



UNIVERSIDAD DE GRANADA

E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

ESCUELA DE DOCTORADO DE CIENCIAS, TECNOLOGÍAS EN
INGENIERÍAS

PROGRAMA DE DOCTORADO EN INGENIERÍA CIVIL

TESIS DOCTORAL

**Desarrollo de una metodología para el
dimensionamiento de tanques de tormenta en los
sistemas de saneamiento de la vertiente
mediterránea.**

Martín Hermoso Molinos

*Directores: Dr. Francisco Osorio Robles
Dra. M^a Jesús García Ruíz*

Granada, junio de 2020

Editor: Universidad de Granada. Tesis Doctorales
Autor: Martín Hermoso Molinos
ISBN: 978-84-1306-678-3
URI: <http://hdl.handle.net/10481/64072>

AGRADECIMIENTOS

Hace ya algunos años fue el padre de unos compañeros de mis hijos, compañero también de conversaciones y esperas en el patio de colegio, el que despertó en mí la inquietud por volver a la Universidad, después de haberla dejado 15 años atrás. Es por ello que quisiera recordar, y también agradecer, a Pepe Curpián Alonso (d.e.p.) tal hecho. Me resulta duro, y a la vez también emocionante, el no poder compartir con él el logro que para mí supone el proceso de elaboración de esta tesis. No obstante, me invade también una sensación de esperanza en que, desde donde quiera que esté, continúa transmitiéndome la confianza y seguridad necesarias para afrontar los desafíos presentes y futuros. Le dedico a él, el éxito que supone para mí el haber alcanzado este hito.

Pese a todo, seguro que no hubiera sido posible lograr este objetivo sin el apoyo incondicional de todas las personas que han recorrido este camino junto a mí. En particular, es justo y necesario reconocer y agradecer, la enorme paciencia demostrada por toda mi familia. A ellos quisiera también pedir perdón por haberles 'robado' demasiados momentos, con el pretexto de dedicarlos a mis tareas de investigación.

Y por supuesto, mis directores, Paco y M^a Jesús. Ellos han sido los otros pilares inamovibles de los que he recibido sustento; a la vez que ánimos permanentes. Muchas gracias a ambos, por vuestra generosidad, comprensión y ayuda insistentes. Dejáis en mí, la huella de una amistad difícil de olvidar.

Índice

Compromiso de respeto de los derechos de autor/a.....	0
0.- Resumen.....	1
1.- Objetivos.....	5
2.- Introducción.....	5
2.1.- La región mediterránea.....	5
2.2.- Características del clima mediterráneo.....	8
2.2.1.- Valores medios climatológicos.....	11
2.2.2.- Variabilidad espacial del clima mediterráneo.....	12
2.2.3.- Valores climatológicos extremos.....	14
2.3.- Aspectos regionales.....	16
3.- Estado del arte.....	18
3.1.- Redes unitarias Vs. Redes separativas.....	18
3.2.- Descargas de sistemas unitarios (DSU).....	20
3.3.- Frecuencia y volumen de los vertidos en sistemas unitarios del norte de España.....	28
3.4.- Tanques de tormenta.....	30
3.4.1.- Métodos de control del primer lavado.....	30
3.4.2.- Tipología de tanques de tormenta.....	32
3.4.2.1.- Tanques de primer lavado.....	32
3.4.2.1.1.- Tanque de primer lavado en línea.....	32
3.4.2.1.2.- Tanque de primer lavado fuera de línea.....	33
3.4.2.1.- Tanques de sedimentación.....	34
3.4.2.1.1.- Tanques de sedimentación en línea.....	34
3.4.2.1.2.- Tanques de sedimentación fuera de línea.....	35
3.4.3.- Equipamiento de los tanques de tormenta.....	35
3.4.3.1.- Aliviaderos.....	36
3.4.3.2.- Controladores de flujo.....	36
3.4.3.2.1.- Dispositivos de flotación y pantallas separadoras.....	36
3.4.3.2.2.- Válvula vórtex.....	36
3.4.3.3.- Sistemas de limpieza.....	36
3.4.3.3.1.- Limpiador basculante.....	37
3.4.3.3.2.- Compuerta de limpieza.....	37
3.4.3.3.3.- Limpieza por vacío.....	37
3.4.3.3.4.- Dispositivo de limpieza giratorio.....	37

3.4.4.- Dimensionamiento de depósitos de detención.	38
3.4.4.1.- Planteamiento en pequeñas cuencas urbanas.	38
3.4.4.1.1.- Volumen de retención basado en hidrogramas.....	38
3.4.4.1.2.- Volumen de retención basado en balances volumétricos.	39
3.4.4.1.3.- Resumen.....	40
3.4.4.2.- Planteamiento por simulaciones continuas.....	40
3.4.4.2.1.- Ejemplos de simulaciones continuas.	41
3.4.5.- Rendimiento de los tanques de tormentas.....	48
3.4.5.1.- Influencia del suceso tormentoso.	50
3.4.5.2.- Influencia de la cuenca y de la red de drenaje.....	53
3.4.5.3.- Influencia de la inserción en la red de drenaje y volumen del tanque.....	54
3.4.5.4.- Influencia del régimen de vaciado del tanque.	56
3.4.5.5.- Otras formas de evaluar el rendimiento.....	58
3.4.5.6.- Efectos de la variabilidad climática.....	61
4.- Metodología.	63
4.1.- Revisión de metodologías de dimensionamiento existentes.	63
4.2.- Especificaciones Técnicas Básicas para Proyectos de Conducciones Generales de Saneamiento. Confederación Hidrográfica del Norte (CHN, 1995).....	63
4.3.- Normas para Redes de Saneamiento del Canal de Isabel II (NRSCYII- 2006).	65
4.4.- Instrucciones Técnicas para Obras Hidráulicas de Galicia (ITOHG, 2009).	65
4.5.- Método inglés. Normativa británica BS 8005.....	66
4.5.1.- Procedimiento de aplicación de la normativa británica BS 8005.	67
4.6.- Método alemán. Normativa ATV-A 128E.	67
4.6.1.- Medidas para la gestión de aguas de escorrentía en redes unitarias.	68
4.6.2.- Tipologías de estructuras con aliviadero.	68
4.6.2.1.- Aliviaderos tradicionales.	68
4.6.2.2.- Depósitos-aliviadero.	69
4.6.2.3.- Almacenamiento en la propia red con aliviadero	69
4.6.3.- Dimensionamiento de estructuras con aliviadero.....	69
4.6.3.1.- Determinación del volumen de almacenamiento total necesario.	69
4.6.3.1.1.- Determinación del porcentaje de rebose permitido (e_0).	70
4.6.3.1.1.1 Obtención de la relación de mezcla, m	70
4.6.3.1.1.2 Concentración media de DQO en el agua de escorrentía, c_r	71
4.6.3.1.1.3 Concentración media en DQO en el agua residual en tiempo seco, c_d	72
4.6.3.1.2.- Volumen de rebose anual permitido.....	74
4.6.3.1.3.- Volumen de almacenamiento total.....	74
4.6.3.2.- Determinación de los volúmenes de estructuras con aliviadero.....	75

4.6.3.2.1.- Método de diseño simplificado.	75
4.6.3.2.2.- Método de evaluación detallada.	76
4.6.3.3.- Dimensionamiento individual de las estructuras con aliviadero.	76
4.6.3.3.1.- Aliviaderos tradicionales.	76
4.6.3.3.2.- Depósitos-aliviadero.	77
4.6.3.3.3.- Almacenamiento en la propia red con aliviadero.	77
4.6.4.- Procedimiento de aplicación de la normativa alemana ATV-A 128E.	78
4.6.4.1.- Definición de variables.	78
4.6.4.1.1.- Variables Hidrológicas.	78
4.6.4.1.2.- Variables de Caudal.	78
4.6.4.1.3.- Variables de Contaminación.	78
4.6.4.2.- Obtención de la relación de mezcla (m).	79
4.6.4.3.- Obtención de la concentración media de DQO en el agua de escorrentía (C_r (mg/l))	79
4.6.4.4.- Obtención de la concentración media de DQO en el agua residual en tiempo seco (C_d).	79
4.6.4.4.1.- Corrección por la carga de contaminación; a_p	80
4.6.4.4.2.- Corrección por influencia de la precipitación anual; a_h)	80
4.6.4.4.3.- Corrección por influencia de los depósitos de sedimento en la red; a_a	80
4.6.4.5.- Obtención del porcentaje de rebose anual permitido.	80
4.6.4.6.- Obtención del volumen de almacenamiento total.	81
5.- Resultados.	81
5.1.- Aplicación de metodologías de dimensionamiento actuales a la vertiente mediterránea. El caso de Jaén.	81
5.1.1.- Sistema de saneamiento estudiado.	81
5.1.2.- Resultados de aplicación de las Especificaciones Técnicas Básicas para Proyectos de Conducciones Generales de Saneamiento. Confederación Hidrográfica del Norte (CHN, 1995).	83
5.1.3.- Resultados de aplicación de las normas para Redes de Saneamiento del Canal de Isabel II (NRSCYII- 2006).	83
5.1.4.- Resultados de aplicación de las instrucciones Técnicas para Obras Hidráulicas de Galicia (ITOHG, 2009).	83
5.1.5.- Resultados de aplicación de la normativa británica BS 8005.	84
5.1.6.- Resultados de aplicación de la normativa alemana ATV-A 128E.	84
5.1.7.- Resumen de resultados tras la aplicación de diferentes normativas existentes.	85
5.2.- Evaluación detallada de sistemas de saneamiento mediante el desarrollo de modelos de cálculo.	86
5.2.1.- Modelo de cálculo empleado: Storm Water Management Model.	86
5.2.2.- Modelo de escorrentía superficial.	89
5.2.2.1.- Datos meteorológicos.	90
5.2.2.2.- Datos hidrológicos de la cuenca.	90

5.2.2.3.- Datos de contaminación de la cuenca.	91
5.2.3.- Modelo hidráulico de transporte.	91
5.2.3.1.- Datos físicos del sistema de alcantarillado.	93
5.2.3.2.- Datos de los contaminantes.	94
5.2.3.3.- Datos de tiempo seco.	94
5.2.4.- Modelo de infiltración.	94
5.2.5.- Aplicación del modelo SWMM a un sistema de saneamiento de la cuenca mediterránea. El caso de Jaén.	95
5.2.5.1.- Escorrentía superficial.	97
5.2.5.2.- Transporte.	98
5.2.5.3.- Precipitaciones.	98
5.2.5.3.1.- Selección del aguacero de diseño.	98
5.2.5.3.1.1 Duración del aguacero de cálculo.	98
5.2.5.3.1.2 Distribución temporal de la lluvia.	98
5.2.5.3.2.- Registros de precipitación utilizados.	100
5.2.5.3.3.- Hietograma de diseño.	101
5.2.5.4.- Contaminación.	102
5.2.5.5.- Resultados del modelo SWMM del sistema de saneamiento de Jaén.	103
5.3.- Desarrollo de una metodología de dimensionamiento mediante la utilización de índices de eficiencia.	104
5.3.1.- Resultados.	108
5.3.1.1.- Valores de los Coeficientes η y θ sin tanque de tormenta.	108
5.3.1.2.- Relación Volumen de tanque de tormenta vs. Coeficientes η y θ	110
5.3.1.2.1.- Tanques de sedimentación fuera de línea.	111
5.3.1.2.2.- Tanques de sedimentación en línea.	113
5.3.1.2.3.- Tanques de primer lavado fuera de línea.	115
5.3.1.2.4.- Tanques de primer lavado en línea.	117
5.3.1.3.- Resumen.	119
5.3.2.- Validación de resultados.	120
6.- Conclusiones.	121
6.1.- Metodología propuesta.	121
7.- Líneas de trabajo futuras.	122
8.- Bibliografía.	123

Índice de tablas

Tabla 1. Clasificación climática de Köppen (Fuente: Köppen, 1900).	9
Tabla 2. Temperatura media superficial del aire y régimen de precipitaciones en la cuenca mediterránea. ECSN (1995). Período de referencia 1960-1990. (Fuente: Bolle, H.J., 2003).	12
Tabla 3. Comparación de algunos parámetros de calidad del agua entre el vertido pluvial urbano y el vertido de agua residual. (Fuente: Salaverría, M., 1995).	19
Tabla 4. DQO: Demanda química de oxígeno; DBO: Demanda bioquímica de oxígeno; NH_4^+ : Ion amonio; N_{tot} : nitrógeno total; P_{tot} : fósforo total; CSO (DSU): descargas de sistemas unitarios; STP (EDAR): estación depuradora de aguas residuales. (Fuente: Lijklema, L. et al., 1993).	21
Tabla 5. Cuencas experimentales (ha: hectáreas; hab/ha: habitantes por hectárea). (Fuente: Suárez, J. y Puertas, J., 2005).	24
Tabla 6. Valores medios de los parámetros considerados. (Fuente: Suárez, J. y Puertas, J., 2005).	25
Tabla 7. Resumen de las principales características de las cuencas analizadas. (Fuente: Anta et al., 2007).	29
Tabla 8. Principales parámetros de la cuenca estudiada por De Martino, G. et al. (2011a y 2011b) y De Paola, F. y Ranucci, A. (2010).	41
Tabla 9. Coeficientes de acumulación ('Build-up') y arrastre ('Wash-off'). (Fuente: De Paola, F. y Ranucci, A., 2010).	43
Tabla 10. Coeficientes de las tasas de eliminación de la carga contaminante y de vertido al medio receptor –DSU-. (Fuente: De Martino, G. et al. (2011a).	46
Tabla 11. Coeficientes de las tasas de eliminación de la carga contaminante y de vertido al medio receptor –tanque de tormenta-. (Fuente: De Martino, G. et al., 2011a).	46
Tabla 12. Número anual de descargas (n) al aumentar el volumen del depósito de detención de aguas pluviales por hectárea de superficie impermeable (V_{SWDT}) y al aumentar el caudal de vaciado del SWDT por hectárea de superficie impermeable ($q_{\text{O_SWDT}}$). Área de la cuenca 48 ha; configuración 2 de la Figura 22b (vaciado continuo) y configuración 4 de la Figura 22d (vaciado intermitente). (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).	56
Tabla 13. Duración anual de las descargas / duración anual de la escorrentía de aguas pluviales (d) al aumentar el volumen del depósito de detención de aguas pluviales por hectárea de superficie impermeable (V_{SWDT}) y al aumentar el caudal de vaciado del SWDT por hectárea de superficie impermeable ($q_{\text{O_SWDT}}$). Área de la cuenca 48 ha; configuración 2 de la Figura 22.b (vaciado continuo) y configuración 4 de la Figura 22d (vaciado intermitente). (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).	56
Tabla 14. Volumen de almacenamiento específico para depósitos en sistemas unitarios. (Fuente: AHG, 2009).	66
Tabla 15. Grupo de inclinación de la cuenca en función de la pendiente media del terreno.	73
Tabla 16. Precipitaciones medias de Jaén y comparación con la media española (Fuente: AEMET, 2012).	82
Tabla 17. Número medio mensual de días de precipitación apreciable y de tormenta en Jaén (Fuente: AEMET, 2012).	82

Tabla 18. Obtención del volumen de un tanque de tormentas mediante la aplicación de las Especificaciones Técnicas Básicas para Proyectos de Conducciones Generales de Saneamiento. (CHN, 1995).....	83
Tabla 19. Obtención del volumen de un tanque de tormentas mediante la aplicación de las normas para Redes de Saneamiento del Canal de Isabel II (NRSCYII- 2006).	83
Tabla 20. Obtención del volumen de un tanque de tormentas mediante la aplicación de la norma británica BS 8005.	84
Tabla 21. Resultados de la aplicación de diferentes normativas en el sistema de saneamiento de Jaén (Vs: volumen de almacenamiento específico; VT: volumen de almacenamiento total).	86
Tabla 22. Características del modelo SWMM desarrollado en Jaén.	95
Tabla 23. Características de la cuenca estudiada.	97
Tabla 24. Características de las subcuencas que integran el modelo SWMM de Jaén.	97
Tabla 25. Distribución temporal horaria a partir de la curva IDF.	99
Tabla 26. Coeficientes de acumulación y arrastre de contaminantes utilizados (Fuente: Hossain, I. et al., 2010).....	103
Tabla 27. Variables descriptivas del funcionamiento del sistema de saneamiento de Jaén en su situación actual.	104
Tabla 28. Comparativa de la masa de sólidos en suspensión (TSS) vertida al medio receptor (M_r): Situación actual frente a tanque de tormentas.....	119
Tabla 29. Comparativa del volumen de agua descargado en el medio receptor (W_r): Situación actual frente a tanque de tormentas.	119

Índice de Figuras.

