

Título: Estudio de la cuenca de La Riereta en Sant Boi de Llobregat mediante un modelo de drenaje dual utilizando SWMM 5

Autor: Múrcia Balaguer, Anna

Tutor: Gómez Valentín, Manuel

Palabras clave: drenaje urbano, drenaje dual, SWMM 5, escorrentía superficial

RESUMEN

Hoy en día, la gran mayoría de los estudios hidrológicos e hidráulicos de cuencas urbanas se realiza asumiendo que la escorrentía generada en superficie se introduce en la red de colectores en los puntos más próximos pertenecientes a dicha red para cada zona y, a partir de aquí, se realiza el cálculo hidráulico de los conductos. En ellos, generalmente, no se consideran en detalle las interacciones entre lo que sucede en superficie y lo que pasa en la red subterránea. Así, como ejemplo simplificador, no se evalúa el flujo en calles y las transferencias de caudal que pueden darse: entradas a la red de alcantarillado vía sumideros o salidas de la misma cuando entra en carga y, consecuentemente, se produce retorno de agua al exterior.

En esta tesina se propone elegir una cuenca urbana de la que se dispone de buena información, la cuenca de La Riereta en el municipio de Sant Boi de Llobregat, y realizar un estudio de flujos considerando el comportamiento conjunto de la red de alcantarillado y la red de calles existente en superficie. El modelo así descrito se conoce como drenaje dual urbano.

Para su estudio se procederá a la elaboración de dos modelos hidrológico-hidráulicos mediante el software EPA-SWMM 5.0: un primer modelo siguiendo los principios del drenaje dual y otro basado en las teorías clásicas. Los resultados obtenidos a partir del modelo dual permitirán estudiar el comportamiento del flujo en ambas redes del sistema, las calles y los colectores, así como realizar un análisis comparativo entre estos resultados y los obtenidos a partir de una segunda modelización de la cuenca de La Riereta siguiendo las metodologías clásicas para el estudio de cuencas urbanas, es decir, ignorando el comportamiento del flujo en superficie.

Se mostrará especial interés en evaluar las ventajas e inconvenientes del uso de un modelo que requiere un alto nivel de detalle y, consecuentemente, supone un incremento del tiempo de trabajo para su elaboración frente los modelos tradicionales, mucho más simples y sencillos de elaborar. De esta manera se valorará la conveniencia o no de invertir más tiempo y recursos para modelar las cuencas siguiendo los principios del drenaje dual.

Title: Study of “La Riereta” basin in Sant Boi de Llobregat using a dual drainage model elaborated with SWMM 5

Author: Múrcia Balaguer, Anna

Supervisor: Gómez Valentín, Manuel

Keywords: urban drainage, dual drainage systems, SWMM 5.0, stormwater

ABSTRACT

Nowadays, most of the hydrological and hydraulic studies about urban basins are done assuming that the generated surface run-off is introduced in the sewer system at the nearest points from this network for each zone. From that point the hydraulic calculus of the pipes are done. In these calculus the interactions between what occurs in the surface and in the underground network are not considered since they don't take into account when the hydraulic capacity of a sewer system is exceeded, pipe flow is pressurized or the water flows out from the buried pipe system to the streets.

The aim of this thesis is to study La Riereta's urban basin, located at San Boi de Llobregat's town council, considering the global flow behavior of the sewerage and the surface channels, representing a looped network. This model is known as urban dual drainage.

For the study of the basin two hydrological-hydraulic models will be elaborated with EPA-SWMM 5.0: in the first place a model which follows the dual drainage concepts and secondly another one following the classical theories. The obtained results from the first model will allow us to study the flow's behavior in both system's networks: stormwater runoff on surface channels and water's flow through pipes. At the same time we will be able to develop a comparative analysis between the results from the first model and the results obtained from the second model that follows the classical theories for modelling urban basins and ignores the flow's behavior at the surface.

An evaluation of the advantages and disadvantages of using a model which requires a high level of detail and, consequently, an increase of the working time for its elaboration in front of the traditional models, much more simple and easy to elaborate, will be done. In this way the advisability or not of investing higher time and resources will be valuated to modelate the basins following the dual drainage principles.

AGRADECIMIENTOS

Esta tesina es el resultado de muchos meses de trabajo durante los que he recibido el apoyo y la ayuda de muchas personas sin las cuáles la elaboración de la tesina hubiera sido un trabajo mucho más difícil o casi imposible.

Primeramente, me gustaría agradecer al profesor Manuel Gómez por el interés que siempre ha mostrado y por ayudarme cuando lo he necesitado.

De la misma manera, quería agradecer el tiempo dedicado por el doctorando Rodrigo Concha a introducirme en el mundo del SWMM 5.0 más profundamente, así como por su dedicación y disponibilidad en todo momento.

Por último, agradecer a mi familia y amigos por el simple hecho de estar siempre allí.

Muchas gracias a todos!

ÍNDICE DE CONTENIDO

Capítulo 1.	INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	1
1.1	Introducción	1
1.2	Objetivos.....	2
1.3	Motivación	2
1.4	Metodología.....	3
Capítulo 2.	LA HIDROLOGÍA EN MEDIO URBANO	5
2.1	Introducción	5
2.2	Caracterización de la lluvia.....	7
2.2.1	Pérdidas de precipitación	8
2.3	Ecuaciones básicas para el estudio del flujo unidimensional en lámina libre en calles y colectores	8
2.3.1	Aproximaciones a la solución de las ecuaciones de Saint-Venant ..	9
2.4	Sistemas de captación	10
Capítulo 3.	EL DRENAJE DUAL URBANO	17
3.1	Introducción al drenaje dual urbano	17
3.2	Estudios previos considerando Drenaje Dual Urbano.....	19
Capítulo 4.	DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA DE LA RIERETA	21
4.1	Características generales de la cuenca de La Riereta.....	21
4.2	Descripción de la red de calles.....	23
4.2.1	Sección transversal	23
4.2.2	Pendiente longitudinal	24
4.2.3	Pendiente transversal.....	25
4.3	Descripción de la red de alcantarillado.....	26
4.3.1	Elementos de captación	28
Capítulo 5.	EPA SWMM 5.0.....	35
5.1	Introducción al EPA SWMM 5.0.	35
5.2	Modelización del drenaje dual urbano con EPA SWMM 5.0	41
5.2.1	Pozos de registro	42
5.2.2	Rejas de captación.....	44

Capítulo 6.	ELABORACIÓN DEL MODELO DUAL	45
6.1	Discretización de las subcuencas	46
6.2	Sistema mayor.....	48
6.2.1	Descripción de los elementos que intervienen en el modelo	49
6.3	Sistema menor	51
6.3.1	Descripción de los elementos que intervienen en el modelo	51
6.4	Elementos de captación	51
6.5	Pozos de registro.....	54
6.6	Salida de la cuenca	55
6.7	Lluvia	55
6.8	Opciones de simulación	55
6.9	Errores de continuidad	58
6.10	Calibración y validación del modelo	58
6.10.1	Determinación de la lluvia efectiva.....	59
6.10.2	Calibración	61
6.10.3	Validación.....	63
6.11	Análisis del comportamiento del modelo dual	66
6.11.1	Susana	67
6.11.2	Jordi.....	70
Capítulo 7.	COMPARACIÓN ENTRE EL MODELO DUAL Y EL MODELO TRADICIONAL.....	75
7.1	Elaboración del modelo Tradicional	75
7.2	Análisis comparativo de los resultados obtenidos mediante el modelo Dual y el modelo Tradicional para lluvias registradas	77
7.3	Análisis comparativo de los resultados obtenidos mediante el Modelo Dual y el Modelo Tradicional para eventos de lluvia extremos	82
7.3.1	Cálculo de las tormentas de proyecto.	83
7.3.2	Análisis de los resultados obtenidos	85
7.4	Evaluación del cumplimiento de los criterios de riesgo	97
Capítulo 8.	CONCLUSIONES.....	103
8.1	Conclusiones generales	104

8.2	Futuras líneas de investigación	106
Capítulo 9.	BIBLIOGRAFÍA.....	107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1.- Rango de validez de las ecuaciones para estimar A, B.	14
Tabla 2-2.- Valores del coeficiente k de acuerdo al ancho de media calzada.....	15
Tabla 2-3.- Rango de validez de las nuevas ecuaciones para obtener A, B.	16
Tabla 4-1.- Registro de visitas.	21
Tabla 4-2.- Características geométricas de las calles.	25
Tabla 4-3.- Características del colector principal.....	27
Tabla 4-4.- Parámetros característicos de las rejjas convencionales.	30
Tabla 4-5.- Eficiencia de captación de una reja modelo E-25 situada en una calle con pendiente longitudinal del 1%.....	31
Tabla 4-6.- Parámetros característicos de las macro-rejas.	34
Tabla 6-1.- Pendiente de las calles donde se ubican las macro-rejas.	53
Tabla 6-2.- Parámetros de los orificios que representan la salida de flujo a través de las rejjas.	54
Tabla 6-3.- Intervalos de tiempo utilizados en la computación.....	56
Tabla 6-4.- Parámetros de entrada para el modelo de infiltración (Horton).	57
Tabla 6-5.- Errores de continuidad obtenidos para la modelización.....	58
Tabla 6-6.- Eventos de lluvia utilizados para la calibración y validación.	59
Tabla 6-7.- Pérdidas constantes para los eventos Jordi y Efrén.	59
Tabla 6-8.- Resultados de la calibración para el evento de lluvia Jordi.....	63
Tabla 6-9.- Resultados de la calibración para el evento de lluvia Efrén.....	63
Tabla 6-10.- Pérdidas constantes para los eventos Fidel, Martina y Susana.....	64
Tabla 6-11.- Resultados de la validación para el evento de lluvia Fidel.....	66
Tabla 6-12.- Resultados de la validación para el evento de lluvia Martina.....	66
Tabla 6-13.- Resultados de la validación para el evento de lluvia Susana.	66
Tabla 6-14.- Outlets (Rejas) que captan mayor caudal para el evento Susana.	67
Tabla 6-15.- Conductos que actúan a presión durante el evento Susana.....	69
Tabla 6-16.- Outlets (Rejas) que captan mayor caudal para el evento Jordi.	71
Tabla 6-17.- Conductos que actúan a presión para el evento Jordi.	72
Tabla 6-18.- Elementos de captación a través de los que se produce salida de flujo (Jordi).....	73
Tabla 7-1.- Valores de pérdidas constantes para ajustar el modelo tradicional.	76
Tabla 7-2.- Elementos necesarios para la elaboración de los modelos mediante EPA SWMM 5.0.....	77
Tabla 7-3.- Nivel de ajuste del modelo dual y tradicional en comparación con los datos observados (Jordi).....	79
Tabla 7-4.- Nivel de ajuste del modelo dual y tradicional en comparación con los datos observados (Efrén).	79
Tabla 7-5.- Nivel de ajuste del modelo dual y tradicional en comparación con los datos observados (Fidel).....	80
Tabla 7-6.- Nivel de ajuste del modelo dual y tradicional en comparación con los datos observados (Jordi).....	81

Tabla 7-7.- Nivel de ajuste del modelo dual y tradicional en comparación con los datos observados (Susana).....	82
Tabla 7-8.- Características de las tormentas de proyecto.	84
Tabla 7-9.- Resultados obtenidos en la salida del colector para las distintas lluvias de proyecto.	87
Tabla 7-10.- Errores de continuidad obtenidos para las lluvias de proyecto.	87
Tabla 7-11.- Volumen de lluvia precipitada.	88
Tabla 7-12.- Volumen de escorrentía que sale de la cuenca.	89
Tabla 7-13.- Porcentajes del volumen total precipitado para el modelo Simple.	90
Tabla 7-14.- Elementos a través de los cuales se produce salida de flujo en el modelo Dual para las tormentas de proyecto.....	92
Tabla 7-15.- Nodos que no cumplen el criterio de riesgo de calado máximo.	98
Tabla 7-16.- Conductos que no cumplen el criterio de riesgo de velocidad máxima.	101

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1.- Esquema de la metodología seguida.....	3
Figura 2-1.- Influencia de la urbanización sobre la respuesta hidrológica de una cuenca.....	7
Figura 2-2.- Representación del comportamiento hidrológico de una cuenca.....	7
Figura 2-3.- Aproximaciones simplificadas de las Ecuaciones de Saint-Venant.....	10
Figura 2-4.- Ejemplos de elementos de captación.....	11
Figura 2-5.- Plataforma de ensayo para rejas e imbornales.....	12
Figura 2-6.- Representación de los resultados obtenidos en un ensayo.....	13
Figura 2-7.- Sección de media calzada que cumple la condición ($x > 3m, y \geq x \cdot Ix$)	15
Figura 3-1.- Esquema de un sistema de drenaje dual urbano.....	18
Figura 3-2.- Flujo a través de un sumidero: a) descarga libre hacia el colector, b) descarga de flujo sumergido hacia el colector y c) descarga desde el colector hacia la superficie.....	19
Figura 4-1.- Mapa de situación de Sant Boi de Llobregat.....	22
Figura 4-2.- Delimitación de la cuenca de la Riereta.....	23
Figura 4-3.- Sección transversal típica de una calle de la cuenca de La Riereta.....	24
Figura 4-4.- Representación esquemática de: a) una red arborescente y b) una red mallada.....	26
Figura 4-5.- Bajantes de dos viviendas de la zona.....	28
Figura 4-6.- Modelos de rejas convencionales.....	29
Figura 4-7.- Fotografía de una reja modelo E-25 situada en C/ Víctor Balaguer.....	31
Figura 4-8.- Curva de eficiencia de una reja modelo E-25 situada en una calle con pendiente longitudinal del 1%.....	32
Figura 4-9.- Modelos de MACRO-REJAS.....	33
Figura 4-10.- Ejemplo de rejas colmatadas.....	34
Figura 5-1.- Esquema de del modelo de Depósito No Lineal de SWMM 5.....	36
Figura 5-2.- Representación nodo-conector de un sistema de drenaje urbano en EPA-SWMM 5.0.....	38
Figura 5-3.- Vista transversal de la calle y del colector.....	42
Figura 5-4.- Esquema de la salida de a través de un pozo de registro.....	43
Figura 5-5.- Esquema de una reja representada con conexión doble.....	44
Figura 6-1.- Esquema de discretización de subcuencas.....	46
Figura 6-2.- Representación del cruce de calles entre C/Torre Figueras y C/Mossen Cinto Verdaguer.....	49
Figura 6-3.- Esquema de la sección de la cuneta izquierda.....	50
Figura 6-4.- Esquema de la sección de la cuneta derecha.....	50
Figura 6-5.- Esquema de la sección de una calle de tipo invertida.....	50
Figura 6-6.- Ventana de SWMM 5.0 con las opciones de simulación para onda dinámica.....	57
Figura 6-7.- Hidrograma registrado y calculado en la salida de la cuenca para el evento Jordi.....	60
Figura 6-8.- Hidrograma registrado y calculado en la salida de la cuenca para el evento Efrén.....	60

Figura 6-9.- Hidrogramas registrado y calculados para el evento Jordi.	62
Figura 6-10.- Hidrogramas registrado y calculados para el evento Efrén.	62
Figura 6-11.- Hidrogramas registrado y calculados para el evento Fidel.	64
Figura 6-12.- Hidrogramas registrado y calculados para el evento Martina.	65
Figura 6-13.- Hidrogramas registrado y calculados para el evento Susana.	65
Figura 6-14.- Hidrograma de entrada al colector a través de la Macro 2 al final de la calle Lluís Castells (Susana).	68
Figura 6-15.- Hidrograma de entrada al colector a través de una reja E-25 situada en la calle Baldiri Comas (Susana).	68
Figura 6-16.- Perfil longitudinal del colector de la calle Cerdonya y Francesc Macià. .	69
Figura 6-17.- Detalle del cruce entre las calles Francesc Macià y Cerdonya en el modelo.	70
Figura 6-18.- Hidrograma de entrada al colector a través de una Macro 2 al final de la calle Lluís Castells (Jordi).	71
Figura 6-19.- Hidrograma de entrada al colector a través de una E-25 situada en la calle Baldiri Comas (Jordi).	72
Figura 7-1.- Hidrogramas en la salida de la cuenca para el evento de lluvia Jordi.	78
Figura 7-2.- Hidrogramas en la salida de la cuenca para el evento de lluvia Efrén.	79
Figura 7-3.- Hidrogramas en la salida de la cuenca para el evento de lluvia Fidel.	80
Figura 7-4.- Hidrogramas en la salida de la cuenca para el evento de lluvia Martina. .	81
Figura 7-5.- Hidrogramas en la salida de la cuenca para el evento de lluvia Susana. .	82
Figura 7-6.- Tormenta de proyecto para T=2 años.	83
Figura 7-7.- Tormenta de proyecto para T=5 años.	84
Figura 7-8.- Tormenta de proyecto para T=10 años.	84
Figura 7-9.- Hidrogramas en la salida de la cuenca por el colector para la tormenta de proyecto T=2 años.	85
Figura 7-10.- Hidrogramas en la salida de la cuenca por el colector para la tormenta de proyecto T=5 años.	86
Figura 7-11.- Hidrogramas en la salida de la cuenca por el colector para la tormenta de proyecto T=10 años.	86
Figura 7-12.- Nodos con salida de flujo de la red de colectores en el modelo Simple. .	91
Figura 7-13.- Detalle del modelo Dual en el cruce de la C/ Jaume I con C/ Lluís Castells.	92
Figura 7-14.- Hidrograma de caudal captado por la macro-reja de la C/ Jaume I.	93
Figura 7-15.- Detalle del modelo Dual en la zona del cruce de la C/ Pare Pere de Piera y C/ Lluís Pascual Roca.	94
Figura 7-16.- Caudal entrante y saliente por una reja E-25 situada en la C/ Pare Pere de Piera.	95
Figura 7-17.- Nivel piezométrico del flujo por la calle y por el colector en la reja 48.	95
Figura 7-18.- Flujo saliente a través del pozo de registro 62.	96
Figura 7-19.- Nivel piezométrico del flujo por la calle y por el colector en el pozo 62. .	96
Figura 7-20.- Perfil longitudinal de la C/ Cerdonya y la C/ Francesc Macià entre los nodos Q149 y Q142.	99
Figura 7-21.- Perfil longitudinal del colector que recorre la C/ Cerdonya y la C/ Francesc Macià entre los nodos P76 Y p67.	99

Figura 7-22.- Zonas donde no se cumple el criterio de calado máximo. 101
Figura 7-23.- Zonas donde no se cumple el criterio de velocidad máxima. 102

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 Introducción

El concepto de drenaje dual, entendido como el drenaje conjunto entre dos sistemas, apareció en América del Norte en los años 80. Estos sistemas son el sistema menor, representado por la red de alcantarillado, y el sistema mayor, representado por las calles.

Desde los albores de la Hidrología Urbana hasta hoy en día, la mayoría de los estudios de las redes de drenaje pluvial se han realizado asumiendo que la escorrentía siempre llega al colector y se han centrado en reproducir con exactitud el comportamiento del agua una vez esta se encuentra dentro de la red de alcantarillado, ignorando o prestando menos atención de la que requeriría el estudio del comportamiento de la escorrentía en superficie y los problemas que conlleva la presencia de ella en las calles para la vida diaria.

Hoy en día, debido al continuo crecimiento de los núcleos urbanos y la consecuente impermeabilización del terreno, la hidrología de las cuencas se ha visto sustancialmente alterada obligándonos a estudiar con más detalle la respuesta de la cuenca a los eventos de lluvia. Por lo tanto, para conseguir una representación más cercana a la realidad del comportamiento de una cuenca urbana durante un episodio de lluvia, es importante considerar la interacción hidráulica entre el flujo en las calles y el flujo en los colectores. Para considerar esta interacción es necesario cuantificar el

flujo en las calles, en los colectores y, sobre todo, las transferencias de caudal que pueden existir de manera bidireccional a través de los sumideros o pozos de registro de la red de alcantarillado.

A lo largo de esta tesina pretendemos modelar, siguiendo los principios básicos del drenaje dual, una cuenca urbana de reducidas dimensiones utilizando el software EPA SWMM 5.0 y comparar, posteriormente, los resultados obtenidos con un estudio tradicional de la misma cuenca. Esto nos permitirá evaluar la importancia de la incorporación de nuevos factores y parámetros, no considerados hasta la actualidad, en la mayoría de los estudios de las redes de drenaje urbano.

1.2 Objetivos

El objetivo principal de este documento es reproducir la respuesta hidrológica de una cuenca urbana de Sant Boi de Llobregat ante una serie de eventos de lluvia registrados, así como el comportamiento hidráulico en las conducciones de la red de alcantarillado y en las calles elaborando un modelo de drenaje dual, con un alto nivel de detalle, utilizando la herramienta de cálculo EPA SWMM 5.0.

La modelización desarrollada nos permitirá evaluar el comportamiento de la cuenca estudiada frente las tormentas de proyecto de período de retorno de 2, 5 y 10 años. Mediante estas simulaciones podremos ver el funcionamiento de la red de drenaje frente a eventos de lluvia extremos, así como conocer las zonas que presentan problemas de inundación o donde los niveles de agua o las velocidades del flujo en superficie pueden llegar a ser peligrosos para la seguridad de la población.

Por último, pretendemos hacer un análisis comparativo de los resultados obtenidos a partir del modelo dual desarrollado y un nuevo modelo simplificado de la misma cuenca siguiendo los principios tradicionales del drenaje urbano. Esta comparativa nos permitirá valorar la importancia del uso de modelos que presentan un alto nivel de detalle para la estudio de redes de drenaje urbano.

1.3 Motivación

Durante las últimas décadas se han hecho grandes mejoras en los sistemas de drenaje urbano en numerosas poblaciones donde surgían problemas de inundación, pero, aun así, en algunas actuaciones no se ha conseguido solucionar la problemática inicial planteada. En algunos casos, esto se debe a la no consideración, durante la etapa de estudio de la solución adoptada, de la continua interacción entre los dos niveles por donde circula agua: la calle y la red de colectores. La no consideración de la transmisión bidireccional de flujo entre ambos niveles no permite contemplar la opción de salida de agua al exterior cuando los colectores entran en carga y, consecuentemente, no considera el incremento de volumen de escorrentía en

superficie que, si supera ciertos niveles, podría provocar problemas de inundación en la población.

La falta de estudios que incorporen estos conceptos, juntamente con el interés creciente que presentan varios municipios de mejorar sus sistemas de drenaje urbano que se encuentran obsoletos o son inexistentes, han sido los factores determinantes para ir más allá en el estudio tradicional de una red de drenaje urbano y así poder saber si mediante estudios más detallados podemos predecir con más exactitud el comportamiento hidrológico e hidráulico de una cuenca urbana.

1.4 Metodología

Con el objetivo de modelar la cuenca urbana de La Riereta bajo el prisma del drenaje dual, necesitamos partir de datos fiables que nos permitan describir la cuenca con un alto nivel de detalle. Por este motivo, el primer paso y uno de los más importantes para obtener unos buenos resultados, es la obtención de toda la información necesaria para desarrollar la modelización con el software escogido (ver Figura 1-1). En la Figura 1-1 se muestra el esquema de trabajo desarrollado en esta tesina.



Figura 1-1.- Esquema de la metodología seguida.

Se han realizado varias visitas de campo a la zona de estudio para recoger la información necesaria que permitirá reproducir con exactitud todas las características que definen la cuenca y los elementos que determinarán el comportamiento de ésta. Por otro lado, para el proceso de calibración y validación del modelo, se ha hecho uso

de datos de eventos de lluvia registrados durante el periodo de tiempo comprendido entre enero de 1995 y diciembre de 1998 y de los respectivos caudales registrados en la salida de la cuenca para cada lluvia.

Una vez obtenida toda la información necesaria para describir la cuenca de estudio, procederemos a la elaboración del modelo utilizando el software EPA SWMM 5.0. Introducidos todos los valores y parámetros que describen la cuenca de La Riereta, calibraremos y validaremos el modelo mediante los datos de los eventos de lluvia y los caudales en la salida de la cuenca registrados previamente.

Una vez calibrado y validado el proyecto ya podemos proceder a la obtención de resultados mediante la simulación del comportamiento de la cuenca cuando le aplicamos tormentas de proyecto de periodo de retorno 2 años, 5 años y 10 años. Nos permitirá ver dónde se presentan los problemas de inundación para lluvias extremas.

Por último, se elaborará un nuevo modelo de la cuenca siguiendo los principios tradicionales de drenaje urbano y se realizará un estudio conjunto de los resultados obtenidos para ambos modelos.

Capítulo 2. LA HIDROLOGÍA EN MEDIO URBANO

2.1 Introducción

La Hidrología Urbana apareció como consecuencia de los importantes problemas de inundación que surgieron en múltiples poblaciones a mediados del siglo XX. Las redes de alcantarillado existentes en ese momento habían sido construidas a lo largo del siglo XIX tras conocer la relación entre el desarrollo de enfermedades endémicas y la ausencia de un correcto drenaje de las aguas residuales. Estas redes de alcantarillado, que recogían tanto las aguas residuales urbanas como las aguas pluviales, habían sido diseñadas y proyectadas sin establecer previamente unos criterios técnicos rigurosos. La aparición de la nueva problemática, como consecuencia de la combinación de las deficiencias que presentaban las infraestructuras y del gran aumento de la superficie impermeable de las zonas urbanas, impulsó la aplicación de los conceptos clásicos de la Hidráulica e Hidrología, aplicados hasta el momento a cuencas naturales, al medio urbano.

El estudio del drenaje urbano requiere el análisis detallado de tres fenómenos de carácter hidrológico-hidráulico: la caracterización de la lluvia, la transformación de la lluvia en escorrentía superficial con el fin de obtener los hidrogramas de entrada en la red de drenaje (colectores) y la propagación de estos hidrogramas por la red de colectores (Gómez, et al., 1994).

El estudio hidrológico de cuencas urbanas presenta varias particularidades respecto al estudio de cuencas naturales. En primer lugar, la escala espacial de estudio en las cuencas urbanas suele ser mucho más pequeña que la de un estudio hidrológico de cuencas naturales. La unidad de medida será habitualmente la hectárea, frente al kilómetro cuadrado que usamos generalmente en cuencas naturales. Este trabajo a escala reducida hace que todos los demás elementos del estudio queden afectados por un factor de escala. Por ejemplo, los caudales que nos encontraremos pasarán de ser del orden de miles o cientos de metros cúbicos por segundo (para cuencas rurales) a ser del orden de pocos metros cúbicos por segundo. A pesar de todas estas diferencias, la característica más significativa y que nos interesa resaltar es la reducción de la escala de tiempo para todos los procesos hidrológicos. Los tiempos de concentración pasan a medirse en minutos y por esta razón la cuenca urbana será más sensible a efectos de lluvias muy intensas y de corta duración. Partiendo de esto, podemos deducir que es necesario conocer la información de lluvia con un alto nivel de detalle, llegando a intervalos de tiempo de pocos minutos.

Para hacerse una idea del impacto del proceso urbanizador sobre la respuesta hidrológica de una cuenca se adjunta la Figura 2-1. Las diferencias más importantes a destacar entre los hidrogramas que se muestran se resumen en:

- Un aumento del volumen total de escorrentía como consecuencia de la reducción de la infiltración. Esto se debe a la elevada impermeabilidad de las cuencas urbanas.
- El proceso de concentración de caudal ocurre con mayor rapidez, pues se alcanzan velocidades mucho más elevadas debido al decremento de la rugosidad de los cauces.
- Aumenta el caudal punta como consecuencia del aumento de la impermeabilidad del terreno y el decremento de la rugosidad de los cauces.
- Se acorta el tiempo de concentración (tiempo que tarda una gota desde el punto más alejado de la salida de la cuenca en alcanzar dicha salida) consecuencia del aumento de velocidades.
- La calidad del agua de escorrentía se deteriora pues al circular por la superficie arrastra todo tipo de elementos existentes en la ciudad.

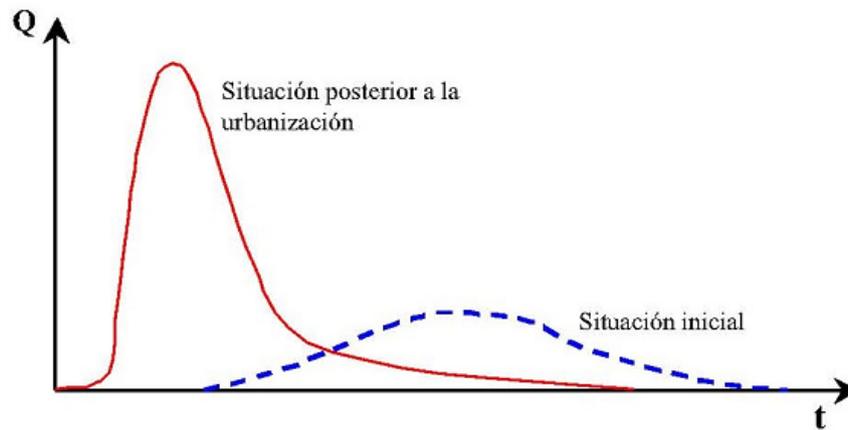


Figura 2-1.- Influencia de la urbanización sobre la respuesta hidrológica de una cuenca.

Por último, otro factor diferencial de las cuencas urbanas es la distinción entre el área impermeable que está directamente conectada a la red de drenaje y la que no lo está. Es frecuente que en nuestras ciudades los drenajes de tejados y azoteas sean realizados mediante bajantes conectados directamente a la red de drenaje. Esta situación reduce notablemente los tiempos de entrada en la red al no tener que discurrir el agua en superficie y demuestra la estrecha relación existente entre el área impermeable directamente conectada a la red y el caudal punta.

2.2 Caracterización de la lluvia

Las cuencas hidrológicas de estudio se consideran un sistema dinámico donde la información de entrada es la lluvia, que sufre una modificación debida a las características de la cuenca (proceso lluvia-escorrentía) para transformarse, posteriormente, en una señal de salida: el caudal (Figura 2-2).



Figura 2-2.- Representación del comportamiento hidrológico de una cuenca.

Por lo tanto, siendo la información de entrada, los datos de lluvia son de alta importancia y deberían proceder de medidas reales de eventos de lluvia registrados sobre la cuenca objeto de estudio o, en su defecto, en zonas inmediatas. En estudios como el que nos ocupa, cuyo objetivo es comprobar la situación de una cuenca ante lluvias extremas, obtenemos la información de estudios de sucesos de lluvias aislados.

2.2.1 Pérdidas de precipitación

Previamente a aplicar la transformación lluvia-escorrentía se deben estimar las pérdidas de precipitación para poder obtener la fracción de lluvia caída que pasará a ser escorrentía de superficie (lluvia neta).

En cuencas urbanas, debido a su escasa cubierta vegetal, las pérdidas de precipitación son mucho más pequeñas que en cuencas naturales llegando, en cuencas muy pequeñas y de alto grado de impermeabilización, a ser despreciables. De los cuatro procesos de pérdidas existentes: evapotranspiración, interceptación, almacenamiento en depresiones e infiltración, los dos primeros se pueden desestimar debido a la pobreza vegetal y a las escasas dimensiones de las cuencas. Solamente pueden tener una cierta influencia la infiltración, en función de la presencia de suelo permeable, y las pérdidas por almacenamiento en depresiones, charcos, puntos bajos, etc.

2.3 Ecuaciones básicas para el estudio del flujo unidimensional en lámina libre en calles y colectores

Desde el punto de vista hidráulico, se consideran las calles como conductos de flujo unidimensionales en lámina libre. La longitud de las calles suele ser, como mínimo, un orden de magnitud superior a su ancho, así pues, se puede aplicar la teoría hidráulica clásica para la resolución del flujo en las mismas.

Por otro lado, una red de colectores está formada por un conjunto de conductos interconectados entre sí a través de los pozos de registro. Estos conductos, en la mayoría de los casos, están diseñados para trabajar en lámina libre cuando por ellos circula el caudal de proyecto.

Por lo tanto, para ambos casos, las ecuaciones básicas que describen el flujo en lámina libre son la ecuación de continuidad y la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento, esta última derivada de la segunda ley de Newton. Estas ecuaciones, conocidas como las Ecuaciones de Saint-Venant, se han deducido considerando flujos unidimensionales, es decir, se considera que la velocidad sólo tiene componente en la dirección del eje del conducto.

Para definir las condiciones del flujo en la sección transversal de un conducto son suficientes dos variables, el calado y la velocidad o el calado y el caudal (producto de la velocidad por el área de la sección transversal en el punto). Por lo tanto, se precisan dos ecuaciones (Ecuaciones de Saint-Venant) para resolver cualquier situación de flujo. En ellas se hacen las siguientes suposiciones (Cunge, et al., 1980):

- El flujo es gradualmente variable, es decir, la distribución de la presión en la dirección vertical es hidrostática. Este concepto es válido cuando las líneas de corriente son aproximadamente rectilíneas y paralelas, por lo que las

componentes verticales de la velocidad y la aceleración del flujo son despreciables.

- La pendiente del conducto es pequeña, de tal manera que los calados medidos normales al fondo del conducto y los medidos de forma vertical son aproximadamente iguales ($\cos \varphi \equiv 1$ y $\sin \varphi \equiv \tan \varphi$, siendo φ el ángulo que forma el fondo del conducto con la horizontal).
- La velocidad del flujo en toda la sección transversal del conducto es uniforme, lo que implica que el coeficiente de Boussinesq, β , sea igual a 1. Además, la lámina de agua es horizontal a lo largo de la sección transversal del conducto.
- Las pérdidas de energía en flujo no permanente se pueden simular con las leyes de resistencia del flujo permanente, tales como las ecuaciones de Manning o Chézy.

La ecuación de la continuidad y la ecuación de equilibrio dinámico para un movimiento no permanente en lámina libre fueron desarrolladas por primera vez por Adhémar Jean Claude Barré de Saint-Venant (1871) y son conocidas comúnmente como ecuaciones de Saint-Venant [2.1].

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad [2.1]$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0$$

Estas ecuaciones en derivadas parciales, no lineales y de tipo hiperbólico, carecen de solución en forma analítica excepto en ciertos casos muy simples. Sin embargo, existen métodos numéricos con los cuales pueden resolverse llegando a soluciones aproximadas.

2.3.1 Aproximaciones a la solución de las ecuaciones de Saint-Venant

Debido a las dificultades de resolución numérica de las ecuaciones de Saint-Venant, se han venido usando expresiones simplificadas de dichas ecuaciones. Los métodos aproximados más habituales, en función de los términos de la ecuación de equilibrio dinámico que se consideran, se muestran en la Figura 2-3:

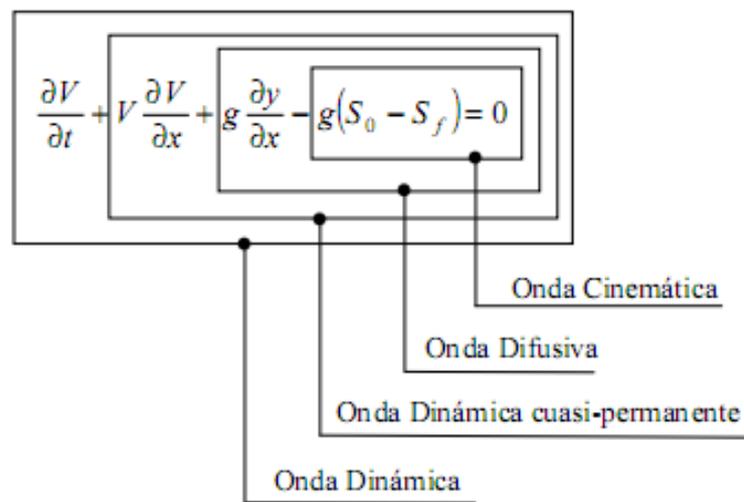


Figura 2-3.- Aproximaciones simplificadas de las Ecuaciones de Saint-Venant.

