in open-channel junctions. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE* 128 (3).
- Hunter, N. M., Bates, P. D., Horrit, M. S., Wilson, M. D. (2007)** Simple spatially-distributed models for predicting flood inundation: A review. *Geomorphology* 90, 208–225.
- Inoue, K., Kawaike, K., Hayashi, H. (2000).** Numerical simulation models of inundation flow in urban area. *Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering* 18 (1).
- Iwagaki, Y. (1995).** Fundamental studies on runoff analysis by characteristics. *Bull.* 10, pp.1-25, Disaster Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., Kyoto, Japan
- Khan, A.A., Cadavid, R., Wang, S.S.Y. (2000).** Simulation of channel confluence and bifurcation using the CCHE2D model. *Water and Maritime Engineering* 142.
- Kivva, S.L., Zheleznyak, M.J. (2005).** Two-dimensional modeling of rainfall runoff and sediment transport in small catchments areas. *International Journal of Fluid Mechanics Research*, Vol.32 (6), pp.703-716
- Maksimović, C., Prodanović, D., Boonya-Aroonnet, S., Leitao, J.P., Djordjević, S., Allitt, R. (2009).** Overland flow and pathway analysis for modelling of urban pluvial flooding. *Journal of Hydraulic Research* Vol. 47, pp 512-523
- Mark, O., Weesakul, S., Apirumanekul, C., Aroonnet, S.B., Djordjevic, S., (2004).** Potential and limitations of 1D modelling of urban flooding. *Journal of Hydrology* 299.
- Mignot, E., Paquier, A., Haider, S. (2006).** Modeling floods in a dense urban area using 2D shallow water equations. *Journal of hydrology* 327, 186-199

- Nasello, C., Tucciarelli, T. (2005).** Dual multilevel urban drainage model *J. Hydraul. Eng.*, 131(9), 748-754.
- Neary, V.S., Sotiropoulos, F., Odgaard, A.J., (1999).** Three-dimensional numerical model of lateral-intake inflows. *Journal of Hydraulic Engineering* 125 (2), 126–140.
- Prodanović, D. (1999).** Improvement of the methods for the hydroinformatics application in urban runoff analysis. *PhD Thesis*. Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade. [in Serbian].
- Rossman, L. A. (2004).** Storm water management model user's manual. Version 5.0.
- Rossman, L. A., Dickinson, R. E., Schade, T., Chan, C., Burgess, E. H., Huber, W. C. (2005).** SWMM5: The USEPA's newest tool for urban drainage analysis. In: *10th ICUD*, Copenhagen.
- Schmitt, T.G., Thomas, M., Ettrich, N. (2004).** Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems. *Journal of Hydrology* 299.
- Schubert, J.E., Sanders, B.F., Smith, M.J., Wright, N.G. (2008).** Unstructured mesh generation and landcover-based resistance for hydrodynamic modeling of urban flooding. *Advances in Water Resources*. 31(12), 1603-1621
- Shettar, A.S., Murthy, K.K. (1996).** A numerical study of division of flow in open channels. *Journal of Hydraulic Research* 34 (5).
- Soares-Frazão, S., Lhomme, J., Guinot, V., Zech, Y. (2008).** Twodimensional shallow-water model with porosity for urban flood modelling. *J. Hydr. Res.* 46(1), 45–64.
- Testa, G., Zuccalà, D., Alcrudo, F., Mulet, J., Soares-Frazão, S. (2007).** Flash flood flow experiment in a simplified urban district. *J. Hydr. Res.* 45(Extra Issue), 37–44.
- Toro, E.F. (2001).** Shock-capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows. Wiley, Chichester, West Sussex PO19 1UD, England
- Weber, L.J., Schumate, E.D., Mawer, N. (2001).** Experiments on flow at a 90° open-channel junction. *Journal of Hydraulic Engineering* 127 (5).
- Yan, M., Kahawita, R. (2000).** Modelling the fate of pollutant in overland flow. *Wat. Res.*, Vol.34 (13), pp.3335-3344
- Yan, M., Kahawita, R. (2007).** Simulating the evolution of non-point source pollutants in a shallow water environment. *Chemosphere*, Vol.67, pp.879-885
- Zhang y Cundy (1989).** Modeling of two-dimensional overland flow. *Water Resources Research*, Vol.25 (9), pp.2019-2035