Figura 1. Orografía y profundidad del mar de la región mediterránea . (Fuente: Lionello, P. et al., 2006).	6
Figura 2. Identificación de las características geográficas más relevantes de la región mediterránea (Fuente: Lionello, P. et al., 2006).	7
Figura 3. Tipos climáticos de Köppen en la región Mediterránea. (Fuente: Lionello, P. y CMCC, 2012).	10
Figura 4. Ciclos medios anuales de temperatura (A, temperatura media, ° C) y precipitación (B, mm/mes) de los tipos climáticos mediterráneos en la clasificación de Köppen. Cada línea corresponde a la media espacial sobre las áreas correspondientes en la Figura 3. Los datos y las etiquetas utilizadas son los mismos que en la Figura 3. (Fuente: Lionello, P. y CMCC, 2012).	11
Figura 5. Variación de la temperatura anual en varios lugares del norte de África. Valores medios mensuales según WMO (1999). (Fuente: Bolle, H.J., 2003).	13
Figura 6. Evolución anual de la precipitación en diversas estaciones de Túnez tras WMO (1999). (Fuente: Bolle, H.J., 2003).	13
Figura 7. Contaminación producida por las primeras lluvias. (Fuente: Salaverría, M., 1995).	20
Figura 8. Ejemplo de L curvas (V). El valor del exponente "a" es 0,886 para la DQO (COD) y de 0,853 para la DBO (BOD), para este evento singular (Vitoria). (Fuente: Suárez, J. y Puertas, J., 2005).	25
Figura 9. Valores máximos de la concentración en sólidos en suspensión. Ajuste Lognormal. Notación: Vi-Vitoria, M-Madrid, Se-Sevilla, V-Valencia, B-Barcelona. La localización y la escala son los parámetros de la función de distribución Lognormal. AD: estadística de Anderson-Darling. (Fuente: Suárez, J. y Puertas, J., 2005).	27
Figura 10. Distribución de la EMC de la DQO. (Fuente: Suárez, J. y Puertas, J., 2005).	28
Figura 11. Esquema de un tanque de primer lavado en línea. (Fuente: Osorio, F. et al., 2012).	33
Figura 12. Esquema de un tanque de primer lavado fuera de línea. (Fuente: Osorio, F. et al., 2012).	34
Figura 13. Esquema de un tanque de sedimentación en línea. (Fuente: Osorio, F. et al., 2012).	34
Figura 14. Esquema de un tanque de sedimentación fuera de línea. (Fuente: Osorio, F. et al., 2012).	35
Figura 15. Volumen de almacenamiento estimado por hidrogramas. (Fuente: Guo, J.C.Y., 1999).	39
Figura 16. Estaciones pluviométricas en Campania, Umbria y Piemonte. (Fuente: De Paola, F. y Ranucci, A., 2010).	42
Figura 17. Patrón temporal de caudales de aguas negras utilizado en las simulaciones. (Fuente: De Martino, G. et al., 2011b).	43
Figura 18. Esquema de funcionamiento: (a) depósito de detención en serie; (b) depósito de detención en paralelo; (c) depósito de almacenamiento. (Fuente: De Martino, G. et al., 2011b).	44
Figura 19. $\eta(V)$ en un alcantarillado separativo de la región de Piemonte. (Fuente: De Paola, F. y Ranucci, A., 2010).	47
Figura 20. $\eta(V)$ en un alcantarillado unitario de la región de Umbria. (Fuente: De Paola, F. y Ranucci, A., 2010).	47
Figura 21. $\theta(V)$ en un alcantarillado combinado de la región de Umbria. (Fuente: De Paola, F. y Ranucci, A., 2010).	48
Figura 22. Esquema de las cuencas teóricas y configuraciones de diseño: a) de configuración 1, b) de configuración 2, c) Configuración 3, d) la configuración 4. Q: Caudal de aguas pluviales; Q_{FR} : caudal liberado por el regulador de caudal; Q_{I_SWDT} : caudal de llenado del depósito de aguas	

pluviales; Q_{O_SWDT} : caudal de vaciado del depósito de aguas pluviales; BP: dispositivo by-pass; FR: regulador de caudal; SO: aliviadero de aguas pluviales; SWDT: tanque de aguas pluviales; WWTP: EDAR. (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).	50
Figura 23. Duración de las descargas / duración de la escorrentía de aguas pluviales (d_e) al aumentar la cantidad de precipitación (h). Área de la cuenca 48 ha, configuración 3 de la Figura 22c. q_{FR} : caudal del regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{O_SWDT} : caudal de vaciado del depósito de aguas pluviales por ha_{imp} ; V_{SWDT} : volumen del depósito de aguas pluviales por ha_{imp} . a) $V_{SWDT}=12,5 \text{ m}^3/ha_{imp}$, b) $V_{SWDT}=25 \text{ m}^3/ha_{imp}$, c) $V_{SWDT}=50 \text{ m}^3/ha_{imp}$, d) $V_{SWDT}=75 \text{ m}^3/ha_{imp}$. (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).	51
Figura 24. Masa contaminante retenida / masa contaminante en la escorrentía de aguas pluviales (ε_e) al aumentar la cantidad de precipitación (h). Área de la cuenca 48 ha, configuración 3 de la Figura 22.c. q_{FR} : caudal del regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{O_SWDT} : caudal de vaciado del depósito de detención de aguas pluviales por ha_{imp} ; V_{SWDT} : volumen del depósito de detención de aguas pluviales por ha_{imp} . a) $V_{SWDT}=12,5 \text{ m}^3/ha_{imp}$, b) $V_{SWDT}=25 \text{ m}^3/ha_{imp}$, c) $V_{SWDT}=50 \text{ m}^3/ha_{imp}$, d) $V_{SWDT}=75 \text{ m}^3/ha_{imp}$. (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).	52
Figura 25. Masa de contaminantes retenida / masa de contaminantes en la escorrentía de aguas pluviales (ε_e) al aumentar el volumen del depósito de aguas pluviales por hectárea de superficie impermeable (V_{SWDT}). Evento de precipitaciones n. 7 de 25 de agosto de 2006 ($h_7=13,3 \text{ mm}$, $i_{m7}=0,040 \text{ mm/min}$) y precipitaciones en el evento n. 47 de 28 de mayo de 2007 ($h_{47}=13,6 \text{ mm}$, $i_{m47}=0,014 \text{ mm/min}$).). Área de la cuenca 48 ha, configuración 3 de la Figura 22c ($q_{FR}=1 \text{ l/s/ha}_{imp}$) y la configuración 4 de la Figura 22d ($q_{FR}=0$). h: cantidad de la precipitación; i_m : intensidad media del evento de lluvia; q_{FR} : caudal del regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{O_SWDT} :caudal de vaciado del depósito de detención de aguas pluviales por ha_{imp} . (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).	53
Figura 26. Masa anual contaminante retenida / masa anual de contaminantes en la escorrentía de aguas pluviales (ε) al aumentar la superficie de la cuenca. a)Configuración 4 de la Figura 22d, $q_{FR}=0$, b)configuración 3 de la Figura 22c, $q_{FR}=0,5 \text{ l/s/ha}_{imp}$, c) configuración 3 de la Figura 22c, $q_{FR}=1 \text{ l/s/ha}_{imp}$. q_{FR} : caudal del regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{O_SWDT} :caudal de vaciado del depósito de aguas por ha_{imp} ; V_{SWDT} :volumen del depósito de detención de aguas pluviales por ha_{imp} . (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).	54
Figura 27. Volumen anual enviado al tratamiento / volumen anual de escorrentía (η) al aumentar el volumen por hectárea impermeable del depósito de detención de aguas pluviales (V_{SWDT}). Área de la cuenca 48 ha; configuración 3 de la Figura 22c y configuración 4 de la Figura 22d ($q_{FR}=0$). q_{FR} : caudal de salida del regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{O_SWDT} : caudal de salida del tanque de detención de aguas pluviales por ha_{imp} . (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).	55
Figura 28. Masa anual de contaminantes retenida / masa anual de contaminante en la escorrentía (ε) al aumentar el volumen por hectárea impermeable del depósito de detención de aguas pluviales (V_{SWDT}). Área de la cuenca 48 ha; configuración 3 de la Figura 22.c y configuración 4 de Figura 22.d ($q_{FR}=0$). q_{FR} : caudal de salida del regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{O_SWDT} : caudal de salida del tanque de detención de aguas pluviales por ha_{imp} . (Fuente: Todeschini, S. et al. (2012).	55

Figura 29. Masa anual de contaminantes retenida / masa anual de contaminantes en las aguas pluviales (ε) al aumentar el volumen del depósito de detención de aguas pluviales por hectárea de superficie impermeable (V_{SWDT}). Área de la cuenca 48 ha; configuración 2 de la Figura 22b (vaciado continuo) y configuración 4 de la Figura 22d (vaciado intermitente). q_{O_SWDT} : caudal de vaciado del depósito de detención de pluviales por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}). a) $q_{O_SWDT}=0,5$ l/s/ ha_{imp} ; b) $q_{O_SWDT}=1$ l/s/ ha_{imp} ; c) $q_{O_SWDT}=2$ l/s/ ha_{imp} . (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).	57
Figura 30. Masa anual de contaminantes retenida / masa anual de contaminantes en las aguas pluviales (ε) al aumentar el volumen del depósito de detención de aguas pluviales por hectárea de superficie impermeable (V_{SWDT}). Área de la cuenca 48 ha; configuración 3 de la Figura 22.c. q_{FR} : caudal liberado por el regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{O_SWDT} : caudal de vaciado del depósito de detención de aguas pluviales por ha_{imp} . (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).	58
Figura 31. Comparativa entre modelo analítico y simulación continua para $Q_V=0$ l/s/ha y volumen específico del tanque variando entre 0 y 200 m ³ /ha (a); y para $V_D=36$ m ³ /ha y Q_V entre 0 y 3 l/s/ha (b). (Fuente: Andrés-Doménech, I. et al., 2012).	62
Figura 32. Precipitaciones y temperaturas de Jaén (Fuente: AEMET, 2012).	82
Figura 33. Estructura del modelo SWMM. (Fuente: Beneyto, M.C., 2004).	87
Figura 34. Relaciones entre los distintos bloques del SWMM. (Fuente: Beneyto, M.C., 2004).	88
Figura 35. Visión conceptual del fenómeno de escorrentía en SWMM. (Fuente: GMMF, 2005).	90
Figura 36. Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento de Saint Venant.	91
Figura 37. Secciones transversales de conductos disponibles en SWMM. (Fuente: GMMF, 2005).	93
Figura 38. Esquema del sistema de saneamiento del modelo SWMM de Jaén.	96
Figura 39. Valor del Ratio I_1/I_d . (Fuente: Instrucción de carreteras 5.2-IC).	99
Figura 40. Distribución temporal horaria a partir de la curva IDF.	100
Figura 41. Serie histórica de precipitaciones diarias en Jaén.	101
Figura 42. Hietograma adelantado.	102
Figura 43. Hietograma atrasado.	102
Figura 44. Hietograma centrado.	102
Figura 45. Valores de la tasa de eliminación de la carga contaminante, η , y la tasa de vertido al medio receptor, θ , obtenidos a partir del modelo SWMM de la situación actual del sistema de saneamiento de Jaén, con diferentes formas del hietograma.	109
Figura 46. Episodio de precipitación en la estación meteorológica 5270B (Jaén). 20/11/2007.	110
Figura 47. Tasa de eliminación de la carga contaminante, η , y tasa de vertido al medio receptor, θ , obtenidas a partir del modelo SWMM de Jaén, para un tanque de sedimentación, conforme el volumen del tanque fuera de línea, V , varía.	112
Figura 48. Tasa de eliminación de la carga contaminante, η , y tasa de vertido al medio receptor, θ , obtenidas a partir del modelo SWMM de Jaén, para un tanque de sedimentación, conforme el volumen del tanque en línea, V , varía.	114
Figura 49. Tasa de eliminación de la carga contaminante, η , y tasa de vertido al medio receptor, θ , obtenidas a partir del modelo SWMM de Jaén, para un tanque de primer lavado, conforme el volumen del tanque fuera de línea, V , varía.	116

Figura 50. Tasa de eliminación de la carga contaminante, η , y tasa de vertido al medio receptor, θ , obtenidas a partir del modelo SWMM de Jaén, para un tanque de primer lavado, conforme el volumen del tanque en línea, V , varía..... 118

0.- Resumen.

El objetivo final de esta tesis consiste en el desarrollo de una metodología orientada al dimensionamiento de tanques de tormenta; particularizada a los sistemas de saneamiento de la vertiente mediterránea.

Para ello, se examinaron inicialmente las características del arco mediterráneo, analizando las peculiaridades del clima y sus aspectos regionales. Así, se aprecia como el clima mediterráneo destaca, sobre todo, por su variabilidad espacial, a la vez que por la existencia de multitud de contrastes entre diferentes zonas. Se comprobó igualmente el dominio de una serie de características regionales, a la vez que la evolución creciente en la intensidad de los parámetros extremos durante el verano.

En relación al dimensionamiento de los tanques de tormenta, se analiza la problemática a la hora de optar por sistemas unitarios frente a sistemas separativos; y en particular los inconvenientes de las *Descargas de Sistemas Unitarios* y muy especialmente del *primer lavado de contaminantes* o *'first-flush'*. De entre las prácticas de gestión orientadas al tratamiento o almacenamiento de la escorrentía inicial (las cuales resultan una de las mejores formas de controlar el primer lavado de contaminantes) se encuentra la disposición de medidas de control aguas abajo de la red de saneamiento; utilizando para ello los *tanques de tormenta*, los cuales consiguen un rendimiento adecuado en la reducción de la contaminación ambiental. Se describen la tipología, equipamiento y métodos de dimensionamiento de los tanques de tormenta disponibles; así como la manera de evaluar el rendimiento y los factores que influyen en el mismo.

En este sentido, se analizan y revisan las metodologías de diseño empleadas en la actualidad en toda Europa y en nuestro país en concreto, discutiendo a la vez la problemática surgida con cada una de ellas.

Se han aplicado dichas metodologías de diseño y dimensionamiento a la vertiente mediterránea, centrándonos en una localización concreta del sur de la península Ibérica caracterizada por su clima mediterráneo continentalizado: la ciudad de Jaén. La disparidad de los resultados obtenidos, con dimensiones del tanque comprendidas entre los 12 y 150 m³/ha, plantea la necesidad de abordar el problema del dimensionamiento desde una perspectiva diferente. Por ello, se ha tratado de diseñar una nueva metodología de dimensionamiento que se combina con la aplicación de modelos de cálculo.

En concreto, se ha utilizado el paquete de software *Storm Water Management Model (SWMM)*, desarrollado por la *Agencia de Protección Medioambiental* americana (siglas en inglés, *EPA*), aplicándose al caso particular del sistema de saneamiento de la ciudad de Jaén.

Para la consecución de nuestros objetivos, se han analizado series históricas de tormentas, utilizando aguaceros de diseño basados en las curvas IDF de *Témez, J.R. (1978)*. Se consideraron además diferentes opciones en función de la situación, dentro del hietograma, del valor máximo del registro: adelantado, atrasado o centrado.

Con el fin de comparar diferentes configuraciones de diseño y condiciones de operación se utilizaron los índices de eficiencia descritos por *De Martino, G. et al. (2011a y 2011b)*: la *tasa de eliminación de la carga contaminante* (η) y la *tasa de vertido al medio receptor* (θ). Dichos índices se caracterizan por su condición esencialmente intuitiva, al definirse como una relación de proporcionalidad entre la masa de sólidos en suspensión (directamente relacionada con la presencia del resto de contaminantes comunes) y el volumen de agua vertidos al medio, en relación con las cantidades acumuladas y caídas en la cuenca. Así la solución óptima o más eficiente resulta cuando la tasa de eliminación de la carga contaminante, η ,

alcanza valores máximos; o también cuando la tasa de vertido al medio receptor, θ , resulta con valores mínimos.

De esta manera, los resultados obtenidos a partir del modelo *SWMM* del sistema de saneamiento de Jaén, permitieron evaluar en primer lugar la influencia de la intensidad y forma de la tormenta. Resultaron así eficiencias óptimas al aplicar el hietograma adelantado; mientras que los valores pésimos se alcanzaron al aplicar el hietograma atrasado.

En relación a la tipología del tanque, se alcanzó la máxima eficiencia con los tanques en línea; consiguiéndose un valor máximo de $\eta=0,525$, tanto con tanques de sedimentación como con tanques de primer lavado en línea; ambos con un volumen por unidad de superficie impermeable de cuenca de $80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$. A la vez, el valor mínimo de $\theta=0,293$, se obtuvo con tanques de sedimentación y de primer lavado en línea; ambos también para un volumen de $80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$.

Por su parte, aunque con valores menos óptimos, los resultados obtenidos con tanques fuera de línea no mostraron diferencias significativas con los anteriores, pese a que se encontraban influenciados por la configuración del depósito. Así, el valor máximo de $\eta=0,512$, resultó con un tanque de primer lavado fuera de línea; y $\eta=0,504$, con un tanque de sedimentación fuera de línea; ambos con un volumen de $60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$. A la vez, el valor mínimo de $\theta=0,329$, resultó con un tanque de primer lavado fuera de línea; y $\theta=0,334$, con un tanque de sedimentación fuera de línea también; ambos con un volumen de $60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$.

Los resultados anteriores se validaron mediante la aplicación de la norma ATV A 128 y de los trabajos descritos por el Grupo del Prof. J. Suárez, Universidad de La Coruña (*Anta, J. et al., 2007*).

En todos los casos se detectó la existencia de un valor umbral del volumen del tanque, por encima del cual la eficiencia del sistema no mejoraba sustancialmente. Esto nos llevó a recomendar dicho valor umbral como el volumen de diseño del tanque de tormentas. Así, en Jaén este volumen estaría en torno a $60 \text{ m}^3/\text{ha}$ para tanques de tormenta fuera de línea; y en torno a $80 \text{ m}^3/\text{ha}$ para tanques de tormenta en línea.

0. - Summary.

The final objective of this thesis is the development of a methodology oriented to the sizing of stormwater tanks; particularized to sewer systems of the Mediterranean basin.

To do this, the characteristics of the Mediterranean arch were examined, analyzing the peculiarities of the climate and its regional aspects. It is observed how Mediterranean climate characterizes, above all, for its spatial variability, as well as for the existence of a multitude of contrasts between different areas. The dominance of regional characteristics was also verified, as well as the increasing evolution in the intensity of the extreme parameters during the summer.

Relating to dimensioning stormwater tanks, it is analyzed the issue of choosing combined versus separated sewers; and the disadvantages of *Combined Sewers Overflows* and especially the first '*first flush*'. Among the management practices aimed at treating or storing initial runoff (which is one of the best ways of controlling initial pollutants washoff) is the provision of control measures downstream the sewer; using stormwater tanks, which obtain an optimal performance at reducing environmental pollution. The typology, equipment and sizing methods of the available storm tanks are described; as well as the way to evaluate the performance and the factors which influence it.

In this way, design methodologies currently applied throughout Europe, and in our country in particular, are analyzed and reviewed, discussing at the same time encountered difficulties arisen from each one of them.