Todas estas aproximaciones incluyen también la ecuación de la continuidad. La aproximación tipo Onda Dinámica incluye todos los términos de la ecuación dinámica. En la aproximación de la Onda Dinámica cuasi-permanente se desprecia el término de variación local de la velocidad ($\partial V/\partial t$) y en la aproximación de la Onda Difusiva se desprecian los términos inerciales ($\partial V/\partial t$ y $\partial V/\partial x$). Finalmente existe la aproximación de la Onda Cinemática, en la que se desprecian los términos inerciales y de presión ($\partial V/\partial t$; $\partial V/\partial x$; $g \partial y/\partial x$).

Hoy en día, con el nivel de velocidad de cálculo de los ordenadores, carece de sentido la utilización del modelo de Onda Difusiva o de la Onda Dinámica cuasi-permanente, ya que tampoco tienen solución analítica, e implementar métodos numéricos para su resolución resulta igual de complejo que implementarlos para la solución de la Onda Dinámica. Por lo tanto, consideraremos dos métodos: la Onda Dinámica y la Onda Cinemática.

La diferencia principal entre ambos modelos es la no influencia, en el modelo de Onda Cinemática, de las condiciones de contorno aguas abajo. Por lo tanto, el proceso de cálculo para este modelo se realizará desde aguas arriba hacia aguas abajo. Debido a las limitaciones por la imposibilidad de tener en cuenta las condiciones aguas abajo, su empleo queda restringido a calles de elevada pendiente longitudinal, mayores a 0.01 y que presentarán, probablemente, flujos supercríticos.

2.4 Sistemas de captación

El objetivo principal de los sistemas de captación es introducir los caudales de escorrentía en la red de alcantarillado, en los puntos previstos, para que el agua no circule descontroladamente por la superficie de la ciudad. Generalmente algunas

superficies de la ciudad están conectadas directamente a la red de alcantarillado, pero en el caso de aceras, viales, plazas u otros espacios abiertos cuya escorrentía producida circulará por la vía pública, necesitamos diferentes estructuras como imbornales, rejillas continuas, etc. que constituyen el sistema de captación y que tienen la responsabilidad de recoger el caudal e introducirlo en la red de alcantarillado (Figura 2-4).



Figura 2-4.- Ejemplos de elementos de captación.

En muchos casos, el motivo de un mal funcionamiento de la red de alcantarillado no viene dado por un mal diseño de ésta, sino por un déficit de elementos de captación o una insuficiente eficiencia hidráulica de éstos, que deriva en niveles de servicio inaceptables en calles y viales urbanos. Un exceso de caudal por la superficie puede llegar a ser peligroso para la seguridad de los peatones y la circulación de los vehículos. Por esta razón es importante elaborar detallados diseños de sistemas de captación para limitar los caudales, los calados y las velocidades máximas que pueden alcanzarse en las calles en relación a un episodio de lluvia.

La información de la que se dispone sobre el comportamiento hidráulico de las estructuras de captación es muy pobre, posiblemente debido a la falta de una normativa específica que se encargue de regular la capacidad hidráulica de estos elementos.

Existen múltiples tipos de rejillas, todas ellas con distintos niveles de captación de escorrentía que se caracterizan por sus dimensiones (ancho y largo), el área de huecos, la dirección de las barras, el número de barras y la forma de los huecos. La capacidad hidráulica de una reja de captación se mide a través de su eficiencia E (o rendimiento) que se define como:

$$E = \frac{Q_{capt}}{Q_{calle}} \quad [2.2]$$

siendo:

- Q_{capt} : el caudal de escorrentía captado por la reja.

- Q_{calle} : el caudal de escorrentía que circula por la calle justo en el punto aguas arriba de la reja.

Debido a la escasa información proporcionada por los fabricantes sobre el nivel de eficiencia de cada una de ellas, en 1997 se empezó, por encargo de la empresa de gestión de alcantarillado de Barcelona (CLABSA, Clavegueram de Barcelona S.A.), una campaña experimental en el Laboratorio de Hidráulica de la E.T.S. de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (a cargo del grupo de investigación FLUMEN). El objetivo de estos ensayos era caracterizar hidráulicamente varias de las rejas más comunes en la ciudad de Barcelona, concretamente los modelos R-121, IMPU, E-25, EBRO e Interceptora. En el 2002 se empezaron a obtener los primeros resultados.

Para desarrollar el estudio experimental de las rejas se construyó una plataforma como la que se muestra en la Figura 2-5, de 5.5 m de largo por 4 m de ancho, permitiendo una zona de ensayo útil de 5.5 x 3 m², reproduciendo así el ancho de un vial urbano. La plataforma consta de tres puntos de apoyo, lo que permite modificar las pendientes, alcanzándose un máximo del 14% de pendiente longitudinal y un 4% de pendiente transversal. Los caudales máximos de circulación por la instalación alcanzan los 200 l/s.



Figura 2-5.- Plataforma de ensayo para rejas e imbornales.

El objetivo principal de este ensayo era reproducir las condiciones del flujo en una calle con los elementos geométricos reales (pendientes longitudinales, transversales, sección de la cuneta) para poder medir el calado de aproximación y (calado que se alcanza junto al borde de la plataforma, justo aguas arriba del imbornal) y el caudal captado Q_x para una serie de valores de pendientes y caudales de circulación.

A la vista de los resultados obtenidos, se propuso una relación de ajuste potencial entre la eficiencia de captación y la relación Q/y del tipo (Figura 2-6):

$$E' = A \left(\frac{Q}{y} \right)^{-B} \quad [2.3]$$

siendo:

- E' : la eficiencia de captación de la reja ensayada.
- A, B : los coeficientes característicos de la reja.
- Q : el caudal circulante por los 3 metros de ancho de la plataforma (m^3/s).
- y : el calado del flujo inmediatamente aguas arriba de la reja (m).

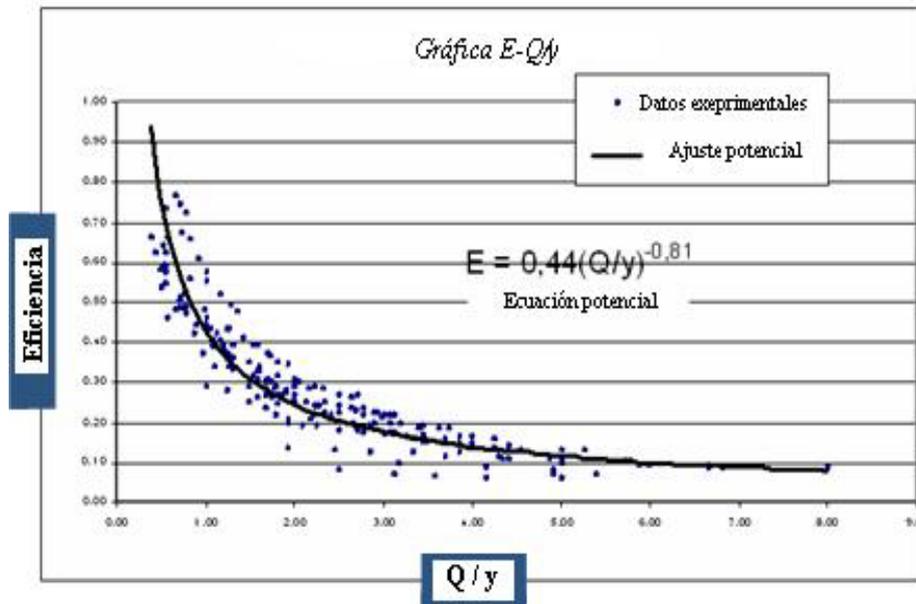


Figura 2-6.- Representación de los resultados obtenidos en un ensayo.

Los parámetros A y B , coeficientes característicos de las rejillas, se determinaron a partir de ensayos de laboratorio, o se pueden aproximar en función de las características geométricas de las rejillas como sigue:

$$A = \frac{0.39}{A_g^{-0.35} \cdot p^{-0.13}} \cdot (n_t + 1)^{0.01} \cdot (n_l + 1)^{0.11} \cdot (n_d + 1)^{0.03} \quad [2.4]$$

$$B = 0.36 \cdot \frac{long}{anch}$$

donde:

- $long$ es la longitud de la reja (cm).
- $anch$ es el ancho de la reja (cm).
- A_g es el área mínima de la reja que engloba a todos los huecos.
- p es el cociente en tanto por ciento entre el área de huecos totales de la reja, A_h y el valor A_g definido $p = (A_h/A_g) \cdot 100$.

- n_l es el número de barras longitudinales de la reja.
- n_t es el número de barras transversales.
- n_d es el número de barras diagonales.

Las expresiones [2.4] que relacionan los parámetros A y B con las características geométricas de las rejillas no son aplicables para cualquier reja, solamente son válidas para aquellas con dimensiones comprendidas en los siguientes rangos (Tabla 2-1):

Tabla 2-1.- Rango de validez de las ecuaciones para estimar A , B .

	Mínimo (cm)	Máximo (cm)
Largo	63.0	97.5
Ancho	33.0	47.5

La función de ajuste [2.3], como se ha comentado anteriormente, tan sólo considera el caudal que circula por un ancho de 3 metros junto al bordillo (ancho de la plataforma de estudio). Desde el 2002, partiendo de los primeros resultados, se ha seguido investigando en el laboratorio de la UPC para generalizar los resultados para calles con ancho de mitad de calzada distinto a 3 metros.

Asumiendo la hipótesis de distribución uniforme de velocidades para cada sección de canal, se consigue extender la metodología propuesta a cualquier calle independientemente de su ancho (Gómez, et al., 2005). En estos casos, la función potencial anterior se escribe:

$$E' = A \left(k \cdot \frac{Q_{calle}}{y} \right)^{-B} \quad [2.5]$$

donde k es un coeficiente que depende de la configuración geométrica de la calle, y el producto $k \cdot Q_{calle}$ es igual al caudal Q correspondiente a un ancho de calle de 3 m. A continuación, la Tabla 2-2 muestra un resumen de todas las expresiones para determinar el coeficiente k para cualquier tipo de calzada.

Tabla 2-2.- Valores del coeficiente k de acuerdo al ancho de media calzada.

Ancho de la mitad de la calzada $x = 3m$	
Para cada y	$k = 1$
Ancho de la mitad de la calzada $x < 3m$	
$y \leq x \cdot I_x$	$k = 1$
$x \cdot I_x \leq y \leq 3 \cdot I_x$	$k = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot I_x}{y}\right)^2}$
$y \geq 3 \cdot I_x$	$k = \frac{1 - \left(1 - \frac{3 \cdot I_x}{y}\right)^2}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot I_x}{y}\right)^2}$
Ancho de la mitad de la calzada $x > 3m$	
$y \leq 3 \cdot I_x$	$k = 1$
$3 \cdot I_x \leq y \leq x \cdot I_x$	$k = 1 - \left(1 - \frac{3 \cdot I_x}{y}\right)^2$
$y \geq x \cdot I_x$	$k = \frac{1 - \left(1 - \frac{3 \cdot I_x}{y}\right)^2}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot I_x}{y}\right)^2}$
donde: I_x es la pendiente transversal de la calle (m/m).	

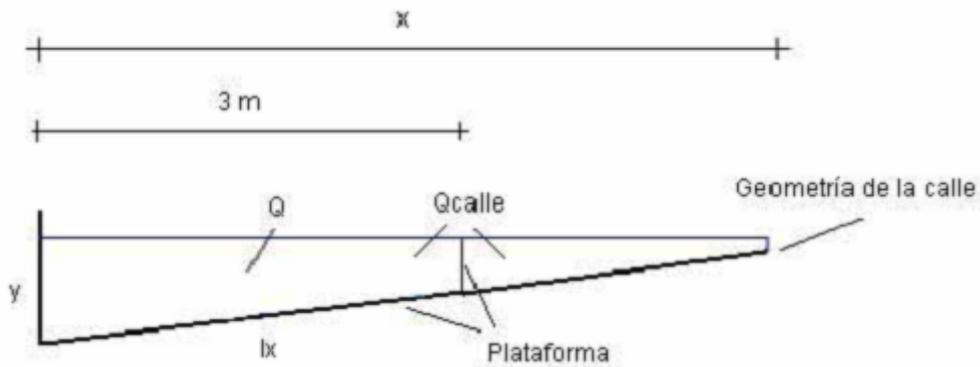


Figura 2-7.- Sección de media calzada que cumple la condición $(x > 3m, y \geq x \cdot I_x)$

A partir de las ecuaciones para encontrar el valor de k que se agrupan en la Tabla 2-2, el caudal captado (Q_{capt}) será:

[2.6]

$$Q_{capt} = Q \cdot E' = k \cdot Q_{calle} \cdot E' = k \cdot Q_{calle} \cdot A \cdot \left[k \cdot \frac{Q_{calle}}{y} \right]^{-B}$$

y la eficiencia de la rejilla E relativa al caudal total (Q_{calle}):

$$E = \frac{Q_{capt}}{Q_{calle}} = k \cdot A \cdot \left[k \cdot \frac{Q_{calle}}{y} \right]^{-B} \quad [2.7]$$

Por otro lado, durante estos últimos años, se ha seguido ensayando con otros modelos de rejillas (convencionales y no convencionales), mayoritariamente de dimensiones más reducidas en comparación con las ensayadas hasta el momento o de mayores dimensiones (macro-rejillas). Éstas últimas se caracterizan por tener dimensiones de 50 cm de ancho y 100 cm de largo aproximadamente, un valor elevado de área de huecos y, generalmente, una muy buena eficiencia de captación.

Las condiciones de los ensayos fueron las mismas que las expuestas anteriormente, modificando únicamente el regulador de caudales por uno de mayor precisión (1 l/s). Se ensayaron tres nuevos modelos de rejillas convencionales, así como dos modelos de macro-rejillas. Considerando los resultados obtenidos en la primera fase experimental (Gómez, et al., 1997) y los obtenidos en esta segunda fase, se actualizaron las expresiones [2.4] quedando:

$$A = \frac{1.988 \cdot A_g^{0.403}}{p^{0.190} \cdot (n_t + 1)^{0.088} \cdot (n_l + 1)^{0.012} \cdot (n_d + 1)^{0.082}} \quad [2.8]$$

$$B = 1.346 \cdot \frac{long^{0.179}}{anch^{0.394}}$$

siendo:

- $long$ es la longitud de la rejilla (cm).
- $anch$ es el ancho de la rejilla (cm).
- A_g es el área mínima que engloba a todos los huecos de la rejilla.
- p es el cociente en tanto por ciento entre el área de huecos totales de la rejilla, A_h y el valor A_g definido $p = (A_h/A_g) \cdot 100$.
- n_l es el número de barras longitudinales de la rejilla.
- n_t es el número de barras transversales.
- n_d es el número de barras diagonales.

El nuevo rango de aplicación de las expresiones [2.8] obtenidas será:

Tabla 2-3.- Rango de validez de las nuevas ecuaciones para obtener A , B .

	Mínimo (cm)	Máximo (cm)
Largo	59.0	100.0
Ancho	26.0	50.0

Capítulo 3. EL DRENAJE DUAL URBANO

3.1 Introducción al drenaje dual urbano

Hoy en día, la mayoría de los estudios sobre redes de drenaje que se realizan coinciden en considerar que todo el volumen de agua que cae en una misma subcuenca se introduce en el sumidero más cercano a ella, sin tener en cuenta si éste es capaz de captar la totalidad del caudal desaguado en todo momento. Esta suposición es completamente irreal pues, como se ha comentado en los apartados introductorios, todos los elementos de captación tienen eficiencias distintas caracterizadas a partir de sus propiedades y las características geométricas de la superficie donde se encuentran.

Por lo tanto, siguiendo estos principios, tendremos para cada reja o sumidero una fracción del volumen de escorrentía que se introducirá en la red de alcantarillado y el resto seguirá su curso por la superficie, contribuyendo a la escorrentía superficial de la subcuenca adyacente y, pudiéndose introducir a la red de drenaje a su paso por el siguiente sumidero.

En general, se puede decir que un sistema de drenaje dual urbano está formado por tres sistemas: un sistema superficial de transporte de escorrentía (sistema mayor), un sistema soterrado de transporte del flujo pluvial (sistema menor) y un sistema de captación de la escorrentía superficial (Figura 3-1).

El sistema superficial está compuesto en la mayoría de los casos por las calles, las cuales son los elementos primarios de transporte de la escorrentía superficial. La propagación del flujo en éstas se puede realizar utilizando una aproximación unidimensional (1D) o bidimensional (2D) del flujo no permanente en lámina libre. Si el flujo en la calle permanece confinado por los bordillos, una aproximación 1D parece ser la mejor opción, pues el coste computacional es mucho menor en relación a una aproximación 2D (Leandro, et al., 2009).

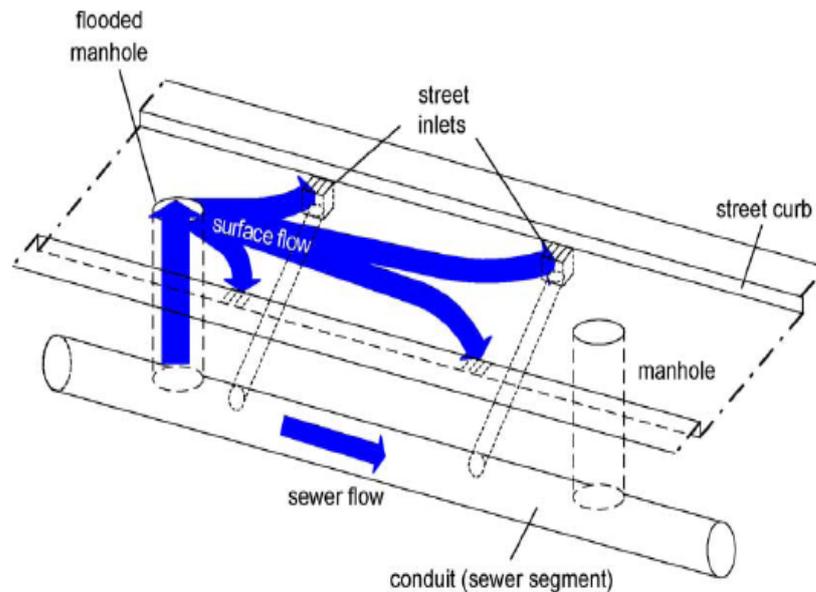


Figura 3-1.- Esquema de un sistema de drenaje dual urbano.

Por otro lado, la red de colectores está compuesta por conductos cerrados y pozos de registro. Es una práctica común considerar la propagación del flujo en colectores como unidimensional no permanente en lámina libre. El funcionamiento en lámina libre permite la conexión del colector con la superficie de la ciudad, lo que facilita la incorporación de caudales. En ciertas situaciones, si se presenta un caudal superior en el colector al considerado en el proyecto, éste podría entrar en carga. En estos casos, el flujo puede salir hacia la calle a través de los pozos o de las rejillas produciendo inundación superficial. Evidentemente, ello es tanto más probable cuanto menos profundo sea el colector.

El sistema de captación superficial de la escorrentía está compuesto de las rejillas, sumideros e imbornales que existen en la superficie del medio urbano, cuyo objetivo es captar la escorrentía superficial e introducirla en la red de colectores en los puntos previstos para ello (Gómez, 2008). Cuando el colector entra en carga la transmisión de flujo invierte su sentido permitiendo, al flujo que circula por la red, salir hacia la calle. Así, el sistema de captación tiene un rol importante dentro de un sistema de drenaje dual urbano pues es donde se producen las transferencias de flujo de manera bidireccional. Estas transferencias de flujo se pueden modelar utilizando

ecuaciones tipo aliviadero u orificio, asegurando de esta forma una restricción al flujo entre la red superficial y la red de colectores en ambos sentidos.

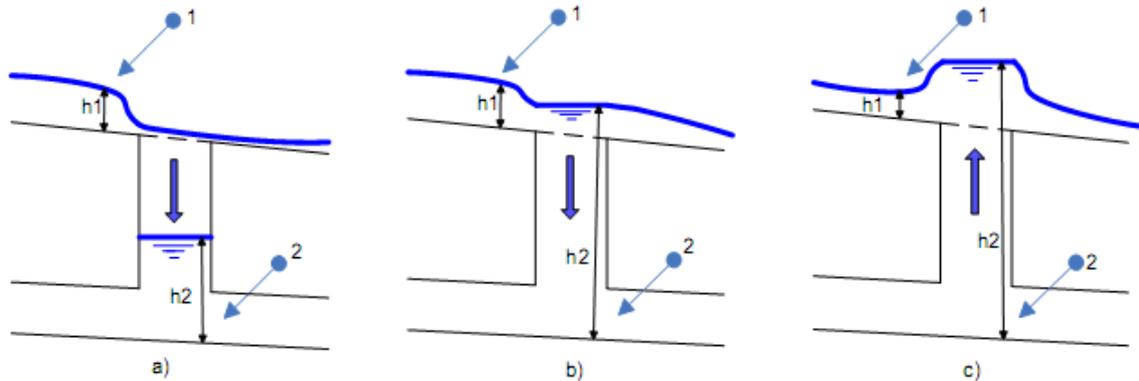


Figura 3-2.- Flujo a través de un sumidero: a) descarga libre hacia el colector, b) descarga de flujo sumergido hacia el colector y c) descarga desde el colector hacia la superficie.

Como se aprecia en la Figura 3-2, la dirección del flujo en los elementos de captación vendrá condicionada por la relación entre los niveles piezométricos que se tenga en la calle y en el colector en el punto donde se encuentra el imbornal o sumidero. De esta manera, cuando el nivel de la lámina de agua en el colector está por debajo del nivel de la calle, el nivel piezométrico del colector no influye en la eficiencia de captación del sumidero, y el flujo va desde la calle hacia el colector en descarga libre (Figura 3-2a). Si el nivel piezométrico aumenta en el colector de tal manera que éste se encuentre por encima del nivel de la calle, pero por debajo del nivel de la lámina de agua del flujo en la calle, la reja sigue captando flujo hacia el colector pero condicionada por el nivel piezométrico del colector (Figura 3-2b). Por último, si en el punto donde se encuentra la reja de captación el nivel piezométrico del colector está por encima del nivel de la lámina de agua en la calle, el flujo va desde el colector hacia la superficie (Figura 3-2c).

3.2 Estudios previos considerando Drenaje Dual Urbano

A pesar de no estar muy extendido el uso de sistemas de drenaje dual para la modelización de cuencas urbanas, encontramos algunos precedentes en los que nos hemos basado a la hora de realizar nuestro estudio.

Uno de los primeros estudios considerando drenaje dual se realizó en Kaiserslautern (Alemania) para intentar resolver la problemática que se les presentaba en la parte baja de una cuenca de la población, donde se inundaban varias viviendas durante eventos de lluvia intensos. El método que usaron para modelar la cuenca fue el RisUrSim (Schmitt, et al., 2004).

En 2005 se modeló, usando un sistema de drenaje dual, el Campus de la Universidad de Palermo (Nasello, et al., 2005) siguiendo la metodología DORA. El mismo año, se presentó también una modelación de la cuenca de Motilal ki Chal en la ciudad de Indore (India) mediante el método SIPSON (Djordjevic, et al., 2005).

En los países nórdicos, concretamente en algunas ciudades de Suecia, se han diseñado las redes de alcantarillado para periodos de retorno bajos, de 2 a 5 años, y se ha realizado un análisis conjunto del comportamiento de la red enterrada y del flujo en la calle, aceptando un sistema de drenaje dual. Ello supone además la incorporación de la presencia del agua en el diseño de la ciudad en superficie, previendo vías de circulación y puntos de recogida de la misma. Estos estudios se basan en considerar que parte del flujo circula por la red y parte del flujo circula por la calle cuando la capacidad de desagüe de la red se supera. Esta idea no es fácilmente aplicable a ciudades muy consolidadas y más antiguas, como por ejemplo las nuestras, pues en ellas en ocasiones nos encontramos con calles de perfil longitudinal tal, que tenemos puntos bajos en los que se concentra caudal afluente de las calles colindantes. Si este punto bajo no se drena mediante un conducto de la red enterrada, podemos crear un problema local de inundación grave.

Capítulo 4. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA DE LA RIERETA

En este apartado se procede a la descripción de las características más importantes de la cuenca objeto de estudio, así como del municipio donde se ubica.

En particular, se pretende describir en detalle la red de drenaje actual así como otros detalles observados durante las visitas de campo realizadas a la zona. Han sido necesarias un total de tres visitas a la zona de estudio durante la elaboración de esta tesina:

Tabla 4-1.- Registro de visitas.

VISITAS	DÍA
1º visita	30/03/2010
2º visita	05/11/2010
3º visita	30/11/2010

4.1 Características generales de la cuenca de La Riereta

La cuenca de La Riereta, se ubica en el municipio de Sant Boi de Llobregat (Baix Llobregat) en el área metropolitana de Barcelona (Catalunya) y en el delta del río Llobregat, a una distancia de poco más de 4 Km. del mar (Figura 4-1). Su trama urbana puede ser considerada como representativa de otras poblaciones de su

entorno. Se caracteriza por presentar pendientes medias-altas en su parte superior y un terreno más llano cerca de la zona de la desembocadura del río Llobregat.

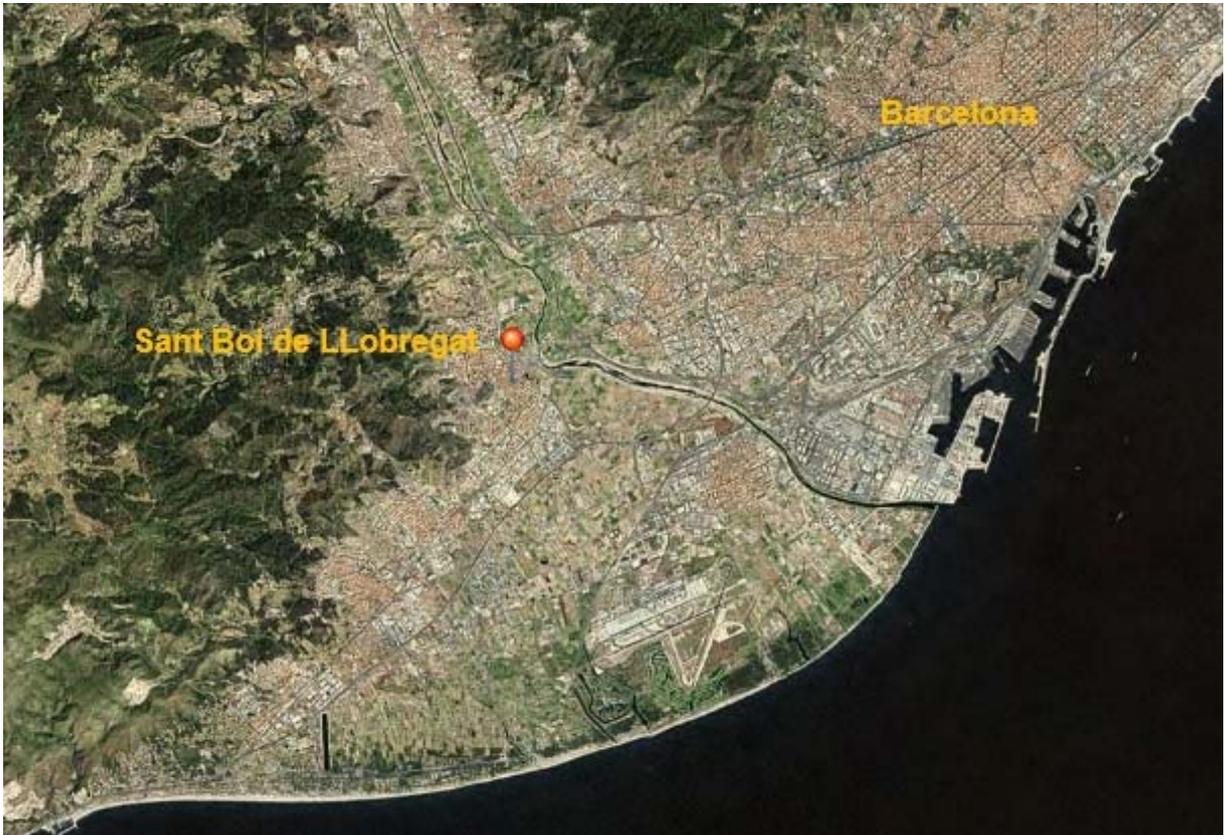


Figura 4-1.- Mapa de situación de Sant Boi de Llobregat.

La cuenca experimental presenta un área de 16.87 Ha, abarcando el casco antiguo de la población de Sant Boi de Llobregat, con ausencia casi total de zonas verdes y una elevada impermeabilidad en superficie. A continuación se adjunta una ortofoto donde se aprecian los límites de la cuenca de La Riereta (Figura 4-2). Los límites de la cuenca representados se han determinado en base a la topografía superficial, a la disposición de la red de alcantarillado y al punto de drenaje de los tejados. La delimitación de las superficies de aportación de escorrentía a la red se realizará más adelante en el apartado de discretización en subcuencas.



Figura 4-2.- Delimitación de la cuenca de la Riereta.

4.2 Descripción de la red de calles

La trama urbana de una ciudad viene definida por sus calles. Con el objetivo de caracterizar los tramos de calles que forman parte del área de estudio nos fijamos en la sección de las calles así como en sus pendientes, tanto longitudinales como transversales.

4.2.1 Sección transversal

Las secciones transversales de las calles pueden ser de una infinidad de formas diferentes, pero generalmente están compuestas por los siguientes elementos: la línea de edificación, la acera, el bordillo y la calzada, con una disposición simétrica de estos elementos con respecto al eje de la calzada (Figura 4-3). En algunos casos se puede prescindir de algún elemento de la sección tipo.

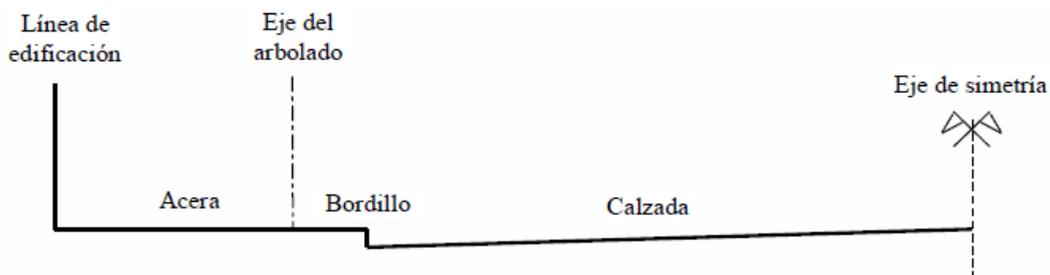


Figura 4-3.- Sección transversal típica de una calle de la cuenca de La Riereta.

Durante los trabajos de campo se han reconocido dos tipos de sección de calle. La mayoría de las calles de la cuenca de La Riereta presentan una sección transversal como la representada en la Figura 4-3. Por otro lado, encontramos algunas calles que se caracterizan por presentar una sección invertida, es decir, existe una pendiente del 2% hacia el eje longitudinal de la calle. Por último, destacar que en calles peatonales como la C/ de Ponent y la C/ de la Palla no existe el escalón entre la acera y la calzada, es decir, a lo largo de todo el ancho de calle se mantiene el mismo nivel.

La acera suele estar elevada con respecto a la calzada una altura variable que, en la mayoría de las calles, es de 10 a 20 cm. Para nuestro modelo, consideraremos que la altura de todos los bordillos existentes es de 15 cm.

4.2.2 Pendiente longitudinal

La pendiente longitudinal es la que se refiere al eje longitudinal de la calle. Normalmente, la pendiente es constante o varía muy poco en el tramo de calles delimitado por dos cruces adyacentes, por lo que podemos definir estas pendientes medias en función de las cotas de los cruces que delimitan el tramo y la longitud del mismo. En la Tabla 4-2 se muestran las pendientes medias de las calles incorporadas en el modelo.

La cuenca de La Riereta presenta tramos de calles con pendientes longitudinales medias comprendidas entre el 1% y el 8% según si los tramos se encuentran en la parte baja o en la parte alta de la cuenca, respectivamente.

Tabla 4-2.- Características geométricas de las calles.

Calle		Cota máxima	Cota mínima	Longitud (m)	Pendiente media
de la Rutlla		15.432	14.758	46.33	0.01
Lluís Castells		16.748	15.432	41.21	0.03
de les Eres		21.22	18.596	39.91	0.07
de Ponent		23.007	21.22	29.53	0.06
de la Palla		22.706	19.223	57.1	0.06
Jaume I		19.459	15.432	163.67	0.02
Victor Balaguer		25.679	25.144	60.47	0.01
Baldiri Comas	Tramo I	28.536	23.225	113.99	0.05
	Tramo II	25.144	23.225	94.6	0.02
Canonge Jaume Collell		24.924	19.459	105.48	0.05
Lluís Pacual Roca		27.413	25.178	136.39	0.02
Pare Pere de Piera		34.955	26.174	205.28	0.04
Torre Figueres		33.888	25.201	221.4	0.04
Mossèn Cinto Verdaguer		32.007	27.593	145.66	0.03
Amadeu Vives		34.79	29.971	150.83	0.03
Pintor Fortuny	Tramo I	27.25	26.427	115.26	0.01
	Tramo II	39.931	26.427	204.38	0.07
Francesc Macià		26.843	24.777	193.43	0.01
Cerdenya		34.155	25.68	241.24	0.04
Salvat Papasseit	Tramo I	38.566	32.496	136.37	0.04
	Tramo II	32.496	30	101.22	0.02
Viuda Vives		38.342	28.266	174.53	0.06
Sant Joan Bosco		37.508	34.155	60.52	0.06
Mallorca		28.266	25.243	158.36	0.02
Pompeu Fabra		25.384	19.459	122.9	0.05
St 6		18.643	17.204	95.98	0.01

4.2.3 Pendiente transversal

La función principal de la pendiente transversal de la calzada y de las aceras es permitir el escurrimiento del agua de lluvia hacia los sumideros o puntos de entrada de la escorrentía a la red de drenaje, con el objetivo de mantener seca la zona de circulación de vehículos o, en su caso, de peatones.

Hemos considerado que la pendiente debido al bombeo transversal de la calzada es, para todos los casos, de un 2% y hemos fijado una pendiente transversal del 1% para todas las aceras de la cuenca.

En el caso de las calles que presentan una sección invertida (calles peatonales) también se ha considerado una pendiente transversal del 2% que favorece la entrada de agua en los puntos de captación situados en el eje de simetría de la calzada.

4.3 Descripción de la red de alcantarillado

La red de alcantarillado de La Riereta es de tipo unitaria y con una estructura mallada. Hidráulicamente en las redes malladas, a diferencia de las arborescentes, el agua no tiene un camino único para ir por la red de un punto A hasta otro punto B (Figura 4-4).

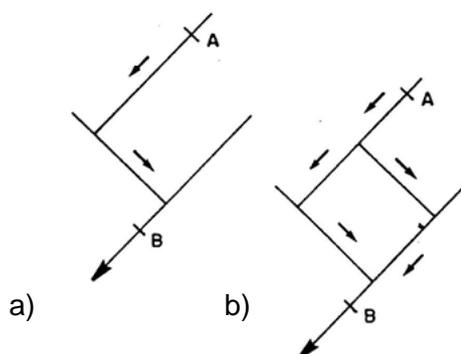


Figura 4-4.- Representación esquemática de: a) una red arborescente y b) una red mallada.