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Interacciones de vertido libre entre las redes de drenaje superficial y en tuberías (Chen et al., 2007).....	8
Figura 2.2 Interacción de vertido sumergido si $h_u - z_{crest} \leq A_{sw}$ o de orificio en caso contrario (Chen et al., 2007).	9
Figura 3.1 Esquema general del modelo con las diferentes partes que lo componen, en negro la geometría bidimensional, en azul la red de drenaje y en rojo los difusores que generan la lluvia.	11
Figura 3.2 Imagen general de la calle (izquierda) y esquema acotado de la planta (derecha).	12
Figura 3.3 Imagen realizada durante el proceso de medición de la batimetría construida (izquierda) y resultado de la batimetría (derecha).	13
Figura 3.4 Fotografía general del canal de generación de escorrentía (izquierda), y detalle de la zona próxima al bordillo donde se está generando escorrentía en un ensayo (derecha).....	13
Figura 3.5 Canaleta de evacuación con la llave de paso en primer plano.....	14
Figura 3.6 Ensayo para la determinación de la distribución espacial de la intensidad de precipitación generada por cada difusor.	15
Figura 3.7 Mapas de distribución espacial de la intensidad obtenidos para los modelos de difusores 27 WSQ (izquierda), 50 WSQ (centro) y 71WSQ (derecha). Los valores de las intensidades están en mm/h y las distancias en m.	16
Figura 3.8 Posición de los difusores sobre el tramo de calle.....	16
Figura 3.9 Esquema general de la red de drenaje (izquierda) y foto de las tuberías 1, 2, 3 y 4 (derecha).	17
Figura 3.10 Funcionamiento sonda DOP (transducer) para un flujo 1D que se propaga con un ángulo θ respecto de la sonda.	19
Figura 3.11 Soporte instalado en la parte inferior de la tubería 3, con sondas de 2 y de 4 MHz.	23
Figura 3.12 Esquema de la posición de las sondas DOP.	24
Figura 3.13 Sección longitudinal de la tubería con los diferentes puntos de medida de la velocidad (izquierda), sección transversal de la tubería con las distintas celdas en las que se considera velocidad constante (medio) y relación entre la velocidad medida por el DOP y la velocidad real del flujo (derecha).....	26
Figura 3.14 Volúmenes calculados en cada instante de tiempo y media móvil para la obtención del caudal total desaguado durante dos ensayos en régimen estacionario.....	28
Figura 3.15 Caudal del ensayo frente al caudal medidos por las sondas 7 (izquierda) y 4 (derecha), con línea de tendencia para ver su grado de aproximación.	31
Figura 4.1 Mallado utilizado en las simulaciones numéricas. En verde curvas de nivel obtenidas a partir de los planos (izquierda) y esquema de las condiciones de contorno del modelo (derecha).	37
Figura 4.2 Detalle de los resultados numéricos obtenidos en la zona del bordillo utilizando una malla homogénea (izquierda) o una malla más fina en esta zona (derecha) para simulaciones con los mismos datos de precipitación y escorrentía. Las unidades de los calados y las coordenadas están en m.....	38
Figura 4.3 Simulación con los imbornales modelados como sumideros en cada elemento ocupados por el imbornal (izquierda), y simulación con solución adoptada imponiendo calado crítico en el perímetro del imbornal para la misma lluvia y escorrentía (derecha).	39
Figura 5.1 Esquema de los resultados de los ensayos 3 (izquierda) y 7 (derecha).	41
Figura 5.2 Perfiles de velocidad resultantes de la sonda 6 en el ensayo 2 (izquierda) y de la sonda 9 en el ensayo 6 (derecha). La flecha azul indica el punto tomado como cota 0 y la gris la altura de lámina de agua.....	42

Figura 5.3 Perfiles de velocidad resultantes de la sonda 9 en el ensayo 3 (izquierda) y de la sonda 4 en el ensayo 6 (derecha). La flecha azul indica el punto tomado como cota 0 y la gris la altura de lámina de agua.....	42
Figura 5.4 Perfiles de velocidad resultantes en el ensayo 6 medido por la sonda 8 de 2MHz (izquierda) y por la sonda 9 de 4MHz (derecha). La flecha azul indica el punto tomado como cota 0 y la gris la altura de lámina de agua.....	43
Figura 5.5 Cotas de fondo de la batimetría realizada a partir de los planos (izquierda) y de la batimetría real (derecha).Cotas en m.	44
Figura 5.6 Campo de calados del caso 1 para la batimetría obtenida a partir de los planos (izquierda) y para la batimetría real (derecha). Calados en m.....	45
Figura 5.7 Campo de velocidades del caso 1 para la batimetría obtenida a partir de los planos (izquierda) y para la batimetría real (derecha). Velocidades en m/s.	45
Figura 5.8 Campo de velocidades del caso 1 con líneas de flujo para la batimetría realizada a partir de los planos (izquierda) y la batimetría real (derecha). Velocidades en m/s.	46
Figura 5.9 Mapa de intensidades de lluvia para una precipitación espacialmente distribuida (derecha) con una intensidad media 80.08 mm/h.	47
Figura 5.10 Campo de calados del caso 4 para una lluvia homogénea (izquierda) y una lluvia espacialmente distribuida (derecha). Velocidad en m/s.	48
Figura 5.11 Campo de velocidades del caso 4 para una lluvia homogénea (izquierda) y una lluvia espacialmente distribuida (derecha). Velocidad en m/s.	48
Figura 5.12 Campo de velocidades del caso 4 con líneas de flujo para una lluvia homogénea (izquierda) y una lluvia espacialmente distribuida (derecha). Velocidad en m/s.	49

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Intensidad de lluvia generada por cada modelo de difusor en la realización de los ensayos, y características principales según fabricante.	15
Tabla 3.2 Características de las tuberías.....	17
Tabla 3.3 Sondos instaladas en cada posición y su frecuencia de emisión.....	25
Tabla 3.4 Caudales medidos por la sonda de presión en los ensayos de calibración de las sondas DOP.....	29
Tabla 3.5 Valores de los ángulos de colocación de las sondas DOP calibrados.	30
Tabla 3.6 Caudales ensayados en el proceso de calibración y caudales medidos con cada sonda con el ángulo de colocación calibrado. Caudales en L/s.....	30
Tabla 3.7 Configuración de los ensayos.....	32
Tabla 5.1 Caudales experimentales para cada sonda (Q_{si}), la canaleta (Q_c) y el total desaguado (Q_{tot}) para cada uno de los nueve ensayos.	40
Tabla 5.2 Comparación de caudales evacuados por los sumideros y por la canaleta con la batimetría obtenida a partir de los planos y con la batimetría real. Cada caso de comparación está definido por la intensidad (P) y caudal de precipitación (Q_p) y por el caudal generado de escorrentía introducido aguas arriba (Q_{in}).....	44
Tabla 5.3 Comparación de caudales evacuados por los sumideros y por la canaleta con lluvia homogénea y lluvia distribuida.....	47
Tabla 5.4 Comparación de los resultados experimentales con los resultados numéricos para distintos valores del coeficiente de Manning. Se compara el caudal captado por los sumideros y por la canaleta.....	50