These dimensioning methodologies have been applied to the Mediterranean region, focusing on a specific location in the South of the Iberian Peninsula characterized by its continental Mediterranean climate: the city of Jaén. The divergence of obtained results, with tank dimensions between 12 and 150 m³/ha, suggests approaching the problem of sizing, from a different perspective. For this reason, an attempt has been made to design a new sizing methodology which is combined with the application of calculation models.

Specifically, the *Storm Water Management Model (SWMM)* software package, developed by the *US Environmental Protection Agency (EPA)*, has been applied to the case study of the sewer system of the city of Jaén.

In order to achieve our objectives, historical series of storms have been analysed, using design rainfalls based on the IDF curves by Témez, J.R. (1978). Different options were also considered depending on the situation, within the hyetograph, of the maximum value of the record: advanced, delayed or centered.

In order to compare different design configurations and operating conditions, the efficiency indices described by *De Martino, G. et al.* (2011a and 2011b) were applied: the *pollution load removal rate* (η) and the *receiver overflow rate* (θ). These indices are characterized by their essentially intuitive condition, as they are defined as a proportionality relationship between the suspended solids mass (directly related to the presence of other common pollutants) and the water volume discharged into the receiving environment, concerning the accumulated and fallen quantities in the basin. Thus, the optimal or most efficient solution is found when the pollution load removal rate, η , reaches maximum values; or also when the receiver overflow rate, θ , results in minimum values.

In this way, obtained results from the *SWMM* model of the Jaén sewage system allowed to evaluate first the influence of the intensity and shape of the storm. Optimal efficiencies were then obtained by applying the advanced hyetograph; while the worst values were reached by applying the delayed hyetograph.

Relating to the tank typology, maximum efficiency was reached with in-line tanks; a maximum value of $\eta=0.525$ was achieved either with sedimentation or first wash in-line tanks; both with a volume per unit of impermeable basin surface of $80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$. At the same time, the minimum value of $\theta=0.293$, was obtained with sedimentation and first wash in-line tanks; both for a volume of $80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ too.

On the other hand, although with less optimal values, the results obtained with off-line tanks did not show significant differences with the previous ones, despite they were influenced by the tank configuration. The maximum value of $\eta=0.512$, resulted then with an off-line first wash tank; and $\eta=0.504$, with an off-line sedimentation tank; both with a volume of $60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$. At the same time, the minimum value of $\theta=0.329$, resulted with an off-line first wash tank; and $\theta=0.334$, with an off-line sedimentation tank as well; both with a volume of $60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$.

The above results were validated by applying the ATV A 128 standard and the Prof. J. Suárez's group research, La Coruña University (Anta, J. et al., 2007).

In all cases the existence of a threshold value for the volume of the tank was detected, above which the efficiency of the system did not substantially improve. This led us to recommend this threshold value as the design volume of the stormwater tank. This way, in Jaén this volume would be around $60 \text{ m}^3/\text{ha}$ for off-line stormwater tanks; and around $80 \text{ m}^3/\text{ha}$ for in-line stormwater tanks.

1.- Objetivos.

La climatología es un factor determinante en el cálculo de caudales de avenida, y por tanto, de infraestructuras relacionadas con la gestión de aguas pluviales, y de tanques de tormenta en particular.

Sin embargo, las metodologías existentes de dimensionamiento de tanques de tormenta no reflejan con suficiente peso esta circunstancia. Por lo que dada una cuenca, los resultados obtenidos resultan muy similares, independientemente de la localización geográfica de la infraestructura objeto de dimensionamiento.

Es por ello que se ha detectado la necesidad de elaborar una metodología para el diseño y dimensionamiento de tanques de tormenta en zonas de la vertiente mediterránea de nuestro país; aspecto éste que se pretende abordar mediante la redacción de la presente tesis doctoral.

En efecto, la gran diversidad climática característica de nuestro país en su conjunto, ha dado lugar a una dificultad añadida a la hora de llegar a consensuar una metodología aceptada para el dimensionamiento de tanques de tormenta.

Quizás debido a su mayor semejanza climática con otras zonas de Europa, tanto en la zona norte como en el centro de la península ibérica, se han desarrollado estudios para corroborar la aplicación de normas de diseño disponibles en otros países. Sin embargo, en otras zonas con su propia singularidad como son las del arco mediterráneo, existen menos experiencias en este campo, y estas metodologías de diseño son, cuando menos, de dudosa aplicación.

Por tanto, el objetivo general perseguido en esta tesis doctoral es el desarrollo de una metodología clara y concisa destinada al dimensionamiento de tanques de tormenta; particularizada a los sistemas de saneamiento de la vertiente mediterránea.

De esta manera, con el fin de llegar a dicho fin último, se pretende alcanzar cada uno de los siguientes objetivos específicos:

- Analizar las características de un sistema de saneamiento representativo de la vertiente mediterránea de la península Ibérica, haciendo hincapié en aquellos aspectos diferenciadores con respecto a otras zonas europeas donde ya existen metodologías comúnmente aceptadas para el dimensionamiento de depósitos de detención.
- Verificar la aplicación de las metodologías de diseño habitualmente utilizadas, localizando los inconvenientes de su empleo en regiones muy diferentes de donde fueron concebidas. En particular, se pretende comprobar el funcionamiento de los tanques de tormenta con episodios de torrencialidad, nada frecuentes en otras regiones europeas.
- Proponer una metodología de dimensionamiento de tanques de tormenta en cuencas mediterráneas, y contrastar esta metodología en un caso de estudio particular, una ciudad real de nuestro entorno.

2.- Introducción.

2.1.- La región mediterránea.

La caracterización de la región se encuentra fuertemente ligada al mar Mediterráneo, un mar regional semicerrado, localizado en el lado oeste de una gran masa continental, rodeado por Europa al norte, África, al sur y Asia, al este.

El mar Mediterráneo es el factor ambiental crucial en esta región (*Lionello, P. y CMCC, 2012*); de manera que la presencia de un gran mar secundario casi completamente cerrado, al oeste de una gran superficie continental, es, geográficamente, única.

Su tamaño es también considerable. Su superficie, excluyendo el mar Negro, es de alrededor de unos 2,5 millones de Km²; siendo su extensión de unos 3.700 Km. en longitud y 1.600 Km. en latitud. Su profundidad media es además de 1.500 m., con un valor máximo de 5.150 m. en el mar Jónico. Está rodeado por 21 países africanos, asiáticos y europeos. Se trata de un mar casi completamente cerrado, conectado con el océano Atlántico a través del estrecho de Gibraltar (14,5 km. de anchura y una profundidad inferior a 300 m.).

Esta morfología física es bastante peculiar. De hecho, la mayoría del resto de cuencas marginales tienen mucha menos extensión y profundidad, como por ejemplo el mar Báltico; o están conectadas con el océano de una forma más amplia (por ejemplo el golfo de México o el mar Árabe). No obstante, el caso más similar al mar mediterráneo es posiblemente el mar de Japón, con una morfología de cuencas y subcuencas menos compleja; además de estar localizado en el lado este de una masa continental (*Lionello, P. et al., 2006*).

Una característica especialmente llamativa de la región mediterránea es su complicada morfología, consecuencia de la existencia de fuertes contrastes (presencia de multitud de elementos escarpados, bahías, golfos, islas, penínsulas de múltiples tamaños, etc.); así como de su localización entre la zona subtropical al sur y la zona templada al norte (Figura 1).

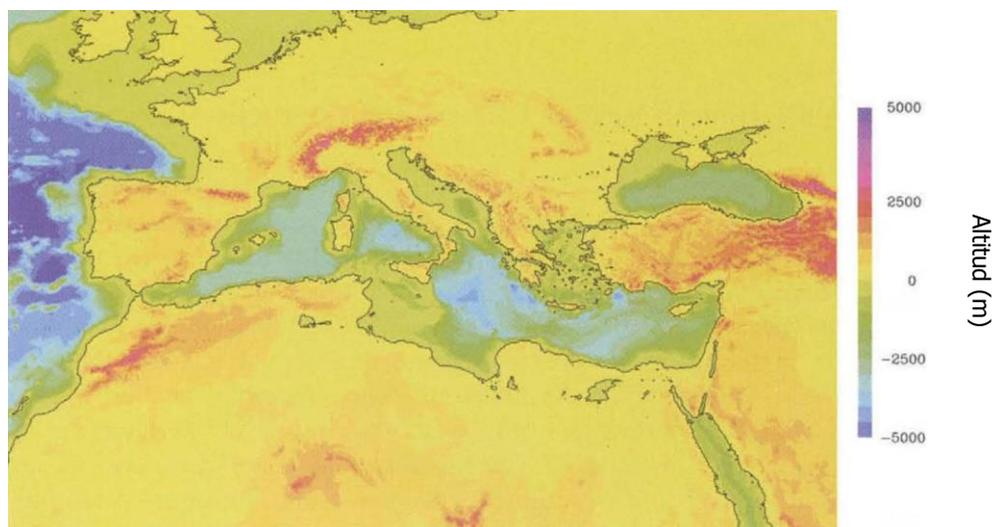


Figura 1. Orografía y profundidad del mar de la región mediterránea . (Fuente: Lionello, P. et al., 2006).

El mar Mediterráneo está rodeado en todo su contorno por cordilleras elevadas, dando lugar a características climáticas mucho más acentuadas de lo que cabría esperar sin su existencia. La cordillera más alta es la de los Alpes, con un pico máximo de altitud 4.800 m, el cual incluye glaciares permanentes que presentan una gruesa capa de nieve durante el invierno. La presencia de todos estos contrastes, así como la multitud de mares y cuencas regionales, determinan de esta manera un patrón de distribución tierra-mar bastante complicado.

Todos estos factores traen consigo consecuencias importantes tanto en la circulación marítima como en la atmosférica, pues dan lugar a una gran variación espacial y a la presencia de multitud de fenómenos

subregionales y de mesoescala. De igual manera, la topografía oceánica es complicada, con fosas profundas unidas a estrechos mucho más superficiales (Figura 2).



Elementos geográficos en el mapa

Estrechos (marcados con flechas blancas)

- 1- Estrecho de Gibraltar
- 2- Estrecho de Sicilia
- 3- Canal de Otranto
- 4- Estrecho de Creta (Oeste)
- 5- Estrecho de Creta (Este)
- 6- Estrecho de Dardanelos
- 7- Estrecho del Bósforo

Montañas

- Alpes
- Montañas de Anatolia
- Montes Apeninos
- Cordillera del Atlas
- Balcanes
- Alpes Dináricos
- Pirineos

Lagos

- Mar de Galilea
- Mar Muerto

Golfos (marcados con círculos)

- 1- Golfo de León
- 2- Golfo de Génova
- 3- Golfo de Venecia
- 4- Golfo de Sirte

Islas

- Baleares
- Córcega
- Creta
- Chipre
- Rodas
- Cerdeña
- Sicilia

Penínsulas

- Península de los Balcanes
- Crimea
- Península ibérica
- Península italiana

Mares y cuencas (marcados con recuadros)

- 1- Mar de Alborán
- 2- Cuenca argelina
- 3- Mar Tirreno
- 4- Mar Adriático
- 5- Mar Jónico
- 6- Mar Egeo Septentrional
- 7- Mar de Creta
- 8- Meseta de las Cícladas
- 9- Cuenca Levantina
- 10- Mar Negro
- 11- Mar Rojo

Ríos (desembocaduras marcadas con flechas negras)

- Ebro
- Nilo
- Po
- Danubio
- Jordán

Otros

- Desierto del Néguev

Figura 2. Identificación de las características geográficas más relevantes de la región mediterránea (Fuente: Lionello, P. et al., 2006).

Debido a su latitud, el mar Mediterráneo se encuentra en una zona de transición, donde la inestabilidad en la zona tropical y en las latitudes medias, son ambas importantes y rivalizan entre sí.

La vegetación resultante es arbórea de tipo caducifolio o perennifolio con árboles no muy altos y estratos herbáceos y de matorrales. Tiene un estrato arbustivo y lianoide muy desarrollado, de herencia tropical, que enriquece el bosque y lo hace apretado y a veces incluso impenetrable. El follaje de los árboles y arbustos permanece en la planta todo el año, evitando así una excesiva producción de material vegetal. Las denominaciones típicas de las formaciones resultantes son la garriga en el mediterráneo, el chaparral en California o el fynbos en Sudáfrica o el matorral chileno en Chile.

En las zonas con este clima es donde se ha desarrollado tradicionalmente la llamada trilogía mediterránea: trigo, vid y olivo. Este último es un árbol que únicamente se cultiva en zonas que presentan esta climatología. Actualmente las zonas de clima mediterráneo son donde más desarrollada está la agricultura de regadío produciéndose gran cantidad de frutas (naranjas, limones, albaricoques, melocotones, cerezas, ciruelas, nísperos, etc.) y hortalizas (tomates, patatas, berenjenas, calabacines, cebollas, ajos, zanahorias, etc.), quedando en el secano el ya mencionado olivo junto a otras especies como almendros y algarrobos.

2.2.- Características del clima mediterráneo.

El clima mediterráneo está enmarcado dentro de los climas templados, caracterizándose por inviernos templados y lluviosos, veranos secos y calurosos, y con otoños y primaveras variables, tanto en temperaturas como en precipitaciones.

El tipo climático mediterráneo se localiza fundamentalmente en las costas occidentales de los continentes, entre las latitudes 30° y 45° de la cuenca mediterránea, Sur de África, Chile, México, USA y el Sur de Australia (*Bolle, H.J., 2003*).

El nombre lo recibe del Mar Mediterráneo, área donde es típico este clima y adquiere mayor extensión geográfica; pero también está presente en otras zonas del planeta, aunque con variaciones en cuanto a la distribución de las temperaturas.

Las lluvias no suelen ser muy abundantes, aunque hay zonas donde se sobrepasan los 1.000 mm. Pero la característica principal es que no se producen en verano, por lo que su distribución es la inversa a la del clima de la zona intertropical, lo cual genera un importante estrés hídrico. Las temperaturas se mantienen, en promedio, todos los meses por encima de los 0°C pero presentan variación estacional; habiendo meses fríos por debajo de los 18°C y otros más cálidos que en el mediterráneo típico sobrepasan los 22°C.

El clima mediterráneo (*Bolle, H.J., 2003*), se sitúa entre los climas oceánico, hacia los polos, y desértico, hacia el Ecuador; siendo realmente una combinación de ambos. En invierno predomina la componente oceánica y en verano la desértica. Cuanto más hacia los polos, el clima es más suave y lluvioso, por lo que hablamos de mediterráneo de influencia oceánica; y cuanto más hacia el Ecuador, el clima es más seco, hablando entonces de mediterráneo seco.

Los inviernos se caracterizan por temperaturas suaves, debido a las corrientes marítimas presentes. Es en invierno cuando se observa algún índice de precipitación, siendo en los veranos dicha precipitación prácticamente nula. Los veranos por el contrario son calientes y secos, debido a los centros barométricos de alta presión; aunque en las áreas costeras los veranos son más frescos debido a las corrientes frías del océano.

Algunas zonas con clima mediterráneo son: centro y sur de Italia, este de España y Palma de Mallorca, sur de Francia, centro de Chile y los estados de California y Oregón en Estados Unidos.

A la hora de clasificar el clima natural mundial, la clasificación climática más utilizada es la creada en 1900 por Wladimir Peter Köppen (*Köppen, 1900*). Dicha clasificación divide los climas en cinco grupos: tropical, seco, templado, continental y polar, identificados por la primera letra en mayúscula. Cada grupo se divide en subgrupos, y cada subgrupo en tipos de clima. Los tipos de clima se identifican con un símbolo de 2 o 3 letras.

De esta manera, de acuerdo con la clasificación climática tradicional de Köppen (Tabla 1; *Köppen, 1900*), el clima mediterráneo se define como un clima templado de latitudes medias con una estación seca en verano, templada o caliente (denominadas *Csa* y *Csb*, respectivamente en la clasificación de *Köppen*).

Tabla 1. Clasificación climática de Köppen (Fuente: Köppen, 1900).

Temperatura	Humedad					
	S	W	f	m	w	s
A Tropical	–	–	Ecuatorial Af	Monzónico Am	Tropical de sabana Aw	Tropical de sabana As
B Seco	Estepario BS	Desértico BW	–	–	–	–
C Templado	–	–	Subtropical sin estación seca (pampeano o chino) Cfa, Cfb Oceánico Dfa, Dfb	–	Subtropical de altura Cwa, Cwb	Mediterráneo Csa, Cs Oceánico de veranos secos Csb
D Continental	–	–	Continental Dfa, Dfb Subártico Dfc, Dfd	–	Manchuriano Dwa, Dwb	–
E Frío		T Clima de Tundra ET			F Polar EF	

La clasificación climática *Csa*, se corresponde con el *clima Mediterráneo de veranos cálidos*, superando la temperatura media del mes más cálido los 22 °C. Es el clima mediterráneo, con lluvias estacionales y temperaturas cálidas en verano. Se da, además de en la cuenca mediterránea, en zonas de Chile, Australia, California y Asia central; y en particular, en las siguientes ciudades: Adelaida, Algeciras, Argel, Barcelona, Beirut, Córdoba (España), Esmirna, Gibraltar, Granada, Jerusalén, Lisboa, Madrid, Málaga, Marbella, Marsella, Nápoles, Palermo, Palma de Mallorca, Perth, Roma, Sevilla, Split, Taskent, Tel Aviv, Valencia.

Por su parte, la clasificación *Csb* de Köppen se corresponde con un *clima Oceánico mediterráneo de veranos suaves*, no alcanzando la temperatura media del mes más cálido los 22 °C; aunque sí que se superan los 10 °C durante cuatro o más meses al año. Este clima es muchas veces de transición entre el *Csa* (mediterráneo) y el *Cfb* (oceánico). A diferencia del mediterráneo presenta un verano más suave, pero al contrario que en el oceánico existe una estación seca; y esta es en los meses más cálidos. Se da en zonas como el Valle central de Chile, suroeste de la Argentina, la Costa Oeste de los Estados Unidos, el suroeste de Canadá y otras zonas limítrofes al clima mediterráneo en donde la altitud provoca temperaturas más frescas (ciudades donde se da: Ciudad del Cabo, Concepción –Chile-, Esquel, San Antonio –Chile-, San Carlos de Bariloche, San Francisco, San Martín de los Andes, Santiago de Chile, Seattle, Valparaíso, Vancouver).