La red está constituida, en su mayoría, por conductos de sección circular con diámetros variables y todos estos son de hormigón.

El colector principal dentro de la cuenca tiene una longitud total de 869 m y lo podemos dividir en 4 tramos. El primero está comprendido entre la calle Cerdanya y la calle Francesc Macià. Su longitud total es de 365 m con una pendiente media del 2.7%. La sección transversal que presenta es circular con distintos diámetros comprendidos entre 300 y 600 mm. El segundo tramo aguas abajo discurre por la calle Jaume I y su longitud y pendiente media son de 350 m y 2.8% respectivamente. Su sección transversal es circular de 1500 mm de diámetro a excepción de los últimos 50m que es de 1200 mm. El tercer tramo a distinguir discurre por la calle de la Rutlla con una longitud y pendiente media de 100 m y 1.3% respectivamente. Su sección transversal es circular de 1500 mm de diámetro. El cuarto y último tramo que finaliza en el punto de medida de la cuenca situado en la calle Joan Bardina tiene una longitud estimada de 54 m y una pendiente media del 0.65%, con un colector circular de diámetro 1200 mm. En la Tabla 4-3 se resumen los datos mencionados:

Tabla 4-3.- Características del colector principal.

	Longitud (m)	Pendiente media	Sección
Tramo 1	365	2.7%	Circular con diámetros entre 300 y 600 mm.
Tramo 2	350	2.8%	Circular con diámetros de 1200 o 1500 mm.
Tramo 3	100	1.3%	Circular con diámetro de 1500 mm.
Tramo 4	54	0.65%	Circular con diámetro de 1200 mm.
TOTAL	869	2.45%	Circular con diámetros entre 300 y 1500 mm.

Cabe destacar el hecho de que la superficie de la cuenca presenta una elevada pendiente transversal al colector que discurre por los puntos bajos de la cuenca y es donde se ha situado el medidor de caudal de la salida de la cuenca.

Durante las visitas de campo, se observa que el drenaje de los tejados, en muchas ocasiones, no está conectado directamente a la red de alcantarillado sino que vierte directamente a la calle a través de canelones de desagüe (Figura 4-5). Esto se debe a que la cuenca de estudio se ubica en medio del casco antiguo del municipio de Sant Boi de Llobregat donde encontramos, mayoritariamente, construcciones antiguas.

Además, se distingue entre construcciones con tejado tipo galería y otras con tejados que vierten a dos aguas. Este hecho también se tendrá en consideración a la hora de realizar la discretización de las subcuencas que representan a los tejados.



Figura 4-5.- Bajantes de dos viviendas de la zona.

4.3.1 Elementos de captación

Repartidos por todas las calles que conforman la cuenca de La Riereta encontramos un gran número de elementos de captación. Mayoritariamente se trata de diferentes modelos de rejillas convencionales pero, en puntos conflictivos de la zona con valores altos de escorrentía, también podemos encontrar macro-rejillas que garantizan una rápida evacuación de la escorrentía superficial debido al elevado valor de área de huecos que presentan.

Uno de los objetivos principales de las visitas de campo ha sido observar el estado actual de las rejillas existentes, determinar sus ubicaciones en la cuenca así como obtener la información necesaria para clasificarlas y caracterizarlas.

Dentro de la zona de estudio encontramos 10 modelos de rejillas convencionales distintos (Figura 4-6) y 3 modelos de macro-rejillas (Figura 4-9). El procedimiento que seguiremos para caracterizarlas no será el mismo para ambos casos.



Figura 4-6.- Modelos de rejas convencionales

Para poder caracterizarlas y conocer las eficiencias de captación de las rejas convencionales debemos partir de algunas de sus características físicas: su longitud (L), ancho (W), área total (A), área de huecos (A_h), número de barras transversales (n_t), longitudinales (n_l) y diagonales (n_d).

De los 10 tipos de reja que debemos incorporar en nuestro modelo, 7 de ellos ya han sido caracterizados en estudios previos por el Laboratorio de Hidráulica de la E.T.S. de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (FLUMEN). Sus características geométricas y parámetros característicos se agrupan en la Tabla 4-4.

Tabla 4-4.- Parámetros característicos de las rejas convencionales.

Modelo	L (cm)	W (cm)	A (cm ²)	A _h (cm ²)	n _l	n _t	n _d	Coef. Caract.	
								A	B
REJA A	71.25	27.5	1959	714	0	16	0	0.32	0.93
REJA F	46.5	25	1163	370	3	1	0	0.36	0.67
E-25	63	33	2079	873	1	0	12	0.39	0.77
BARCINO	74.5	26	1937	852	1	0	11	0.36	0.85
IMPU	78	34.1	2660	693	1	17	0	0.4	0.82
DELTA 50	75	30	2250	1236	4	0	12	0.38	0.75
MERIDIANA	80	30	2400	736	0	15	0	0.35	0.85
REJA I	44	28	1232	378	0	8	0	0.34	0.57
R-121	78	36.4	2839	1214	5	1	0	0.47	0.77
EBRO	77	34.5	2657	1050	2	13	0	0.44	0.81

Para obtener los coeficientes característicos de las rejas que no han sido ensayadas previamente (REJA A, REJA F y REJA I) nos fijamos en sus características geométricas. Según sus dimensiones, la REJA A sería la única que podríamos caracterizar mediante las ecuaciones que aproximan A y B, pues la longitud de la REJA F y de la REJA I no entra dentro del rango de validez de estas ecuaciones. Recordamos que las ecuaciones de aproximación de los parámetros A y B obtenidas de forma experimental son:

$$A = \frac{1.988 \cdot A_g^{0.403}}{p^{0.190} \cdot (n_t + 1)^{0.088} \cdot (n_l + 1)^{0.012} \cdot (n_d + 1)^{0.082}} \quad [4.1]$$

$$B = 1.346 \cdot \frac{long^{0.179}}{anch^{0.394}}$$

válidas para rejas de longitud entre 59 y 100 cm y ancho entre 26 y 50 cm.

Debido a la imposibilidad de caracterizar las rejas mediante la elaboración de nuevos ensayos de laboratorio, nos vemos forzados a extender la validez de estas ecuaciones para todas las rejas existentes en el área de estudio. Consideramos que

pese a no encontrarse dentro de los rangos de validez establecidos, los valores que obtenemos de eficiencia para estas rejas son coherentes.

Los valores obtenidos para los parámetros A y B de estas rejas también se resumen en la Tabla 4-4.

Una vez conocidos los coeficientes característicos de cada modelo de reja podemos conocer la curva de eficiencia de captación de estas para cada pendiente de calle. Por ejemplo para una reja modelo E-25 (Figura 4-7) situada en una calle con una pendiente longitudinal del 1%, según el caudal circulante por la calle justo aguas arriba de la reja, obtenemos los valores de eficiencia siguientes:



Figura 4-7.- Fotografía de una reja modelo E-25 situada en C/ Víctor Balaguer.

Tabla 4-5.- Eficiencia de captación de una reja modelo E-25 situada en una calle con pendiente longitudinal del 1%

Caudal entrante (m ³ /s)	Caudal captado (m ³ /s)	Eficiencia	y (m)
0.01	0.010	1.000	0.034
0.02	0.015	0.742	0.046
0.03	0.019	0.621	0.055
0.05	0.027	0.543	0.068
0.075	0.034	0.450	0.081
0.1	0.039	0.391	0.092
0.3	0.067	0.223	0.147
0.6	0.092	0.153	0.198
0.9	0.111	0.123	0.236
1	0.116	0.116	0.247

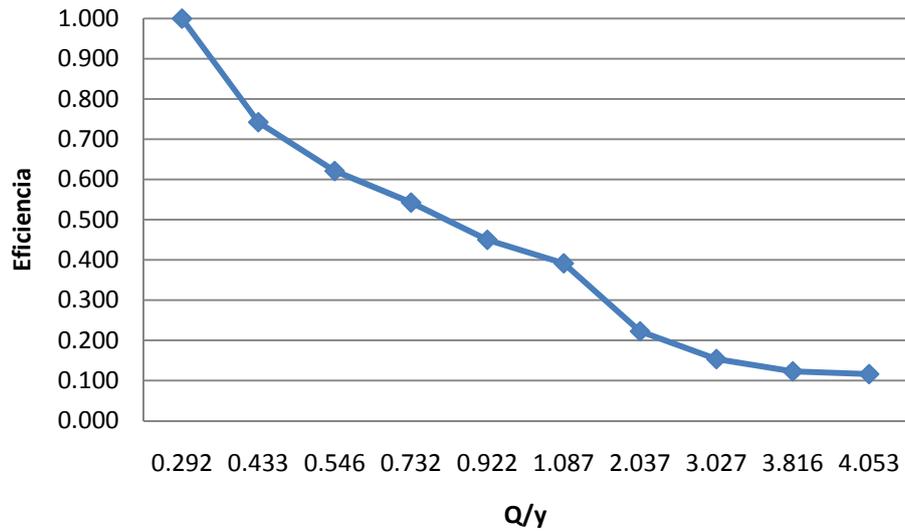


Figura 4-8.- Curva de eficiencia de una reja modelo E-25 situada en una calle con pendiente longitudinal del 1%.

Por otro lado, se han encontrado tres tipos de rejas continuas. Las rejas continuas se caracterizan, a diferencia de las convencionales que se encuentran situadas en las cunetas de las calles, por ocupar todo el ancho de la calle. En general son una tipología de rejas que presentan unas altas eficiencias de captación debido a la elevada área de huecos que presentan. Los tres tipos de rejas continuas presentes en el área de estudio se representan en la Figura 4-9.



Figura 4-9.- Modelos de MACRO-REJAS.

No existen estudios previos de los tres tipos de macro-rejas que se han encontrado en la zona de estudio, por lo tanto, se ha tomado medidas *in situ* durante las visitas de campo para poder caracterizarlas (Tabla 4-6). Los coeficientes característicos correspondientes a cada una de ellas han sido proporcionados por el Departamento de Hidráulica de la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

Tabla 4-6.- Parámetros característicos de las macro-rejas.

Modelo	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm ²)	Coef. Caract.	
MACRO 1	392	98.5	38612	12544	0.77	0.41
MACRO 2	394	49	19306	6272	0.6	0.52
MACRO 3	231	38.5	8893.5	3456	0.66	0.47

El fenómeno de la colmatación es de gran importancia a la hora de estudiar el comportamiento del sistema de drenaje de aguas pluviales de una cuenca urbana pues la obturación de parte de los elementos de captación puede suponer que un sistema correctamente dimensionado para captar las aguas de la zona no logre alcanzar su objetivo, impidiendo introducir el agua que se encuentra en superficie a los colectores. En muchos casos donde encontramos este fenómeno pueden aparecer problemas de inundaciones. Por este motivo es de gran importancia un correcto mantenimiento y limpieza de todos estos elementos. Durante las visitas de campo nos fijamos en el estado de mantenimiento de las rejillas y comprobamos que, a excepción de una de ellas, todas se encuentran en buen estado.



Figura 4-10.- Ejemplo de rejillas colmatadas.

Capítulo 5. EPA SWMM 5.0

5.1 Introducción al EPA SWMM 5.0.

El *Stormwater Management Model* (modelo de gestión de aguas pluviales) fue desarrollado por la Agencia de Protección del Medioambiente de los Estados Unidos en 1971. Hoy en día, es uno de los software de cálculo de drenaje urbano más extendido. Una de las claves de la popularidad de este software es que es de dominio público y, por lo tanto, gratuito.

Es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones que permite reproducir el comportamiento hidrológico e hidráulico de un sistema de drenaje urbano, tanto en términos de la escorrentía como en términos de calidad de la misma. La edición actual, que corresponde a la 5ª versión del programa, se caracteriza por su interfaz gráfica tipo Windows y la incorporación de diversos objetos que permiten al usuario realizar las simulaciones numéricas del sistema de drenaje estudiado.

La componente hidrológica de EPA SWMM 5.0 utiliza un modelo agregado de depósito no lineal para calcular los hidrogramas de escorrentía superficial que se generan en la cuenca urbana debido a la precipitación. Este modelo de depósito no lineal considera también los procesos de infiltración, evaporación y almacenamiento en superficie, y es aplicable tanto a zonas impermeables como permeables de la cuenca de estudio.

Dependiendo del nivel de conocimiento de la cuenca y del objetivo del modelo a desarrollar, el usuario debe dividir la cuenca de estudio en subcuencas, modeladas utilizando objetos denominados *subcatchments*, cada una de las cuales genera su propia escorrentía que acaba introduciéndose en la red en un determinado punto o nodo de de la red de drenaje.

Los cálculos de la escorrentía están basados en un modelo de depósito modificado con la Onda Cinemática (Depósito No Lineal). El modelo divide cada subcuenca, en función de los parámetros introducidos, en una zona impermeable sin retención superficial, otra impermeable con retención y una última zona permeable con retención superficial. La escorrentía es generada aproximando el funcionamiento de cada una de estas zonas a un depósito no lineal como el representado por la Figura 5-1.

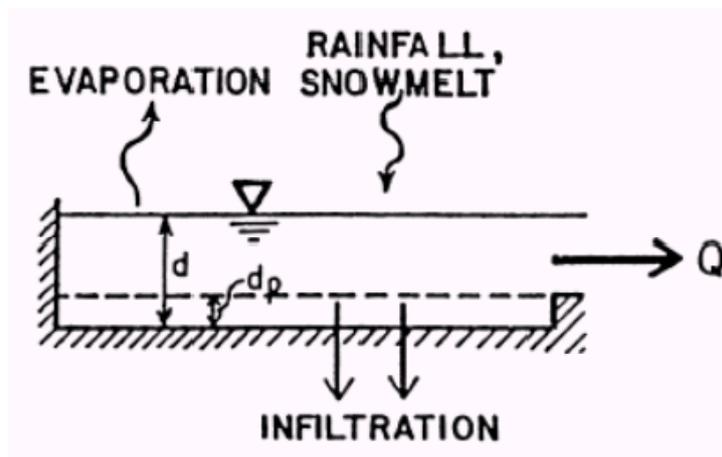


Figura 5-1.- Esquema de del modelo de Depósito No Lineal de SWMM 5.

El caudal de salida de cada subcuenca responde a la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{W}{n} (d - d_p)^{5/3} \cdot S^{1/2} \quad [5.1]$$

donde,

- Q : caudal de salida de la subcuenca.
- W : ancho de la subcuenca.
- n : coeficiente de rugosidad de Manning.
- d : profundidad del agua.
- d_p : profundidad de retención superficial.
- S : pendiente media de la subcuenca.

La ecuación del depósito no lineal se establece resolviendo el sistema de ecuaciones que constituyen la ecuación de continuidad y la ecuación de Manning. La ecuación de cada subcuenca queda:

[5.2]

$$\frac{dV}{dt} = A \frac{dd}{dt} = A \cdot i - Q$$

siendo:

- V : volumen de agua en la subcuenca ($V = A \cdot d$).
- d : profundidad del agua o calado.
- t : tiempo.
- A : superficie de la subcuenca.
- i : lluvia neta (lluvia total menos las pérdidas por infiltración y evaporación).
- Q : caudal de salida de la subcuenca según la ecuación [5.1].

Combinando las ecuaciones [5.1] y [5.2] se obtiene la ecuación diferencial, no lineal, para obtener el calado:

$$\frac{dp}{dt} = i - \frac{W}{A \cdot n} (d - d_p)^{5/3} \cdot S^{1/2} \quad [5.3]$$

Esta ecuación se resuelve mediante un esquema en diferencias finitas de *Newton-Raphson*, para cada incremento de tiempo. Por este motivo, es conveniente evitar trabajar con subcuencas con áreas muy pequeñas e incrementos de tiempo largos, pues pueden provocar problemas de convergencia del esquema.

Los datos de entrada (*inputs*) requeridos para el cálculo de la escorrentía superficial son:

1. Datos de lluvia.
2. Características de las subcuencas:
 - a. Asignación de un hietograma (evento de lluvia) a cada subcuenca.
 - b. Nombre de identificación de la subcuenca.
 - c. Identificación del lugar donde drena la subcuenca. Punto de entrada a la red.
 - d. Ancho de la subcuenca.
 - e. Área en planta de la subcuenca.
 - f. Pendiente media de la subcuenca.
 - g. Coeficiente de rugosidad de Manning de las zonas permeables e impermeables.
 - h. Volumen, por unidad de área, de almacenamiento o retención de la zona permeable e impermeable.
 - i. Parámetros de infiltración. Variarán según el modelo de infiltración escogido.
3. Otros parámetros. Permite ajustar el intervalo de tiempo de la discretización numérica, así como la duración total de la simulación y el sistema de unidades, entre otros.

En términos hidráulicos, EPA SWMM 5.0 puede propagar los caudales que ingresan en la red de drenaje mediante la resolución de las ecuaciones del flujo en

lámina libre no permanente unidimensional (ecuaciones de Saint-Venant), utilizando un esquema numérico de diferencias finitas de tipo explícito. Este esquema numérico es aplicado partiendo de la representación nodo-conector de una red de drenaje, tal y como se muestra en la Figura 5-2.

En cada elemento de conducto (*Conduit*), SWMM 5 calcula el caudal Q en cada instante de tiempo de la simulación, resolviendo las ecuaciones de Saint-Venant [5.4].

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad [5.4]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + g \cdot A \frac{\partial H}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = 0$$

Por otro lado, para cada elemento nodo (*Junction*), el programa determina el nivel de la lámina de agua H en cada paso de tiempo de cálculo, aplicando la ecuación [5.5]:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \sum \frac{Q}{A_s} \quad [5.5]$$

siendo ΣQ el flujo neto hacia el nodo (flujos de entrada menos flujos de salida) y ΣA_s el área del nodo (como se observa en la Figura 5-2, el área incluye el nodo propiamente dicho y el área superficial correspondiente a la mitad de la longitud de los conductos que confluyen en ese nodo).

Las *Junctions* representan los nodos de la red de drenaje que se va a modelar y a las uniones de los conductos. Corresponden, en la realidad, a los pozos de registro de la red de alcantarillado y a los puntos de entrada de agua desde la superficie a la red de alcantarillado (sumideros).

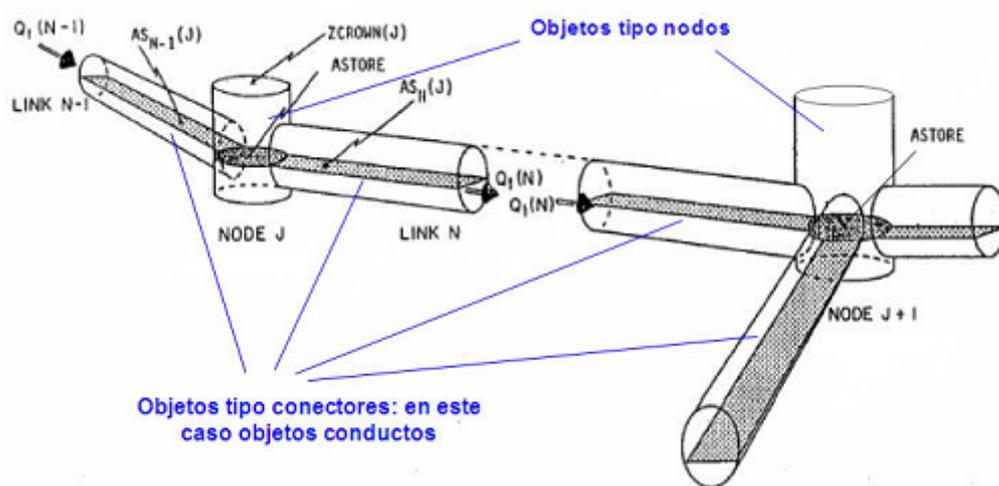


Figura 5-2.- Representación nodo-conector de un sistema de drenaje urbano en EPA-SWMM 5.0.

Las ecuaciones planteadas se resuelven de manera secuencial, mediante el método de Euler modificado, para determinar el flujo en cada conducto y el calado en cada nodo para cada intervalo de tiempo. Este esquema de resolución, de tipo explícito, puede provocar problemas de inestabilidad numérica si los incrementos de tiempo de cálculo utilizados no son suficientemente pequeños.

Las condiciones que se deben cumplir para que el esquema sea estable numéricamente son:

1. Condición de *Courant*, donde se limita el incremento de tiempo de cálculo al tiempo necesario por una onda dinámica para propagarse a lo largo de la longitud del conducto. Algebraicamente:

$$\Delta t \leq \frac{L}{\sqrt{g \cdot D}} \quad [5.6]$$

donde,

Δt : incremento de tiempo.

L : longitud del conducto.

D : calado máximo del conducto.

g : gravedad.

- 2- Condición sobre los nodos:

$$\Delta t \leq 0.1 \cdot A_s \frac{\Delta H_{max}}{\Sigma Q} \quad [5.7]$$

donde,

A_s : Área del nodo.

ΔH_{max} : Elevación máxima del agua en Δt .

ΣQ : Flujo neto de entrada al nodo.

Por lo tanto, las ecuaciones [5.6] y [5.7] presentarán un carácter más restrictivo en los conductos más cortos y con mayores entradas de caudal. Destacar que incrementos de tiempo de pocos segundos (1-10 seg) son comunes en la práctica cuando usamos SWMM 5.0.

Otra situación en la que SWMM 5.0 puede presentar problemas se da cuando el caudal circulante es nulo o prácticamente nulo. También pueden aparecer

problemas si la simulación se alarga demasiado en el tiempo una vez ha salido de la cuenca toda la escorrentía. Cuando entremos en detalle en el estudio que nos ocupa veremos, más ampliamente, cuáles son estos problemas y cuando se nos presentan.

Por último, dentro del apartado de restricciones, mencionar que para la resolución de las ecuaciones de Saint-Venant se necesita una condición de contorno aguas abajo. Esta condición se impondrá al nodo que actúe como salida de la cuenca (*Outfall*) y se restringe el número de conductos que pueden llegar a ese nodo a un único conducto.

Dentro de sus aplicaciones, EPA SWMM 5.0 nos permite modelar redes de conductos cerrados y de sección abierta, donde se tengan flujos en lámina libre o donde se produzca la entrada en carga en los conductos cerrados, además de simular la condición de salida de flujo hacia la superficie a través de los nodos del sistema (*Flooding*). También es posible modelar elementos especiales de una red de drenaje tales como vertederos, orificios y bombas, utilizando los objetos reguladores de flujo que incorpora EPA SWMM 5.0: *Weirs*, *Orifices* y *Pumps*, respectivamente. La nueva versión incorpora un nuevo tipo de objeto regulador llamado *Outlet*. Éste representa una función de transferencia de caudal que depende del calado aguas arriba o de la diferencia de carga entre los extremos aguas arriba y aguas debajo de este objeto. Todos los objetos reguladores consideran la opción de activar una *Flap Gate*, que es una especie de válvula de clapeta, cuya función es impedir la inversión del flujo en dicho elemento.

Al igual que otros programas de cálculo utilizados en el análisis de cuencas urbanas, EPA SWMM 5.0 puede considerar la situación de inundación superficial (*Flooding*) de dos maneras diferentes: asumiendo que el flujo que se escapa por los nodos se pierde del esquema de red y no vuelve a incorporarse a éste, o asumiendo que el flujo que sale a través de los nodos se almacena temporalmente sobre éstos dentro de un volumen virtual, hasta cuando vuelvan a tener capacidad suficiente los conductos adyacentes a estos nodos, situación en la cual estos volúmenes almacenados vuelven a introducirse en la red. Esta última opción de modelización de la inundación en superficie, caracterizada por el almacenamiento temporal, se conoce como *Surface Ponding* y ocurrirá siempre que la cota de la lámina de agua en un nodo sea mayor que la cota de superficie definida en el mismo, estando activa la opción de *Surface Ponding* en EPA SWMM 5.0.

Los datos de entrada (*inputs*) requeridos por la componente hidráulica de SWMM 5 son:

1. Hidrogramas de entrada en los nodos, provenientes del cálculo hidrológico o impuestos por el usuario.
2. Duración de los incrementos de tiempo.
 - a. Incremento de tiempo para el cálculo hidráulico (teniendo la precaución de cumplir las condiciones de estabilidad numérica).

- b. Duración total de la simulación. Aunque SWMM no presente limitaciones en los pasos de cálculo, hay que controlar la aparición de errores para simulaciones muy largas una vez terminado el suceso de lluvia.
3. Características de los *Conduits* (tramos de calle que actúan como canales y colectores propiamente). La información que el programa requiere:
 - a. Nombre de identificación del *Conduit*.
 - b. Identificación de los nodos que une el conducto.
 - c. Flujo inicial circulante por el conducto.
 - d. Tipología del conducto y sus dimensiones.
 - e. Longitud del conducto.
 - f. Elevación de los extremos del conducto sobre la solera del nodo siempre que ésta sea distinta a cero.
 - g. Coeficiente de rugosidad de Manning del conducto.
4. Características de las *Junctions*. La información requerida por el programa es:
 - a. Nombre de identificación.
 - b. Cota de solera del nodo.
 - c. Cota de la calle en este mismo punto que condicionará la salida de agua del sistema, en el caso de *Junctions* que representan a los pozos de registro de la red de alcantarillado.
 - d. Caudal de entrada en el nodo y calado inicial, independientes de la lluvia simulada.
5. Elementos reguladores (*Orifices, Weirs, Outlets*). Los parámetros a introducir variarán según el elemento regulador escogido en cada caso.
6. Condición de contorno aguas abajo.

5.2 Modelización del drenaje dual urbano con EPA SWMM 5.0

Es posible realizar una aproximación a la modelización del drenaje dual utilizando EPA SWMM 5.0 considerando dos grandes redes que discurren a distinto nivel y los elementos que permiten conectarlas. Estamos haciendo referencia a las calles, los colectores y los elementos que conectan ambas redes (sistemas de captación y pozos de registro).

Las calles son representadas como una red de conductos de sección abierta, cuya sección puede estar definida por todo el ancho de la calle o por la sección de la cuneta. Las cunetas suelen encontrarse en ambos lados de la calle (puede variar su posición dependiendo de la pendiente transversal de la calle) y en éstas se encuentran las rejillas de captación, las cuales suelen ir conectadas al mismo eje colector. Basándonos en esta localización de las rejillas son necesarios dos canales paralelos conectados al colector para modelar la calle (véase Figura 5-3). Los nodos correspondientes a la calle se deben situar en puntos donde existan cambios en la pendiente longitudinal, cambios en la geometría transversal de las cunetas y donde se

tengan estructuras de captación de la escorrentía. Cada par de nodos situados de forma consecutiva en uno de los canales de la red superficial definirá la longitud de cada objeto de conducto.

La red de alcantarillado es modelada con objetos tipo conductos cerrados y nodos. Los nodos de esta red deben estar situados donde existan cambios de pendiente longitudinal del colector, cambios en la sección transversal de éste, incorporaciones de las estructuras de captación y donde existan pozos de registro. Estos nodos deben considerarse con una altura máxima (*Maximum Depth* en EPA SWMM 5.0) suficiente de tal forma que no se pierda flujo a través de éstos cuando los conductos entran en carga.

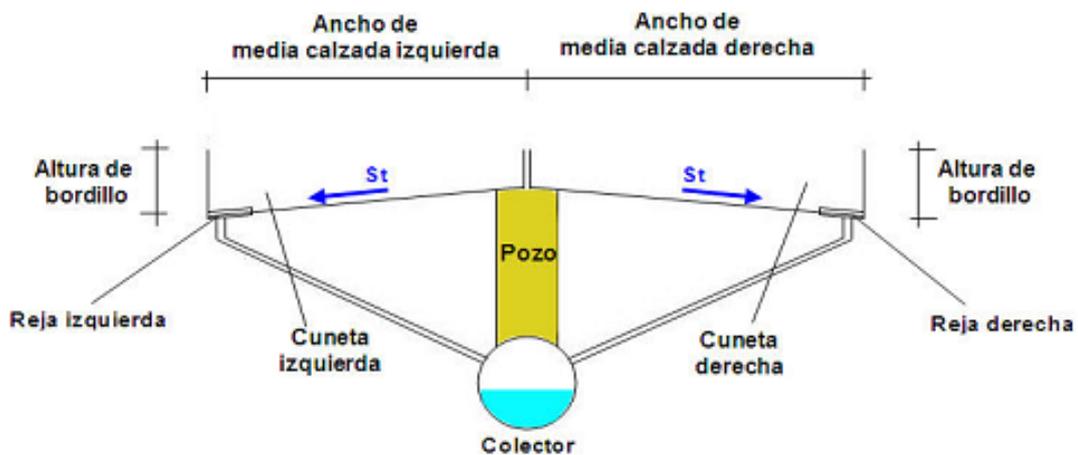


Figura 5-3.- Vista transversal de la calle y del colector

Respecto a la aportación de escorrentía superficial, las subcuencas aportantes son pequeñas, llegando a considerar porciones de aceras y medias calzadas, pues el nivel de escala requerido para realizar una modelación del drenaje dual exige un alto nivel de detalle. Los tejados de las viviendas también se entienden como subcuencas y se debe diferenciar las que estarán directamente conectadas a la red de alcantarillado de las que drenarán a la subcuenca que representa la porción de acera adyacente, contribuyendo en la escorrentía superficial de ésta.

A continuación se especifica las herramientas del SWMM 5.0 que podemos usar para la modelización de las rejillas de captación y de los pozos de registro en un esquema de drenaje dual.

5.2.1 Pozos de registro

Los pozos de registro, en general en nuestro país no son puntos de entrada de agua a la red de alcantarillado, pudiendo actuar como puntos de salida de caudal en momentos en que el nivel piezométrico del colector está muy por encima de la cota de calle en ese punto.

El flujo que sale a la calle a través de los pozos de registro se puede representar mediante objetos reguladores tipo orificio o vertedero. Ambos objetos reguladores requieren de un nodo en cada extremo y de un coeficiente de descarga. En el caso de utilizar un orificio, consideraríamos la forma de éste rectangular y asignaríamos una altura del orificio igual al espesor de la tapa del pozo de registro y un ancho igual al perímetro de dicha tapa. Si la opción escogida es un vertedero, la longitud de vertido se consideraría igual al perímetro superficial del pozo. Independientemente del tipo de objeto debemos orientar éste desde el nodo del colector (nodo aguas arriba del objeto) hacia el nodo que se encuentra en superficie (nodo aguas abajo del objeto) y activar la opción del *Flap Gate*; de esta manera tendremos en cuenta que el flujo a través del pozo de registro puede únicamente ir desde el nodo del colector hacia los nodos de la calle cómo se muestra en la Figura 5-4.

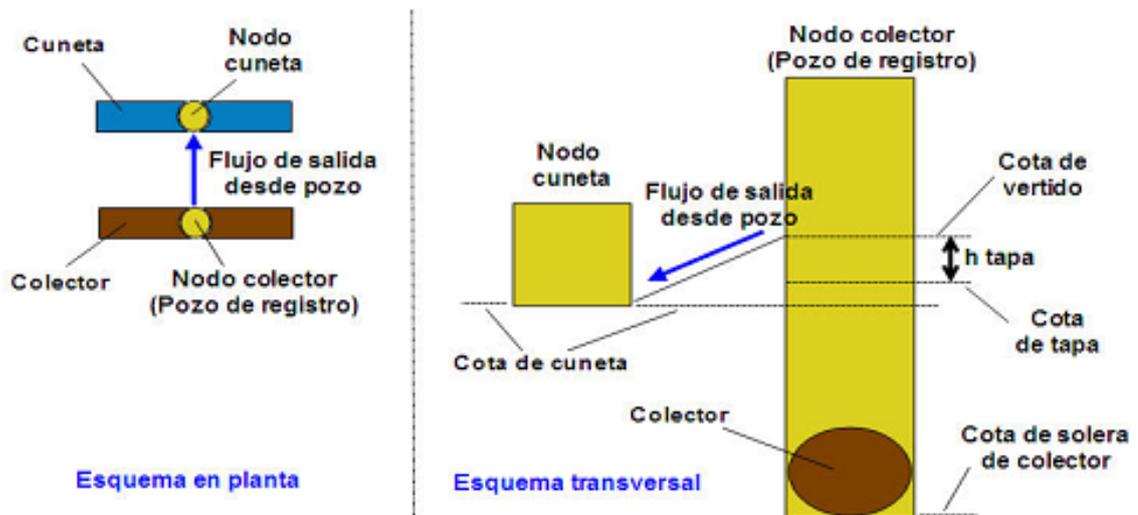


Figura 5-4.- Esquema de la salida de a través de un pozo de registro

Otro aspecto importante es determinar la cota de vertido del objeto regulador (ver Figura 5-4) pues determinará si existe intercambio de flujo o no entre ambas redes. Esta cota, además de considerar el desnivel existente entre ambos nodos, deberá incluir la oposición que la tapa rígida de los pozos de registro realiza sobre el flujo que intenta salir por el pozo. Esta oposición se puede aproximar considerando una altura extra sobre la cota de tapa del pozo de acuerdo con la siguiente ecuación (Djordjevic, 2004):

$$h_{tapa} = e \cdot \frac{\rho_{tapa}}{\rho_{agua}}$$

Donde h_{tapa} es la altura extra sobre el desnivel geométrico, e es el espesor de la tapa rígida, ρ_{tapa} es la densidad del material de la tapa y ρ_{agua} es la densidad del agua.

5.2.2 Rejas de captación

Una manera de modelar el intercambio de flujo bidireccional a través de las rejas de captación es utilizar dos objetos reguladores. Ambos deben tener sus nodos en común en sus extremos (véase Figura 5-5) y la opción de *Flap Gate* activada.

La entrada de flujo viene representada por un objeto tipo *Outlet* que debe estar orientado desde el nodo de la cuneta hacia el nodo del colector. Se requiere de una tabla de valores que muestre la relación entre los valores de caudal captado por la reja vs el calado aguas arriba de ella, o bien, la relación caudal captado vs la diferencia de nivel piezométrico entre la reja y el colector que permitirá determinar el caudal interceptado por la reja en cada instante.

Por otro lado, el objeto que representa la salida de flujo debe estar definido desde el nodo del colector hacia el nodo de la cuneta y su cota de desagüe debe ser igual al desnivel geométrico existente entre la reja y la solera del colector, en el punto de conexión. Esta conexión puede estar representada por un objeto tipo vertedero, tipo orificio o, una vez más, por un objeto tipo *Outlet*.

En caso del objeto tipo vertedero la longitud de vertido se puede aproximar cómo la suma del largo y el ancho de la reja; para el objeto tipo orificio se puede definir la sección como rectangular (caso típico de rejas rectangulares), donde la altura del orificio se puede considerar igual a la proyección de la reja en el plano vertical del bordillo y el ancho del orificio igual al área total de huecos de la reja dividida por la altura del orificio. Ambos objetos requieren sus respectivos coeficientes de descarga. Para el caso del objeto tipo *Outlet* la salida se podría caracterizar utilizando una tabla cómo la descrita anteriormente con los valores que obtendríamos ensayando la salida de flujo hacia la calle a través de los elementos de captación.