De todos modos, las clasificaciones *Csa* y *Csb* afectan únicamente a una parte de la región mediterránea (Figura 3).

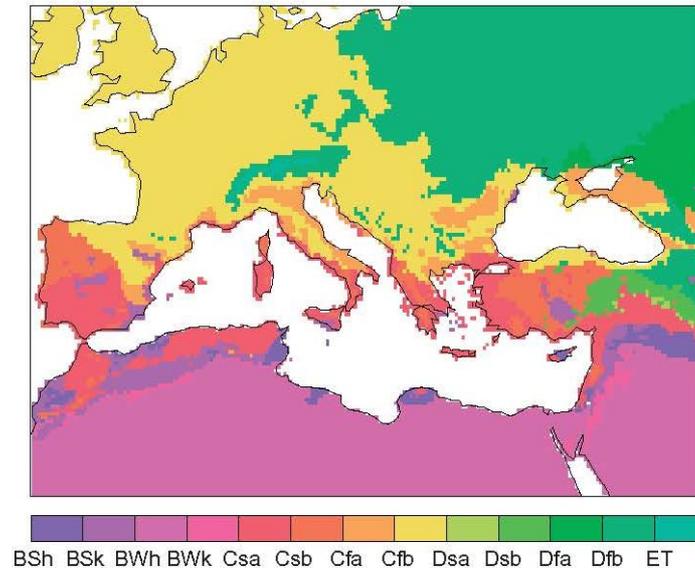


Figura 3. Tipos climáticos de Köppen en la región Mediterránea. (Fuente: Lionello, P. y CMCC, 2012).

La distancia entre la mayor parte de estas regiones y el mar, es de únicamente un par de cientos de kilómetros; aunque están presentes también otros tipos de clima templado, árido o incluso con nieve.

Los contrastes son grandes, existiendo glaciares permanentes en la zona húmeda alpina, al norte; áreas desérticas subtropicales al sur, en la costa africana; clima marítimo templado en la costa norte de la península ibérica, al oeste y en las zonas típicamente mediterráneas; y estepa en las regiones de Oriente Medio, en la costa oriental.

Existen también en la parte norte del área mediterránea, grandes zonas de clima templado en latitudes medias sin veranos secos (*Cfa* y *Cfb*).

En la Figura 4, se muestran los ciclos medios anuales de los tipos climáticos descritos en la Tabla 1 y en la Figura 3.

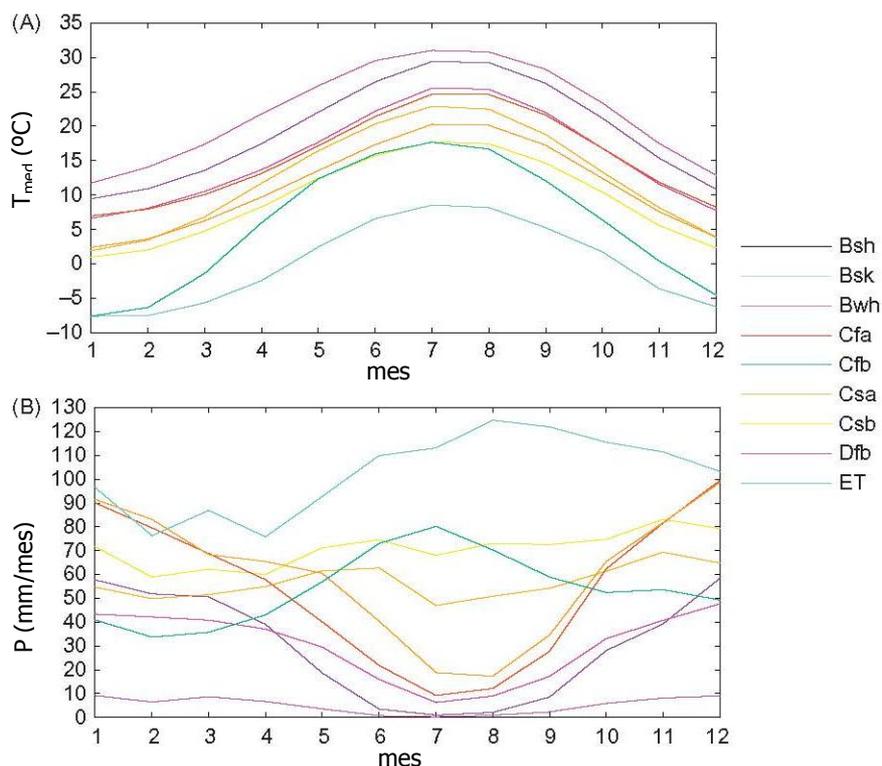


Figura 4. Ciclos medios anuales de temperatura (A, temperatura media, °C) y precipitación (B, mm/mes) de los tipos climáticos mediterráneos en la clasificación de Köppen. Cada línea corresponde a la media espacial sobre las áreas correspondientes en la Figura 3. Los datos y las etiquetas utilizadas son los mismos que en la Figura 3. (Fuente: Lionello, P. y CMCC, 2012).

En la Figura anterior se aprecia un amplio rango de variación de temperaturas a la vez que un comportamiento variable de la precipitación en función de la zona climática.

De esta manera, desde la perspectiva de clasificación Köppen, la zona norte de la región mediterránea presenta un clima marítimo costero occidental, mientras que la zona sur se caracteriza por un clima desértico subtropical. El clima mediterráneo está expuesto así, en verano, a los monzones de Asia del Sur, y al sistema de altas presiones de Siberia durante el invierno (Lionello, P. et al., 2006).

La zona sur de la región se encuentra sobre todo bajo la influencia de la rama descendente de la celda Hadley, mientras que la zona norte está más vinculada a la variabilidad de latitudes medias, que se caracteriza por oscilación del Atlántico Norte (NAO) y otros patrones de teleconexión de latitudes medias.

Por último, es importante considerar el papel del Mediterráneo como fuente de calor y de humedad de las zonas terrestres circundantes; así como fuente de energía y de calor latente necesarios para el desarrollo de ciclones, y sus posibles efectos en zonas lejanas y en la circulación atlántica de retorno.

2.2.1.- Valores medios climatológicos.

El clima mediterráneo es un clima moderadamente lluvioso, húmedo, con temperaturas suaves y veranos secos subtropicales, entre templados y calientes (Bolle, H.J., 2003). Se caracteriza también por inviernos lluviosos y veranos secos; con un fuerte déficit de agua en el suelo durante el verano. La temperatura media del mes más cálido suele superar los 22 °C.

La enorme diferencia entre los inviernos húmedos y los veranos secos, se debe fundamentalmente a la alternancia estacional en el dominio de las tormentas ciclónicas en invierno, y las celdas de altas presiones

subtropicales sobre los océanos próximos, durante el verano; con aire marítimo tropical ocasionando condiciones secas durante el verano.

En la mayoría de las regiones, el clima mediterráneo se encuentra confinado en estrechos cinturones costeros donde se da un fuerte gradiente de los parámetros meteorológicos. Por ejemplo, en Monterey, California (latitud 36,5 ° N), las temperaturas mensuales varían a lo largo del año entre 10 ° C y 16,7 ° C; la precipitación oscila entre 90 y 0 mm/mes, con un total de 424 mm/año. La variación de temperatura resulta así únicamente de 6,7 ° C. Por su parte, en Nápoles, un poco más al Norte (latitud 40,5 ° N), la temperatura oscila entre 9 ° C y 25 ° C (variación de 16 ° C); mientras que la precipitación varía entre 122 y 15,2 mm/mes, con un total de 860 mm/año. Por el contrario, un poco más al Sur, en Bengasi (32 ° N), dicha temperatura varía entre 13 ° C y 26 ° C (variación de 13 ° C); oscilando la precipitación entre 94 y 0 mm/mes, con un total de 302 mm/año (Bolle, H.J., 2003).

En la tabla siguiente se presenta la distribución general de temperatura y precipitación en la cuenca mediterránea europea/africana.

Tabla 2. Temperatura media superficial del aire y régimen de precipitaciones en la cuenca mediterránea. ECSN (1995). Período de referencia 1960-1990. (Fuente: Bolle, H.J., 2003).

Valor	Estación	Tierras bajas	Tierras altas	Zona costera	Mar
		europeas	europeas	norte africana	
Temperatura (°C)	Invierno	7,5 ± 2,5	2,5 ± 2,5	12,5 ± 2,5	15 ± 5
	Primavera	12,5 ± 2,5	7,5 ± 2,5	17,5 ± 5	15 ± 5
	Verano	22,5 ± 2,5	15 ± 5	32,5 ± 10	22,5 ± 5
	Otoño	17,5 ± 2,5	10 ± 5	20 ± 5	20 ± 5
Precipitación (mm/día)	Invierno	1 – 3	3 – 10	0,25 – 2	2 – 10
	Primavera	1 – 3	3 – 10	0 – 2	0 – 2
	Verano	0 – 1	1 – 3	0 – 0,5	0 – 1
	Otoño	1 – 5	2 - 10	0 - 2	0,5 - 5

Las temperaturas del área mediterránea se caracterizan tanto por su elevada complejidad espacial, como por su pronunciada variación estacional; estando influenciadas por la circulación atmosférica a gran escala, a la vez que por fenómenos locales (Lionello, P. y CMCC, 2012).

2.2.2.- Variabilidad espacial del clima mediterráneo.

En la cuenca mediterránea, se da una variación intensa del clima (Bolle, H.J., 2003). Existe por ejemplo un fuerte contraste entre las frías regiones montañosas alpinas, donde las temperaturas medias anuales alcanzan valores bajo 0 (-2 ° C a 2.500 m de altitud), y las cálidas planicies africanas, donde se dan temperaturas medias anuales de 22 ° C cerca de la costa, alcanzando en verano las temperaturas medias mensuales de 26 ° C en la costa y 32,5 ° C en el interior.

En el interior, las temperaturas máximas anuales se alcanzan en el mes de julio, retrasándose hasta agosto en la costa; lo cual es un claro reflejo del efecto del mar en el clima (Figura 5).

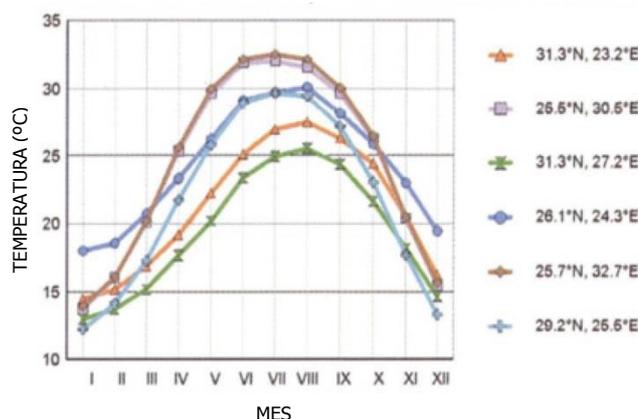


Figura 5. Variación de la temperatura anual en varios lugares del norte de África. Valores medios mensuales según WMO (1999). (Fuente: Bolle, H.J., 2003).

Se puede observar como la amplitud del gráfico de temperaturas es mayor en las estaciones secas del interior, en comparación con los lugares situados en la costa mediterránea; siendo también mayores las diferencias entre estaciones, en verano que en invierno.

En la Figura 6, se representa la evolución anual de las precipitaciones en Túnez; observándose la diferencia existente entre las más elevadas precipitaciones invernales de la costa noroeste, y las precipitaciones de la costa este y del interior. A destacar también el hecho de que, a menudo, en las estaciones situadas más al sur, la precipitación máxima durante el invierno no se da en diciembre o enero, sino en octubre y marzo.

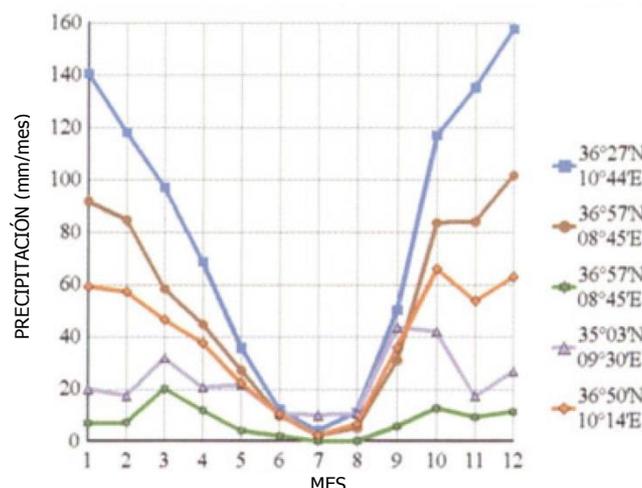


Figura 6. Evolución anual de la precipitación en diversas estaciones de Túnez tras WMO (1999). (Fuente: Bolle, H.J., 2003).

La variación espacial del clima mediterráneo es alta incluso a pequeña escala espacial (Bolle, H.J., 2003). Como ejemplo, se pueden utilizar los registros meteorológicos en un triángulo de Castilla la Mancha, en el intervalo de tiempo 1901-1970, donde en 1991 y 1994 tuvo lugar el experimento EFEDA (*European International Project on Climatic and Hydrological Interactions between Vegetation, Atmosphere, and Land-surfaces -ECHIVAL- Field Experiment in Desertification-threatened Areas*) descrito por Roldán, A. (1988). Utilizando los datos incluidos en dicho estudio, en las poblaciones de Albacete (699 m.s.n.m.), Cuenca (955 m.s.n.m.) y Toledo (551 m.s.n.m.), se puede comprobar la variación de la precipitación total anual (185-657; 322-984 y 191-575 mm./año); de la precipitación máxima mensual en mayo y octubre (50; 70 y 10 mm./mes); de la precipitación mínima mensual en julio y agosto (9; 40 y 0 mm./mes); así como de las temperaturas máxima (42; 13 y 26 °C) y mínima mensual (8; 3; - °C).

En fechas recientes, se han desarrollado además diversos estudios destinados a evaluar la inestabilidad del clima mediterráneo; así como las sinergias entre las diferentes partes de la cuenca. Teniendo en cuenta la importancia de la vegetación, se ha puesto mayor atención en el régimen de precipitaciones. *Goossens, C.* (1985) realizó un análisis de los componentes principales en un amplio conjunto de datos, encontrando cinco regímenes diferentes de precipitación en el Mediterráneo europeo:

- En el noroeste de España, norte de Portugal, norte de Italia y zona este de Francia, la precipitación anual supera los 700 mm. distribuidos de manera más o menos uniforme a lo largo del año.
- En el noreste y sur de España, sur de Portugal y la zona mediterránea oeste de Francia, las lluvias tienen lugar fundamentalmente durante la mitad invernal del año, siendo muy escasas (50 mm.) durante el verano.
- En las islas Baleares, zona central de Italia, norte de Grecia, y en una parte de la antigua Yugoslavia, las lluvias caen fundamentalmente en invierno; aunque los veranos no son completamente secos: 80 mm. en las regiones situadas al norte de esta región, disminuyendo progresivamente en cantidad y duración hasta los 20 mm. que se dan en la zona sur.
- En el sureste de Italia, Croacia, Serbia y Albania existe un máximo de precipitación durante el invierno; mientras que los veranos son casi, aunque no completamente, secos (ejemplo, Tirana, 150 mm.). De hecho, esta zona es la de mayor precipitación anual (Crkvice: 4.600 mm.).
- Una precipitación considerablemente menor tiene lugar durante los largos veranos en otras regiones secas y polvorientas como son Atenas (14 mm.), Hiraklon (3,2 mm.) o la zona de Maratón (5-10 mm.)

2.2.3.- Valores climatológicos extremos.

Entendemos por meteorología extrema a aquella que se sale de los valores estadísticos de una distribución estadística usual de la información de los parámetros atmosféricos obtenidos mediante las estaciones meteorológicas. Si revisamos una distribución estadística normal nos daremos cuenta de que la mayor parte de la información se encuentra en la zona central, es decir, que los valores que más se repiten se encuentran en el centro, estando los valores extremos representados por un número pequeño de ejemplos. Esto significa que los valores promedio de temperaturas, lluvias, vientos, presión atmosférica y demás, se registran un número muy superior de veces al de los valores extremos, siendo estos últimos valores más bien escasos. Así pues, los fenómenos meteorológicos extremos se definen de acuerdo con la distribución climática de los eventos, siendo su ocurrencia, la de un 5% de los casos o menos (apuntamos el detalle de que este porcentaje resulta, hasta cierto punto, algo arbitrario).

De esta manera, si nos fijamos en las temperaturas en el área mediterránea, comprobamos que se caracterizan principalmente por su elevada complejidad espacial, así como por un pronunciado ciclo estacional. Análogamente, se encuentran influenciadas por la circulación atmosférica a gran escala, por las interacciones tierra-mar y por fenómenos locales (*Lionello, P. y CMCC, 2012*).

Por otro lado, a partir de la segunda mitad del siglo XX, se ha detectado una tendencia al calentamiento global. Dicho fenómeno resulta particularmente pronunciado durante el verano, pese a que, en diversas localizaciones, no se aprecia una predisposición relevante durante el invierno. En cualquier caso, en una escala temporal secular, el efecto del calentamiento global sí que resulta altamente significativo en ambos períodos estacionales.