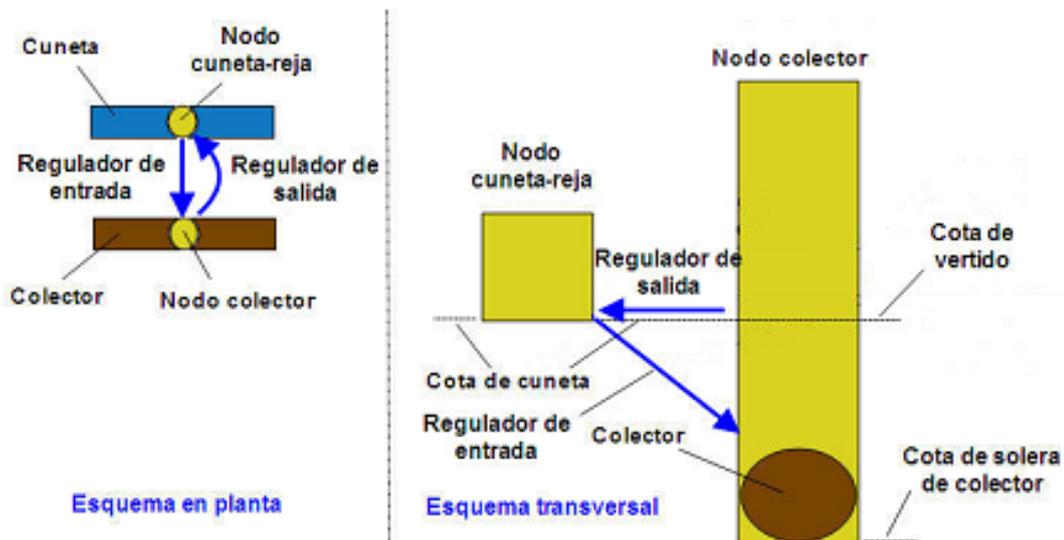


Figura 5-5.- Esquema de una reja representada con conexión doble

Capítulo 6. ELABORACIÓN DEL MODELO DUAL

Una vez conocidas las características físicas de la cuenca de estudio y las herramientas que nos ofrece el software EPA SWMM 5.0 se procede a la elaboración del modelo dual de la cuenca.

Para facilitar el trabajo con el programa y simplificar el esquema que se muestra mediante la interfaz gráfica tipo Windows que incorpora la nueva versión de EPA SWMM 5.0, se ha dividido la modelización dual de la cuenca en dos submodelos.

El primer modelo incorpora la red de colectores y todas las subcuencas que se encuentran directamente conectadas a esta red, es decir, todas aquellas que no contribuyen en la escorrentía superficial en ningún momento. De este modelo se obtendrán los hidrogramas de caudal a la salida de cada subcuenca directamente conectada a la red que, posteriormente, se impondrán en el nodo correspondiente en el segundo modelo.

El segundo modelo incorpora dos redes de conductos: la red de colectores (considerada en el primer modelo) y la red de canales superficiales que representan las calles. Este modelo considera las subcuencas no contempladas en el primer modelo, es decir, los tejados que no se encuentran directamente conectados a la red de colectores así como las subcuencas que representan la superficie de la calle (aceras y calzadas). Los hidrogramas de caudal obtenidos del primer modelo se

introducirán en este como series de datos en los nodos de la red de alcantarillado donde corresponda. En este modelo también se representarán los elementos de conexión entre los dos sistemas que permitirán el intercambio bidireccional de flujo entre ambos.

6.1 Discretización de las subcuencas

El proceso de discretización es muy importante en la hidrología urbana, porque permite describir la cuenca a un nivel de detalle muy minucioso, pudiendo llegarse a analizar a nivel de tejado por tejado y calle por calle, representando así, de una manera más real, el comportamiento hidrológico e hidráulico de una cuenca.

En el estudio que nos ocupa agruparemos los tejados contiguos que presentan las mismas características en una misma subcuenca con el objetivo de simplificar el modelo.

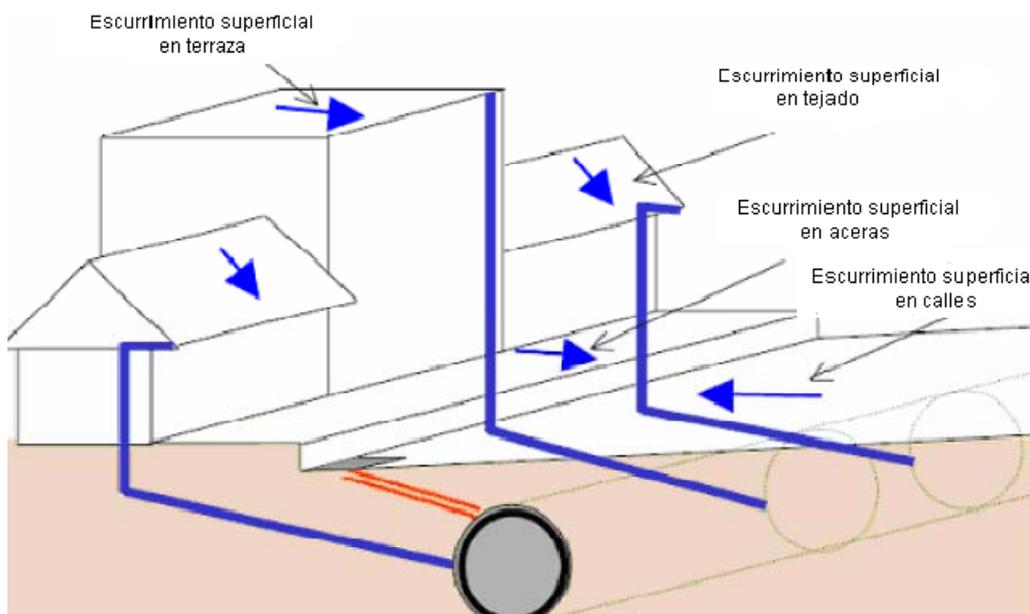


Figura 6-1.- Esquema de discretización de subcuencas.

Todas aquellas subcuencas que representan a los tejados podrán estar conectadas directamente a la red de drenaje o contribuir a la escorrentía superficial de la subcuenca que represente la acera colindante a dicho tejado.

En el primer modelo se definen un total de 151 subcuencas que representan la totalidad de los tejados directamente conectados a los colectores. Las áreas que presentan, así como sus anchos, son de dimensiones variadas. Presentan pendientes del 2% o el 28% dependiendo de si son cubiertas planas o tejados inclinados, respectivamente. Todas ellas se han considerado 100% impermeables y con un coeficiente de rugosidad de Manning de la superficie ($n - Imperv$) de 0.01. La

escorrentía producida en estas subcuencas pasará a formar parte del flujo en la red de colectores en el nodo más próximo a ella.

Debido a la impermeabilidad del terreno se ha aplicado un sistema de pérdidas lineales. Podemos emplear este modelo de pérdidas porque consideramos que la capacidad de infiltración no varía mucho a lo largo del tiempo de duración de lluvia.

Por otro lado, el segundo modelo incorpora un total de 566 subcuencas, donde se diferencian las que representan los tejados no conectados (66), las zonas permeables (8), las aceras (267) y las calzadas (225).

Los tejados no conectados directamente a la red se han definido con los mismos parámetros utilizados para modelar los tejados directamente conectados.

Las zonas permeables, término que agrupa las cinco zonas verdes, los dos solares y el parking de arena existente en la zona, se caracterizan por incorporar un sistema de pérdidas de precipitación distinto al resto de subcuencas. Se han considerado 100% permeables. El método escogido para calcular las pérdidas es el de Horton. Nuevamente, las áreas y los anchos de estas subcuencas presentan distintos valores y han estado medidos directamente sobre plano. Se ha supuesto una pendiente del 2% para todas ellas, pues no presentan grandes desniveles y no se dispone de información suficiente para conocer la pendiente exacta.

La discretización de las subcuencas que representan las aceras y las calzadas ha estado condicionada por la ubicación de las rejillas en las calles. En el caso de las calles de sección transversal con bombeo lateral de la calzada del 2%, se ha considerado como una subcuenca la media calzada comprendida entre dos rejillas consecutivas de una misma calle y la acera adyacente a esta media calzada como otra, también delimitada por los mismos sumideros. Para calzadas que presentan una sección invertida (pendiente de la calzada hacia el eje de esta) se ha considerada una única subcuenca para todo el ancho de la calzada. La subcuenca también queda delimitada por dos sumideros consecutivos. La escorrentía producida en estas subcuencas se incorporará a la red de conductos superficiales en el nodo más próximo a la salida de cada subcuenca.

Los cruces de calles se han considerado como una única subcuenca cuya escorrentía generada en ella se incorporará a la red de conductos superficiales en el nodo perteneciente al sistema mayor que simbolice dicha intersección de calles.

Todas ellas, debido a los materiales que componen sus superficies, se han considerado 100% impermeables y, por lo tanto, también se les ha aplicado un sistema de pérdidas de precipitación lineal.

6.2 Sistema mayor

Se entiende como sistema mayor el conjunto de elementos que intervienen en el transporte del flujo por la superficie, es decir, la red de calles.

A objeto de estudiar su comportamiento hidráulico, las calles pueden considerarse conductos unidimensionales, donde el flujo va en lámina libre, cuya longitud es, como mínimo, un orden de magnitud superior a su ancho. Por ser elementos unidimensionales, las calles pueden representarse por un eje y pueden definirse por la posición de ese eje en el espacio y una determinada sección transversal característica de toda la calle o de un tramo de la misma.

Desde un punto de vista hidráulico, en una red de calles se distinguen dos tipos de elementos: las calles y los cruces. El flujo en las calles, como se ha comentado, puede considerarse unidimensional mientras que en los cruces el flujo puede llegar a presentar un comportamiento bidimensional o tridimensional.

Según la tipología de calle que se esté modelando se utilizarán uno o dos conductos en superficie. Para modelar las calles que presenten una sección transversal con bombeo lateral se hará uso de dos conductos paralelos que simbolizarán las dos cunetas. Por otro lado, las calles que presentan una sección invertida, se modelarán mediante un único conducto coincidente con el eje de la calzada.

El flujo en cruces de calles ha sido objeto de múltiples estudios experimentales a lo largo de los últimos años (Nanía, 1999), pues no hay consenso en las ecuaciones que describan la distribución de caudales y las condiciones que se producen en cruces de calles. El software utilizado para elaborar el modelo (EPA SWMM 5.0) solamente permite reproducir el movimiento en una dimensión, por lo tanto, se ha aproximado el flujo en cruces de calles a una modelación que agrupa la totalidad del flujo entrante en el cruce en el nodo que simboliza la intersección de calles y, desde allí, este flujo se distribuye por gravedad por todos los conductos de salida existentes. En la Figura 6-2 se ilustra la modelización de los cruces. Los nodos de color verde y las líneas azules representan puntos de la red superficial y de las cunetas, respectivamente. Por otro lado, el nodo rojo representa el pozo de registro que se encuentra en la intersección de los dos colectores, representados mediante las líneas naranjas.

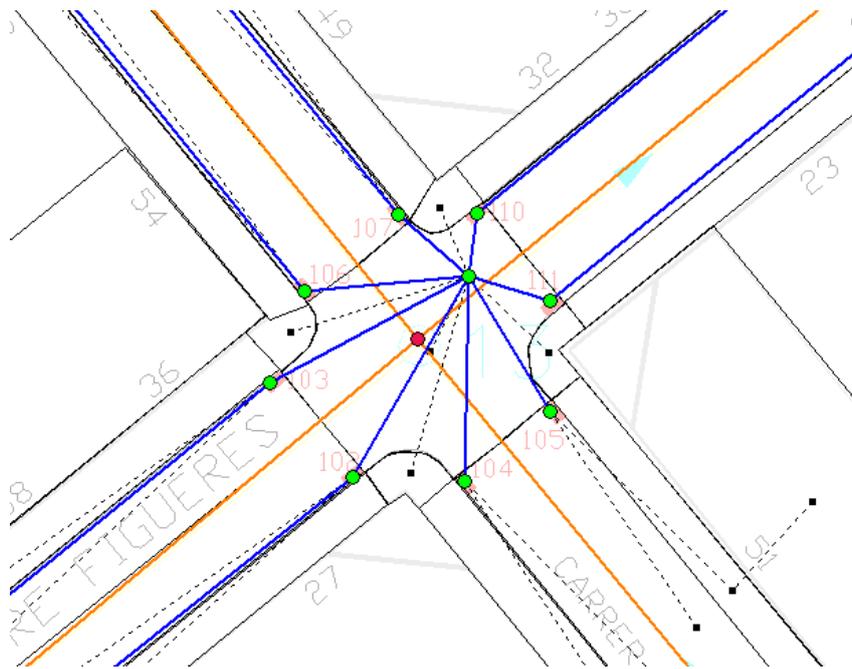


Figura 6-2.- Representación del cruce de calles entre C/Torre Figueras y C/Mossen Cinto Verdguer.

6.2.1 Descripción de los elementos que intervienen en el modelo

Los distintos tramos de calles se modelarán mediante nodos (*Junctions*) y conductos (*Conduits*). Se considerará que los conductos de la red superficial son las cunetas a excepción de cuando se trate de una calle de sección invertida, donde se asumirá que el conducto es todo el ancho de calle.

La modelización consta de un total de 266 *Junctions* que representan puntos del sistema mayor. La mayoría de ellos simbolizan las rejas del sistema de captación (205) pero también se han usado para simbolizar el punto de cruce entre dos calles, así como puntos auxiliares que permitieran incorporar caudales externos en puntos intermedios de tramos de calles donde no existía ninguna reja.

Los *Conduits* definen tramos de calles, situados entre dos *Junctions* sucesivas, que presentan las mismas características (pendiente, sección transversal, rugosidad de la superficie). Su pendiente queda determinada por las cotas de solera definidas para las *Junctions* que se encuentran en los extremos de dicho conducto.

Se ha necesitado un total de 285 elementos tipo *Conduit* para modelar el sistema de conductos superficiales. Sus longitudes varían entre 2.24 y 62.28 metros y sus pendientes están comprendidas entre el 0% y el 12%. Para todos ellos se ha supuesto un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.016, valor representativo para el flujo en cunetas.

Se han definido tres secciones transversales tipo que representan la cuneta izquierda en el sentido del flujo (Figura 6-3), la cuneta derecha en el sentido del flujo

(Figura 6-4) y, por último, una sección invertida de ancho variable según la calle que represente (Figura 6-5). Como ya se ha comentado en el apartado de descripción de la cuenca, se considera un bordillo de 0.15 m y un ancho único de acera de 1m.

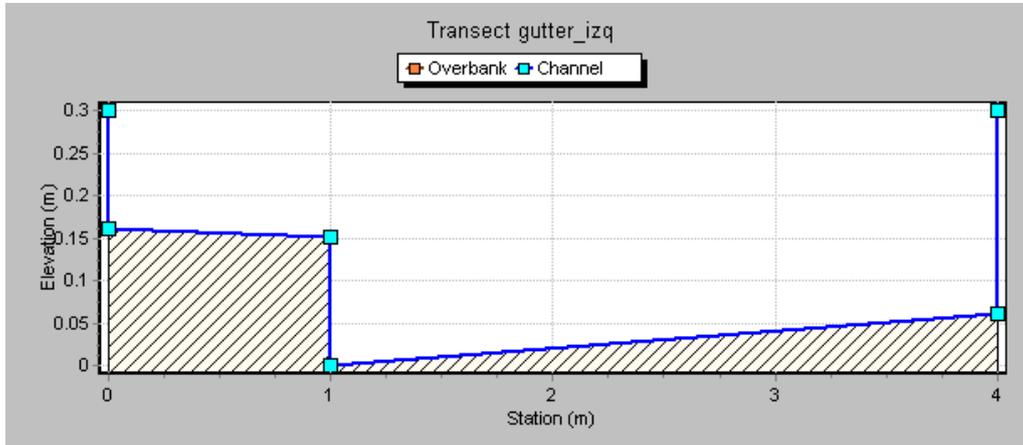


Figura 6-3.- Esquema de la sección de la cuneta izquierda.

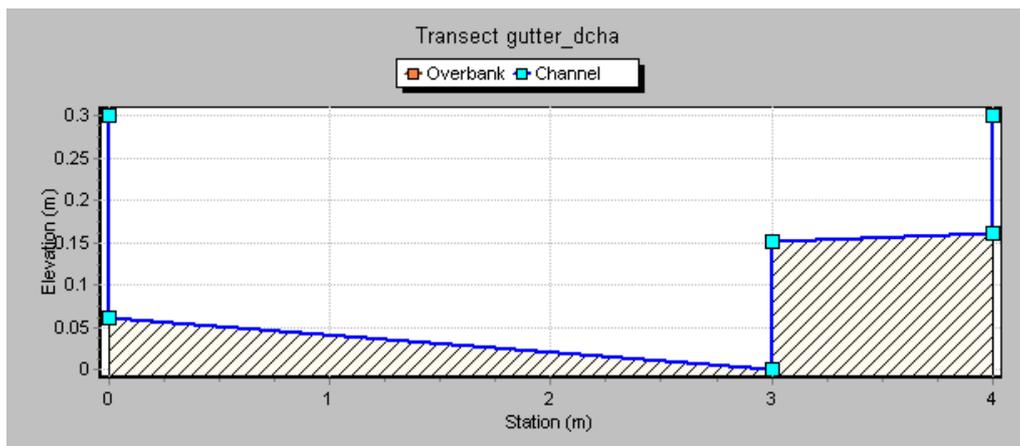


Figura 6-4.- Esquema de la sección de la cuneta derecha.

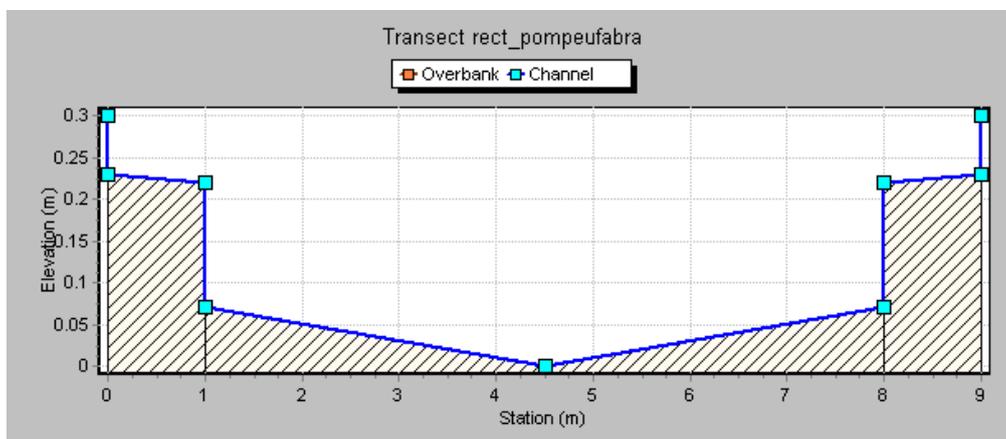


Figura 6-5.- Esquema de la sección de una calle de tipo invertida.

6.3 Sistema menor

El sistema menor del modelo representa los colectores y los pozos de registro de la red de alcantarillado. De la misma manera que para el sistema mayor, los colectores vienen descritos por objetos del tipo *Conduit* y los pozos por objetos tipo *Junction*.

Generalmente, en el modelo los nodos representarán pozos de registro existentes en la red, pero se han introducido nodos extra que nos permitan incorporar el flujo que haya sido captado por los elementos de captación o provenga de las subcuencas directamente conectadas a la red de colectores (tejados) en puntos situados entre dos pozos de registro.

Los pozos de registro se ubican en cualquier punto donde exista un cambio de sección del conducto, un cambio de pendiente o una intersección de conductos.

6.3.1 Descripción de los elementos que intervienen en el modelo

Los elementos por donde circula el flujo, en el caso de la red subterránea, son los colectores. Los tramos de colector se definirán mediante nodos (*Junctions*) y conductos (*Conduits*). De la misma manera que para el sistema mayor, la incorporación de flujo a la red de colectores modelada, solamente se podrá realizar en esos puntos del sistema que hayamos representado mediante un elemento nodo.

La modelización incorpora un total de 114 *Junctions* que representan puntos del sistema menor. La mayoría de ellos (81) simbolizan los pozos de registro.

Para este subsistema, los *Conduits* definen tramos de colectores, situados entre dos *Junctions* sucesivas. Su pendiente vendrá definida por las cotas de solera definidas para las *Junctions* que se encuentran en los extremos de dicho conducto.

Se ha empleado un total de 118 elementos tipo *Conduit* para modelar el sistema de colectores. Sus longitudes varían entre 5.5 y 76.4 metros y sus pendientes están comprendidas entre el 0.28% y el 14%. Para todos ellos se supone un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.016 (valor recomendado para conductos de hormigón).

Los colectores ubicados dentro del área de estudio presentan, como se ha dicho en el apartado de descripción de la cuenca, distintas geometrías de secciones transversales.

6.4 Elementos de captación

Para representar el flujo bidireccional en las rejillas de captación se han utilizado dos objetos reguladores, es decir, en el modelo existirá una doble conexión entre el sistema mayor y el sistema menor. Los objetos reguladores son representados por

SWMM 5.0 como conectores entre dos nodos (uno perteneciente al sistema mayor y otro del sistema menor).

Como se ha comentado en el punto 5.2.2, SWMM 5.0 ofrece varios elementos que permiten modelar la entrada o salida de flujo a la red de colectores: orificios, vertederos y *Outlets*.

En nuestro estudio, para modelar la entrada de flujo a la red de alcantarillado se ha utilizado un objeto tipo *Outlet* y para la salida un objeto tipo orificio.

La elección del objeto tipo *Outlet* para modelar la transferencia de flujo desde el sistema mayor al sistema menor viene condicionada por el conocimiento de la eficiencia de captación de las rejillas que se encuentran en la zona de estudio. Este regulador, a diferencia de los otros, tiene la particularidad de representar relaciones especiales de carga-caudal. Esta relación carga-caudal se definirá mediante una tabla que relaciona el calado de aproximación justo aguas arriba del elemento de captación (imbornal) y el caudal captado por dicho elemento. La determinación de estas tablas será posible partiendo de los coeficientes característicos de cada tipo de rejilla, obtenidos de ensayos previos tal y como se ha comentado en el punto 2.4. Para relacionar el caudal que circula por la calle aguas arriba del elemento de captación con el calado en el mismo punto se ha usado la ecuación de Manning.

Estos objetos en el modelo actúan como un *link* entre un nodo de la red superficial y uno de la red subterránea, siempre orientado en el sentido mencionado. Es muy importante, debido a la doble conexión existente entre ambos nodos, que siempre esté activada la opción de *Flap Gate* que nos ofrece SWMM 5.0 y que impide el cambio de la dirección del flujo en este elemento.

Resumiendo, para modelar la entrada de flujo al sistema de alcantarillado solamente se necesita introducir los nodos que se encuentran en los extremos del *link* cuyos parámetros ya han estado introducidos previamente y la función que representa el caudal captado por la rejilla en función de la rugosidad, la pendiente longitudinal, los parámetros de la rejilla en cuestión, el caudal aguas arriba y la sección de la calle. De esta forma, el modelo consta de 205 *Outlets*.

Por otro lado, se han escogido elementos tipo orificio para modelar la salida de flujo desde el sistema menor al sistema mayor a través de las rejillas de captación. Dado que no se conoce la función que rige la salida de flujo dependiendo del nivel piezométrico del flujo de la calle y del colector, queda descartada la opción de modelación mediante un elemento tipo *Outlet* como se ha hecho para la entrada de flujo en la red subterránea. De la misma manera que los *Outlet*, los orificios actúan como un *link* entre nodos de las respectivas redes. También es muy importante que se mantenga la opción *Flap Gate* activada en todo momento.

La ecuación que representa la transferencia de flujo desde la red de alcantarillado hacia la superficie a través de un orificio es:

$$Q = CA\sqrt{2gh}$$

siendo C el coeficiente de descarga, A el área del orificio, g la aceleración de la gravedad y h el calado en el orificio.

Se considerará que estos orificios descargan de manera lateral y su geometría es rectangular, siendo la altura de éstos la proyección del ancho de la reja sobre un plano vertical y sus anchos iguales al cociente entre el área de huecos de la reja y la altura asignada al orificio. Siguiendo estas indicaciones, para calcular la altura de los orificios que representen la salida de flujo a través de rejillas convencionales se considerará el ancho medio de todas ellas. Sabiendo que este valor es de 30 cm y que la pendiente transversal de la calzada debido al bombeo es del 2%, se obtiene una altura del orificio de 0.6 cm. El área de huecos, en la mayoría de los casos, es un valor conocido. Aquellas rejillas que no habían sido estudiadas en el laboratorio previamente (Reja A, Reja F y Reja I) se ha determinado su área de huecos a partir de medidas tomadas *in situ* durante las visitas de campo.

Por otro lado, para determinar los valores de las alturas de los orificios que representarán la salida de flujo a través de los tres modelos de rejillas continuas existentes, se ha usado el ancho de la reja y, a diferencia de las rejillas convencionales, la pendiente de la calle donde esta se ubica. Las pendientes utilizadas para el cálculo de este parámetro se agrupan en la Tabla 6-1. Al existir solamente una reja del tipo Macro 1 y una del tipo Macro 3, las pendientes asignadas a estos dos tipos corresponden a las de la calle donde se ubican, a diferencia de la pendiente asignada a las rejillas de tipo Macro 2, que se ha obtenido calculando la media de las pendientes de las calles donde se ubican las macro-rejillas de esta tipología.

Tabla 6-1.- Pendiente de las calles donde se ubican las macro-rejillas.

Tipo de reja	Pendiente de la calle (%)
MACRO 1	2
MACRO 2	4
MACRO 3	6

Los parámetros usados para determinar las características de los orificios de cada tipología de reja a modelar se agrupan en la Tabla 6-2. La única dificultad que se presenta es determinar el coeficiente de descarga que utilizaremos para las rejillas. Al no disponer de datos experimentales ni poder realizar ensayos en el laboratorio, se adoptará un coeficiente de descarga para todas ellas de 0.5, valor comúnmente usado para estudios de este tipo (Leandro, et al., 2007).

Tabla 6-2.- Parámetros de los orificios que representan la salida de flujo a través de las rejatas.

Tipo de reja	Tipo de descarga	Forma	Altura del Orificio (cm)	Ancho del Orificio (m)
REJA A	Lateral	Rectangular	0.6	11.90
REJA F	Lateral	Rectangular	0.6	6.17
E-25	Lateral	Rectangular	0.6	14.55
BARCINO	Lateral	Rectangular	0.6	14.20
IMPU	Lateral	Rectangular	0.6	11.55
DELTA 50	Lateral	Rectangular	0.6	20.60
MERIDIANA	Lateral	Rectangular	0.6	12.27
REJA I	Lateral	Rectangular	0.6	6.30
R-121	Lateral	Rectangular	0.6	20.23
EBRO	Lateral	Rectangular	0.6	17.50
MACRO 1	Lateral	Rectangular	1.97	31.84
MACRO 2	Lateral	Rectangular	1.96	64
MACRO 3	Lateral	Rectangular	2.31	14.96

El número de orificios utilizados para modelar las posibles salidas de flujo de la red de alcantarillado a través de las rejatas debe ser el mismo que el número de elementos *Outlets* usados: 205.

6.5 Pozos de registro

A pesar de que el intercambio de flujo entre los dos sistemas se realiza mayoritariamente a través de las rejatas de captación en algunas situaciones, cuando el nivel piezométrico del colector está muy por encima de la cota de calle, puede llegar a existir salida de flujo a través de los pozos de registro. No se contemplará la opción de entrada de flujo a través de ellos en ningún caso.

Esta salida, de la misma manera que se ha hecho para modelar la transferencia de flujo del sistema menor al sistema mayor a través de las rejatas, será modelada mediante objetos de tipo orificio orientados desde el nodo del colector al nodo de la calle. Los parámetros que definirán estos objetos son los mismos que los comentados para modelar la salida de flujo a través de las rejatas. Se considerará que los pozos de registro actúan como orificios de descarga lateral y que presentan una geometría rectangular. Se le asignará una altura de orificio igual al espesor de la tapa (5 cm) y un ancho igual al perímetro de esta. Sabiendo que el diámetro de las tapas de los pozos de registro es de 1.2m, se fijará un valor de 3.77m al ancho del orificio. La opción *Flap Gate* debe estar activa para impedir la entrada de flujo a través del orificio.

También se considerará la oposición que presenta la tapa rígida del pozo de registro a la salida de flujo. Para lograr este objetivo se incrementará la cota del punto de vertido del orificio (cota de la tapa del pozo) en 0.4 metros, valor que se obtiene

considerando el espesor de la tapa igual a 5cm y las densidades del acero y el agua iguales a 7850 kg/m³ y 1000 kg/m³ respectivamente.

$$h_{tapa} = e \cdot \frac{\rho_{tapa}}{\rho_{agua}} = 0.05 \cdot \frac{7850}{1000} \approx 0.4m.$$

Un total de 81 orificios representarán la salida de flujo a través de los pozos de registro, cifra que coincide con el número de nodos que simbolizan estos mismos elementos.

6.6 Salida de la cuenca

El punto de salida de la cuenca vendrá modelado por un objeto tipo *Outfall*. En la modelización existen un total de 2 elementos de esta tipología: uno de ellos simbolizará el punto final de la red de alcantarillado y el segundo el punto de salida de la cuenca en superficie.

Estos elementos permiten definir las condiciones de contorno aguas abajo para el cálculo hidráulico de la red bajo el método de la Onda Dinámica. Para definir ambos objetos, se debe conocer la cota de solera de dicho punto y el tipo de condición de contorno. En ambas salidas se fijará la condición de contorno como *Free*, es decir, en descarga libre.

6.7 Lluvia

Los *Rain Gages* (pluviómetros) son los elementos del SWMM 5.0 que proporcionarán la información de lluvia sobre las subcuencas. Los datos de los eventos de lluvia se introducirán en el programa como *Time-Series Data* (series temporales de datos), objeto definido en SWMM 5.0 para describir propiedades de algunos objetos del modelo que varían con el tiempo. Los datos de lluvia en este trabajo se describen en el punto 6.10

El intervalo de tiempo usado para definir las lluvias será de 1 minuto para los eventos históricos registrados y de 5 minutos para las tormentas de proyecto.

6.8 Opciones de simulación

Una vez introducidos todos los elementos del modelo y los parámetros que los caracterizan es necesario, antes de ejecutar la simulación, definir algunas opciones de análisis de ésta. Por lo tanto, se ajustarán parámetros como los pasos de tiempo de cálculo y la elección del método de propagación del flujo en la red, entre otros.

Se ha escogido el método de la Onda Dinámica debido a que describe mejor la hidráulica del flujo variable en el tiempo en relación a los otros métodos que ofrece SWMM 5. Además, este método considera la entrada en carga de los conductos, la inversión del flujo y los efectos de remanso. Por último, también se ha escogido pues es el único que permite simular redes malladas.

Se establecen los intervalos de tiempo utilizados para el cálculo hidrológico, tanto en tiempo seco como durante los eventos de lluvia, para el cálculo hidráulico del flujo en la red y para los informes de resultados. Los intervalos de tiempo escogidos se resumen en la Tabla 6-3:

Tabla 6-3.- Intervalos de tiempo utilizados en la computación.

Runoff (Dry Weather)	1 h
Runoff (Wet Weather)	1 min
Routing	1 s
Reporting	1 min

Se asigna un intervalo de tiempo mucho más pequeño para el cálculo hidráulico (*Routing*) pues la naturaleza explícita del esquema numérico que utiliza SWMM 5 en este caso hace que la estabilidad del esquema numérico durante el cálculo sea dependiente de este intervalo de tiempo.

Establecidos los pasos de tiempo utilizados, se procede al ajuste de algunos parámetros que controlarán cómo se realizará el cálculo para el flujo en Onda Dinámica (Figura 6-6).

Debido a los potenciales problemas de estabilidad en el cálculo que podrían presentarse, es importante que se active la opción de paso de tiempo variable (*Variable Time Step*) y así permitir al programa ajustar este intervalo de tiempo para evitar las inestabilidades numéricas. Al introducir un valor distinto de cero para este factor, el método utilizará un paso de tiempo variable, basado en el paso de tiempo más pequeño que sea necesario para satisfacer el criterio de estabilidad de *Courant* en cada conducto (apartado 5.1). Este paso de tiempo computado se ajustará multiplicando por el factor asignado (generalmente inferior a 1.0). En nuestro modelo se ha utilizado 0.75.

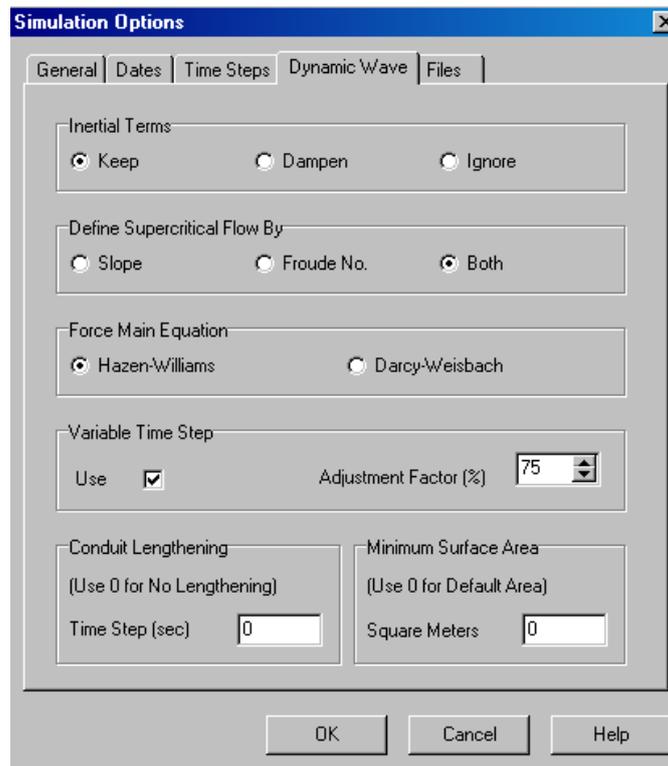


Figura 6-6.- Ventana de SWMM 5.0 con las opciones de simulación para onda dinámica.

Por otro lado, para calcular las pérdidas de precipitación en aquellas subcuencas que no sean 100% impermeables se utilizará el método de Horton. Este método se basa en la hipótesis de que la variación de la capacidad de infiltración en cualquier momento, es proporcional a la diferencia entre la capacidad actual de infiltración en el terreno y la capacidad límite asintótica de infiltración que presenta el terreno. Los parámetros de entrada necesarios para este modelo son los valores de infiltración máxima y mínima, el coeficiente de decaimiento que describe lo rápido que se produce la disminución de la infiltración a lo largo del tiempo, y el tiempo necesario (días) para secar completamente un suelo que inicialmente estaba saturado. Los valores escogidos se agrupan en la Tabla 6-4:

Tabla 6-4.- Parámetros de entrada para el modelo de infiltración (Horton).

Infiltración máxima	3.0 mm/h
Infiltración mínima	0.5 mm/h
Constante de decaimiento	5
Tiempo de secado (1/hr)	7

Todos los valores adoptados son típicos para suelos secos con presencia pobre de vegetación y compuestos por proporciones equilibradas de arcilla, limo, arena y materia orgánica.

6.9 Errores de continuidad

Cuando la simulación se completa con éxito, los errores totales de continuidad se muestran en la ventana de estado de la simulación.

Estos errores representan la diferencia en % entre el almacenaje inicial más el flujo que entra y el almacenamiento final más el flujo que sale. Si esta diferencia excede un nivel razonable (un 10%) los resultados de la simulación son cuestionables. La razón más común para un excesivo error de continuidad suele ser un intervalo de cálculo hidráulico grande.

En la Tabla 6-5 se agrupan los valores de los errores de continuidad obtenidos al simular el modelo Dual elaborado, considerando los eventos de lluvias históricos registrados.

Tabla 6-5.- Errores de continuidad obtenidos para la modelización.