De cualquier manera, ha sido identificada en diversos estudios, una evolución creciente en la intensidad de los parámetros extremos durante el verano (*Lionello, P. y CMCC, 2012*). Así, a partir del análisis del

comportamiento de las temperaturas medias, se ha detectado en Italia, desde finales de los 70 y principio de los 80, un aumento en el número de las noches tropicales. Por su parte, en la península Ibérica, después de mediados los años 70, tuvo lugar un incremento significativo de la duración de los periodos de calor, asociados a mayor número de días/noches cálidos y a un descenso significativo de los días/noches frescos. De igual manera, en Grecia se detectó un aumento en el número de noches cálidas o tropicales; especialmente después de mediados los años 80. Además, se han observado crecimientos importantes en la intensidad, longitud y número de olas de calor en las zonas este y oeste de la región mediterránea.

Por su parte, los valores extremos de precipitación, ocasionan efectos muy importantes en la región mediterránea, como es el caso de aquellos producidos por la tormenta invernal *Klaus*, que azotó Francia y España en 2009, causando pérdidas económicas por más de 5,1 billones de dólares (*Lionello P. y CMCC, 2012*).

Diversos estudios apuntan en la península Ibérica una ausencia de coherencia espacial en las precipitaciones. En España se ha detectado un aumento de las lluvias torrenciales (>128 mm/día), a la vez que un descenso de las precipitaciones moderadas (entre 16 y 64 mm/día).

Por su parte, en la península italiana, se han observado, por un lado, aumentos significativos en las lluvias pesadas y torrenciales (> 64 mm); y por otro lado, un descenso en las precipitaciones ligeras a moderadas (4-32 mm).

De esta manera, la existencia de fenómenos extremos de precipitación en la región mediterránea, no se puede atribuir a un único factor, sino que más bien son causados por la interacción y/o combinación de diferentes agentes actuando localmente, o a gran escala. Entre estos agentes, se puede citar el papel de la temperatura de la superficie del agua del mar, los flujos de humedad desde el Atlántico Norte o la precipitación orográfica inducida por los Alpes, los Pirineos o el macizo Atlas.

En cuanto a los valores extremos relacionados con los vientos en la cuenca mediterránea, estos se desarrollan fundamentalmente por tres razones (*Lionello, P. y CMCC, 2012*):

- En primer lugar las velocidades extremas del viento tienen lugar como consecuencia de estructuras organizadas relacionadas con la génesis de anomalías extremas presión-superficie con su origen en causas térmicas o locales, inestabilidades baroclínicas, o incluso por la interacción entre inestabilidad baroclínica a gran escala e inestabilidad barotrópica a pequeña escala.
- En segundo lugar, las velocidades elevadas del viento se desarrollan en sistemas convectivos de mesoescala. Bajo la influencia de una convección profunda organizada se liberan grandes cantidades de calor latente, provocando velocidades ascendentes del viento más altas hacia la troposfera media en un ambiente inestable; y por tanto dando lugar a un aumento de la convergencia en niveles inferiores, y a elevadas turbulencias, incluyendo ráfagas de viento en superficie.
- En tercer lugar los valores extremos del viento pueden ser provocados también por efectos orográficos combinados con situaciones meteorológicas locales; siendo ambos elementos los que más significativamente influyen en los vientos mediterráneos.

Podría considerarse que los vientos orográficamente generados son unos vientos persistentes, que modificarían su naturaleza, fuerza y extensión si dichas características orográficas desaparecieran. Sin embargo, dichos vientos están siempre relacionados con ciertas situaciones sinópticas que dan lugar al gradiente de presiones principal. Esto requiere de la existencia de un sistema de bajas presiones en superficie, un anticiclón y/o un frente sobre la región mediterránea, o alejándose de ella.

Pero incluso cuando los vientos son consecuencia de este gradiente de presiones principal, las corrientes de aire son modificadas habitualmente por la topografía local o por el contacto mar-tierra, dando lugar al sistema de vientos locales final. Dichos vientos, si resultan climatológicamente persistentes y de intensidad suficiente, adoptan normalmente el nombre de la zona donde se producen; pudiendo identificarse de esta manera diversos vientos mediterráneos, cada uno de ellos localizado en una zona diferente y con una procedencia distinta (por ejemplo, *Etesio, Siroco, Bora, Mistral, Tramontana*, etc.)

2.3.- Aspectos regionales.

El clima de la región mediterránea se encuentra, en gran medida, condicionado por factores a escala planetaria. El comportamiento en el tiempo y en el espacio de las características regionales asociadas con tales condicionantes a gran escala es complejo. Tanto la orografía como el contacto mar-tierra juegan un papel importante al establecer el clima a escala de la cuenca, y sus conexiones a distancia con los patrones mundiales (*Lionello, P. et al., 2006*).

De hecho, la complejidad de las estructuras topográficas de la cuenca mediterránea, trae consigo la presencia de fenómenos de mesoescala a la vez que una variabilidad inter-estacional de dichos fenómenos, que de otro modo serían mucho más homogéneos y persistentes. La mayoría de los estudios diferencian entre regímenes de invierno y de verano, mientras que la caracterización de la primavera y el otoño es más incierta, revelando, probablemente, el carácter efímero de estos dos períodos en la región mediterránea.

La circulación atmosférica a gran escala en latitudes medias, ejerce una fuerte influencia en la precipitación sobre el Mediterráneo durante la estación fría, aunque la intensidad de esta relación varía a lo largo de la región, dependiendo además del período considerado. Pese a la existencia de otros factores con influencia sobre el clima mediterráneo, la mayoría de los estudios se centran en los efectos de la Oscilación de presión en el Atlántico Norte (*'North Atlantic Oscillation', NAO*); la cual afecta notablemente a las precipitaciones invernales; apreciándose sin embargo ausencia de relación con la *NAO* en la mayor parte del Mediterráneo occidental. Dicha relación se debe al control ejercido por la *NAO* sobre la trayectoria de las tormentas que afectan al Mediterráneo, sobre todo en su parte occidental. El papel del mar Mediterráneo como fuente de humedad y la consecuente advección hacia el este por la circulación atmosférica supone un panorama más complejo para el Mediterráneo oriental, donde el Atlántico oriental juega un papel importante. En general, el efecto del Atlántico oriental explica gran parte de las anomalías en la precipitación en toda la cuenca que no se pueden atribuir a la *NAO*. Por otra parte, en el Mediterráneo central el papel de Escandinavia tiene también una fuerte influencia (*Lionello, P. et al., 2006*).

Por otro lado, la influencia del fenómeno meteorológico *'El Niño-Oscilación del Sur'* (*'El Niño-Southern Oscillation'; ENSO*) en la región del Atlántico norte de Europa ha sido detectada principalmente en invierno, durante sus fenómenos extremos. De hecho, se ha encontrado que el *ENSO* desempeña un papel fundamental en las precipitaciones invernales del Mediterráneo oriental, donde la *NAO* es débil; especialmente en las precipitaciones medias del otoño en el Mediterráneo occidental. Por el contrario, se ha detectado una débil correlación durante la primavera; limitándose a una pequeña región de España y Marruecos (*Lionello, P. et al., 2006*).

En verano, cuando el transporte por advección de humedad desde el Atlántico es más débil y la célula de Hadley se desplaza hacia el norte disminuyendo su intensidad, hay evidencias de vínculos (más fuertes en el Mediterráneo oriental y en la costa norte de África) con los monzones asiáticos y africanos. Una

consecuencia de esto podría ser que el clima extremadamente seco durante los veranos en el Mediterráneo oriental y zonas adyacentes, tiene una fuerte relación con las características del régimen del monzón asiático.

La influencia de la *NAO* en las temperaturas invernales de la región mediterránea es bastante menor que la indicada anteriormente en el caso de las precipitaciones. Sobre la zona noroeste del Mediterráneo, la distribución espacial de la correlación con la temperatura es positiva, y más débil además que la correlación negativa en el caso de la precipitación. Se ha observado asimismo que el efecto de la *NAO* no es lineal ni estacionario. Por otra parte, el control estricto ejercido por la *NAO*, tanto en la cubierta de nubes como en el balance de radiación superficial sobre el Mediterráneo, implica la aparición de fenómenos asimétricos de impacto de la *NAO* sobre las temperaturas máximas y mínima (*Lionello, P. et al., 2006*).

Otros estudios, sugieren también que la inestabilidad de las temperaturas medias mensuales durante el invierno, en la zona occidental de la cuenca mediterránea, es controlada fundamentalmente por la fluctuación de los fenómenos meteorológicos en el Atlántico Oriental; con la *NAO* desempeñando un papel exclusivamente secundario. La razón de ello radica en que, dicha variabilidad es gobernada por el transporte de calor sensible por medio de ondas estacionarias. No obstante, la influencia del Atlántico oriental, no se puede extender hasta la zona del este de la cuenca mediterránea.

La dinámica del clima mediterráneo incluye también la identificación de los procesos que actúan internamente en la región. En relación con el balance de humedad, el Mediterráneo occidental representa una fuente, tanto para las zonas terrestres circundantes como para la zona oriental de la cuenca; debido a que la humedad liberada por evaporación es redistribuida por la circulación atmosférica (*Lionello, P. et al., 2006*).

Los regímenes meteorológicos regionales son un elemento básico del clima mediterráneo. Dichos regímenes se caracterizan por la existencia de fenómenos energéticos de mesoescala y diversas zonas de ciclogénesis; estando definidos generalmente por duraciones inferiores y escalas espaciales más pequeñas que los ciclones extra-tropicales desarrollados en el Atlántico. En la región mediterránea, al presentar características geográficas que influyen sustancialmente en los mecanismos de ciclogénesis, se dan tipos muy variados de ciclones. A este respecto, un listado provisional basado parcialmente tanto en los mecanismos que producen la ciclogénesis como en características geográficas, incluiría los ciclones de sotavento, las depresiones térmicas, pequeños ciclones huracanados, los sistemas del Atlántico, los ciclones africanos o las depresiones de Oriente Medio. Aunque la *NAO* juega un papel básico y muchos ciclones mediterráneos se activan por los sistemas sinópticos que atraviesan el norte y centro de Europa siguiendo la ruta de las tormentas del hemisferio norte, se deberían considerar también, otras pautas de conexión a distancia, con los núcleos de acción situados próximos o por encima del continente europeo (*Lionello, P. et al., 2006*).

Los estudios sobre la inestabilidad de la circulación atmosférica en el mar Mediterráneo se han dirigido a identificar los factores responsables de la diversidad de pautas de circulación, sobre todo en relación con las tendencias a largo plazo de las características de las masas de agua, los cambios del nivel del mar y el 'trasiego en el Mediterráneo Oriental' (*Eastern Mediterranean Transient; EMT*). Este fenómeno que consistió en el traslado temporal de las aguas profundas del Mediterráneo oriental, desde el Adriático meridional, hasta el mar Egeo. Diversas causas para ello fueron identificadas por varios autores, sin llegar a conclusiones definitivas sobre el mecanismo dominante para la *EMT*. Por ejemplo, teniendo en cuenta

que la fuerza del viento en el Mediterráneo oriental fue bastante diferente en los años 80 y los 90, la inestabilidad de este fenómeno pudo haber provocado el importante cambio que supone el desplazamiento ascendente de la termoclina en el Mediterráneo oriental. Además de ello, pueden haber influido igualmente diversos mecanismos internos, como la redistribución interna de la sal en la cuenca oriental. La construcción de la presa de *Asuán* y el desvío de varios ríos rusos, se pensó que tuvo influencia en el caso de *EMT*, así como en haber aumentado la salinidad de toda la cuenca mediterránea. En lo referente a los flujos de las masas de aire sobre el mar, la severa pérdida de calor durante dos inviernos al comienzo de la década de 1990 afectó al balance de calor superficial y a la pérdida de sustentación. La salida del Mar Negro desempeña también un papel importante en las condiciones hidrográficas del mar Egeo. El enfriamiento provocado en la capa superficial al norte del mar Egeo entorpece la producción de agua densa en esa región, donde, sin embargo, se detectaron sucesos específicos de producción masiva de agua densa en 1987 y 1993. Este hecho sugiere que, cuando la producción de agua densa tiene lugar al norte del mar Egeo, esta es provocada en parte por una disminución de la influencia de la flotabilidad en el Mar Negro. La producción de agua densa al norte del Egeo y su afeción en la producción de agua profunda en Creta (y por tanto *EMT*), se trata aún de un tema a investigar (*Lionello, P. et al., 2006*).

Un posible efecto del mar Mediterráneo en el clima mundial podría ser consecuencia del flujo de salida del Mediterráneo a través del estrecho de Gibraltar; el cual determina la presencia de una bien conocida lengua de agua extremadamente salada en todo el Atlántico Norte y a profundidades intermedias (1.000-2.500 m). Este agua tiene un efecto importante en la salinidad, además de traer implicaciones climáticas a gran escala potencialmente importantes (*Lionello, P. et al., 2006*).

3.- Estado del arte.

Con el fin de analizar el estado actual del arte en relación con el dimensionamiento de tanques de tormenta, se ha llevado a cabo una búsqueda exhaustiva de información en diversas fuentes disponibles como por ejemplo las bases de datos que la Universidad de Granada pone a disposición de su personal investigador o el servicio de documentación del Colegio de Ingenieros de caminos, canales y puertos.

Como resultado de las mismas, se ha podido acceder a diversas publicaciones significativas relacionadas con la temática del presente trabajo; las cuales procedemos a resumir en sus aspectos más relevantes en los apartados siguientes. Con ello, se pretende reflejar el *estado actual del arte* en relación a las investigaciones realizadas en cuanto al dimensionamiento, diseño y construcción de tanques de tormenta.

3.1.- Redes unitarias Vs. Redes separativas.

Una de las razones de más peso que puede llevar a la decisión de optar por un sistema unitario se basa en la carga contaminante descargada por una red de pluviales de tipo separativo, la cual se encuentra básicamente en cuencas urbanas. Así, las redes de pluviales pueden dar origen a importantes efectos de contaminación hídrica, sobre todo durante las primeras lluvias. Dicha contaminación se concreta sobre todo, en un aumento en la concentración de sólidos en suspensión, demanda química de oxígeno (DQO) y trazas de metales pesados (*Salaverría, M., 1995*), tal y como se detalla en la Tabla 3, donde se muestran valores característicos de un vertido de aguas pluviales en comparación con los vertidos de aguas residual con y sin depuración.

Tabla 3. Comparación de algunos parámetros de calidad del agua entre el vertido pluvial urbano y el vertido de agua residual. (Fuente: Salaverría, M., 1995).

Elemento	Agua Pluvial		Agua Residual		
	Redes separativas		Antes de tratamiento		Después de un secundario
	Rango	Típico	Rango	Típico	
DQO	20-275	(75)	250-1.000	(500)	80
SS	20-2.890	(150)	100-350	(220)	20
Total P	0,02-4,30	(0,36)	4-15	(8)	2
Total N	0,4-20,0	(2,0)	20-85	(40)	30
Plomo	0,01-1,20	(0,18)	0,02-0,94	(0,10)	0,05
Cobre	0,01-0,40	(0,05)	0,03-1,19	(0,22)	0,06
Zinc	0,01-2,90	(0,20)	0,02-7,68	(0,28)	0,08
Colif.fec/100ml	400-50x10 ⁸		1x10 ⁶ -1x10 ⁸		200

Esta contaminación suele ser de corta duración, aunque en el caso de algunos parámetros puede resultar varias veces superior al vertido de la propia estación depuradora, o del orden de un vertido residual directo sin depurar.

Los colectores unitarios reciben, por un lado las aguas residuales urbanas, y por otro, las aguas pluviales que se originan a partir de las escorrentías urbanas.

Su característica más importante es la variación de caudal; existiendo un caudal en tiempo seco, normalmente, muy inferior al caudal en tiempo de lluvia.

Tal y como se ha comentado, las primeras lluvias llevan asociadas además una elevada carga contaminante, debido al lavado de viales y tejados que se produce. Ello supone, teniendo en cuenta también el proceso de lavado de tubos, una muy elevada contaminación inicial, tal y como se muestra en la Figura 7.

Resulta por tanto conveniente que estas primeras lluvias sean transportadas a la EDAR, evitando su vertido directo al cauce receptor.

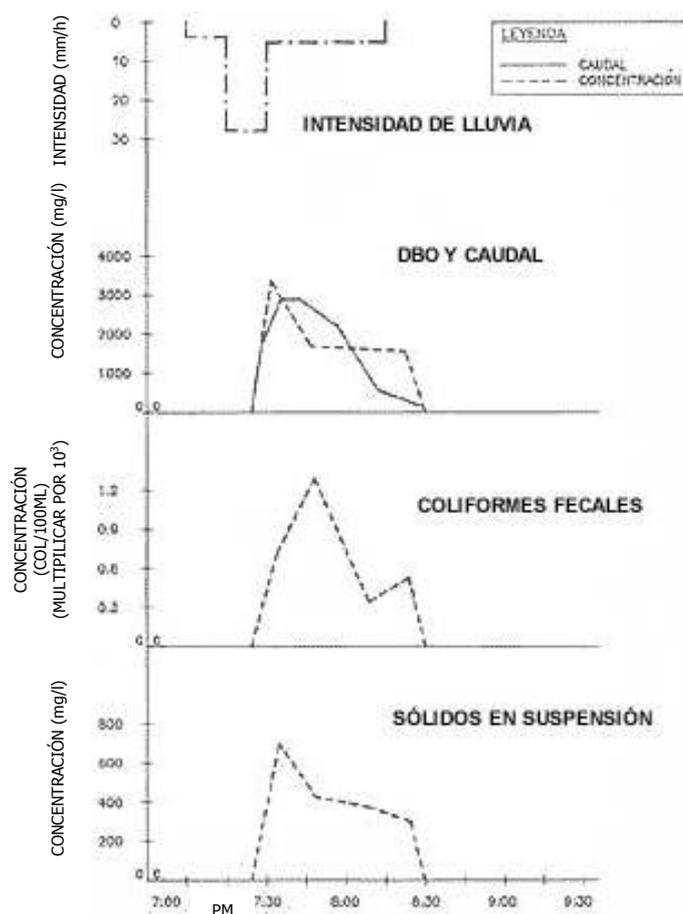


Figura 7. Contaminación producida por las primeras lluvias. (Fuente: Salaverría, M., 1995).