Lluvia	Surface Runoff Error	Flow Routing Error
Jordi	-0.37%	1.10%
Efrén	-0.22%	3.02%
Fidel	-0.09%	2.03%
Martina	-0.49%	3.17%
Susana	-0.80%	3.08%

6.10 Calibración y validación del modelo

Con el objetivo de que el modelo reproduzca con la máxima exactitud lo que sucede en la realidad, se debe realizar una buena estimación de los parámetros que intervienen en éste. Es por ello que los procesos de calibración y validación del modelo son claves en la fiabilidad de los resultados que el modelo pueda arrojar, cuando por ejemplo lo aplicamos frente a eventos extremos de precipitación.

Para proceder con el proceso de calibración se deben conocer algunos datos de entrada y de salida. Se entiende como datos de entrada los eventos de lluvia registrados en la zona y como datos de salida los caudales registrados como respuesta a estos eventos de lluvia.

Se dispone de la información de cinco eventos de lluvia y de los correspondientes hidrogramas registrados en la salida de la cuenca a través del colector. Esta información fue tomada en el marco del proyecto SPRINT SP/98, Rehabilitación de redes de drenaje en países miembros de la Unión Europea, durante el período comprendido entre julio de 1994 y 1997. Los datos de precipitación se obtuvieron mediante un pluviómetro de cazoletas basculantes (modelo ARG-100 fabricado por la empresa Campbell Scientific by Environmental Measurements Ltd.), instalado en las proximidades de la cuenca. El caudal en la sección de salida se obtuvo mediante un proceso indirecto, midiendo la velocidad media del flujo mediante

un dispositivo de tipo electromagnético y el calado correspondiente mediante un sensor de presión, que permitió determinar la sección mojada. De esta manera, el caudal circulante se calculó como producto del área mojada por la velocidad medida, asumiendo este dato como velocidad media del flujo en la sección. Los eventos de lluvia que se han considerado para calibrar y validar el modelo presentan volúmenes totales de precipitación, intensidades máximas y duraciones muy variadas (Tabla 6-6).

Tabla 6-6.- Eventos de lluvia utilizados para la calibración y validación.

Lluvia	Volumen total (m ³)	Intensidad máxima (mm/h)	Duración (h:m)
Jordi	1011.42	36.92	2:48
Efrén	402.96	19.81	1:35
Fidel	622.44	12.49	3:07
Martina	385.98	16.98	1:40
Susana	343.2	38.87	0:37

Se escogerán dos eventos de lluvia para el proceso de calibración y, posteriormente, se validará el modelo calibrado con los datos de los 3 sucesos restantes con el objetivo de comprobar que para series de datos distintas a las usadas para el proceso de calibración también se obtiene un buen nivel de ajuste.

De los cinco eventos de lluvia conocidos se ha escogido las tormentas Jordi y Efrén para la calibración y, posteriormente, se usarán las tormentas Fidel, Martina y Susana para validar el modelo.

6.10.1 Determinación de la lluvia efectiva

Al elaborar nuestro modelo se ha definido, a excepción de ciertas superficies, que las subcuencas son 100% impermeables. Para poder estimar las pérdidas existentes por almacenamiento en depresiones así como las pequeñas pérdidas por infiltración en zonas de parterres o terrazas, se considerará un modelo de pérdidas de lluvia constante que nos permitirá obtener la lluvia efectiva para cada evento.

Para estimar las pérdidas constantes en el tiempo para cada evento de lluvia nos basaremos en el volumen total de escorrentía medido en la salida de la cuenca del sistema menor para cada evento. Los valores asignados se agrupan en la Tabla 6-7.

Tabla 6-7.- Pérdidas constantes para los eventos Jordi y Efrén.

	Pérdidas (mm/h)
Jordi	5
Efrén	3

Aplicando este sistema de pérdidas se ajusta el hidrograma obtenido inicialmente a partir del modelo elaborado, consiguiendo reducir el volumen total de

escorrentía, así como el caudal pico. Los hidrogramas resultantes para los eventos de lluvia escogidos para la calibración, Jordi y Efrén, se representan en la Figura 6-7 y en la Figura 6-8, respectivamente.

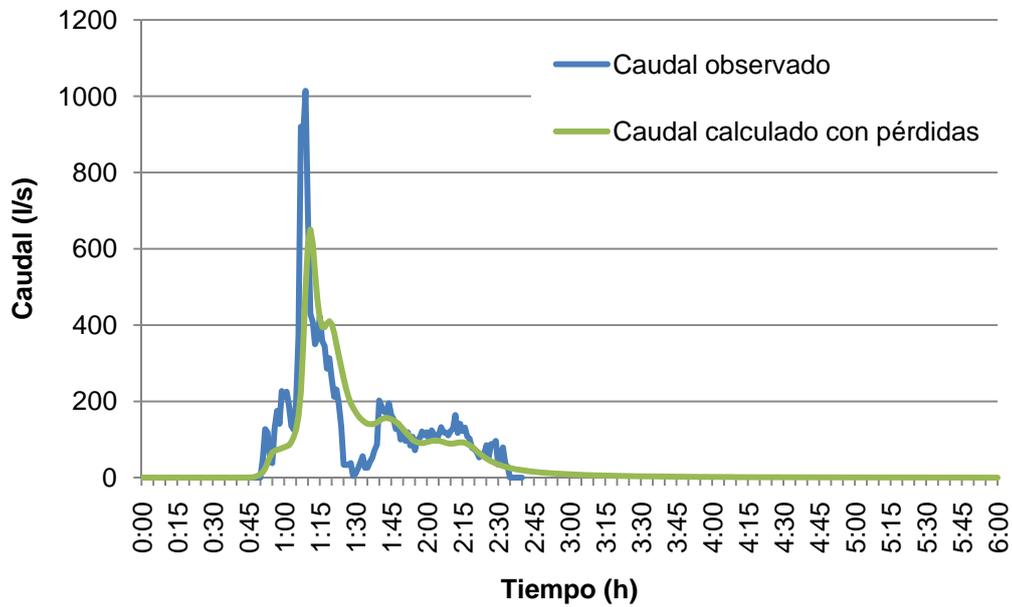


Figura 6-7.- Hidrograma registrado y calculado en la salida de la cuenca para el evento Jordi.

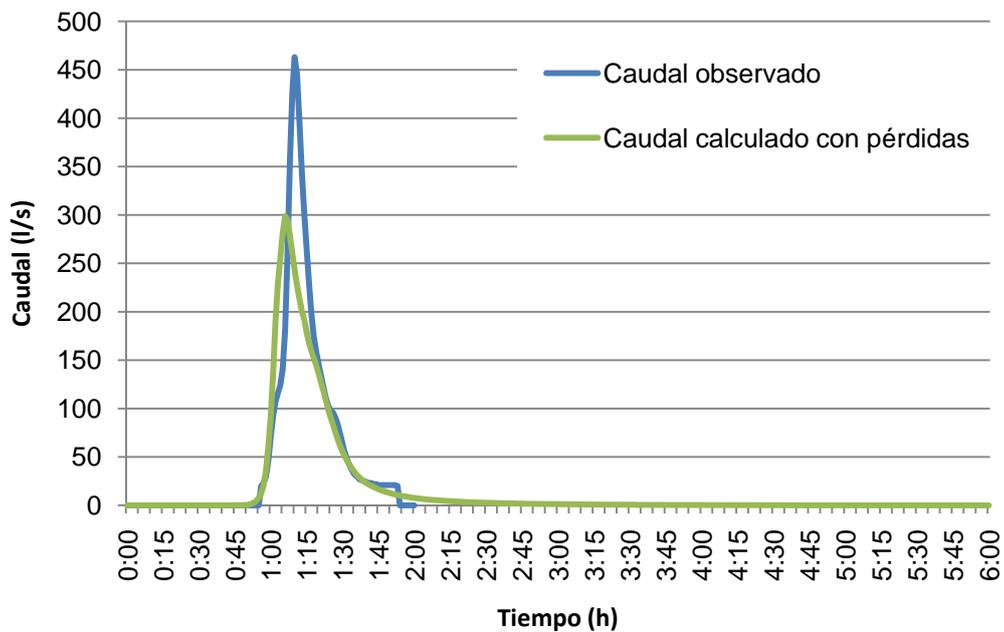


Figura 6-8.- Hidrograma registrado y calculado en la salida de la cuenca para el evento Efrén.

6.10.2 Calibración

Son varios los parámetros que pueden verse modificados durante un proceso de calibración pues influyen, con más o menos fuerza, en la respuesta hidrológica o hidráulica de la cuenca modelada.

Debido al alto nivel de detalle de la información de partida para elaborar el modelo se ha considerado que parámetros como el ancho de las subcuencas, las pendientes medias de éstas o las pendientes de los conductos (colectores y calles) restarán inalteradas pues los valores que se han adoptado e introducido en el modelo se han tomado directamente *in-situ* o sobre el plano.

El hecho de estar usando valores de los parámetros que son reales y no han sido estimados nos obliga a usar otras variables para el ajuste del modelo.

Con el objetivo de aumentar el caudal pico del hidrograma de caudal en la salida de la cuenca, así como intentar reducir el tiempo al pico del mismo hidrograma, se decide disminuir los valores del coeficiente de rugosidad de Manning asignados inicialmente para los conductos (calles y colectores). Se partía de un coeficiente de rugosidad de Manning (n) de 0.016 para ambos casos.

Para determinar el coeficiente de rugosidad de Manning en los colectores nos habíamos basado en el material de que estaban hechos la totalidad de los elementos de la red. Estos son de hormigón y los valores típicos de n para este material cuando se emplea para la construcción de canales cerrados se encuentran entre 0.015-0.017 (ASCE, 1982). Por otro lado, por facilidad a la hora de introducir los datos, se había extendido el mismo valor de n para las cunetas que representan los canales en superficie.

Los nuevos coeficientes de rugosidad de Manning que se adoptarán serán 0.014 para los colectores y 0.013 para las calles (cunetas). Esta decisión ha sido tomada basándonos en los valores típicos para coeficientes de rugosidad de Manning para conductos abiertos y cerrados (ASCE, 1982). Dado que para colectores de hormigón n puede llegar a reducirse hasta alcanzar valores entre 0.011-0.015, escogemos un valor medio dentro de este intervalo: 0.013. Por otro lado, para los conductos abiertos que discurren por superficie y están revestidos por mezclas bituminosas, podemos escoger valores entre 0.013-0.016. Fijamos, para estos casos, un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.014.

Modificando estos parámetros en nuestro modelo, es posible visualizar la influencia de éstos cambios sobre el hidrograma calculado. A continuación en la Figura 6-9 y Figura 6-10 se pueden apreciar las diferencias entre los hidrogramas observado (hidrograma azul), el primer hidrograma obtenido a partir del modelo considerando un sistema de pérdidas constante en el tiempo (hidrograma verde) y, finalmente, el hidrograma resultante de aplicar las modificaciones comentadas para la calibración del modelo (hidrograma rojo) para los eventos Jordi y Efrén, respectivamente.

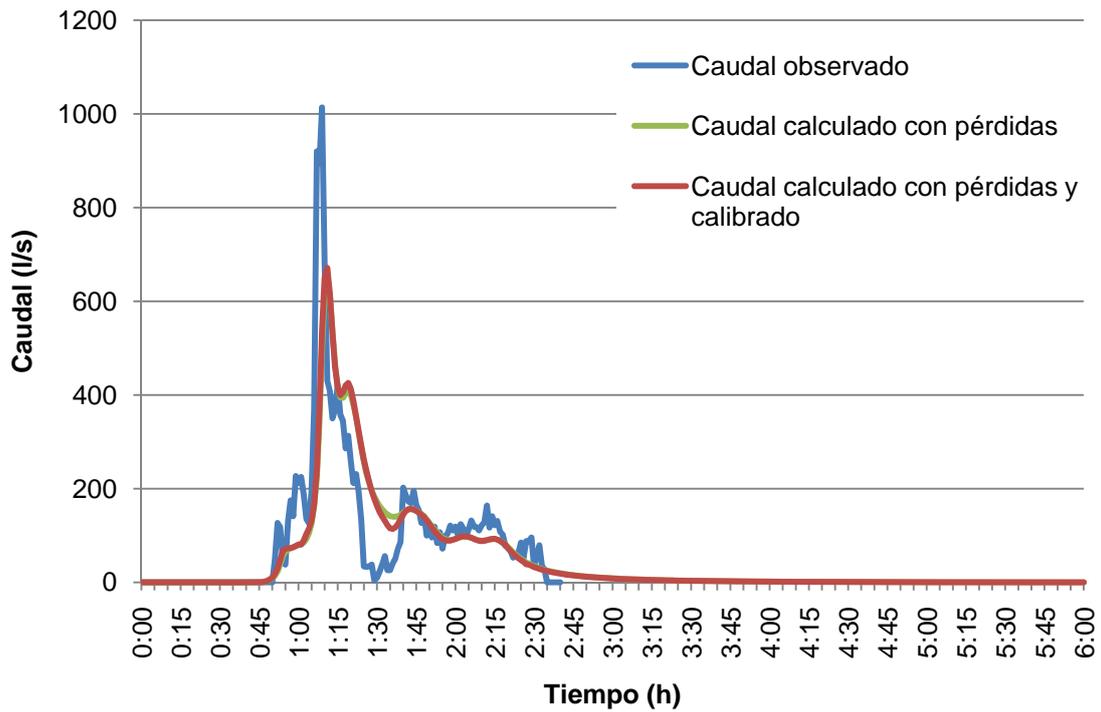


Figura 6-9.- Hidrogramas registrado y calculados para el evento Jordi.

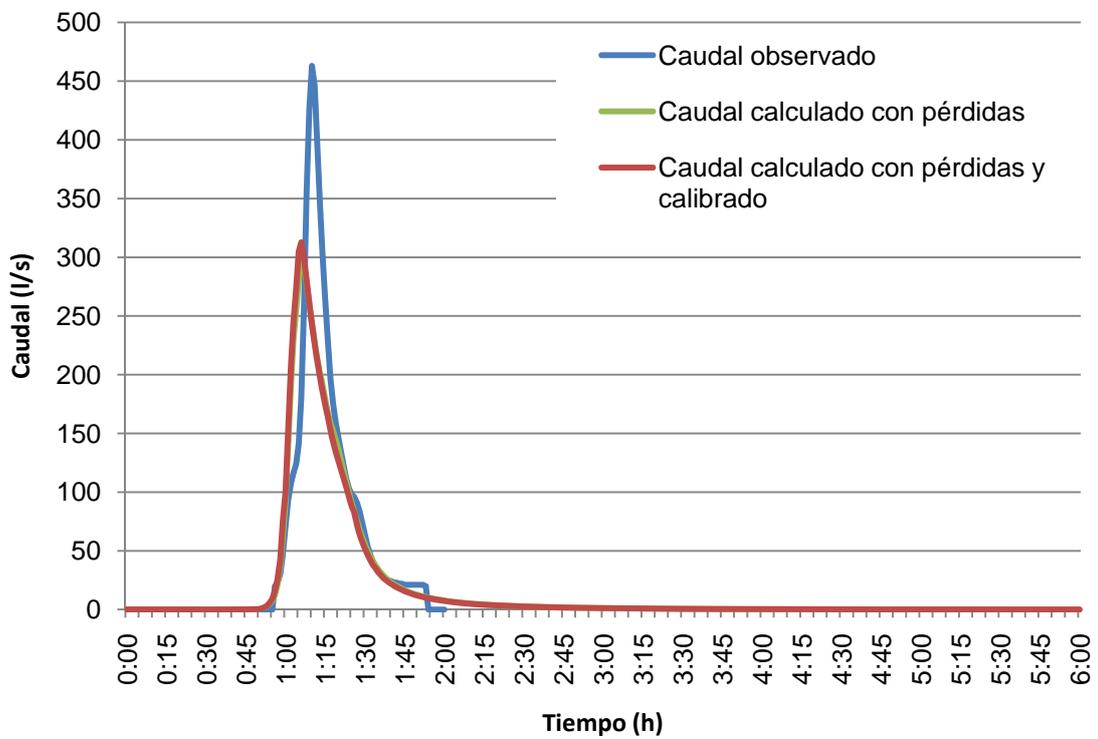


Figura 6-10.- Hidrogramas registrado y calculados para el evento Efrén.

Como se puede observar en los gráficos anteriores (Figura 6-9 y Figura 6-10), el modelo es muy poco sensible a los cambios en los coeficientes de rugosidad modificados en el proceso de calibración. Se aprecia un ligero aumento del caudal pico así como, un ligero descenso de los valores que definen los mínimos de los hidrogramas. El otro objetivo que se perseguía mediante la calibración, disminuir el tiempo al pico, obtiene una respuesta contraria en ambos casos, para el evento de lluvia Jordi (Tabla 6-8) el pico del hidrograma se retrasa un minuto a diferencia de lo observado para el evento Efrén donde el pico se adelanta 4 minutos (Tabla 6-9).

Tabla 6-8.- Resultados de la calibración para el evento de lluvia Jordi.

JORDI	Observado	Calculado (calibrado)	%
Volumen total (m ³)	1011.42	1036.55	-2.5
Caudal pico (l/s)	1014	671.30	33.8
Tiempo al pico (h:m)	1:09	1:10	-1.45

Tabla 6-9.- Resultados de la calibración para el evento de lluvia Efrén.

EFRÉN	Observado	Calculado (calibrado)	%
Volúmen total (m ³)	402.96	373.03	7.4
Caudal pico (l/s)	463	312.73	32.5
Tiempo al pico (h:m)	1:10	1:06	5.71

Siguiendo con los principios de no modificar los parámetros que han sido medidos *in-situ* o vienen definidos por mediciones sobre planos, se procederá a la validación del modelo elaborado mediante los tres eventos de lluvia restantes. Además, el objetivo principal de la calibración que consiste en ajustar en la mayor medida posible el volumen total de escorrentía se ha logrado con éxito, reduciendo en ambos casos la diferencia entre el volumen total observado y el calculado por debajo del 10%.

6.10.3 Validación

Para poder aceptar como buena la calibración se debe validar el modelo con los tres eventos de lluvia restantes de los cuáles se tiene información, al igual que para los eventos Jordi y Efrén, de los datos de entrada (lluvias registradas) y los datos de salida (caudal medido en la salida de la cuenca). Estos eventos de lluvia son: Fidel, Martina y Susana.

Antes de proceder a la simulación con estos eventos, se determinan las pérdidas constantes que se les aplicará a cada evento (Tabla 6-10).

Tabla 6-10.- Pérdidas constantes para los eventos Fidel, Martina y Susana.

	Pérdidas (mm/h)
Fidel	4
Martina	6
Susana	6

Todos los valores de pérdidas constantes que se han considerado para los eventos de lluvia contemplados se encuentran entre 3 y 6 mm., valores que se consideran habituales para este tipo de estudios. Es importante destacar que los valores de pérdidas constantes más grandes se producen para las lluvias menos intensas (Martina y Susana).

Los hidrogramas observados y calculados mediante la simulación del modelo para los eventos Fidel, Martina y Susana se muestran en la Figura 6-11, Figura 6-12 y Figura 6-13, respectivamente.

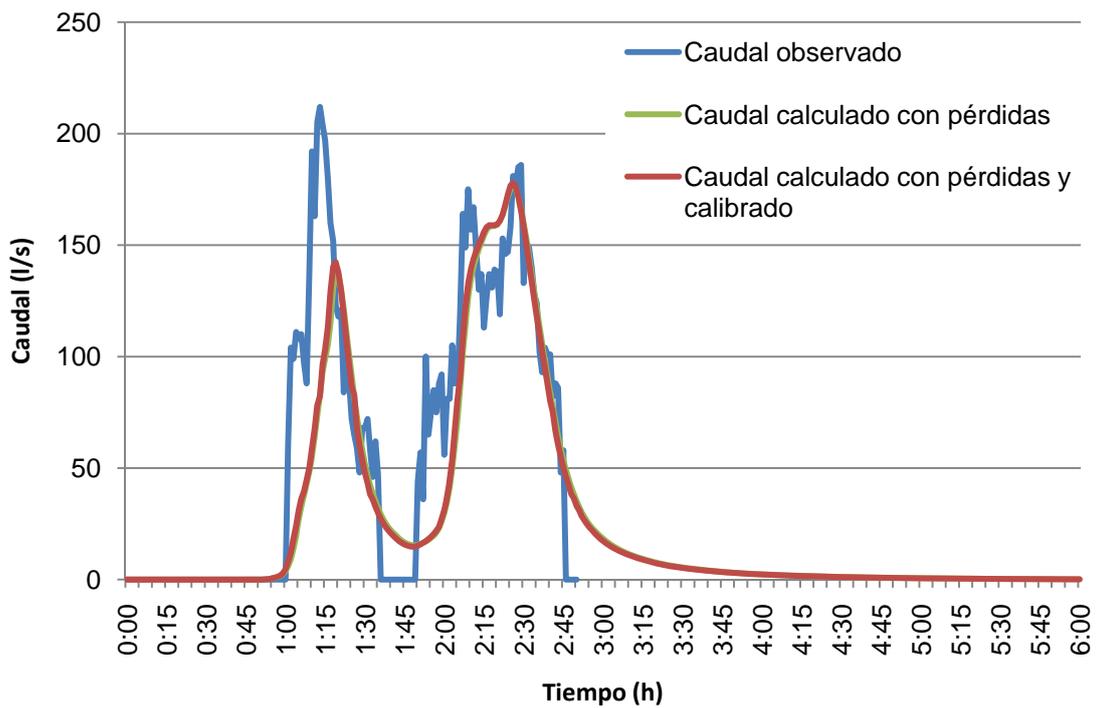


Figura 6-11.- Hidrogramas registrado y calculados para el evento Fidel.

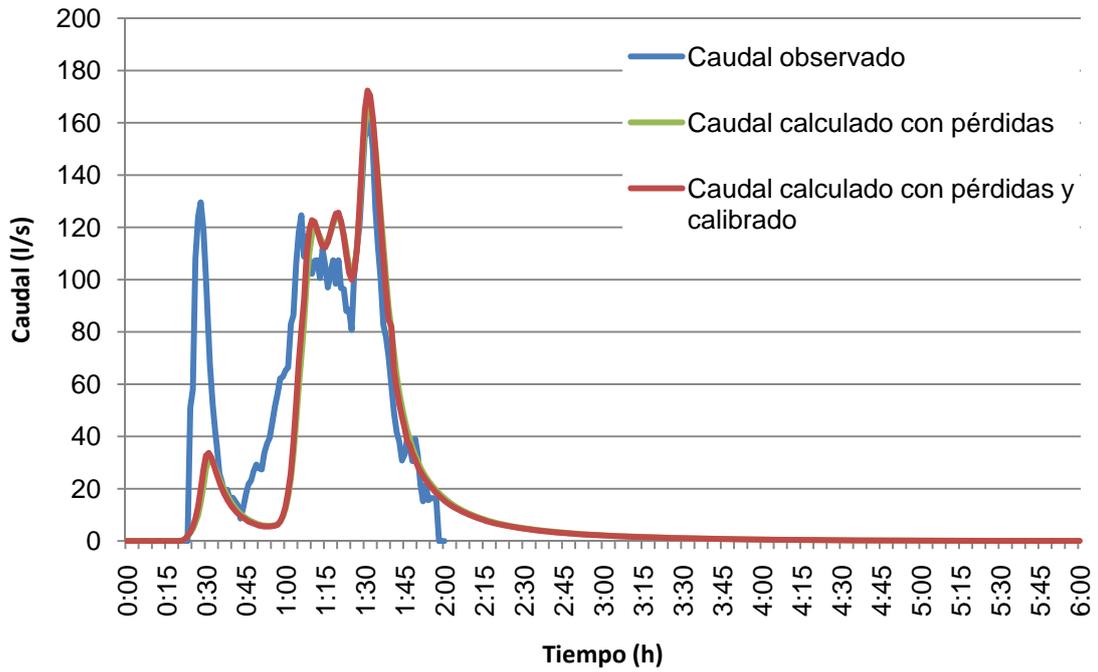


Figura 6-12.- Hidrogramas registrado y calculados para el evento Martina.

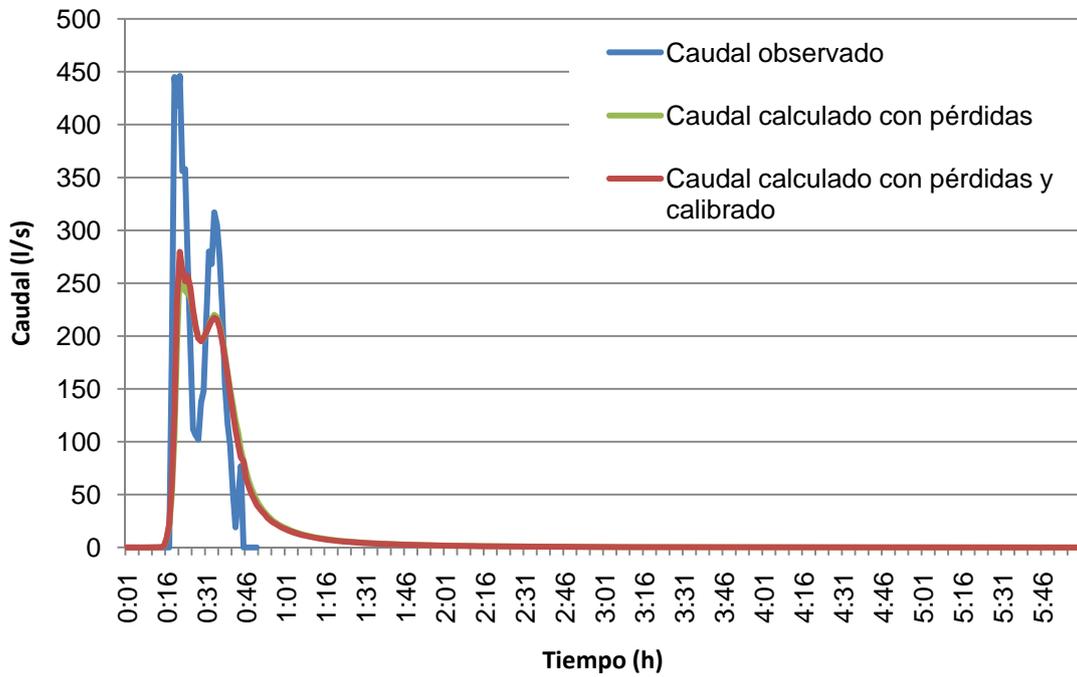


Figura 6-13.- Hidrogramas registrado y calculados para el evento Susana.

Los resultados obtenidos para la lluvia Fidel (Tabla 6-11), Martina (Tabla 6-12) y Susana (Tabla 6-13) permiten asumir como buena la calibración realizada pues se ha logrado una buena aproximación del volumen total de escorrentía a través de la red menor del sistema. Los resultados obtenidos referentes al caudal pico presentan una mayor variabilidad. De esta manera, para eventos de lluvia como Fidel y Martina se consigue un ajuste aceptable del caudal pico pero no podemos decir lo mismo para el evento Susana donde el porcentaje de ajuste se eleva al 37.3%. El ajuste del tiempo al pico se considera muy bueno, pues los resultados obtenidos no difieren más del 2% respecto de los observados.

Tabla 6-11.- Resultados de la validación para el evento de lluvia Fidel.

FIDEL	Observado	Calculado (calibrado)	%
Volumen total (m ³)	622.44	565.01	9.2
Caudal pico (l/s)	212	177.89	16.1
Tiempo al pico (h:m)	2:29	2:26	2.01

Tabla 6-12.- Resultados de la validación para el evento de lluvia Martina.

MARTINA	Observado	Calculado (calibrado)	%
Volumen total (m ³)	385.98	357.87	7.3
Caudal pico (l/s)	161	172.34	-7
Tiempo al pico (h:m)	1:32	1:31	1.1

Tabla 6-13.- Resultados de la validación para el evento de lluvia Susana.

SUSANA	Observado	Calculado (calibrado)	%
Volumen total (m ³)	343.2	369.17	-7.6
Caudal pico (l/s)	446	279.68	37.3
Tiempo al pico (h:m)	0:21	0:21	0

6.11 Análisis del comportamiento del modelo dual

El estudio mediante un modelo de drenaje dual permite disponer, a diferencia de los modelos tradicionales, de información referente a lo que sucede en todo momento en la superficie durante un evento de precipitación. De esta manera se puede, además de conocer el flujo en la red de alcantarillado, determinar el nivel de agua en la calle y la velocidad de este flujo.

A *piori*, las calles, sobretudo en Catalunya y España, no se diseñan con la finalidad de conducir el agua de lluvia en grandes cantidades, es decir, no son canales de circulación natural de agua sino superficies donde convivirán vehículos y peatones.

Por lo tanto, para que la combinación de estos tres elementos sea posible, deben existir unos criterios que limiten el flujo superficial en las calles y garanticen la seguridad vial.

Por lo general, para eventos de lluvia pequeños, la capacidad de desagüe de los colectores que forman parte de nuestra red y la capacidad de captación de los elementos que permiten el flujo bidireccional entre la red superficial y subterránea, garantizan unos niveles de agua en superficie casi despreciables. Debido a la morfología de calles presentes en la cuenca de La Riereta, pertenecientes al núcleo antiguo de la población de Sant Boi de Llobregat, en alguna de ellas encontramos puntos bajos en los que se concentra caudal afluente de las calles colindantes y se presenta un problema local de inundación.

Los principales problemas aparecerán con eventos de lluvia más intensos. Para estos eventos el agua circula de manera libre en la superficie de la ciudad debiendo valorarse los riesgos que estos flujos puedan producir.

En este apartado se procederá a describir el comportamiento del modelo frente dos eventos de lluvia de los cuales poseemos información y que se han usado previamente para calibrar o validar el modelo. Estos serán Jordi que presenta el volumen de escorrentía mayor y el de menor volumen de escorrentía, Susana.

6.11.1 Susana

El evento de lluvia Susana, de todos los datos de lluvia de los cuales tenemos información, presenta el menor volumen total de precipitación, 343.2 m³, una intensidad máxima de 38.87 mm/h y una duración de 37 min.

Los elementos de captación del área de estudio son capaces de captar casi la totalidad del flujo que discurre en superficie, dejando circular aguas abajo de cada imbornal una cantidad de flujo muy pequeña. Los elementos de la red que interceptan un mayor caudal de escorrentía durante el suceso de lluvia se agrupan en la Tabla 6-14.

Tabla 6-14.- Outlets (Rejas) que captan mayor caudal para el evento Susana.

Conducto	Caudal máx. (l/s)	Instante (h:m)
out2	9.08	0:18
out3	7.12	0:18
out112	6.23	0:18
out111	4.69	0:18
out116	4.62	0:21

En la Figura 6-14 se aprecia el hidrograma de entrada al colector a través de la macro-reja situada al final de la calle Lluís Castells, próxima a la salida de la cuenca.

En el modelo, este elemento de captación, viene representado por el *out2* (color rojo), mencionado anteriormente en la Tabla 6-14 por ser el elemento que presenta un mayor caudal captado. En la Figura 6-14 también se representa el hidrograma de caudal que circulará por la calle aguas abajo de dicha reja. El pico de ambos hidrogramas ocurre en el minuto 18 y el caudal pico que circula por la calle aguas abajo (2.75l/s) representa un 24% del caudal pico total que llega en el mismo instante a dicha reja (11.57l/s).

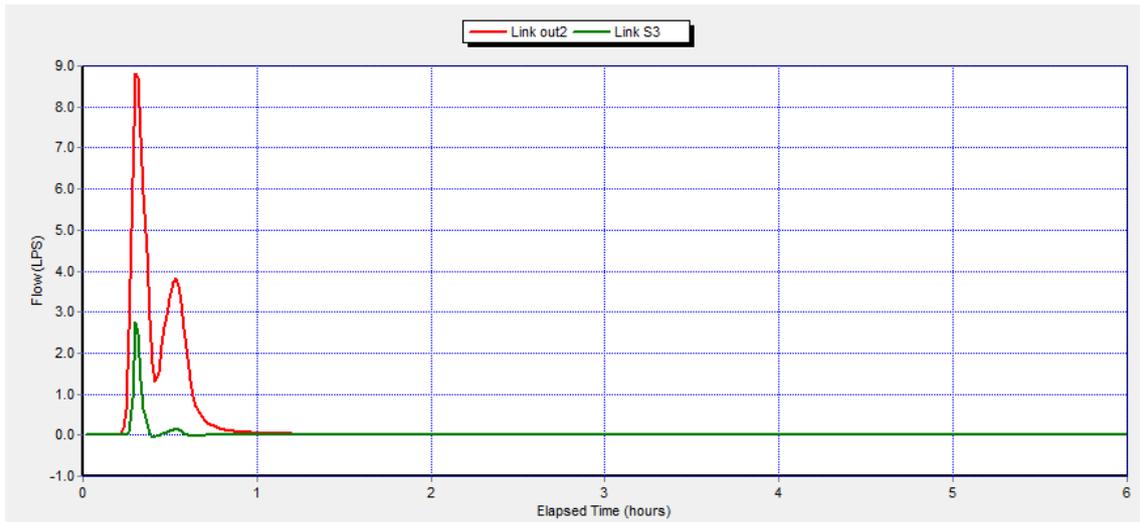


Figura 6-14.- Hidrograma de entrada al colector a través de la Macro 2 al final de la calle Lluís Castells (Susana).

De la misma manera, se ha querido ilustrar el hidrograma captado por una reja convencional (E-25) en la calle Baldiri Comas (pendiente del 2%), así como el caudal que circula justo aguas debajo de esta (Figura 6-15).

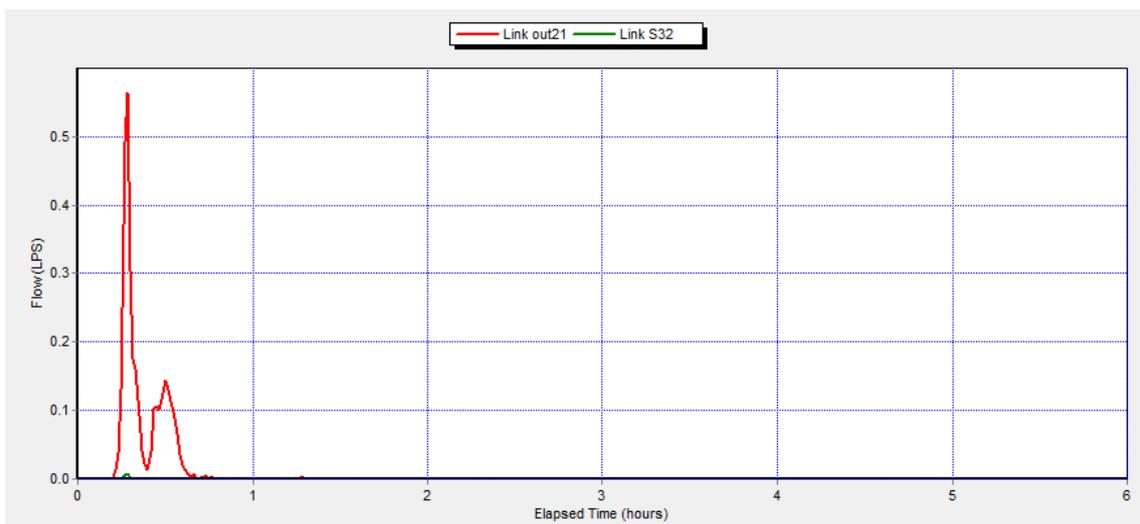


Figura 6-15.- Hidrograma de entrada al colector a través de una reja E-25 situada en la calle Baldiri Comas (Susana).

Se puede apreciar como los valores de caudal captados (*out21*) son mucho menores que en el caso anterior (caudal pico de 0.56l/s). Esto es debido a que el caudal que circula por dicha calle también presenta valores muy inferiores. El hidrograma de caudal aguas abajo de la reja es prácticamente inapreciable, presentando un caudal pico de 0.0075l/s, un 1.3% del total que llega al imbornal.

La capacidad de desagüe a lámina libre de los colectores se ve superada, únicamente, en cuatro tramos de la red menor (Tabla 6-15) provocando la entrada en carga de estos. En ningún caso se produce salida de flujo de la red de alcantarillado a la superficie.

Tabla 6-15.- Conductos que actúan a presión durante el evento Susana.

Conducto	Tiempo en carga (h)
B64	0.10
B65	0.10
B66	5.69
B74	0.29

Se puede destacar que todos los tramos de conductos que trabajan a presión se concentran en la parte alta de la cuenca, en el primer tramo de la calle Francesc Macià, confluencia de ésta con la calle Cerdanya. Estos problemas de entrada en carga vienen producidos, básicamente, por la presencia de un punto bajo en la red de colectores (nodo P70) y cambios bruscos en los diámetros de los conductos (Figura 6-16). En esta Figura la línea de puntos representa la cota del terreno más la altura del orificio que permitiría la salida de flujo a la superficie a través de las tapas de los pozos de registro (0.05m) más los 0.40m que equivalen a la oposición de dicha tapa, a excepción del pozo P152 donde representa la cota real del terreno.

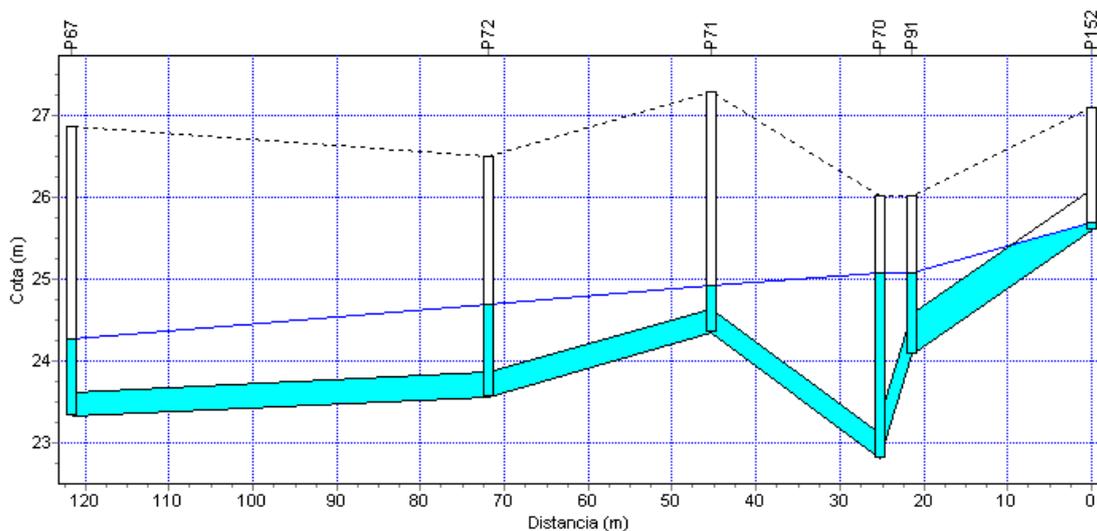


Figura 6-16.- Perfil longitudinal del colector de la calle Cerdanya y Francesc Macià.

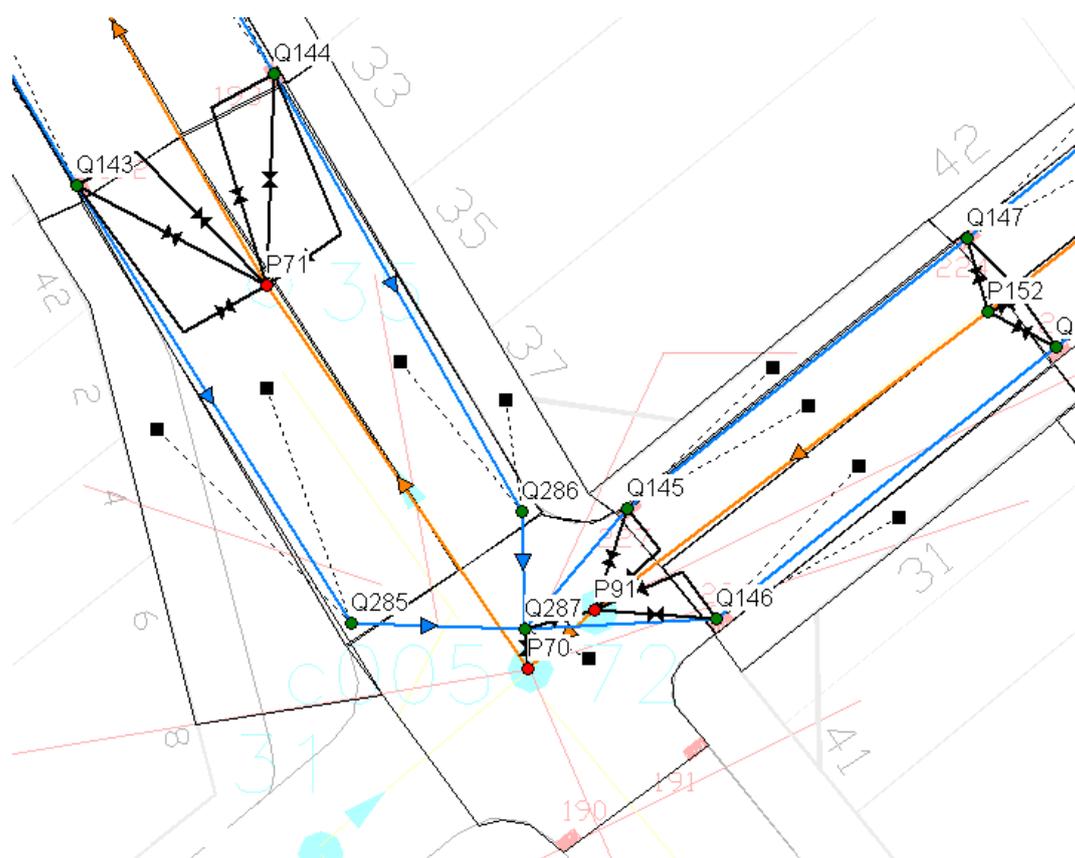


Figura 6-17.- Detalle del cruce entre las calles Francesc Macià y Cerdanya en el modelo.

En superficie, el calado máximo registrado es de 0.12m en los tramos de cuneta representados por los conductos S192 y S193, contiguos al pozo representado en superficie por el nodo Q287 y en la red de alcantarillado por el P70, y es consecuencia directa de la existencia de un punto bajo del terreno en ese mismo punto –la cota de terreno del P70 es de 25.580m, mientras que las de los pozos anexos P71 y P152 son 26.843m y 27.097m, respectivamente-.

6.11.2 Jordi

El evento de lluvia Jordi, registrado el día 23 de abril de 1995, es el que presenta un mayor volumen de precipitación, 1011.42 m³. La intensidad máxima de este evento es ligeramente menor al que presentaba la lluvia anterior (Susana), tomando un valor de 36.92 mm/h a los 64 minutos del inicio de la precipitación. La duración total es de 2:48h.

Los elementos de captación registran valores de caudal máximo ligeramente superiores para este evento (Tabla 6-16) a los que habíamos visto para el evento Susana (Tabla 6-14) pero el volumen total captado por cada elemento presenta valores muy diferentes. Esto se debe a que la intensidad máxima de precipitación para

ambos eventos presenta valores similares pero la duración del evento Jordi dobla la de Susana.

Tabla 6-16.- Outlets (Rejas) que captan mayor caudal para el evento Jordi.

Conducto	Caudal máx. (l/s)	Instante (h:m)
out2	12,04	1:08
out113	10,88	1:11
out3	10,69	1:08
out112	8,26	1:08
out116	7,79	1:10

En la Figura 6-18 y en la Figura 6-19 se pueden apreciar los hidrogramas de entrada de caudal a través de una macro-reja del modelo y una reja convencional, respectivamente. Se han estudiado las mismas rejillas que en el apartado anterior y se ha comprobado que la cantidad de escorrentía que no puede ser captada por el imbornal sigue presentando valores muy similares a los obtenidos para el evento Susana, llegando a ser casi inapreciable en el caso de la reja convencional E-25, donde el caudal pico del hidrograma que sigue por la cuneta aguas abajo de la reja es 0.0087 l/s (Figura 6-19).

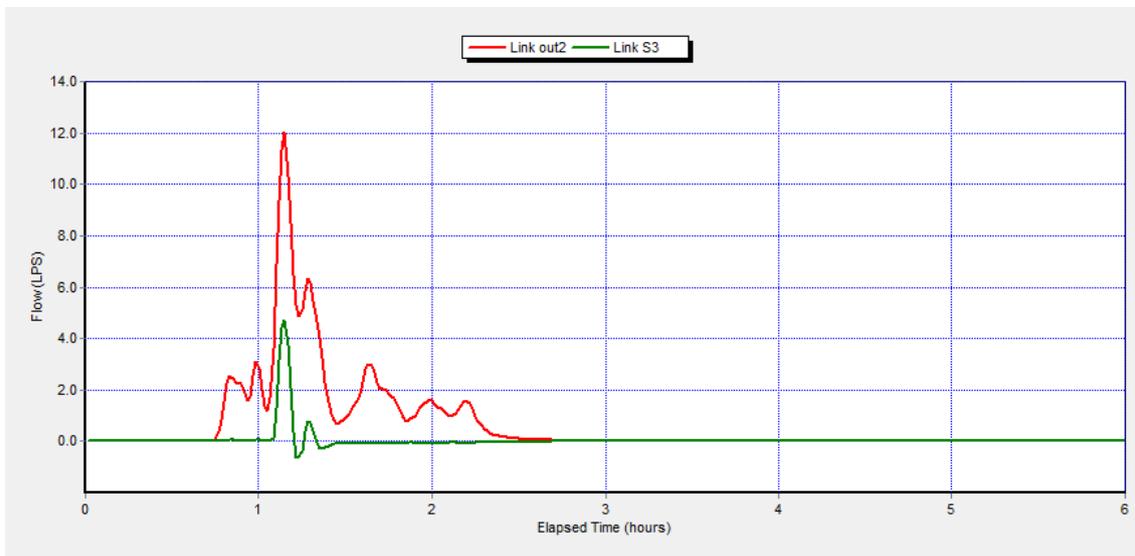


Figura 6-18.- Hidrograma de entrada al colector a través de una Macro 2 al final de la calle Lluís Castells (Jordi).

El caudal negativo en el conducto aguas abajo de la macro-reja entre los intervalos 1:13-1:15h y 1:20-3:52h es debido a la inversión del sentido del flujo en dicho conducto dado que la cota de la superficie de la lámina libre en el nodo aguas abajo de la reja es superior a la cota del terreno donde se ubica ésta. El caudal pico del hidrograma obtenido en el link S3 aguas abajo del elemento de captación (4.70l/s)

representa un 28% del caudal que llega a dicho imbornal por la superficie (Figura 6-18).

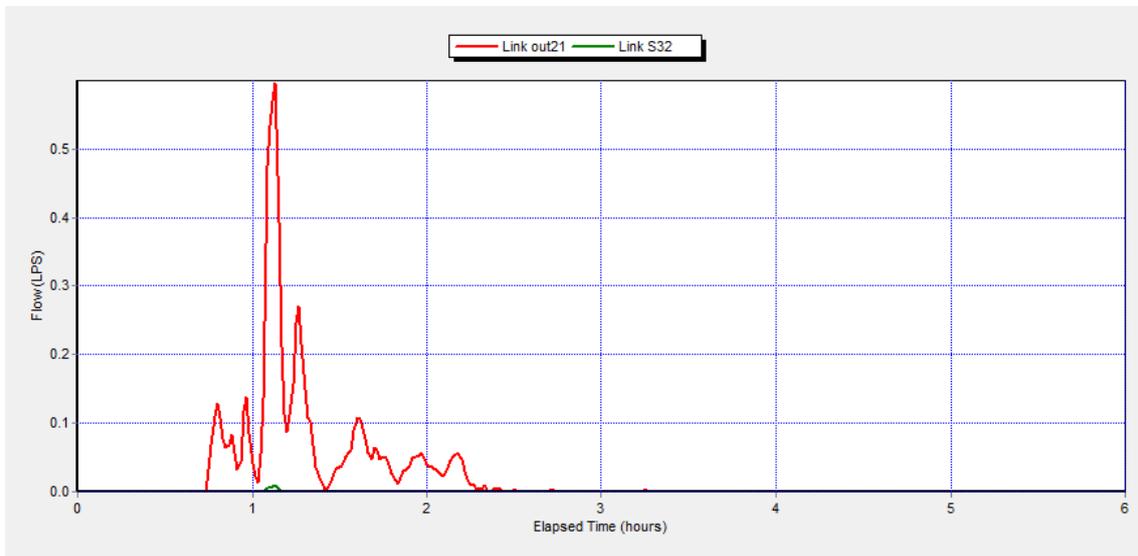


Figura 6-19.- Hidrograma de entrada al colector a través de una E-25 situada en la calle Baldiri Comas (Jordi).

Para este evento de lluvia se produce salida de flujo a la superficie a través de los elementos de captación desde el sistema menor. Esto solo puede ocurrir en aquellos casos en que el nivel piezométrico del flujo de agua que circula a presión por el sistema de alcantarillado se encuentre por encima de la cota del terreno. Los tramos de colector que actúan en algún momento de la simulación en carga son los mismos que para el análisis con la lluvia Susana pero este fenómeno ocurre durante un periodo de tiempo más largo (Tabla 6-17).

Tabla 6-17.- Conductos que actúan a presión para el evento Jordi.

Conducto	Tiempo en carga (h)
B64	0,32
B65	0,32
B66	5,05
B74	0,36

Los dos elementos de captación por donde se produce salida de flujo, representados por el *or134* y el *or135*, se ubican en el cruce de las calles Francesc Macià y Cerdanya, zona conflictiva como ya se ha comentado debido a la presencia de puntos bajos de la red de colectores y en la red de calles.

Tabla 6-18.- Elementos de captación a través de los que se produce salida de flujo (Jordi).

Conducto	Caudal máximo de salida (l/s)	Instante de máximo caudal (h:min)
or134	17.08	1:10
or135	17.06	1:10

Los tramos de calle que presentan mayores valores de calado en superficie son los pertenecientes a la misma zona. Se llegan a encontrar calados de hasta 35 cm en los conductos contiguos al pozo de registro situado en el cruce de las calles Cerdanya y Francesc Macià.

Capítulo 7. COMPARACIÓN ENTRE EL MODELO DUAL Y EL MODELO TRADICIONAL

Con el objetivo de evaluar la influencia del uso de un modelo de drenaje dual en la simulación del comportamiento de la cuenca frente al uso de un modelo tradicional se procederá a la elaboración de un nuevo modelo, mediante EPA SWMM, que siga los principios clásicos del drenaje urbano. Este segundo modelo se caracteriza por utilizar una discretización de las subcuencas mucho más agregada e incorporar la escorrentía de éstas en los nodos asignados para ello, pertenecientes a la red menor, sin tener en cuenta la hidráulica de lo que sucede realmente en superficie.

7.1 Elaboración del modelo Tradicional

En este nuevo modelo, mencionado de aquí en adelante como modelo Tradicional o modelo Simple, se adopta en todo momento la hipótesis de que la lluvia caída que se transforma en escorrentía superficial entra en la red de drenaje en la misma zona en que cae. En base a esta hipótesis, se define una serie de subcuencas hidrológicas cuyos límites están fijados en el supuesto que el agua superficial no los supera.

La modelización de la subcuenca se ve simplificada muy notablemente al no considerar la red de calles como conductos del sistema. Este modelo se caracteriza por presentar un total de 16 subcuencas de aproximadamente 1 hectárea cada una. El área total de la subcuenca de estudio es la misma que la del modelo dual: 16.87ha. De la misma manera que se ha realizado para elaborar el modelo Dual, se definen los parámetros de todos los elementos que aparecen en el modelo.

Las subcuencas se consideran 100% impermeables y se aplicará el sistema de pérdidas constante para calcular la lluvia efectiva. Los valores de pérdidas coinciden con los introducidos anteriormente para el modelo Dual y se agrupan en la Tabla 7-1.

Tabla 7-1.- Valores de pérdidas constantes para ajustar el modelo tradicional.

	Pérdidas (mm/h)
Jordi	5
Efrén	3
Fidel	4
Martina	6
Susana	6

Para determinar los valores de los parámetros hidrológicos que definen las subcuencas se ha considerado el área real de cada una de ellas medida sobre plano; un ancho medio calculado a partir del área total y la longitud máxima a recorrer por el flujo en cada subcuenca; y por último, una pendiente media que se calcula como la diferencia de cotas entre el punto más alejado a la salida de la subcuenca y el punto de salida dividido por la distancia entre ambos. Al único parámetro hidráulico que rige la escorrentía por las subcuencas, el coeficiente de rugosidad de la superficie impermeable, se le ha asignado un valor de 0.01.

La red de alcantarillado se representará en el modelo mediante pozos (nodos) y tramos de colectores (conductos). Los parámetros que definirán ambos tipos de elementos serán los mismos que los presentados para el modelo Dual. Se considerará que la totalidad de la escorrentía producida en una subcuenca se introduce en el sistema de alcantarillado en el pozo perteneciente a dicho sistema y que se encuentra más próximo a la salida de ésta.

En este modelo no se incorporarán los elementos de captación. La no existencia de una red superficial de conductos impide considerar en este modelo la salida de flujo de la red de colectores hacia la calle y su contribución, nuevamente, a la escorrentía superficial. Cuando la red menor actúa en carga y la cota del terreno se ve superada por el nivel piezométrico del flujo en la red de colectores, SWMM 5.0 considera que el flujo saliente se pierde del sistema.

7.2 Análisis comparativo de los resultados obtenidos mediante el modelo Dual y el modelo Tradicional para lluvias registradas

Mediante la comparación de los hidrogramas de caudal computados a partir de los dos modelos elaborados se pretende evaluar la influencia del uso de un modelo Dual frente al uso del modelo Tradicional.

La variación en el nivel de detalle requerido ha quedado demostrado a partir del número de elementos que se ha tenido que definir durante la elaboración de ambos modelos (Tabla 7-2). Se destaca la incorporación de dos nuevos elementos en el modelo Dual como son los *Outlets* y los orificios que, como ya se ha comentado, permiten modelar la entrada de flujo a través de los imbornales presentes en la cuenca y la salida de flujo desde el colector a la superficie a través de los mismos imbornales o de los pozos de registro cuando el nivel piezométrico de la lámina de agua en los colectores está por encima de la cota de la lámina de agua que circula por superficie en el punto donde existe la reja.

Tabla 7-2.- Elementos necesarios para la elaboración de los modelos mediante EPA SWMM 5.0.

ELEMENTOS	DUAL	SIMPLE
Subcuencas	717	16
Nodos	380	43
Nodos de salida	2	1
Conductos	403	42
Orificios	296	-
Outlets	205	-

Para ambos modelos, los límites de la cuenca de estudio son los mismos y, por lo tanto, también lo es el área total: 16.87ha.

A continuación se adjuntan los gráficos y tablas resumen donde se aprecian las diferencias entre los datos observados y los obtenidos mediante el modelo Dual y el modelo Tradicional. Es importante mencionar que los valores del volumen total que aparecen en las tablas pertenecen a la esorrentía total en la salida de la cuenca a través del colector, es decir, sin tener en cuenta en el caso del modelo Dual el volumen que sale de la cuenca por superficie, las pérdidas por infiltración en las áreas permeables o el almacenamiento final; y en el caso del modelo Tradicional no se contabilizan las salidas de flujo de la red de colectores a través de los nodos del modelo cuando esta entra en carga.

Se observa que los hidrogramas obtenidos en la salida de la red de alcantarillado tanto en el modelo Dual como en el Tradicional presentan un alto grado de similitud. A modo general, se destaca un mejor ajuste del caudal pico en el caso del modelo Simple, consiguiendo valores ligeramente más elevados para este parámetro que en el modelo Dual. Esto es debido a la metodología de cálculo que utiliza SWMM

5.0 para calcular la escorrentía en las subcuencas, basada en un modelo de depósitos modificado con la Onda Cinemática (modelo de Depósito No Lineal), que tiende a laminar los picos de los hidrogramas frente a aumentos bruscos de intensidad de los eventos de lluvia. Al disponer de un mayor número de subcuencas en el modelo Dual se acentúa la laminación del caudal pico para esta modelización.

Las pocas diferencias entre ambos hidrogramas para cada evento de lluvia, sumado al poco protagonismo que adoptan los elementos de captación que solamente intervienen como elementos de salida de flujo en 4 puntos para el evento más intenso (Jordi), no permiten hacer una evaluación correcta de los beneficios o inconvenientes del uso de un modelo Dual para el estudio de una cuenca urbana frente un modelo Tradicional.

En las páginas siguientes se agrupan los hidrogramas y las tablas de resultados para todos los eventos estudiados: Jordi (Figura 7-1 y Tabla 7-3), Efrén (Figura 7-2 y Tabla 7-4), Fidel (Figura 7-3 y Tabla 7-5), Martina (Figura 7-4 y Tabla 7-6) y Susana (Figura 7-5 y Tabla 7-7).

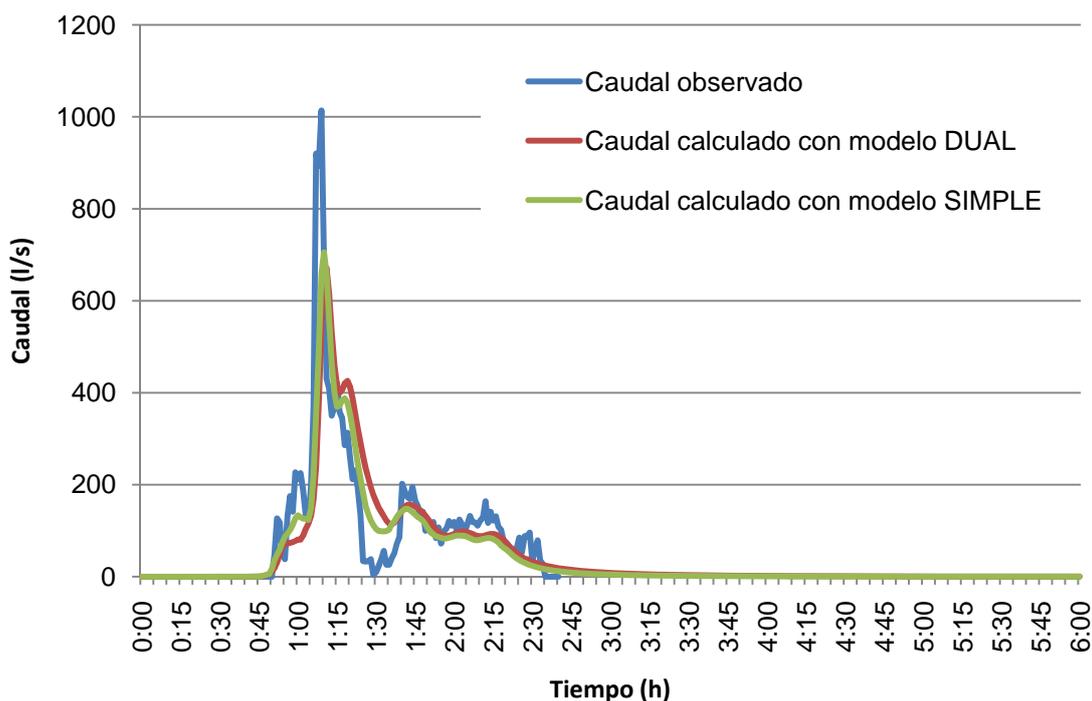


Figura 7-1.- Hidrogramas en la salida de la cuenca para el evento de lluvia Jordi.

Tabla 7-3.- Nivel de ajuste del modelo dual y tradicional en comparación con los datos observados (Jordi).

JORDI	Observado	DUAL		TRADICIONAL	
		Calculado	%	Calculado	%
Vtotal (m3)	1011.42	1036.55	-2.48	956.06	5.47
Qpico (l/s)	1014.00	671.30	33.80	705.35	30.44
Tpico (h:m)	1:09	1:10	-1.45	1:10	-1.45

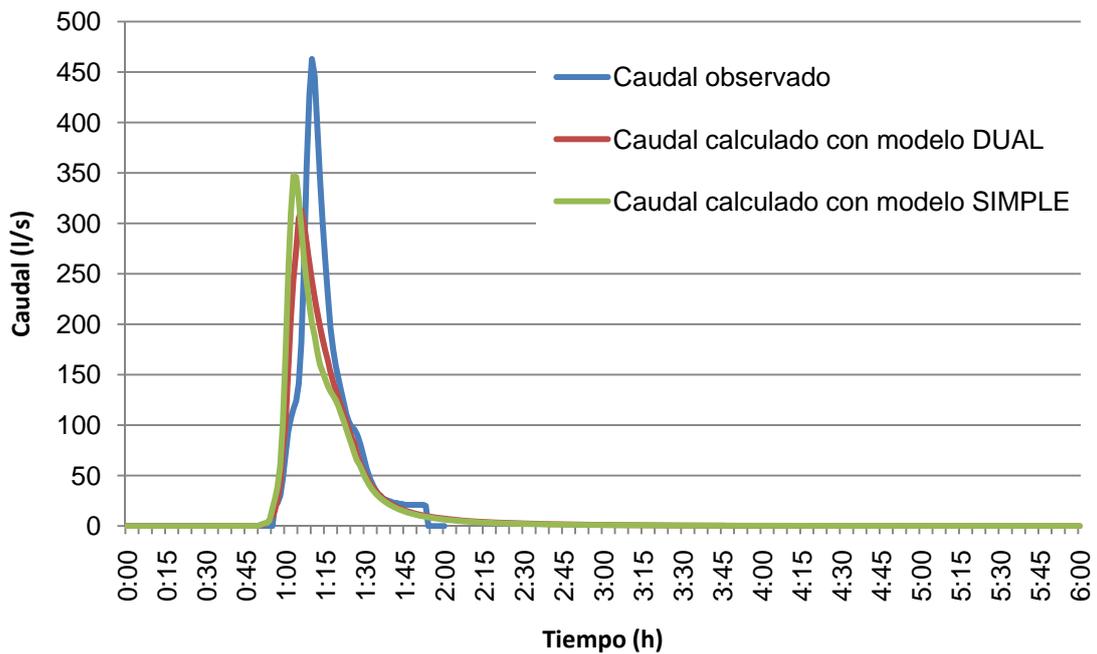


Figura 7-2.- Hidrogramas en la salida de la cuenca para el evento de lluvia Efrén.

Tabla 7-4.- Nivel de ajuste del modelo dual y tradicional en comparación con los datos observados (Efrén).

EFRÉN	Observado	DUAL		TRADICIONAL	
		Calculado	%	Calculado	%
Vtotal (m3)	402.96	373.03	7.43	372.38	7.59
Qpico (l/s)	463	312.73	32.46	347.32	24.99
Tpico (h:m)	1:10	1:06	5.71	1:03	10

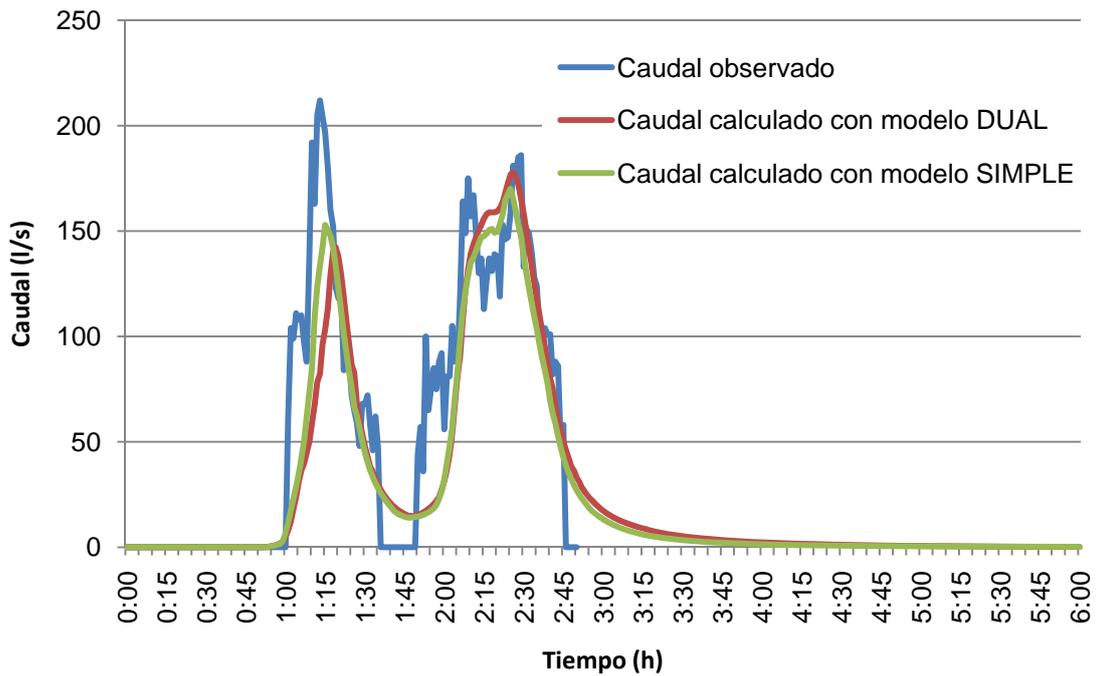


Figura 7-3.- Hidrogramas en la salida de la cuenca para el evento de lluvia Fidel.

Tabla 7-5.- Nivel de ajuste del modelo dual y tradicional en comparación con los datos observados (Fidel).

FIDEL	Observado	DUAL		TRADICIONAL	
		Calculado	%	Calculado	%
Vtotal (m3)	622.44	565.01	9.23	542.83	12.79
Qpico (l/s)	212	177.89	16.09	170.11	19.76
Tpico (h:m)	2:29	2:26	2.01	2:25	2.68

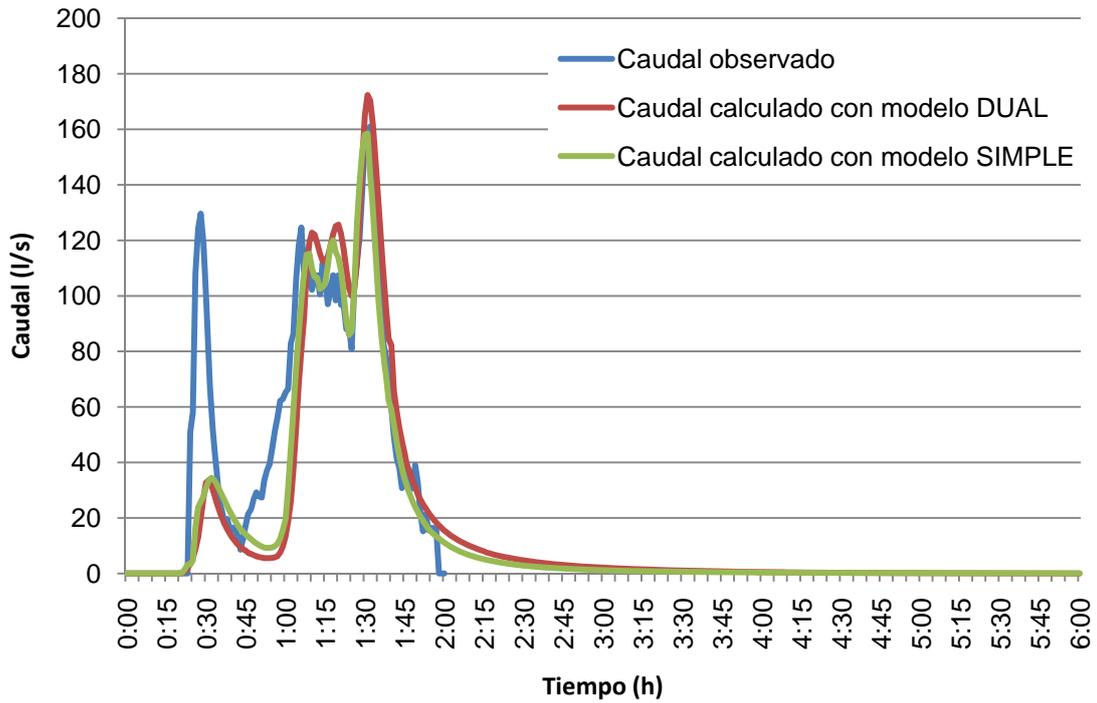


Figura 7-4.- Hidrogramas en la salida de la cuenca para el evento de lluvia Martina.

Tabla 7-6.- Nivel de ajuste del modelo dual y tradicional en comparación con los datos observados (Jordi).

MARTINA	Observado	DUAL		TRADICIONAL	
		Calculado	%	Calculado	%
Vtotal (m3)	385.98	357.87	7.28	347.96	9.85
Qpico (l/s)	161	172.34	-7.04	164.01	-1.87
Tpico (h:m)	1:32	1:31	1.09	1:30	2.17

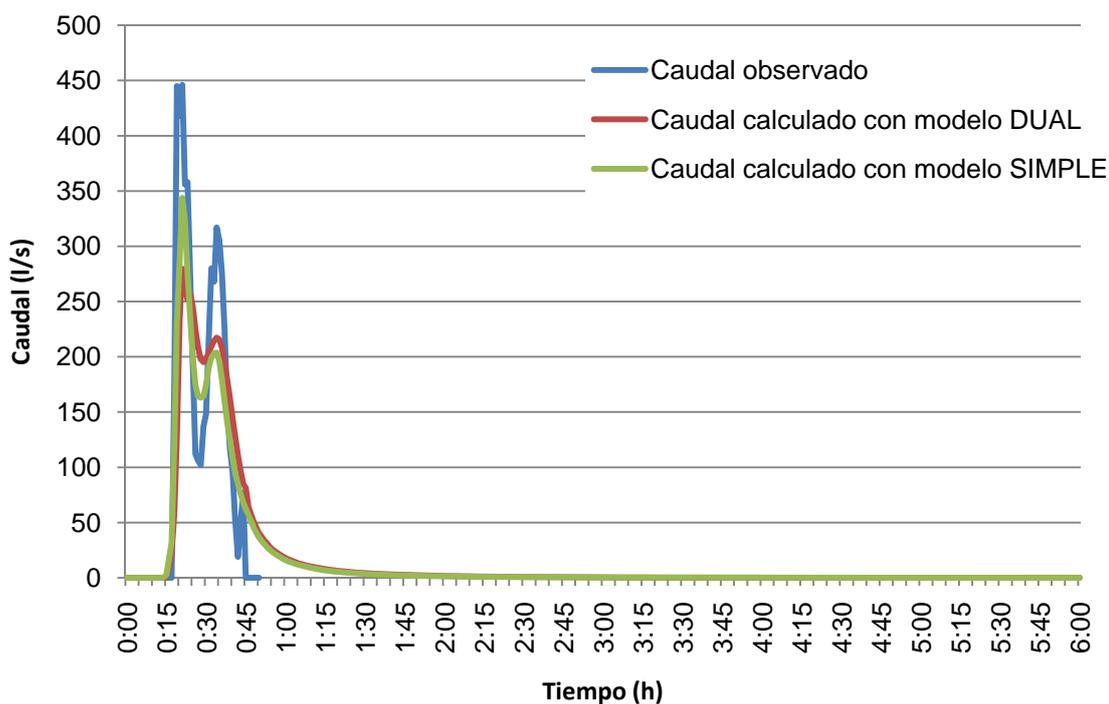


Figura 7-5.- Hidrogramas en la salida de la cuenca para el evento de lluvia Susana.