3.2.- Descargas de sistemas unitarios (DSU).

Los proyectos de drenaje urbano tienen como objeto fundamental la protección de la calidad del hábitat de las aguas receptoras. Uno de los principales motivos del mantenimiento a largo plazo de la mala calidad de las aguas, es la continua existencia de vertidos incontrolados, o mal controlados, desde las *Descargas de Sistemas Unitarios -DSU-* (o *Combined Sewer Overflows -CSO-*, en inglés); a la vez que la escorrentía de las aguas superficiales. El impacto generado en ríos y lagos por las *DSU* es considerado como una fuente importante de contaminación. Este problema se detectó por primera vez en la década de 1970, habiendo sido estudiado más profundamente en el transcurso de las últimas décadas (Suárez, J. y Puertas, J.; 2005).

La normativa europea relativa a los estándares de calidad en ríos, la cual clasifica a los mismos en función a las exigencias que diferentes tipos de peces necesitan para vivir, no se cumple; siendo el principal motivo las *DSU*. Algunos países han realizado un esfuerzo importante a la hora de determinar los niveles de contaminación tanto en los sistemas de alcantarillado como en las aguas receptoras; habiendo diseñado estructuras y *Buenas Prácticas de Gestión (Best Management Practices -BMP, en inglés)* con el fin de controlar esta fuente de contaminación (Suárez, J. y Puertas, J.; 2005).

De esta manera, existen generalmente dos tipos de fuentes de contaminación durante episodios húmedos:

- *Descargas* (o vertidos) desde *Sistemas Unitarios (DSU; o Combined Sewer Overflows -CSO, en inglés)*, mediante los cuales una mezcla de aguas residuales industriales, escorrentía superficial urbana, aguas

residuales domésticas y los depósitos en las redes de alcantarillado, son transmitidos a las masas de agua receptoras.

- Vertidos desde sistemas separativos, que descargan fundamentalmente la escorrentía generada en áreas urbanas.

Ambos tipos de descargas difieren en cuanto al volumen vertido, las concentraciones de contaminantes en fase acuosa o la periodicidad. Resulta por tanto fundamental conocer la concentración máxima de cada contaminante, pudiendo así evaluar impactos graves (efectos inmediatos) sobre las aguas receptoras y los hábitats involucrados; o la concentración media en cada suceso, lo que permite conocer la masa total descargada (efectos inmediatos y efectos a largo plazo). Estos contaminantes afectan a los organismos presentes en cada corriente de agua y alteran la naturaleza del ecosistema.

La Tabla 4 (extraída de *Suárez, J. y Puertas, J.*; 2005 con origen en *Lijklema, L. et al.*, 1993) muestra los efectos de algunos de los principales contaminantes en las aguas receptoras debidos a los vertidos de las DSU, las plantas de tratamiento de aguas residuales, y la escorrentía de las aguas superficiales.

Tabla 4. DQO: Demanda química de oxígeno; DBO: Demanda bioquímica de oxígeno; NH₄⁺: Ion amonio; N_{tot}: nitrógeno total; P_{tot}: fósforo total; CSO (DSU): descargas de sistemas unitarios; STP (EDAR): estación depuradora de aguas residuales. (Fuente: Lijklema, L. et al., 1993).

Contaminante (variable de estado)		Efectos ambientales	Impacto ecológico
1. Demanda de Oxígeno	DQO, DBO	Desde DSU, estaciones depuradoras (EDARs) y escorrentía de las aguas superficiales	Reducción del oxígeno disuelto
	Acumulación de biomasa	Biodiversidad Dinámica energética Cadena alimentaria	
	NH ₄ ⁺	Desde DSU, EDARs y escorrentía de las aguas superficiales	Reducción de oxígeno disuelto.
	Acumulación de biomasa	Desarrollo de Ecosistemas Biodiversidad Dinámica energética Cadena alimentaria Desarrollo del ecosistema	Cadena alimentaria
2. Nutrientes	N _{tot}	Desde DSU, EDARs y escorrentía de las aguas superficiales	Beneficioso
	P _{tot}	Desde DSU, EDARs y escorrentía de las aguas superficiales Desarrollo del ecosistema	Beneficioso
3. Tóxicos	NH ₄ ⁺		Toxicidad Biodiversidad Especies críticas
		Intenso	Toxicidad
	Acumulación de metales	Toxicidad Especies críticas Desarrollo del ecosistema	Biodiversidad
	Microcontaminantes	Acumulación de Biodiversidad Especies críticas	Toxicidad
4. Higiene	Bacterias fecales		Salud pública (efecto primario), biomasa (efecto secundario) Cadena alimentaria Desarrollo del ecosistema

Contaminante (variable de estado)		Efectos ambientales	Impacto ecológico
5. Físicas	Temperatura	Aumento de temperatura + cambios a largo plazo Cadena alimentaria Diversidad genética Dispersión y migración	Dinámica energética
	Sólidos en suspensión	Dificultades + daños a los peces Dispersión y migración	Especies críticas
	Caudal	Lavado; cambios morfológicos Especies críticas Desarrollo del ecosistema	Cadena alimentaria
	Cloruros	Exceso de sólidos disueltos Diversidad genética Desarrollo del ecosistema	Cadena alimentaria

Los trabajos de investigación sobre la influencia de las aguas de lluvia en las masas de agua receptoras han permitido obtener un orden de magnitud de la contaminación provocada por dichas descargas de agua de lluvia. No obstante, el principal resultado es la evidencia de la complejidad del problema, con numerosos grados de libertad y los valores de contaminación mostrando enormes variaciones entre una cuenca y otra. Esto también es cierto si se analizan los datos de contaminación de las *DSU*. Así, los usos del suelo, la densidad de población, la intensidad del tráfico, etc., son parámetros cuyas variaciones provocan considerables diferencias en las cantidades de contaminantes descargados.

Teniendo en cuenta que los aspectos geográficos y demográficos parecen tener una influencia considerable, existen en consecuencia desigualdades apreciables entre países con diferentes políticas de saneamiento y de planeamiento urbano. En Europa, se ha realizado algún trabajo de campo, centrado tanto en redes de alcantarillado separativas como unitarias. Los resultados difieren considerablemente de un país a otro, e incluso de una cuenca a otra dentro del mismo país; no habiéndose podido definir tendencias generales. Algunos de los resultados de los valores medios de contaminación se resumen a continuación:

- *Ellis, J.B.* (1989): SS: 425 mg/l; DBO: 90 mg/l; DQO: 380 mg/l.
- *Lager, J.A. et al.* (1977): SS: 370 mg/l; DBO: 115 mg/l; DQO: 367 mg/l.
- *Metcalf y Eddy, Inc.* (1991): SS: 270-550 mg/l; DBO: 60-220 mg/l; DQO: 260-480 mg/l.
- *NWRW* (1991): SS: 105-320 mg/l; DBO: 40 a 124 mg/l; DQO: 148-389 mg/l.

La norma alemana *ATV-128*, (1992), supuso un considerable avance en el diseño de estructuras para reducir los efectos de las *DSU*. Dicha normativa utiliza la *DQO* como parámetro de contaminación, y considera que la contaminación debida a las *DSU*, se obtiene a partir de la dilución de aguas residuales, con un valor medio de la *DQO* de 700 mg/l, en el agua de lluvia, cuya concentración en *DQO* es de 117 mg/l. La norma alemana se basa no obstante en la hipótesis de que cuencas diferentes dan lugar a niveles razonables de contaminación; lo cual no es cierto en muchos casos. Por ello, este asunto ha sido discutido, o se encuentra bajo revisión en numerosos países. Se han desarrollado también algunos trabajos de campo en cuencas independientes, llegándose a la conclusión de que la contaminación del agua de lluvia -cuando llega al medio receptor- no resulta, ni mucho menos, despreciable. En España se

han llevado a cabo varios trabajos de campo para medir las cargas de contaminación en sistemas separativos.

A modo de aproximación preliminar, si consideramos un vertido con dilución aproximada 6:1, tal y como se propuso en los estudios británicos iniciales, según la norma alemana ATV-128, la concentración de las *DSUs* debería ser $(6 \times 117 + 1 \times 700) / 7 = 200$, en términos de *DQO*. Estos valores de contaminación se consideran demasiado bajos para algunas cuencas reales en España, cuyos valores medidos de la contaminación resultan más elevados (Suárez, J. y Puertas, J.; 2005). Como estas mediciones son el resultado de ensayos aislados realizados en un pequeño número de descargas *DSU*, sería necesaria una información más precisa acerca de estos fenómenos con el fin de determinar las concentraciones reales de *DQO* en los vertidos *DSU* de cuencas españolas. Las posibles razones para el aumento de los valores de la *DQO* en las *DSU*, pueden atribuirse a la remoción de sedimentos de la red de alcantarillado. Dichos sedimentos no pueden ser eliminados por las aguas negras, cuya energía hidráulica es limitada; pudiendo removerse no obstante, por las aguas unitarias; las cuales se caracterizan por caudales, velocidades y tensiones tangenciales de mayor entidad.

Si dicha eliminación se produce durante las etapas iniciales de la lluvia, se deben considerar los fenómenos debidos al *primer lavado de contaminantes* o '*first-flush*'; no sólo por el lavado de la cuenca de captación, sino también como resultado de la limpieza de la red de alcantarillado. No obstante, en el caso de que los niveles de sedimentos resulten importantes, habiéndose generado además estructuras coloidales o cohesivas, los procesos de eliminación pueden resultar muy lentos y difíciles de analizar; generando posiblemente grandes cantidades de contaminantes durante el proceso completo, sin ningún efecto *first-flush* relevante.

El *first-flush* (o primer lavado de contaminantes) ha sido identificado en una proporción relativamente elevada de la carga total de contaminantes aportados al inicio del proceso de escorrentía en un sistema unitario. Gupta, K. y Saul, A.J. (1996a) definieron este *first-flush* como el tramo inicial del caudal de aguas pluviales, durante el cual, la concentración de contaminantes es significativamente superior a la observada durante las etapas finales del suceso tormentoso. Algunos estudios anteriores pusieron de relieve el hecho de que, las condiciones del periodo seco anterior, la duración del mismo, su magnitud y características de los contaminantes y de los caudales de pluviales, además de las características del sistema de alcantarillado, incluyendo el área de la cuenca, usos del suelo, políticas de limpieza, pendientes de la cuenca y del sistema de alcantarillado, etc. influyen todas ellas en la variación temporal de la concentración y la carga de los contaminantes (Saget, A. et al., 1996; Bertrand-Krajewski, J.L. et al., 1998). En dichos estudios se define el *first-flush* como aquello que sucede cuando al menos el 80% de la carga contaminante se transfiere con el 30% del volumen inicial. A partir del análisis de 197 eventos de precipitación en 12 sistemas de alcantarillado separativo y unitario, los autores comprobaron que, en sistemas separativos, el 80% de la masa total de contaminantes es transportada durante el 74% inicial del volumen total; para el 50% de los sucesos de precipitación. En los sistemas unitarios, el 80% de la masa total de contaminantes es transportada durante el 79% inicial del volumen total de precipitación; igualmente para el 50% de los sucesos tormentosos. De esta manera, exista o no un *first-flush* como tal, se comprueba que es algo fundamental a la hora de diseñar estructuras de control para las *DSU*.

En particular, Suárez, J. y Puertas, J. (2005) desarrollaron un proyecto de investigación con el objetivo de determinar las cargas contaminantes durante los eventos *DSU* en varias cuencas experimentales en España, con el propósito de obtener un patrón de contaminación que se pueda aplicar a otras cuencas en

España o, al menos, un orden de magnitud de la carga de contaminación en las cuencas españolas. También comprobaron la existencia o no del *first-flush*.

Las cuencas fueron seleccionadas con la intención de cubrir diferentes regiones climáticas en zonas de toda España. Todas ellas disponen de sistemas unitarios de alcantarillado, estando el suelo empleado fundamentalmente para usos residenciales, aunque hay algunas diferencias en la densidad de población.

Las ciudades y cuencas estudiadas se presentan en la Tabla 5 la cual incluye algunos datos sobre su tamaño.

Tabla 5. Cuencas experimentales (ha: hectáreas; hab/ha: habitantes por hectárea). (Fuente: Suárez, J. y Puertas, J., 2005).

Ciudad	Barcelona	Madrid	Sevilla	Vitoria	Valencia
Cuenca	Bac de Roda	Arroyo del Fresno	Los Remedios	Almendra	Malvarrosa
Área (ha)	170	3800	135	132	89
Densidad población (hab/ha)	235	60	380	140	200
Clima	Mediterráneo	Continental	Semi-árido	Oceánico	Mediterráneo

Al influir las *Descargas de Sistemas Unitarios (DSU)* en la medición de variables tanto hidrológicas como relacionadas con la calidad del agua, el trabajo experimental se basó en la medición de numerosos parámetros de ambos tipos, tanto en condiciones de tiempo seco, como mediciones de forma continua durante los sucesos tormentosos.

Una vez que un evento se consideró como válido, es decir, que el hidrograma se cubrió completamente por el proceso de toma de muestras, se procedió al análisis de los datos recogidos; consistente en la revisión tanto de la información gráfica, como en la obtención de parámetros.

La información gráfica se compone de una serie de hidrogramas y polutogramas asociados, en el que se pudo comprobar si existe descenso en la concentración de contaminantes. Se observó así un decaimiento claro; aunque este no es siempre el caso.

Aparte de los resultados gráficos, que nos dan una idea de la evolución de la contaminación durante cada evento, se extrajeron, para cada uno de ellos, una serie de parámetros cuantitativos generales.

El tipo de información que se puede extraer de estos parámetros es bastante diferente, pudiendo influir por ejemplo en los picos de contaminación, en la magnitud de la zona de captación (área) o dar una idea de la masa de contaminantes movilizada.

Un parámetro de referencia habitualmente empleado en la literatura es la concentración media del evento (en inglés, *Event Mean Concentration, EMC*), la cual proporciona el valor medio ponderado de la concentración durante el suceso. Se trata de un valor que se puede extrapolar con independencia al tamaño de las cuencas, ya que al tratarse de una concentración, no depende de la magnitud de la cuenca.

Por su parte, la variación de la concentración de contaminantes durante un evento se describe mediante un *polutograma*. No obstante, a la hora de comparar diferentes eventos, resulta más apropiado utilizar una curva de tipo adimensional (*Saget, A. et al., 1996*) que permita analizar la distribución de la carga contaminante. En concreto, *Suárez, J. y Puertas, J. (2005)* utilizaron la relación entre la carga acumulada y la carga total frente al cociente entre el volumen acumulado y el volumen total de las curvas del suceso (curvas $L(V)$). Cada curva se puede ajustar por una función del tipo $Y=X^e$, donde "Y" es la fracción de la carga de contaminantes descargada y "X" es la fracción correspondiente del volumen. El valor del

parámetro "a" caracteriza la desviación de la curva de la diagonal. Estas curvas permiten un análisis de la existencia del *first-flush*.

Como ejemplo, la Figura 8 muestra un conjunto de curvas de DQO (COD en inglés) y DBO (BOD en inglés) pertenecientes a uno de los eventos analizados, en este caso en la ciudad de Vitoria. Se aprecia un efecto menor del primer lavado, al encontrarse ambas curvas por encima de la diagonal.

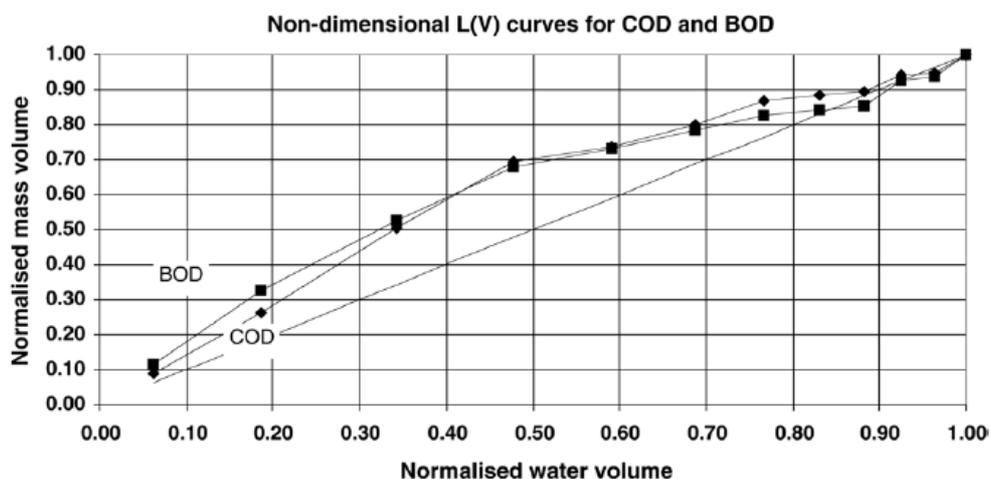


Figura 8. Ejemplo de L curvas (V). El valor del exponente "a" es 0,886 para la DQO (COD) y de 0,853 para la DBO (BOD), para este evento singular (Vitoria). (Fuente: Suárez, J. y Puertas, J., 2005).

Los valores para el parámetro de forma "a" inferiores a 1 denotan la existencia de un primer lavado (*first-flush*). Cuanto menor sea el valor de "a", más intenso llega a ser el primer lavado.

Suárez, J. y Puertas, J. (2005) obtuvieron como principal resultado de su trabajo una serie de parámetros para cada cuenca. Dichos datos incluyen algunos parámetros hidráulicos, tales como los caudales medios y máximos y los volúmenes totales que intervienen en cada caso. En la Tabla 6 se muestra el análisis preliminar simple de los valores medios obtenidos.

Tabla 6. Valores medios de los parámetros considerados. (Fuente: Suárez, J. y Puertas, J., 2005).