Tabla 7-7.- Nivel de ajuste del modelo dual y tradicional en comparación con los datos observados (Susana).

SUSANA	Observado	DUAL		TRADICIONAL	
		Calculado	%	Calculado	%
Vtotal (m3)	343.2	369.17	-7.57	365.37	-6.46
Qpico (l/s)	446	279.68	37.29	351.39	21.21
Tpico (h:m)	0:21	0:21	0	0:21	0.00

7.3 Análisis comparativo de los resultados obtenidos mediante el Modelo Dual y el Modelo Tradicional para eventos de lluvia extremos

Vistos los resultados obtenidos en el apartado anterior, donde la participación de los imbornales y pozos de registro en la salida de flujo desde el colector a la superficie es prácticamente inexistente, se utilizarán, a continuación, tres tormentas de proyecto que representan eventos de lluvia extremos, cuyos volúmenes de escorrentía e intensidades máximas permitirán observar la continua interacción entre ambas redes, superficial y subterránea. Las tormentas de proyecto que se usarán para el

estudio son las de periodo de retorno de 2, 5 y 10 años, eventos usuales en el diseño y análisis de redes de alcantarillado.

7.3.1 Cálculo de las tormentas de proyecto.

Debido a la ubicación de la cuenca de La Riereta (Sant Boi de Llobregat), para obtener la tormenta de proyecto se partirá de la familia de curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia) del observatorio Barcelona-Fabra, basada en series de precipitaciones registradas entre los años 1927 y 1993 en dicho observatorio. Esta familia de curvas está descrita por las siguientes expresiones:

$$I = a + b \cdot (\ln(T + 1))^c$$

$$a = -78.1590 \cdot e^{-0.0396 \cdot D}$$

$$b = 9889.0068 \cdot (D + 17.3611)^{-1.2395}$$

$$c = 0.0023 \cdot D + 0.3027$$

donde I es la intensidad (mm/h), T el período de retorno (años), D la duración de la lluvia (min) y a , b y c son coeficientes dependientes de la duración. Se ha considerado que la duración de los eventos es de una hora (aproximadamente el tiempo de concentración de la cuenca).

Una vez obtenidas las intensidades de las IDF para cada periodo de retorno se busca la tormenta de proyecto mediante el método de los Bloques Alternados para 2 años (Figura 7-6), 5 años (Figura 7-7) y 10 años (Figura 7-8). Los intervalos de cada bloque serán de 5 min y se considerará que el intervalo de intensidad máxima se produce a los 25 minutos del inicio de la tormenta. En la Tabla 7-8 se agrupan las características de cada tormenta.

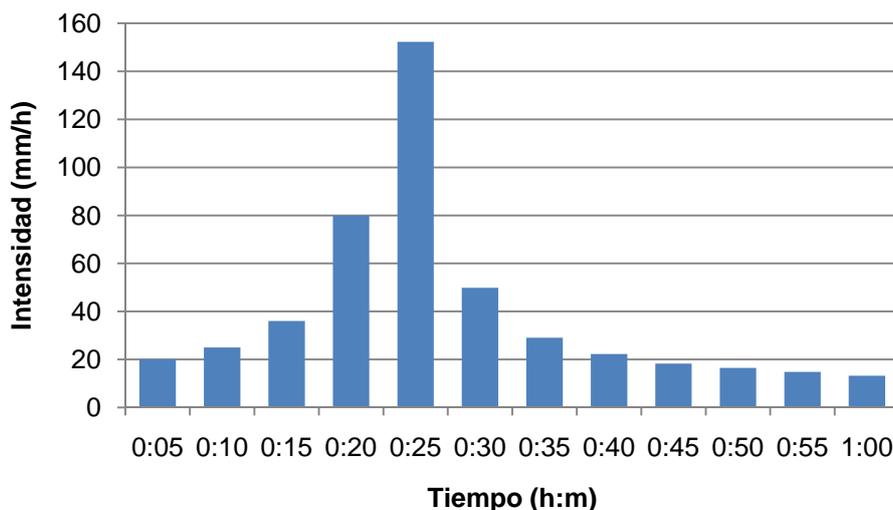


Figura 7-6.- Tormenta de proyecto para $T=2$ años.

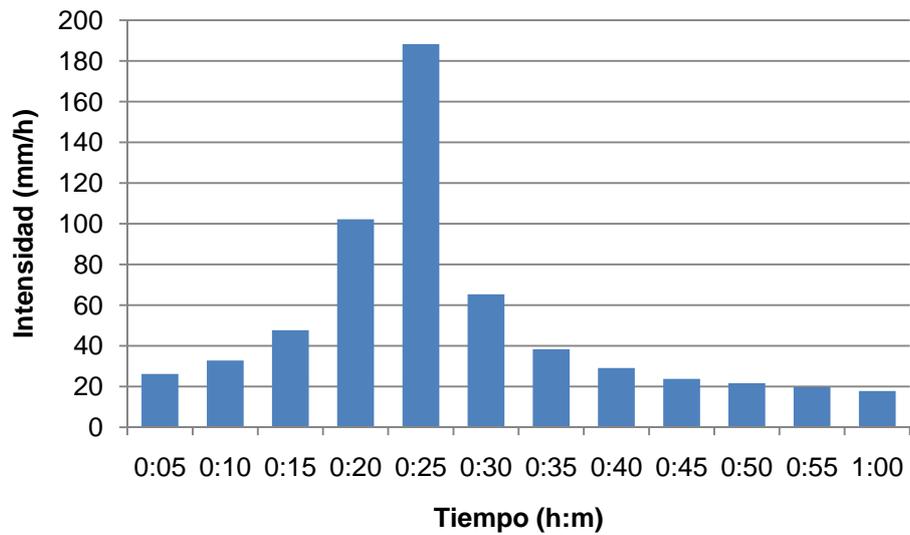


Figura 7-7.- Tormenta de proyecto para T=5 años.

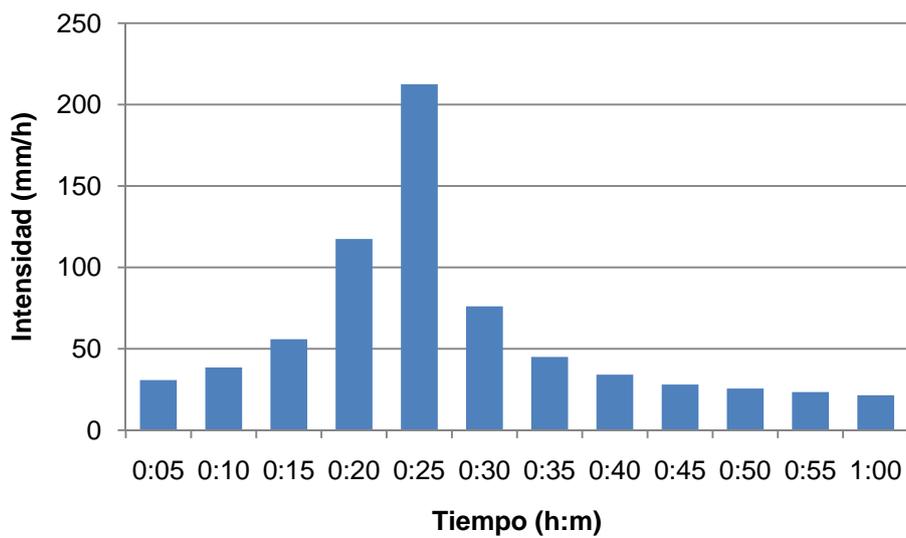


Figura 7-8.- Tormenta de proyecto para T=10 años.

Tabla 7-8.- Características de las tormentas de proyecto.

T (años)	Volumen total (m ³)	Intensidad máxima (mm/h)	Duración (h:m)
2	6706.02	149.30	1:00
5	8613.93	188.25	1:00
10	9966.10	209.45	1:00

Para encontrar la lluvia neta se aplicará, a la tormenta de proyecto obtenida, unas pérdidas constantes en el tiempo y en el espacio de 3mm/h. Este valor ha sido escogido basándonos en el rango de valores de pérdidas necesarios para la calibración del modelo en el capítulo anterior: 3-6mm.

7.3.2 Análisis de los resultados obtenidos

Haciendo uso de las tormentas de proyecto de periodo de retorno de 2, 5 y 10 años como datos de entrada para los modelos elaborados (Tradicional y Dual) se obtienen los hidrogramas de caudal en la salida de la cuenca por el colector (Figura 7-9, Figura 7-10 y Figura 7-11, respectivamente).

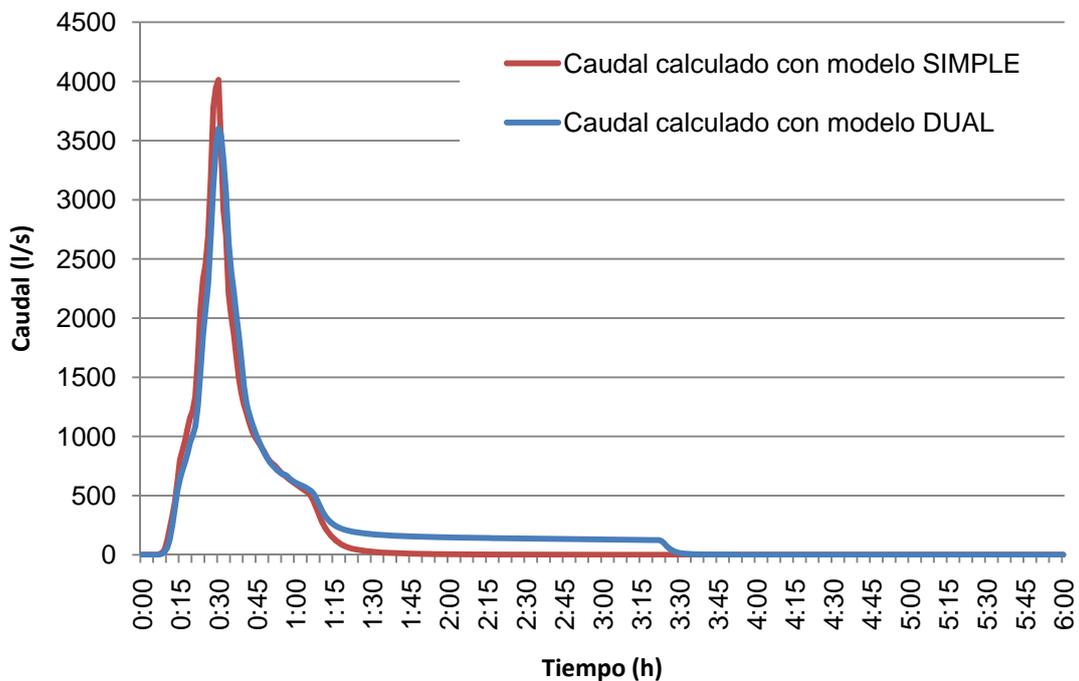


Figura 7-9.- Hidrogramas en la salida de la cuenca por el colector para la tormenta de proyecto $T=2$ años.

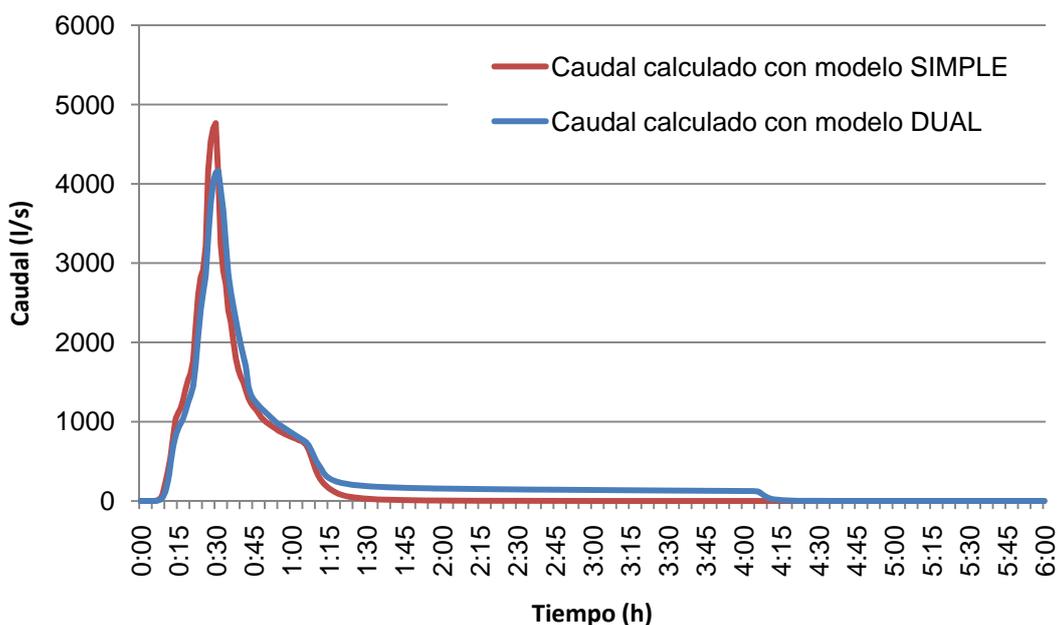


Figura 7-10.- Hidrogramas en la salida de la cuenca por el colector para la tormenta de proyecto T=5 años.

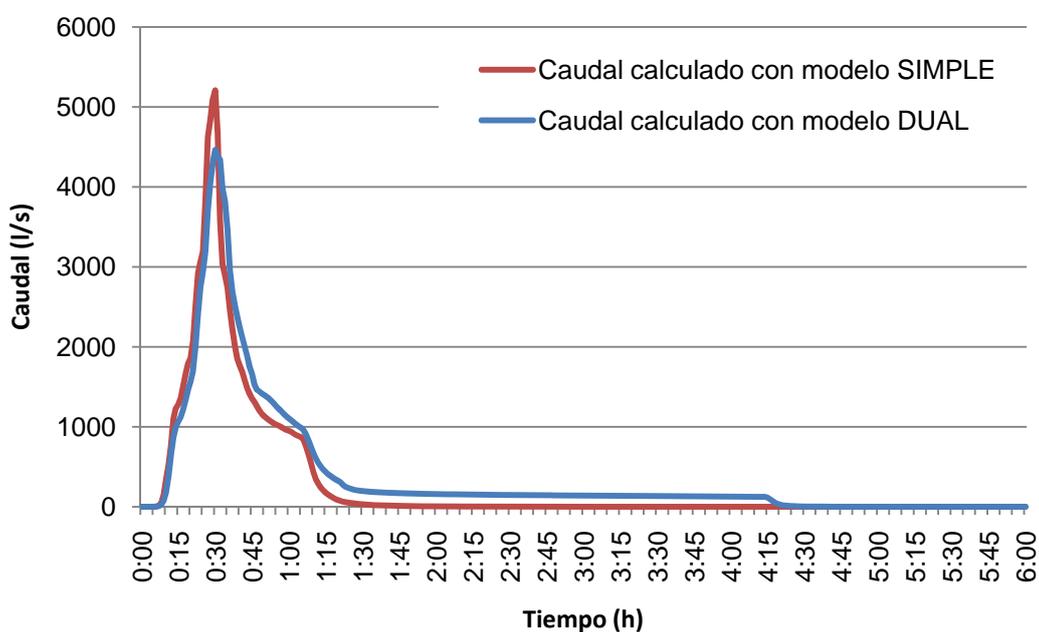


Figura 7-11.- Hidrogramas en la salida de la cuenca por el colector para la tormenta de proyecto T=10 años.

Se aprecia una similitud entre ambos hidrogramas en todos los casos, siendo los picos de la misma forma y pendientes a pesar de que el caudal pico del modelo Simple (rojo) es entre un 10 y un 15% superior al registrado en el modelo Dual (azul).

La coincidencia casi absoluta de los hidrogramas entre el instante inicial y el 0:45h se debe al comportamiento a presión del sistema de colectores durante este periodo. A partir del instante 0:45h el hidrograma de caudal del modelo Dual (azul) presenta valores ligeramente superiores pues el volumen de agua que había salido a la superficie durante el periodo en que la red funcionaba a presión y había pasado a formar parte del flujo superficial, se introduce nuevamente en los colectores a través de los sumideros que encuentra en su camino y contribuye al volumen total que sale por el colector. Los volúmenes totales registrados en la salida de la red de colectores para el modelo Dual son entre un 20 y un 30% superiores a los del modelo Simple. En la Tabla 7-9 se resumen los valores más relevantes de estas series de datos:

Tabla 7-9.- Resultados obtenidos en la salida del colector para las distintas lluvias de proyecto.

T (años)	DUAL			SIMPLE		
	2	5	10	2	5	10
Vtot (m ³)	5783.49	7500.94	8680.54	4801.48	5980	6762.50
Qpico (l/s)	3601.04	4166.57	4464.32	4013.51	4765.99	5208.66
Tpico (h:m)	00:30	00:30	00:30	00:30	00:30	00:30

En la Tabla 7-10 se agrupan los valores de los errores de continuidad obtenidos para las simulaciones de las lluvias de proyecto para ambas modelizaciones.

Tabla 7-10.- Errores de continuidad obtenidos para las lluvias de proyecto.

LLUVIA	DUAL		TRADICIONAL	
	Surface Runoff Error	Flow Routing Error	Surface Runoff Error	Flow Routing Error
T=2	-0.17%	3.17%	-0.14%	0.04%
T=5	-0.16%	3.66%	-0.13%	0.03%
T=10	-0.16%	4.23%	-0.13%	0.03%

El más que notable incremento del *Flow Routing Error* para el modelo Dual respecto los valores obtenidos al simular el modelo Tradicional se explican por la incorporación de elementos tipo orificio para simular la salida de flujo a través de los sumideros en la primera modelización. La ecuación que SWMM utiliza para simular la transferencia de caudal a través de ellos provoca, para diferencias de altura importantes, la aparición de inestabilidades. Se considera que estos errores son aceptables pues se encuentran por debajo del umbral del 5%.

Los porcentajes de errores de continuidad obtenidos para las tormentas de proyecto en el modelo Dual no eran, inicialmente, los agrupados en la Tabla 7-10 sino que eran muy superiores a ellos (alcanzaban valores del 12-15%). Aparecían como consecuencia de la presencia de orificios que modelaban la salida de flujo a la

superficie en las rejillas contiguas al pozo P70. Este pozo, debido a la geometría longitudinal de la calle y del colector, presenta graves problemas de inundación como se verá más adelante. Con el objetivo de reducir los errores hasta el punto de alcanzar valores aceptables, no se consideró la rejilla en el modelo y se permitió el almacenamiento superficial del mismo volumen de agua que saldría en un depósito imaginario que reproduce la geometría de la calle. El volumen almacenado se introduce nuevamente a la red de colectores cuando la capacidad de transporte de la red lo permite.

Los volúmenes totales precipitados para ambos modelos registran valores muy similares como se aprecia en la Tabla 7-11. Estos valores se calculan partiendo del área total de la cuenca, cuyo valor es el mismo para ambos casos (16.87ha), y del volumen de precipitación por unidad de área. La causa de esta diferencia es la consideración, en el modelo Dual, de la lluvia bruta como dato de entrada para las subcuencas que se han considerado permeables y que, posteriormente, se les ha aplicado el método de Horton para calcular las pérdidas. Las zonas permeables cubren un área total de 0.77ha y han sido incorporadas en el Modelo 2 de la modelización Dual. Al resto de subcuencas del modelo Dual, como ya se ha comentado, se les ha introducido directamente, como datos de entrada, la lluvia neta. Por lo tanto, el valor de precipitación del Modelo 2 se obtiene calculando la media ponderada a partir de las áreas de la zona permeable e impermeable y la precipitación bruta y neta.

Es importante recordar que para facilitar el trabajo con el software durante la elaboración del modelo Dual se descompuso éste en dos: el Modelo 1 que agrupaba todos los tejados conectados directamente a la red de alcantarillado y el Modelo 2 donde se consideraban todos los tejados restantes, así como las superficies de calle o acera. Por este motivo, para el cálculo del volumen de lluvia precipitada para el caso dual se han detallado todas las características para cada uno de estos submodelos.

Tabla 7-11.- Volumen de lluvia precipitada.

DUAL				
PERIODO DE RETORNO (años)		2	5	10
ÁREA (ha)	MODELO 1	10.4	10.4	10.4
	MODELO 2	6.47	6.47	6.47
PRECIPITACIÓN (mm)	MODELO 1	36.76	48.08	56.07
	MODELO 2	37.12	48.43	56.43
VOLUMEN PRECIPITADO (m ³)	CONJUNTO	6225.53	8134.25	9483.00
TRADICIONAL				
PERIODO DE RETORNO (años)		2	5	10
ÁREA (ha)		16.87	16.87	16.87
PRECIPITACIÓN (mm)		36.76	48.08	56.07
VOLUMEN PRECIPITADO (m ³)		6202.48	8111.21	9459.96

Siguiendo con el análisis entre ambos modelos, se comparan los datos de salida. Según el tipo de modelización utilizada se contemplan distintas opciones para cuantificar la salida de flujo o el volumen retenido en la cuenca. Los valores resumidos en la Tabla 7-12 permitirán reconocer donde reside la principal diferencia entre ambos modelos.

Tabla 7-12.- Volumen de escorrentía que sale de la cuenca.

DUAL			
T (años)	2	5	10
Salida por colector (m ³)	5783.49	7500.94	8680.54
Salida por superficie (m ³)	116.07	177.79	228.35
Vol. Almacenado en calles/colectores (m ³)	12	12	12
Vol. almacenado en subcuencas (m ³)	0.89	0.96	1.02
Pérdidas por infiltración (m ³)	3.02	3.03	3.05
TOTAL (m³)	5915.47	7694.72	8924.96
TRADICIONAL			
T (años)	2	5	10
Salida por colector (m ³)	4801.48	5980.30	6762.51
Volumen perdido en los nodos (m ³)	1396	2129	2685
Vol. Almacenado en colectores (m ³)	12	12	12
Vol. almacenado en subcuencas (m ³)	0.84	0.84	0.84
TOTAL (m³)	6210.33	8122.14	9460.35

Para el modelo Dual existen cinco posibles salidas de flujo de la cuenca, siendo las dos más importantes la salida a través del colector o por superficie. Para las tres tormentas de proyecto, aproximadamente, un 92% del volumen total de precipitación sale de la cuenca a través del colector final y un 2% del mismo volumen abandona la cuenca por la superficie de la calle final del modelo (la calle del extremo aguas debajo de la cuenca).

Por otro lado, esta modelización también permite contabilizar el volumen final almacenado en las calles y colectores o en las subcuencas y, finalmente, las pérdidas por infiltración en las zonas permeables. El volumen almacenado en las calles y colectores se debe a la presencia de puntos bajos donde se acumula agua que, debido a la configuración en elevación de los conductos existentes, es imposible de evacuar a lo largo de la simulación. Este volumen se almacena casi en su totalidad en las calles y colectores situados en la esquina de las calles Francesc Macià y Cerdanya. La suma de los volúmenes que se consideran salidas del sistema mediante uno de estos tres caminos no llega a representar un 1% del volumen total y se pueden considerar despreciable. El 5% del volumen precipitado restante representa el error propio del cálculo numérico de SWMM 5. Este error es propio del esquema numérico que utiliza el programa (diferencias finitas, esquema explícito) y que se acentúa más

cuando existen elementos que condicionan las relaciones caudal/carga (tipo orificios) en situaciones de flujo variable en el tiempo, como en este caso.

En el caso del modelo Tradicional, los mayores volúmenes de salida se registran por el colector o como pérdidas del sistema a través de los nodos de la red. De la misma manera que para el modelo Dual, los otros volúmenes calculados (almacenado en colectores y en subcuencas) se desprecian. Es importante recordar que se consideran pérdidas del sistema al total del volumen que sale por los pozos de la red de colectores, al entrar ésta en carga y superar el nivel piezométrico de la lámina de agua del sistema menor la cota del terreno en ese punto. Según el enfoque del análisis Tradicional, este volumen no contribuirá nuevamente en el comportamiento del sistema, es decir, se pierde del esquema del modelo.

A diferencia de lo que observábamos para el modelo Dual donde los porcentajes de volúmenes registrados por el colector y por superficie respecto el volumen total precipitado se mantenían constantes independientemente de la tormenta de proyecto, para el modelo Tradicional no es así (Tabla 7-13). Vemos cómo a mayor intensidad de la tormenta, el porcentaje por el colector disminuye, aumentando consecuentemente las pérdidas del sistema. Este fenómeno se debe a la capacidad de la red de colectores, invariante para todas las tormentas, que provoca un aumento de las pérdidas del sistema en términos relativos y absolutos.

Tabla 7-13.- Porcentajes del volumen total precipitado para el modelo Simple.

	T=2años	T=5años	T=10años
Volumen que sale por el colector	77%	74%	72%
Volumen perdido en los nodos	23%	26%	28%

De la Tabla 7-13 podemos extraer otras conclusiones relevantes. Porcentajes del 23-28% del volumen total, que no son para nada despreciables, no están siendo considerados y, en consecuencia, se está ignorando su efecto en la superficie de la cuenca. Para lluvias de menores intensidades como las estudiadas en los capítulos anteriores los volúmenes que se perdían del modelo no superaban el 4% del volumen total y no provocaban grandes problemas en superficie pero, como se verá más adelante, volúmenes de estas magnitudes pueden llegar a generar situaciones peligrosas de inundación para los vehículos o peatones.

Por lo tanto, la utilización de un modelo Simple para la simulación de tormentas donde se produce la salida de grandes cantidades de agua del sistema que desaparece sin introducirse nuevamente en la red de alcantarillado, requiere un estudio adicional del comportamiento de estos volúmenes en superficie, para poder estimar sus efectos sobre la superficie de la cuenca.

En la Figura 7-12 se ilustran los nodos de la red de colectores del modelo Tradicional donde se produce salida de flujo para una lluvia de periodo de retorno de 2 años. El diámetro de las redondas pretende simular la proporción del volumen total

saliente en cada punto. Para las otras tormentas de proyecto las zonas donde se produce salida de flujo coinciden pero los volúmenes de pérdidas son mayores.

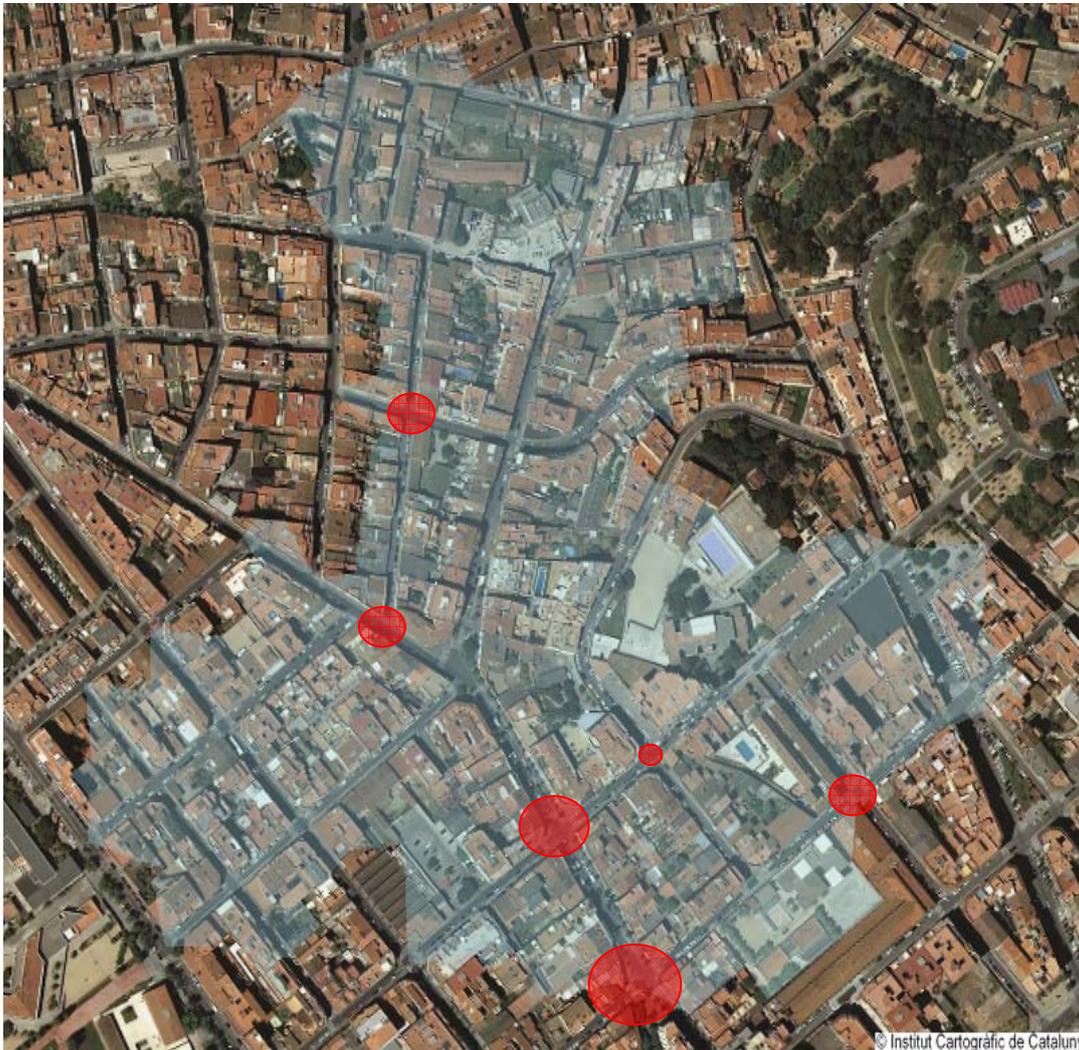


Figura 7-12.- Nodos con salida de flujo de la red de colectores en el modelo Simple.

Esta limitación que presenta el modelo Tradicional no se da en el modelo Dual. Este había sido elaborado considerando la red de colectores y la red de calles como un único sistema conectado en varios puntos por elementos que permiten la transmisión de flujo. A partir de los resultados obtenidos de esta modelización se puede conocer el comportamiento del flujo en superficie y el funcionamiento de los elementos de captación.

Los elementos que permiten la transmisión de flujo entre ambas redes en el modelo Dual son los *outlets* (entrada) y los orificios (salida). La entrada, como ya se ha comentado, solamente se contempla a través de los sumideros a diferencia de la salida que se puede dar a través de los mismos sumideros o de los pozos de registro. El comportamiento de todos ellos vendrá determinado, como se verá a continuación, por la lluvia que se utilice como dato de entrada. En la Tabla 7-14 se detallan el

número de elementos a través de los cuales se produce salida de flujo durante la simulación.

Tabla 7-14.- Elementos a través de los cuales se produce salida de flujo en el modelo Dual para las tormentas de proyecto.

	T=2años	T=5años	T=10años
Nº sumideros con salida de flujo	29	35	38
Nº pozos de registro con salida de flujo	1	1	1
Nº conductos actuando en carga	32	38	41

El hidrograma de flujo de entrada a la red de colectores a través de un elemento *Outlet* que representa la reja de captación viene condicionado por las características de la reja, las características de la calle donde esta se encuentra y el flujo que circula por la calle. Por este motivo los volúmenes captados por estos elementos presentan valores que van de 0.212 m³ (out168) a 279.94 m³ (out113). El out168 representa la entrada de flujo a través de una reja convencional de tipo E-25 situada en la parte alta de la cuenca, concretamente en la calle de Sant Joan Bosco que presenta una pendiente del 6%. Por otro lado, el out113 representa la macro-reja ubicada en el tramo final de la calle Jaime I, justo antes de la salida de la cuenca (Figura 7-2). Este *Outlet* conecta el nodo en superficie Q4 que representa la reja de captación con el nodo de la red de colectores, P2, donde se introduce el flujo captado.

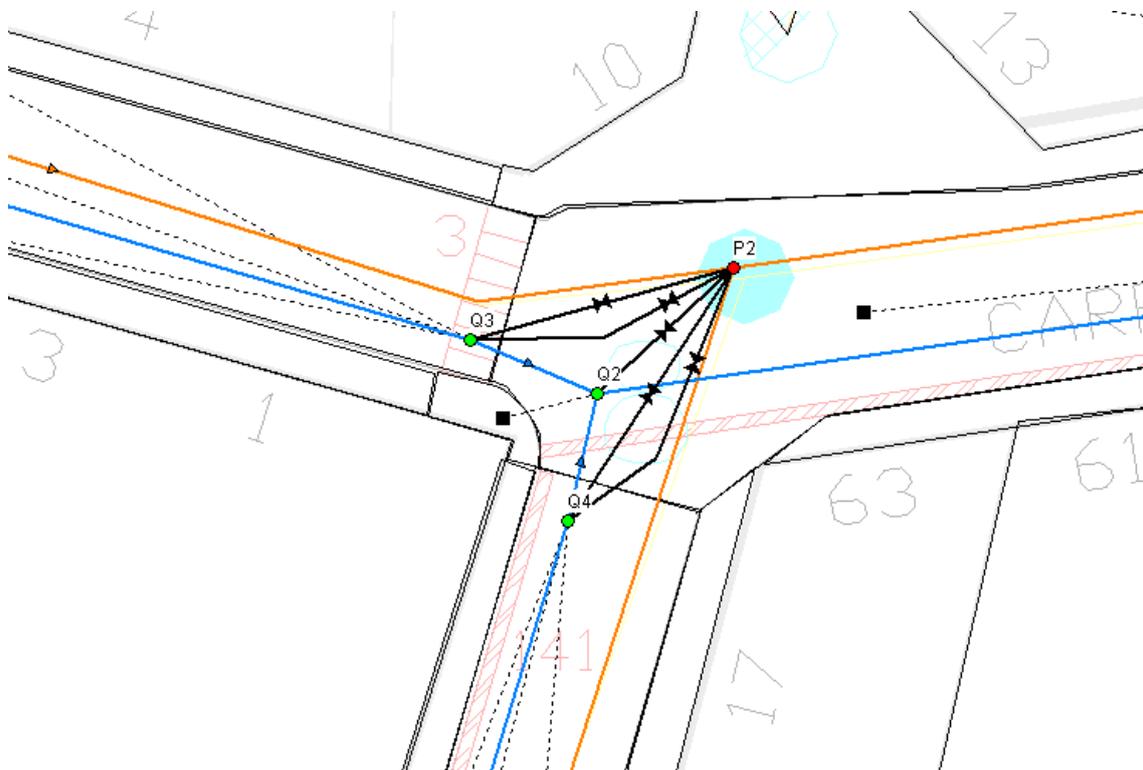


Figura 7-13.- Detalle del modelo Dual en el cruce de la C/ Jaime I con C/ Lluís Castells.

A continuación se representa el hidrograma de caudal captado por el out113 para las tres tormentas de proyecto estudiadas (Figura 7-14). Se puede apreciar que a mayor intensidad de la lluvia (mayor periodo de retorno) el volumen total y el caudal punta aumentan. Como ya se ha comentado, para las tres lluvias de proyecto, la red funciona a presión desde el instante inicial hasta, aproximadamente, el minuto 45. Esto provoca que a mayor intensidad de lluvia se aprecie un mayor flujo por las calles y, consecuentemente, mayores calados, dato del que hace uso EPA-SWMM para calcular el caudal captado por el elemento *Outlet*.

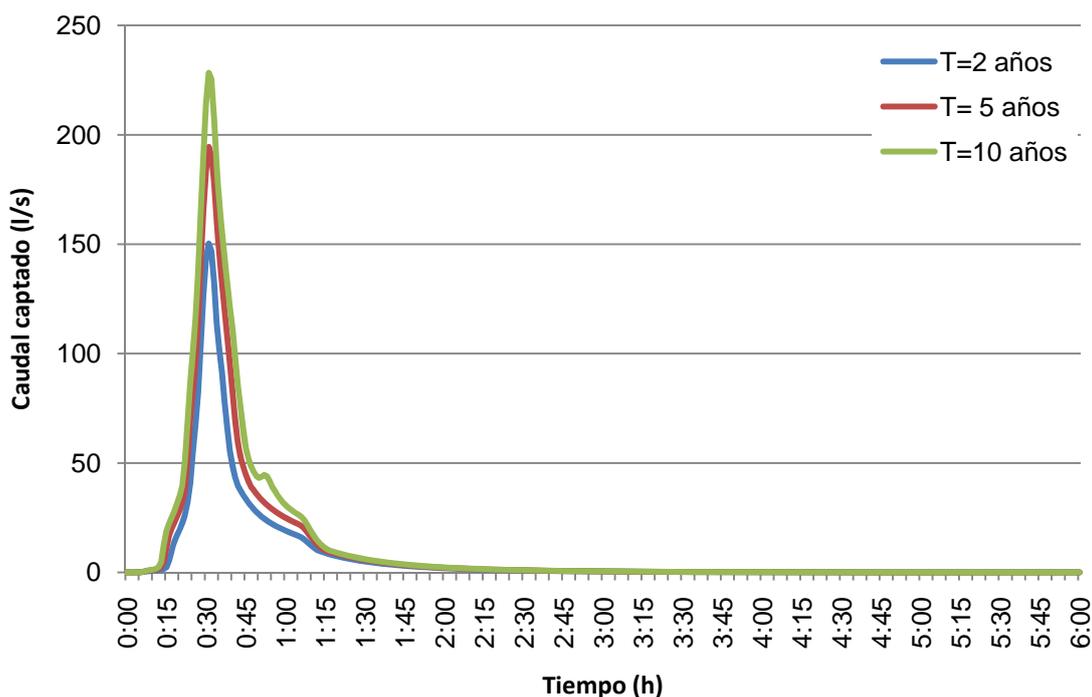


Figura 7-14.- Hidrograma de caudal captado por la macro-reja de la C/ Jaime I.

Para los estudios que se realizarán a continuación con el objetivo de entender el comportamiento del flujo a través de los elementos de conexión entre la red superficial y la subterránea se utilizarán los resultados obtenidos para la simulación de la tormenta de proyecto de periodo de retorno de 10 años.

En algunos elementos de captación se produce inversión del flujo, permitiendo la salida de agua que se encuentra en la red de colectores al exterior. Este fenómeno ocurre en 38 rejillas del modelo pero para analizarlo nos fijaremos en una rejilla convencional, de tipo E-25, situada en la calle Pare Pere de Piera (Figura 7-15). La rejilla viene representada en superficie por el nodo Q64 y se encuentra conectada al colector en el nodo P39. En la Figura 7-15 se aprecian los dos links que conectan ambos nodos y representan el *Outlet* que permite la entrada de flujo (out48) y el orificio que permite la salida (or48).

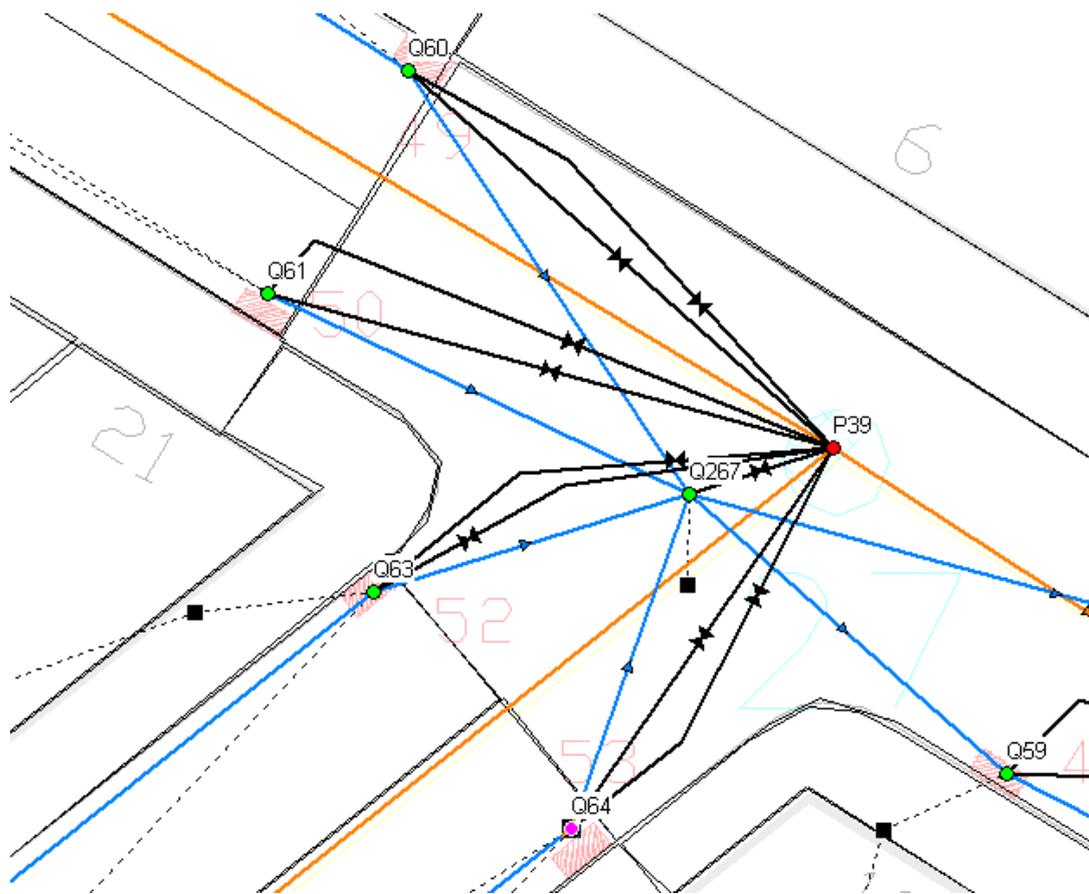


Figura 7-15.- Detalle del modelo Dual en la zona del cruce de la C/ Pare Pere de Piera y C/ Lluís Pascual Roca.

Los hidrogramas de entrada y salida de flujo vienen representados en la Figura 7-16. Para entender el fenómeno de inversión del flujo a través del sumidero debemos fijarnos en la Figura 7-17 que representa el nivel piezométrico del flujo en el colector y el nivel de la lámina de agua en superficie en ese punto. El caudal captado por la reja va aumentando desde el minuto 6 hasta el 25 donde se alcanza el valor máximo de: 6.44l/s. Hasta ese mismo instante se aprecia como el nivel piezométrico del flujo en superficie ha ido aumentando suavemente a diferencia de lo que ocurre en el colector, donde debido a la entrada en carga del sistema, se produce un aumento brusco del nivel piezométrico. A partir del minuto 26 y hasta alcanzar el minuto 27 de la simulación, el nivel piezométrico del flujo en el colector permanece por encima del cota del terreno (cota de vertido del elemento orificio) y, por lo tanto se produce inversión del flujo a través del sumidero, es decir, salida de agua del colector a la calle. A partir del minuto 38, como consecuencia de la disminución de presión en el colector, empieza a bajar el nivel piezométrico del flujo que circula por este, volviéndose a situar por debajo de la cota del terreno y permite, nuevamente, la entrada de flujo superficial a la red menor hasta el instante 1:19h cuando deja de existir escorrentía en superficie.

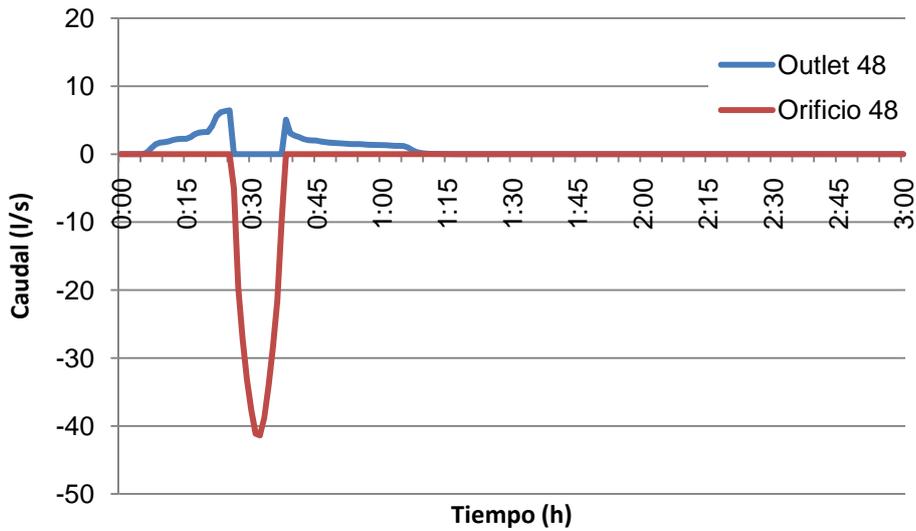


Figura 7-16.- Caudal entrante y saliente por una reja E-25 situada en la C/ Pare Pere de Piera.

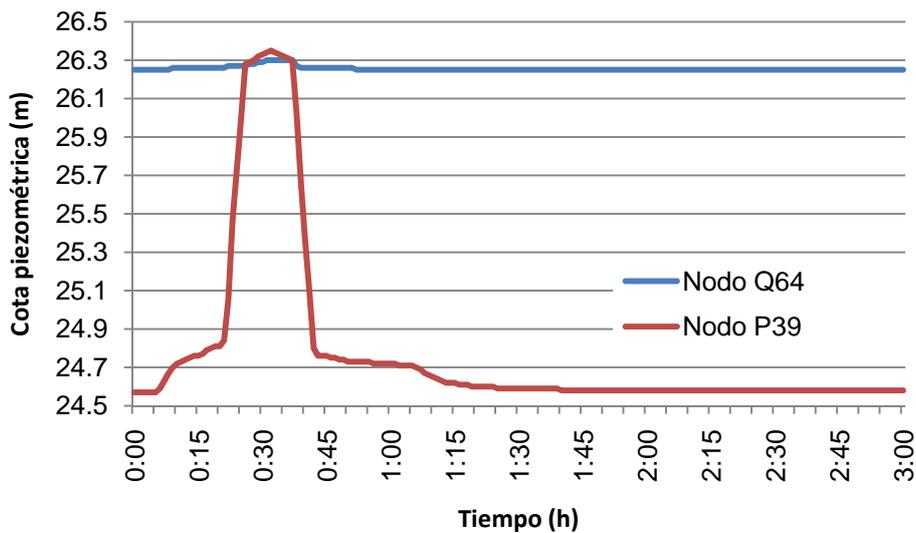


Figura 7-17.- Nivel piezométrico del flujo por la calle y por el colector en la reja 48.

La salida de flujo desde el colector a la calle también se puede producir a través de los pozos de registro. Solamente encontramos un pozo donde la presión en el colector es suficiente para superar la oposición que ejerce la tapa del pozo a la salida del flujo. Dicho pozo de registro, representado por el nodo P72 en el modelo, se sitúa en la calle Francesc Macià entre la calle Cerdanya y la calle del Pintor Fortuny. Para estudiar el comportamiento del flujo a través de este elemento, se representa el hidrograma de salida y el nivel piezométrico del flujo en ambas redes, Figura 7-18 y Figura 7-19 respectivamente.

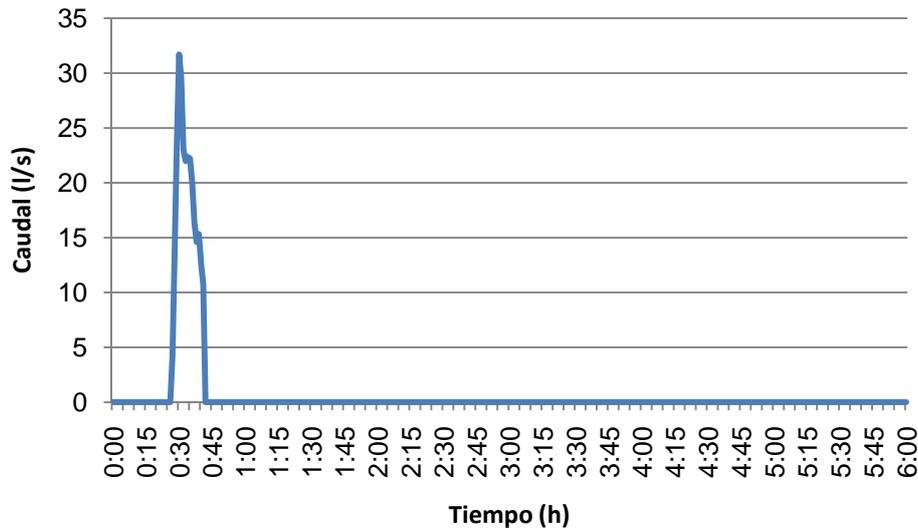


Figura 7-18.- Flujo saliente a través del pozo de registro 62.

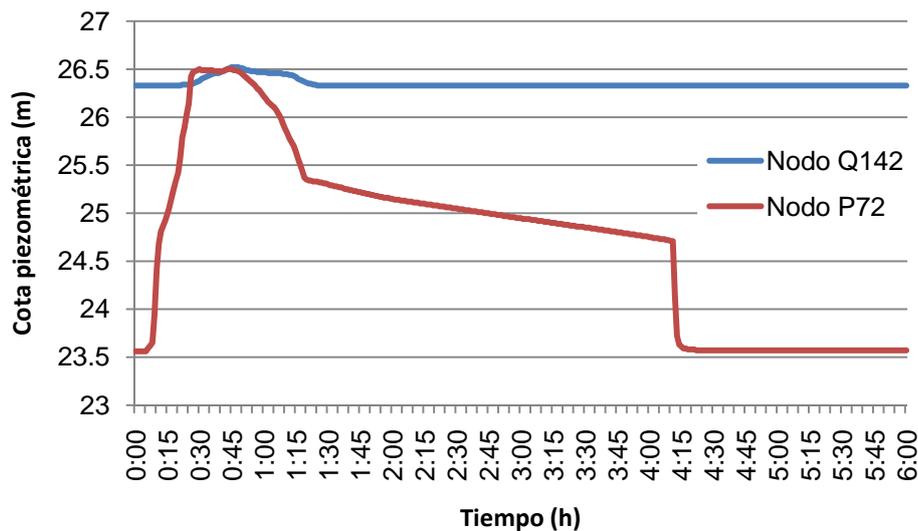


Figura 7-19.- Nivel piezométrico del flujo por la calle y por el colector en el pozo 62.

El volumen total saliente a través del pozo de registro es de 16.31m³. Comienza a producirse salida de agua a través del pozo a partir del minuto 27 cuando el nivel piezométrico del flujo en el colector en ese punto es superior a la cota de vertido fijada para el orificio que modela el pozo (26.46m). Esta cota, como ya se ha comentado en capítulos anteriores, viene definida por la cota del terreno en ese punto más la presión ejercida por la tapa del pozo (representada por una altura extra). La salida de flujo se produce hasta el minuto 41 cuando baja la presión en el colector y, el nivel piezométrico del flujo en este vuelve, nuevamente, a situarse por debajo de la cota de vertido.

7.4 Evaluación del cumplimiento de los criterios de riesgo

El flujo en las calles producto de una precipitación caída en el medio urbano tiene consecuencias sobre las actividades ciudadanas. Calados elevados pueden provocar inconvenientes a los peatones y a la circulación de los vehículos y alcanzar además niveles que pueden inundar viviendas y comercios.

Otro problema asociado a la escorrentía en medio urbano es el riesgo derivado de la capacidad de arrastre que supone un flujo con determinados valores de calado y velocidad. Una velocidad elevada es un factor a destacar debido a su influencia con respecto a la estabilidad al deslizamiento y al vuelco de un peatón, a la hora de cruzar una calle. Por esto, el flujo circulante por calles y aceras tiene que ser tal que los parámetros hidráulicos como calado, velocidad o combinaciones de los dos, se mantengan por debajo de ciertos valores límite aconsejables.

Existen criterios de seguridad relacionados al peligro de pérdidas de vidas humanas que se basan sobre la consideración conjunta de los calados y velocidades del flujo:

- Criterio de estabilidad al deslizamiento (Nanía, 1999): $v^2 \cdot y \leq 1 \text{ m}^3/\text{s}^2$
- Criterio de estabilidad al vuelco (Gómez, 2008): $v \cdot y \leq 0.45 \text{ m}^2/\text{s}$

Otros criterios, generalmente más restrictivos, exigen el cumplimiento de dos limitaciones para garantizar el nivel de servicio de la calle:

$$y < y_{max}$$

$$v < v_{max}$$

Por proximidad de la cuenca objeto de estudio a la ciudad de Barcelona, se hará uso de los criterios de riesgo asociados actualmente al flujo en la calle para evaluar el sistema de drenaje en referencia a la lluvia con periodo de retorno de 10 años en dicha ciudad:

$$y \leq 0.06\text{m}$$

$$v \leq 1.88\text{m/s}$$

Observando los resultados obtenidos de la simulación del modelo Dual para la tormenta de proyecto de periodo de retorno de 10 años se distinguen 32 nodos pertenecientes a la red de calles que no cumplen el criterio de calado máximo (Tabla 7-15) y 8 tramos de calle que no cumplen el criterio de velocidad máxima establecidos (Tabla 7-16).

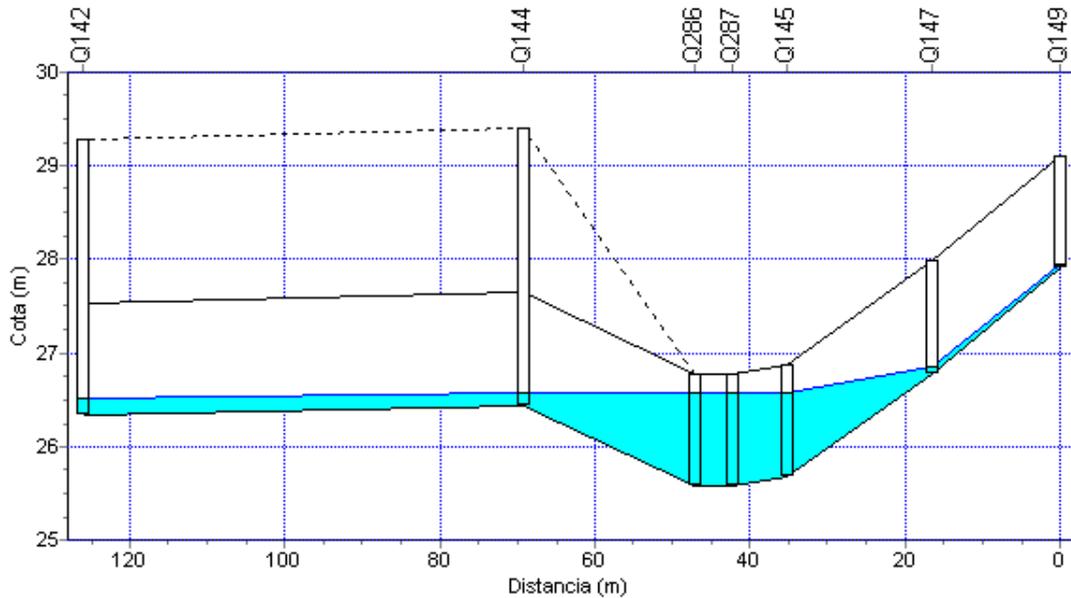
Tabla 7-15.- Nodos que no cumplen el criterio de riesgo de calado máximo.

Nodo	Calado máximo (m)
Q1	0.08
Q3	0.07
Q4	0.14
Q6	0.07
Q30	0.08
Q58	0.07
Q59	0.07
Q133	0.16
Q136	0.08
Q141	0.19
Q142	0.19
Q143	0.14
Q144	0.14
Q145	0.9
Q146	0.9
Q147	0.07
Q148	0.07
Q182	0.08
Q244	0.07
Q255	0.09
Q273	0.1
Q274	0.18
Q275	0.11
Q276	0.07
Q278	0.08
Q279	0.12
Q280	0.07
Q281	0.08
Q285	1
Q286	1
Q287	1
Q318	0.08

El criterio de calado máximo se ve violado, principalmente, en las zonas bajas de la cuenca, próximas a la salida de la misma o en las calles que presentan pendientes más suaves (1-2%).

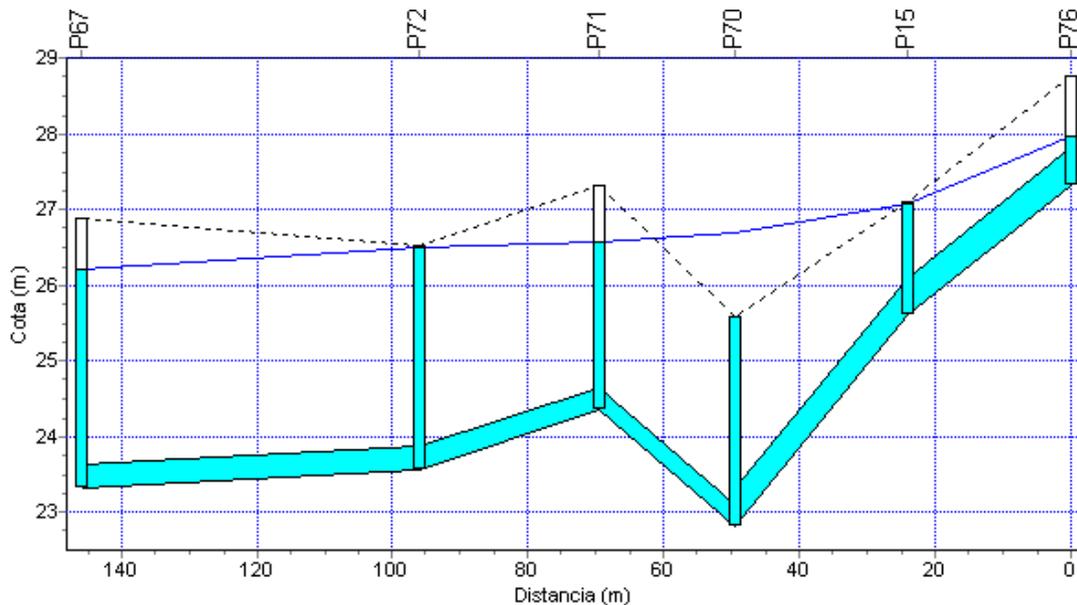
Los calados máximos se registran en la zona de la intersección entre la C/ Cerdanya y la C/ Francesc Macià, llegando a alcanzar valores de 0.9-1m (Q285, Q286, Q287, Q145 y Q146). Esta zona no se podría considerar representativa de lo

que sucede en superficie en toda la cuenca pues la presencia de calados tan grandes es consecuencia de la existencia de un punto bajo en superficie y en la red de colectores (ver Figura 7-20 y Figura 7-21). Calados de tal magnitud interfieren completamente con las actividades que se producen en la superficie, pudiendo llegar a causar daños graves en viviendas colindantes a la zona.



11/12/2010 00:45:00

Figura 7-20.- Perfil longitudinal de la C/ Cerdanya y la C/ Francesc Macià entre los nodos Q149 y Q142.



11/12/2010 00:45:00

Figura 7-21.- Perfil longitudinal del colector que recorre la C/ Cerdanya y la C/ Francesc Macià entre los nodos P76 Y p67.

Los otros nodos donde se vulnera el criterio de calado máximo se localizan en calles de pendiente suave como son la calle Francesc Macià o Jaume I en su tramo bajo que presentan pendientes del 1% y el 2%, respectivamente. En estos nodos se registran calados entre 0.06m y 0.2m, valores más propios de una cuenca urbana. Estos calados pueden dificultar la circulación de vehículos y, en algunos casos, llegar a ser peligrosos para los peatones. El daño que puede llegar a causar sobre las viviendas es mínimo pues el flujo que circula por estas calles mayoritariamente queda confinado por los bordillos dentro de la sección transversal de la calzada.

Por último, destacar los calados en algunos nodos pertenecientes a las calles que se ubican en la parte baja de la cuenca de La Riereta y presentan pendientes más variadas como son la calle de la Rutlla (1%), calle de Lluís Castells (3%) y calle de les Eres (7%). Los calados registrados en estos nodos son del orden de 0.07-0.08m, valores muy próximos al umbral establecido como calado de riesgo (0.06m).

En la Figura 7-22 se representan los tramos de calles donde se ve superado el criterio de riesgo de calado máximo. En rojo se observa la zona donde los calados presentan los valores máximos 0.9-1m y en amarillo el conjunto de calles donde el umbral de 0.06m se ve superado. El calado máximo registrado dentro de este rango de valores (0.06-0.90m) es de 0.19m.



Figura 7-22.- Zonas donde no se cumple el criterio de calado máximo.

Tabla 7-16.- Conductos que no cumplen el criterio de riesgo de velocidad máxima.

Conducto	Velocidad máxima (m/s)
S1	2.09
S149	1.99
S161	2.04
S169	2.31
S170	1.96
S171	2.09
S419	2.17
S422	1.97

De los ocho conductos donde se supera el criterio de velocidad máxima, seis se encuentran ubicados a lo largo del tramo bajo de la calle Jaume I y presentan unas pendientes de entre el 2.5-5%. Los dos conductos restantes donde se viola esta limitación se encuentran en la calle de la Rutlla (S1) justo antes de la macro-reja previa a la salida de la cuenca y en la calle Pompeu Fabra (S422). Todos ellos registran caudales altos con unas puntas de entre 103 y 554 l/s y presentan régimen supercrítico. En la Figura 7-23 se ilustran en rojo las zonas donde el criterio de riesgo de velocidad máxima en las calles se ve superado.



Figura 7-23.- Zonas donde no se cumple el criterio de velocidad máxima.

Capítulo 8. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha planteado la comparación entre el enfoque de cálculo hidrológico e hidráulico convencional de una cuenca urbana frente a un nuevo enfoque, el drenaje dual. El enfoque convencional asume, a la hora de realizar la discretización de la cuenca en subcuencas, que toda la escorrentía entra en la red y, no considera en el cálculo hidráulico el volumen de agua que en algún momento sale al exterior. Por otro lado, el enfoque dual simula el comportamiento conjunto de la red de drenaje, la red de calles y las transferencias de caudal que se producen entre esas dos capas. Este nuevo enfoque, posible con la ayuda de las herramientas de cálculo disponibles en la actualidad, supone un muy elevado nivel de detalle en la simulación de la superficie de la ciudad, considerando por ejemplo subcuencas del tamaño de la porción de calzada existente entre sumideros consecutivos, con valores de pocos cientos de metros cuadrados.

Para valorar las diferencias entre ambos enfoques de trabajo, se han elaborado dos modelizaciones de la cuenca urbana de La Riereta en Sant Boi de Llobregat, cuenca instrumentada desde finales de los años 90, mediante el código de dominio público EPA-SWMM 5.0. Con ellas se pretende reproducir la respuesta hidrológica de la cuenca y el comportamiento hidráulico en las conducciones.

A continuación se presentan las conclusiones generales respondiendo a los objetivos planteados al inicio de la tesina y se plantean posibles líneas futuras de

investigación sobre temas que han surgido a lo largo del trabajo y no se han desarrollado en la presente tesina.

8.1 Conclusiones generales

Se han utilizado dos modelos de la cuenca, Tradicional y Dual, para estudiar el comportamiento hidrológico-hidráulico y se ha realizado un estudio comparativo de los resultados obtenidos en ambos casos. Las principales conclusiones a las que se ha llegado son:

- La elaboración de un modelo Dual, debido a la discretización en subcuencas de reducidas dimensiones, requiere un muy buen conocimiento de la zona de estudio en comparación con la información que se requiere para un modelo Tradicional donde se realiza una discretización más grosera.
- Para un modelo Dual, la calidad de los datos de base que hay que suministrar al programa de cálculo está todavía más en relación directa con la confianza en los datos finales que en el modelo Tradicional, por lo tanto, datos de partida adecuados de lluvia, de caudales de escorrentía y de geometría de la red son indispensables.
- La transferencia de caudales entre el nivel calle y el nivel red de alcantarillado, en ambos sentidos, se modela a través de simular en detalle la hidráulica de cada sumidero y de cada pozo de registro, para poder describir la entrada de agua en la red y la salida al exterior en caso de entrada en carga de la misma.
- La utilización de un modelo Dual supone un volumen y un tiempo de trabajo adicional notable respecto utilizar un modelo Tradicional. El incremento del tiempo de trabajo no es consecuencia de un aumento del tiempo de cálculo con el ordenador, sino del tiempo necesario para describir la cuenca adecuadamente mediante las herramientas que el SWMM nos proporciona.
- En el caso de simulación de eventos de lluvia poco intensos, los hidrogramas obtenidos en la salida de la cuenca por el colector para ambos modelos (Tradicional y Dual) presentan valores de volúmenes totales de escorrentía y tiempos al pico muy próximos a los registrados para dichas series, siendo siempre los errores relativos menores al 10%. No es el caso de los valores de los caudales pico que, debido al modelo de cálculo utilizado por el SWMM para determinar la escorrentía en las subcuencas (modelo de depósitos modificado con la Onda Cinemática), tienden a ser menores (20-30%) que los observados. La intervención de los elementos tipo orificio que permiten la inversión del flujo en el modelo Dual a través de los elementos de captación intervienen en contadas ocasiones para estos eventos y los calados y velocidades que se registran a lo largo de la simulación en superficie son, a excepción de un punto de inundación local, muy pequeños. Por lo tanto, siendo de mayor importancia

el ajuste del volumen total de escorrentía, conociendo los motivos de la laminación del caudal pico y sabiendo que el comportamiento del flujo en superficie no presenta problemas significativos, podemos utilizar indistintamente cualquiera de los dos modelos propuestos para eventos de baja intensidad.

- Para la simulación de las tormentas de proyecto de 2, 5 y 10 años, es decir, para eventos de lluvia mucho más intensos que los anteriores, si se utiliza el modelo Tradicional los volúmenes de flujo que salen del colector por los nodos de la red cuando ésta se encuentra funcionando en carga suponen un 20-30% de los volúmenes totales precipitados en cada caso. Estos volúmenes, una vez han abandonado el colector, no se volverán a considerar en ningún momento, ignorando su comportamiento en superficie, los daños que provocan o si aguas abajo existe la posibilidad de que se vuelvan a incorporar a la red subterránea. Por lo tanto, para eventos de grandes intensidades, si queremos conocer con exactitud la interacción entre la red menor y la red mayor o el comportamiento del flujo en superficie, debemos hacer uso de un modelo Dual donde quedan contemplados estos fenómenos. A partir de los resultados obtenidos, se puede observar como casi la totalidad del flujo que sale de la red de colectores y pasa a circular por la red de calles, se introduce nuevamente al sistema subterráneo, siendo únicamente un 2% del volumen precipitado el que se evacúa de la cuenca por superficie.
- Los errores de continuidad que aparecen son propios de la metodología numérica sobre la que se basa SWMM. El incremento de éstos para la simulación de las tormentas de proyecto en el modelo Dual se debe a la presencia de elementos tipo orificios para modelar la salida de flujo a través de los elementos de captación que, en algunos casos, provoca la aparición de ligeras inestabilidades durante la transición de flujos.
- El agua que sale del sistema cuando entra en carga y que no es analizada mediante la metodología Tradicional, puede alcanzar calados y velocidades que supongan un peligro para el peatón o inundaciones localizadas. Estos problemas sólo se detectan en caso de utilizar el enfoque de cálculo Dual, donde podemos evaluar los caudales, calados y velocidades del agua en superficie en cualquier punto de la ciudad y en cualquier instante de tiempo.
- Para diagnosticar el estado de la ciudad en caso de lluvias intensas, podemos comparar los parámetros del flujo en calles con los criterios de riesgo que se utilizan en medio urbano (calados o velocidades máximas, etc.) para evaluar el grado de peligrosidad que supone para la población esa tormenta en concreto.
- El criterio de riesgo de calado máximo, para una tormenta de proyecto de periodo de retorno de 10 años, se ve superado principalmente en las zonas bajas de la cuenca, próximas a la salida. Por otro lado, el cruce entre las calles

Francesc Macià y Cerdanya presenta un problema de inundación local debido a la presencia de un punto bajo en la red superficial y otro en la red subterránea.

- El criterio de riesgo de velocidad máxima, para una tormenta de proyecto de periodo de retorno de 10 años, únicamente se viola en la calle Jaume I y en la calle de la Rutila donde encontramos régimen supercrítico a lo largo de todos los conductos que modelan la calle.

8.2 Futuras líneas de investigación

Una vez planteada una primera modelización de la zona de estudio considerando drenaje Dual se plantea la posibilidad de elaborar nuevos modelos variando algunos de los elementos o de los parámetros utilizados.

- Seguir trabajando en la definición hidráulica más precisa de los elementos de intercambio de caudal, sumideros, pozos de registro, etc. entre la calle y la red de alcantarillado.
- Comparar el comportamiento de esa transferencia de caudal según se utilicen orificios de fondo o laterales, y vertederos, con objeto de evitar las inestabilidades que a veces se presentan.
- Ya a nivel del caso estudiado, se plantea la creación de un nuevo modelo de la cuenca de La Riereta donde no se haga uso de elementos tipo orificio para modelar la salida de flujo de la red de colectores a la superficie y estos sean sustituidos por elementos tipo vertedero.
- El estudio de la caracterización de la salida de flujo a través de las rejillas de captación para que puedan ser modeladas mediante un elemento tipo *outlet* de la misma manera que se ha hecho para modelar la entrada de flujo a través de ellas.

Capítulo 9. BIBLIOGRAFÍA

ASCE (1982), Gravity Sanitary Sewer Design and Construction. *ASCE Manual of Practice*. Vol. 60. ASCE, Nueva York.

Chow, V.T. (1994), *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw-Hill, Santa Fe de Bogotá.

Cunge, J.A., Holly, F.M. Jr. y Verwey, A. (1980), *Practical aspects of computational river hydraulics*. Pitman, London.

Djordjevic, S., Prodanovic, D., Maksimovic, C., Ivetic, M., Savic, D. (2005), SIPSON – Simulation of Interaction between Pipe flow and Surface Overland flow in Networks. *Water Science & Technology*, Vol. 52, pp. 275-283. IWA Publishing.

Gómez, M. (2008), *Curso de Hidrología Urbana*. Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Gómez, M. y Dolz, J. (1994), *Problemática del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidráulico de las redes de colectores*. Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. E.T.S. Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (UPC), Barcelona.

Gómez, M. y Russo, B. (2005). *Comparative study of methodologies to determine inlet efficiency from test data. HEC-12 methodology vs. UPC method*. Water Resources Management, Algarve.

Leandro, J., Chen, A.S., Djordjevic, S., Savic, D.A. (2009), Comparison of 1D/1D and 1D/2D Coupled (Sewer/Surface) Hydraulic Models for Urban Flood Simulation. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE*, Vol. 135, No. 6, pp. 495-504..

Leandro, J., Djordjevic, S., Chen, A.S., Savic, D. (2007), The use of multiple-linking-element for connecting sewer and surface drainage networks. *Proceedings of the Congress – International Association for Hydraulic Research*, Vol. 1, pp.204.

Nanía, L. (1999), *Metodología numérico-experimental para el análisis del riesgo asociado a la escorrentía pluvial en una red de calles*. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, Barcelona.

Nasello, C. y Tucciarelli, T. (2005), Dual Multilevel Urban Drainage Model. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE*, Vol. 131, No.9, pp. 748-754.

Schmitt, T.G., Thomas, M., Etrich, N. (2004), Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems. *Journal of Hydrology*, Vol. 299, pp. 300-311.