Ciudad	Madrid	Vitoria	Sevilla	Barcelona	Valencia
<i>Resumen (valores medios)</i>					
Q _{max} (m ³ /s)	3,336	1,337	0,600	9,153	3,374
Q _{medio} (m ³ /s)	2,818	0,667	0,426	6,223	2,148
<i>Volumen (m³)</i>					
Volumen total	17005	2994	2752	41566	12450
Volumen de escorrentía	7874	2303	2083	40653	11765
Volum. escorr./Volum. total	0,485	0,743	0,682	0,966	0,884
<i>Concentración máxima (mg/L)</i>					
DQO	1344	1396	1717	1212	569
DBO5	792	521	759		341
SS	1189	966	1722	1434	561
<i>EMC (mg/L)</i>					
DQO	680	671	834	456	293
DBO5	384	324	389		166
SS	597	421	733	578	229

Ciudad	Madrid	Vitoria	Sevilla	Barcelona	Valencia
<i>Carga superficiales (g/m²)</i>					
DQO	0,201	0,952	1,297	9,406	2,586
DBO5	0,106	0,419	0,546		1,488
SS	0,208	0,674	1,283	16,48	1,879
<i>Descargas de masa (kg/s)</i>					
DQO	3,6,6	1,040	0,501	6,46	0,834
DBO5	2,106	0,494	0,206		0,527
SS	3,425	0,724	0,558	10,35	0,632
<i>Masa escorrentía/Masa total</i>					
DQO	0,703	0,793	0,820	0,977	0,887
DBO5	0,675	0,711	0,788		0,846
SS	0,823	0,844	0,896	0,981	0,877
<i>Parámetro de forma "a"</i>					
DQO	0,738	0,685	0,775	0,797	0,864
DBO5-	0,727	0,747	0,765		0,847
SS	0,702	0,550	0,743	0,840	0,896

Los principales puntos a destacar tras revisar la Tabla 6 son los siguientes (Suárez, J. y Puertas, J.; 2005):

- A pesar de que la cuenca de Madrid tiene la mayor superficie, se observan mayores volúmenes y vertidos en Barcelona y Valencia, debido a su clima mediterráneo, con altas intensidades de lluvia. Además, las cuencas de Valencia y Barcelona son totalmente urbanas, mientras que la de Madrid dispone de una zona rural. Por tanto, los resultados del % de escorrentía son claramente inferiores en Madrid.
- La concentración máxima y los valores del EMC para la DQO, DBO y SS son muy similares en Madrid, Sevilla, Vitoria y Barcelona (excluyendo la DBO). No obstante, en Valencia se han medido valores claramente inferiores, debiéndose esto a la existencia de una cantidad considerable de aportes externos con origen en un sistema de riego.
- Los valores más altos de la carga superficial se localizaron en Barcelona y Valencia. La razón más probable es la eliminación de los contaminantes del sistema de alcantarillado, que, en ambos casos, es extremadamente plana con grandes secciones diseñadas para la evacuación de crecidas. Cuando las bajas descargas son evacuadas por estos grandes canales (secciones rectangulares más de 6 metros de ancho), la velocidad del agua es bastante lenta, pudiendo dar lugar a sedimentaciones. Por su parte, las descargas elevadas favorecen la eliminación de estos sedimentos, registrándose valores elevados de la carga superficial. Un sistema de alcantarillado separativo evitaría probablemente la mayoría de la contaminación en estas cuencas, ya que los tamaños óptimos para un sistema de aguas residuales y un sistema de aguas pluviales resultan demasiado diferentes para funcionar correctamente como un sistema unitario.
- La mayor parte de la masa medida durante un evento de lluvia está asociada a la escorrentía. Esta contaminación puede provenir de la cuenca o del sistema de alcantarillado; lo cual parece ser la principal fuente de contaminación medida en Barcelona. Las cuencas con altas intensidades de lluvia parecen tener mayor proporción de escorrentía. Los valores de Valencia no son fiables debido a los aportes de agua de riego.
- En cada cuenca, se observó un ligero primer lavado o *first-flush*, aunque, en términos cuantitativos, un dispositivo que únicamente registre el tramo inicial del hidrograma no mostraría una eficacia

suficientemente buena. El valor medio (0,76) indica que la masa de contaminantes eliminada, si el 30% de la escorrentía inicial es almacenada (lo cual supone una cantidad considerable de agua), es inferior al 50% de la masa total. Estos datos se encuentran en consonancia con la investigación desarrollada por CLABSA en Barcelona, cuyos depósitos son lo suficientemente grandes para favorecer la decantación de sólidos; y también con las tendencias actuales en el norte de España, donde los volúmenes de los depósitos sobrepasan los 40 m³/ha.

Suárez, J. y Puertas, J. (2005) realizaron también un análisis estadístico preliminar de los datos, tanto de forma individual para cada cuenca como con los datos agrupados en conjunto. Así, se representó la distribución de las cantidades de contaminantes, en términos de los parámetros considerados (concentración máxima -C_{máx}-, EMC, masa por unidad de superficie, flujo máximo), en escalas probabilísticas, ajustándose a la distribución Lognormal. También se ensayaron otras distribuciones, como Weibull, Normal, Logística y Exponencial. No obstante, la función de distribución Lognormal proporcionó la mejor aproximación a los datos, en términos de la estadística de Anderson-Darling, tanto para los valores de C_{máx} como de EMC (la estadística de Anderson-Darling es una medición de hasta en qué medida los puntos se separan de la línea ajustada en una gráfica de probabilidad).

A modo de ejemplo, la Figura 9 muestra las concentraciones máximas de sólidos en suspensión (SS). Como se puede observar, todas las cuencas presentan una tendencia similar a excepción de Valencia (V, en la leyenda), cuyos valores se encuentran por debajo de la media. Esto es una constante para cada contaminante, tal y como se aprecia en la Tabla 6, debido a la existencia de aportes externos de aguas de riego.

La Figura 9 representa también los datos y sus líneas de ajuste mediante el uso de la distribución Lognormal. Cuanto más agrupadas aparecen las líneas, más homogéneas se consideran las cuencas. La precisión de cada ajuste individual se puede comprobar por el valor de su estadístico A-D.

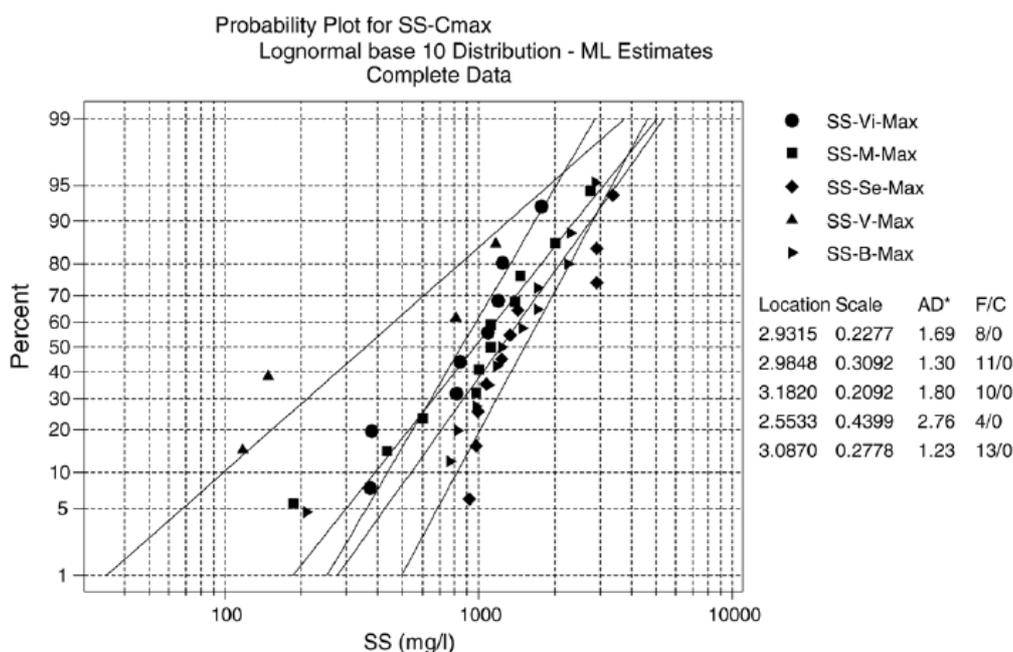


Figura 9. Valores máximos de la concentración en sólidos en suspensión. Ajuste Lognormal. Notación: Vi-Vitoria, M-Madrid, Se-Sevilla, V-Valencia, B-Barcelona. La localización y la escala son los parámetros de la función de distribución Lognormal. AD: estadística de Anderson-Darling. (Fuente: Suárez, J. y Puertas, J., 2005).

Por su parte la Figura 10 muestra la *EMC* para la DQO. Los resultados se encuentran bastante agrupados, teniendo en cuenta que la escala del eje X es mucho menor que el de la Figura 9.

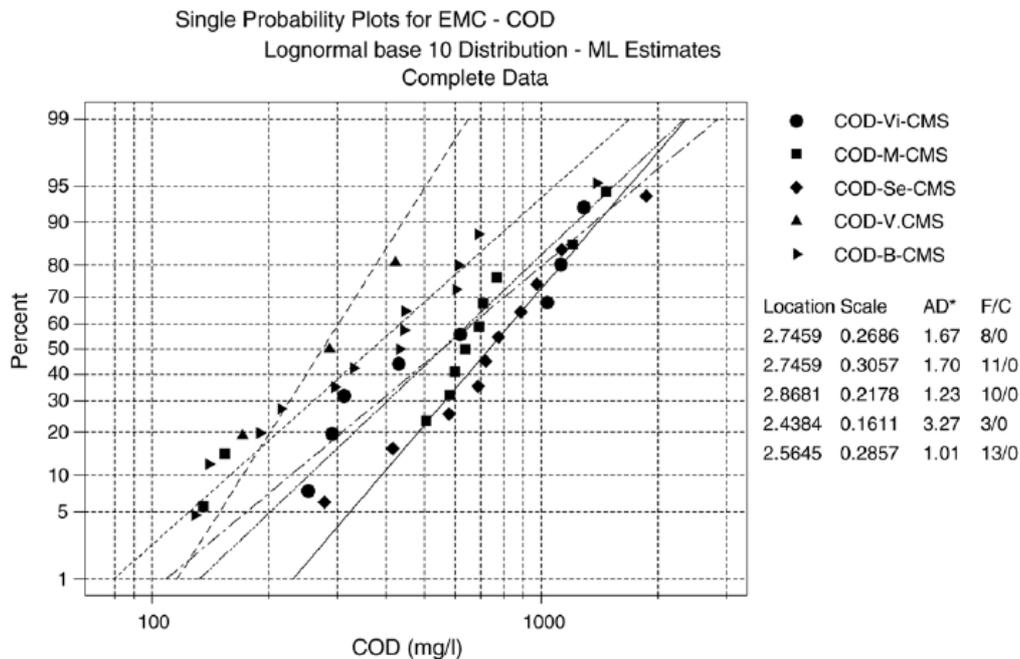


Figura 10. Distribución de la EMC de la DQO. (Fuente: Suárez, J. y Puertas, J., 2005).

Se obtuvieron valores muy altos no sólo para $C_{máx}$ los cuales pueden considerarse como un valor extremo, sino también para la *EMC*, el cual representa el valor medio de la contaminación durante el evento completo.

Cantidades de DQO de aproximadamente 500 mg/l durante el evento medio, indican que las cuencas españolas no pueden ser diseñadas con estándares como la ATV-128, cuyos valores de la contaminación durante las *DSU*, en términos de DQO, son de alrededor de 200 mg/l. La capacidad de las estructuras previstas para evitar eventos de *DSU* debería ser capaz de asegurar que muy pocos eventos tienen lugar, o bien debe haber una mejora en las políticas de limpieza de la red de alcantarillado y de las calles, con el fin de reducir la cantidad de contaminantes removidos durante un evento de lluvia.

3.3.- Frecuencia y volumen de los vertidos en sistemas unitarios del norte de España.

En 2007, Anta, J. et al. desarrollaron un estudio comparativo de las presiones ejercidas sobre el medio receptor, por las Descargas de los Sistemas Unitarios de alcantarillado (*DSU*) en seis cuencas ubicadas en tres ciudades del norte de España. En concreto se analizan cuatro cuencas vertientes de la ciudad de Lugo, comparando los resultados obtenidos con los aportados en Santander (Temprano, J., 1996) y Santiago de Compostela (Beneyto, M.C., 2004), indicándose en la Tabla 7 un breve resumen de los parámetros hidrológicos y características de las seis cuencas analizadas.

Tabla 7. Resumen de las principales características de las cuencas analizadas. (Fuente: Anta et al., 2007).

PARÁMETRO	SANTANDER Temprano (1996)	SANTIAGO Beneyto (2004)	LUGO			
Precipitación anual (mm)	1013	1652				1065
Precipitación media diaria (mm)	2,7	4,52				2,28
Días con lluvia al año	128	1.51				131
Nombre de la subcuenca	Sintética	Cancelón	A Cheda	Valiño	Fingoy	A Tolda
Morfología	Densidad alta-media	Densidad media	Densidad media	Densidad media	Densidad media	Densidad media
Área (ha)	36	80	96	55	18	92
% Área impermeable	90	56	60	58	48	68
Pendiente media (%)	1	6.7	6.5	6.1	5.3	7.2
Volumen anual de escorrentía (m ³)	292584	430740	528920	259945	78468	567444

El análisis incluye una estimación, tanto del número de eventos al año que constituyen las *DSU*, como del volumen de escorrentía vertida en ellas. Para ello, se utilizaron modelos numéricos *SWMM* (Rossmann, L.A., 2005), basados en las lluvias registradas en Santander durante 11 años (Temprano, J., 1996), la lluvia registrada durante 2002 en Santander (Beneyto, M.C., 2004) y la registrada igualmente en Lugo desde 1993.

A pesar de que los mencionados criterios no tienen en cuenta el impacto sobre las aguas receptoras, dicha metodología es comúnmente empleada a la hora de evaluar el rendimiento de sistemas, debido a su simplicidad y a la posibilidad de realizar comparaciones entre diferentes localizaciones.

Temprano probó diferentes configuraciones de tanques, variando entre depósitos en línea y fuera de línea, llegando a la conclusión de que la distribución de las descargas entre tanques no modifica ni la cantidad del volumen vertido ni el número de eventos de *DSU* (Temprano, J. y Tejero, I., 2002).

Así, si el objetivo es el diseño de un depósito *anti-DSU* que dé lugar a vertidos 20 a 30 veces al año aproximadamente, se comprobó que el volumen de almacenamiento necesario varía sustancialmente en función del caudal derivado hacia la EDAR y de la ciudad analizada. Para un caudal enviado a la EDAR del orden de 5 a 7 veces mayor que el caudal medio en tiempo seco, el valor de este almacenamiento fluctúa entre los 20-50 m³/ha neta en Santander y Lugo, y los 50-90 m³/ha neta de Santiago. Se comprobó así que las diferencias entre ciudades se deben fundamentalmente a la mayor precipitación anual de Santiago.

Por otro lado, si la idea fuera retener el 90 % de la escorrentía anual, la capacidad de almacenamiento de los depósitos *anti-DSU* debería ser de 50 m³/ha neta en Santander (Anta, J. et al., 2007).

En Santiago, sin embargo, los tanques deberían retener 60 m³/ha neta, para un caudal enviado a la EDAR del orden de 5 veces el caudal medio en tiempo seco; o 30 m³/ha neta, para los casos en los dicho caudal sea de 7 veces el caudal medio (Anta, J. et al., 2007).

Por su parte, en la ciudad de Lugo, el volumen de almacenamiento varió entre 90 y 35 m³/ha neta en función de la cuenca analizada (Anta, J. et al., 2007).

A pesar de las diferencias encontradas entre ciudades, que pueden atribuirse a diferentes patrones de precipitación (principalmente la intensidad y precipitación total anual) y a las diferencias morfológicas entre cuencas, las relaciones mostradas permiten obtener un orden de magnitud en el cual basar el dimensionamiento de este tipo de infraestructuras situadas en la "España húmeda".

No obstante, la correcta elección del número de eventos al año que forman las *DSU*, o del porcentaje de escorrentía vertida en ellas, debería basarse siempre en criterios de calidad de las aguas para el medio receptor donde se realiza la descarga (Anta, J. et al., 2007).

3.4.- Tanques de tormenta.

3.4.1.- Métodos de control del primer lavado.

El primer lavado de contaminantes (o *'first-flush'*) es, hoy en día, un tema de investigación crucial, particularmente en trabajos experimentales recientes. Dichos estudios indican que la contaminación debida a la escorrentía de las aguas pluviales, fundamentalmente en los primeros minutos después del inicio de un suceso de precipitación, resulta similar, o incluso superior, a la contaminación provocada por las aguas residuales (De Martino, G. et al., 2011b).

Así, multitud de trabajos han caracterizado el *primer lavado* a través del análisis experimental en cuencas urbanas monitorizadas. Dichos estudios indican que los caudales correspondientes a este *primer lavado* suelen aportar una carga significativa de productos químicos tóxicos; resultando, en bastantes ocasiones, mucho más contaminantes que los caudales de aguas residuales habituales, sobre todo tras largos períodos secos (De Martino, G. et al., 2011a).

Por otro lado, las *Descargas de Sistemas Unitarios (DSU)* derivan los caudales diluidos hacia el medio receptor, utilizándose a menudo, como un medio de control de la contaminación inducida por la escorrentía de las aguas pluviales. Multitud de trabajos han estimado la reducción de la carga contaminante mediante la utilización de las *DSU*, demostrando la mejora en el rendimiento del sistema al aumentar el límite de caudal vertido (De Martino, G. et al., 2011b). A pesar de ello, los caudales derivados siempre pueden superar los límites de contaminación permitidos según los condicionantes ambientales locales y la normativa existente.

Por este motivo se hace necesario controlar este *'first-flush'* mediante la disposición de elementos que disminuyan el impacto sobre el medio receptor. Entre estas medidas estructurales, se encuentra la utilización de aliviaderos o de tanques de tormenta en los sistemas de alcantarillado. Así, en los años 80 del siglo pasado la *Agencia americana de protección ambiental*, la EPA, consideró a los tanques de tormenta (en inglés *Storm Water Detention Tank, SWDT*) y cuencos de detención (en inglés *Detention Basins*), como las medidas más efectivas en el control de la contaminación de los sistemas de alcantarillado; proponiendo una metodología de diseño con base estadística, basada en la eliminación de contaminantes a medio y largo plazo utilizando registros de lluvia (De Martino, G. et al., 2011a).

De esta manera, tanto los tanques de tormenta como los depósitos de detención en general, resultan muy efectivos a la hora de controlar la contaminación por escorrentía de aguas pluviales en zonas urbanas, permitiendo así conseguir una eficiencia superior de los sistemas. Posteriormente, se comprobó además que los depósitos de almacenamiento, tradicionalmente utilizados para el control de caudal, pueden favorecer también el control de la calidad las aguas. No obstante, los modelos de calidad en los depósitos de detención y tanques de almacenamiento no son exactos; al contrario de lo que sucede con los caudales, cuyo control sí que lo es, debido a que los depósitos de detención tienen diferentes y complejas formas de funcionamiento durante un evento de lluvia (*Lessard, P. y Beck, M.B., 1991*).

Los aliviaderos y tanques de tormenta están generalmente diseñados con el fin de disminuir el número y el volumen de vertidos al medio receptor; trasladando a su vez el mayor caudal de agua residual posible a la estación de depuración. La frecuencia y el volumen total de las descargas, se consideran de esta manera, un buen indicador del impacto de la contaminación en el medio receptor. Así, un aumento del caudal límite a partir del cual se produce el vertido, por ejemplo, reduce el número de descargas. Sin embargo, varios estudios han demostrado que los incrementos más allá de un cierto umbral no garantizan beneficios ambientales (*De Martino, G. et al., 2011a*).

En función de los condicionantes locales, se pueden utilizar tanques en línea o fuera de línea, con diferentes opciones disponibles para optimizar su diseño. Así, *Calabrò, P. y Viviani, G. (2006)* comprobaron que los tanques de retención reducen de forma más eficiente la cantidad de sólidos en suspensión totales (*TSS*) descargados al medio receptor. Por otro lado, *Oliveri, E. et al. (2001)* realizaron simulaciones numéricas en sistemas unitarios de alcantarillado utilizando datos de precipitación recogidos en diversas cuencas experimentales de Italia, llegando a la conclusión de que los tanques fuera de línea resultan más eficaces en el control de la contaminación de la escorrentía, que los tanques de retención, en el caso de que el último lavado resulte significativo.

Otras investigaciones realizadas en Italia (*De Martino, G. et al., 2011b*) demostraron también que el funcionamiento ocasional de tanques fuera de línea en una red de pluviales, da lugar a una reducción significativa de los volúmenes trasladados a la estación depuradora de aguas residuales (*EDAR*). Si bien los tanques en línea (depósitos de vaciado permanente) precisan de un volumen de almacenamiento inferior al de los depósitos situados fuera de línea, siendo el caudal enviado por éstos a la *EDAR* mayor.

Cuando se dispone de datos, los estudios experimentales pueden utilizarse para evaluar con precisión el rendimiento de un depósito de almacenamiento en la reducción de la contaminación. Por el contrario, cuando no se dispone de dichos datos, es necesario recurrir a criterios de diseño. Así por ejemplo *Gupta, K. y Saul, A.J. (1996b)* propusieron un método simple para estimar volúmenes de tanques tormenta a través de la aplicación de ecuaciones empíricas que relacionan la concentración en sólidos en suspensión (*TSS*), con la intensidad de la precipitación, la duración y el tiempo seco antecedente.

Guo, J.C.Y., 1999 presentó un método para el dimensionamiento de cuencos de retención de aguas pluviales en pequeñas cuencas urbanas de superficie inferior a 100 acres, basado en el método de la 'Administración Federal de Aviación' (*Federal Aviation Administration, FAA*). En él, una vez más, el caudal máximo se estimó por el método racional; mientras que el volumen de almacenamiento se obtuvo maximizando la diferencia entre los caudales de entrada y salida. No obstante, se realizó una corrección destinada a relacionar el caudal descargado con el tiempo de concentración de la cuenca de captación y la duración de la lluvia.

Graber, S.D. (2009) propuso también un método numérico generalizado para el diseño de cuencos de retención. Dicho método utiliza un hidrograma de entrada trapezoidal e incluye el efecto de la duración tormenta a partir del método racional modificado; dando lugar a una serie de gráficos aplicables al diseño.

Guo, J.C.Y. y Urbonas, R.B. (1996, 2002), utilizando datos de precipitación registrados en siete áreas metropolitanas de los Estados Unidos en series continuas de 30-40 años, obtuvieron una curva para el cálculo de los volúmenes de los tanques. Se comprobó así que un mayor volumen de retención del tanque reduce el número de descargas, resultando a la vez poco significativo el aumento en la efectividad del dispositivo.

La forma más exacta a la hora de acometer el diseño de tanques de tormenta, sobre todo en sistemas complejos, es el empleo de simulaciones numéricas que incluyan modelos matemáticos de acumulación y lavado de contaminantes. No obstante, Bardin, J.P. et al., 2001 demostraron que la incertidumbre acerca de la disposición de tanques en línea, se encuentra lejos de resultar despreciable; encontrando serias dificultades para expresar una opinión sobre la eficacia de un sistema dado.

A pesar de todo, los criterios de diseño de estos dispositivos no se encuentran aún afianzados debido a la multitud de parámetros que influyen en el fenómeno. Resulta importante, de hecho, tener en cuenta la variabilidad intrínseca de las precipitaciones (Guo, J.C.Y. y Urbonas, R.B., 1996; Vaes, G. y Berlamont, J., 2001; Calabró, P. y Viviani, G., 2006), las características principales de la cuenca y del sistema de drenaje o la gestión del dispositivo de retención instalado (De Martino, G. et al., 2011a y 2011b).

3.4.2.- Tipología de tanques de tormenta.

De forma general existen diversas tipologías de tanques de tormenta, en función de la misión que desempeñe el tanque (Osorio, F. et al., 2012; CEDEX, 2016). Según este criterio, se distinguirán principalmente dos tipos: tanques de primer lavado y tanques de sedimentación. Estos, a su vez, pueden alcanzar diferentes configuraciones en cuanto a su disposición en la red, así como en cuanto al uso conjunto de los mismos.

3.4.2.1.- Tanques de primer lavado.

La misión de estos tanques es almacenar las primeras aguas de lluvia, supuestamente más contaminadas, y laminar los flujos que se dirigen a la EDAR. Dentro de los tanques de primer lavado existen dos tipos en función de como se conecten a la red de alcantarillado:

3.4.2.1.1.- Tanque de primer lavado en línea.

Un tanque en línea se conecta en serie con el alcantarillado, de forma que el agua residual, tanto en tiempo seco como en tiempo de lluvia, pasa directamente siempre por el depósito. El tanque debe estar equipado con un regulador de caudal en la salida; y al disponer de menos capacidad hidráulica que la entrada, provoca la laminación del flujo de salida. El caudal pasa a través del depósito sin detenerse, hasta que el valor del caudal entrante excede la capacidad de la salida. El exceso de caudal se almacena dentro del depósito hasta que este se llena o el valor del caudal entrante descienda.

La Figura 11 muestra un esquema de un tanque de primer lavado en línea. Cuando el tanque está lleno, el agua en el tanque está aislada y el caudal adicional, que no puede almacenarse en el depósito, es vertido al medio receptor a través de un aliviadero situado aguas arriba del depósito. De esta manera, todas las lluvias de baja intensidad son interceptadas. La escorrentía de las lluvias menores, y más frecuentes, recibe tratamiento; mientras que, para lluvias de mayor intensidad, el volumen de primer lavado, más

contaminado, recibirá tratamiento, mientras que el resto de la escorrentía no se tratará. De esta manera, el rebose se produce aguas arriba del depósito, por lo que el agua de rebose no puede volverse a mezclar con el primer lavado capturado.

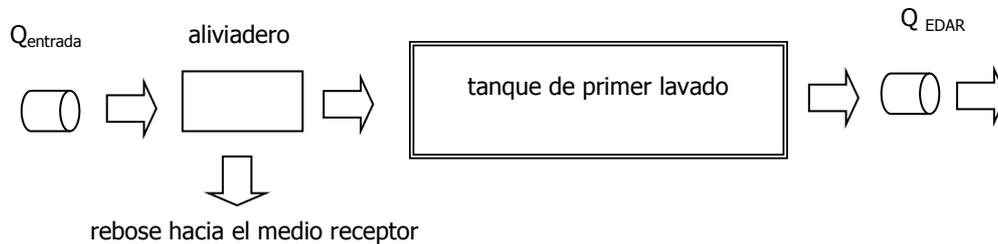


Figura 11. Esquema de un tanque de primer lavado en línea. (Fuente: Osorio, F. et al., 2012).

Las ventajas de un tanque de primer lavado en línea son (Osorio, F. et al., 2012):

1. Existencia de un único aliviadero;
2. Disposición sencilla de los colectores;
3. Suele ser posible el vaciado del depósito por gravedad;
4. Gran flexibilidad de diseño.

Por otro lado, las desventajas que presenta son:

1. Si el depósito se vacía por gravedad, dependiendo del regulador de salida, puede haber una gran variación de caudal;
2. Los flotantes, probablemente, se verterán fuera del sistema;
3. Es difícil diseñar el depósito para que sea autolimpiable.

3.4.2.1.2.- Tanque de primer lavado fuera de línea.

En un tanque fuera de línea, al estar conectado en paralelo a los colectores del alcantarillado, el caudal en tiempo seco pasa de largo y no atraviesa el depósito de almacenamiento, mientras que el caudal en tiempo de lluvia, cuando alcanza el nivel del umbral de diseño de la red, es vertido a través de un aliviadero al tanque, donde el exceso es almacenado hasta la disminución del evento. Una vez recuperado el caudal en tiempo seco, el volumen almacenado es desaguado por gravedad (si las cotas lo permiten) o mediante bombeo de nuevo a la red. Si el depósito se llena, el nivel del agua en el depósito alcanza la cota de coronación de un segundo aliviadero y, como resultado, el caudal en exceso no entra al tanque, sino que se vierte al medio receptor a través de este segundo aliviadero, normalmente sin recibir tratamiento. La Figura 12 esquematiza un tanque de primer lavado fuera de línea.

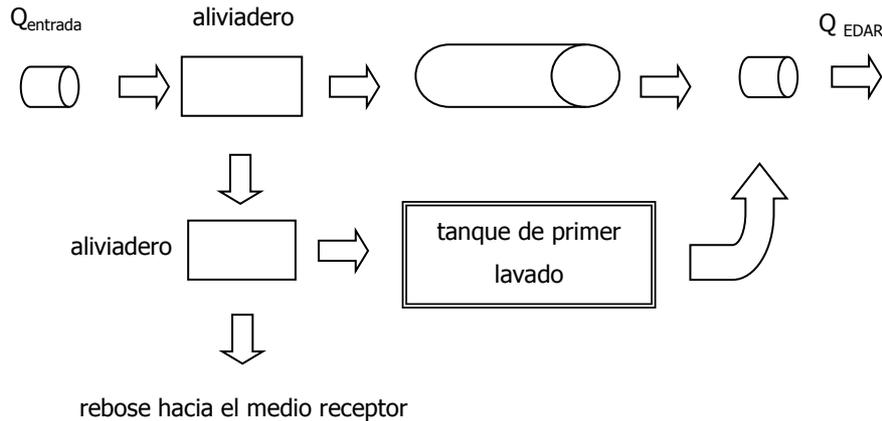


Figura 12. Esquema de un tanque de primer lavado fuera de línea. (Fuente: Osorio, F. et al., 2012).

Las ventajas de un almacenamiento fuera de línea son (Osorio, F. et al., 2012):

1. Se consiguen almacenar las primeras lluvias, que se suponen más contaminadas;
2. Menos variaciones de caudal en el vaciado del depósito;
3. No hay agua en el depósito durante el periodo de caudales de tiempo seco.

Por el contrario, las desventajas son las que siguen:

1. Se requiere una distribución de conducciones más compleja;
2. En la mayoría de los casos, se necesitará un bombeo para el vaciado del depósito;
3. Los flotantes se verterán probablemente fuera del sistema;
4. La hidráulica del aliviadero es más compleja.

3.4.2.1.- Tanques de sedimentación

Estos funcionan de forma similar al decantador primario de una EDAR. El material sedimentable decanta hacia el fondo y los reboses vierten con cierto tratamiento primario. En estos tanques, la pared frontal se utiliza como rebose al depósito y la pared del fondo como rebose al decantador. El tanque puede vaciarse parcialmente por gravedad a través de una clapeta. El resto de volumen es desaguado mediante bombeo directamente sobre el regulador de caudal de salida. Como en el caso de los depósitos de primer lavado, hay dos variantes: en línea o fuera de línea (Osorio, F. et al., 2012).

3.4.2.1.1.- Tanques de sedimentación en línea.

Los tanques de sedimentación cumplen dos objetivos: almacenamiento de los excesos de caudal y eliminación de los sólidos sedimentables mediante el proceso de decantación. La instalación viene equipada con un aliviadero que funciona únicamente cuando se supera el volumen de almacenamiento del depósito. La Figura 13 ilustra una representación esquemática de dicha instalación.

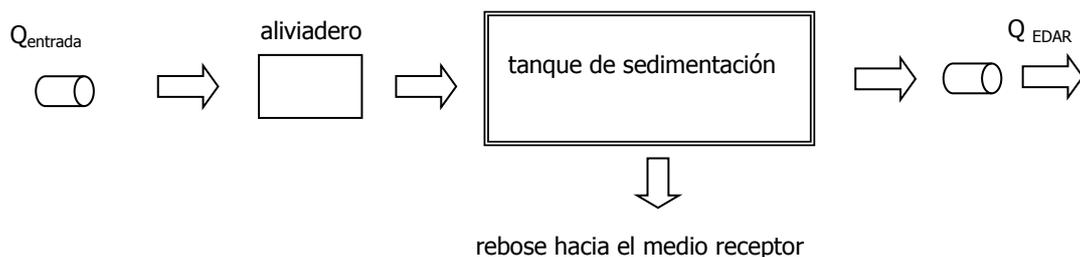


Figura 13. Esquema de un tanque de sedimentación en línea. (Fuente: Osorio, F. et al., 2012).

Las ventajas de esta instalación son (Osorio, F. et al., 2012):

1. Existencia de un único aliviadero;
2. Fácil distribución de las conducciones;
3. Los flotantes pueden quedar retenidos en el depósito;
4. El depósito puede ser vaciado por gravedad;
5. Flexibilidad en el diseño.

Las desventajas son:

1. Grandes variaciones en los caudales de salida del depósito si se vacía por gravedad;
2. Es difícil diseñar el depósito para que sea autolimpiable.

3.4.2.1.2.- Tanques de sedimentación fuera de línea.

En los tanques de sedimentación fuera de línea, el caudal durante el tiempo seco fluye a través de la red, mientras que en tiempo de lluvia, el caudal que excede la capacidad de la red es desviado al tanque donde se almacena y decantan los sólidos. En caso de llenarse, el exceso se vierte fuera del depósito por un aliviadero incorporado en el propio tanque. En la Figura 14 se muestra esta disposición.

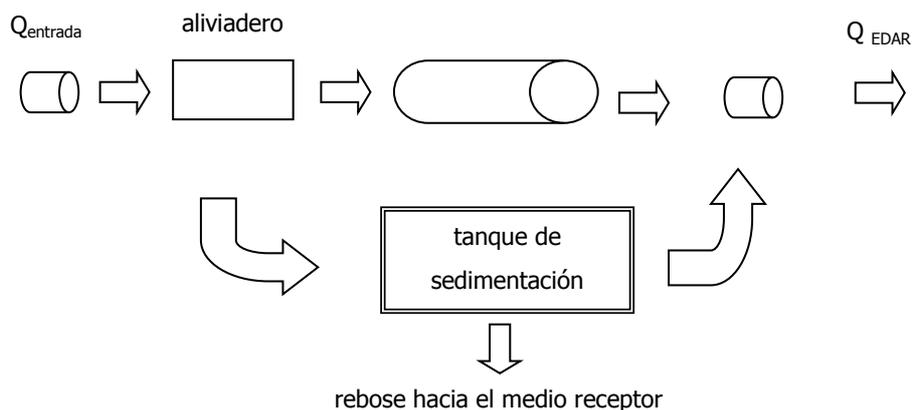


Figura 14. Esquema de un tanque de sedimentación fuera de línea. (Fuente: Osorio, F. et al., 2012).

Las ventajas de un almacenamiento fuera de línea con un aliviadero son las siguientes (Osorio, F. et al., 2012):

1. El caudal en el alcantarillado aguas abajo varía menos que en las disposiciones en línea;
2. Los flotantes pueden ser retenidos en el tanque;
3. El tanque está vacío durante los periodos de tiempo seco.

Las desventajas son:

1. La distribución de conducciones es más compleja que en las conexiones en serie;
2. Para vaciar el depósito se requiere, con frecuencia, un bombeo.

3.4.3.- Equipamiento de los tanques de tormenta.

Además de aliviaderos, los tanques de tormenta deben estar provistos de equipos que permitan, como mínimo, la regulación del caudal que va hacia el interceptor general y estación de depuración, la limpieza del tanque y desodorización.

En los apartados siguientes se detalla dicho equipamiento, descrito por *Osorio, F. et al. (2012)*.

3.4.3.1.- Aliviaderos.

Los aliviaderos se encuentran entre las estructuras más ampliamente utilizadas en los sistemas de saneamiento. Son estructuras complejas en términos hidráulicos, hidrológicos, estructurales y sanitarios. Estructuralmente, el desbordamiento del sistema unitario estará dispuesto de tal manera que separe un volumen de agua continuo que excede un cierto umbral del sistema, del flujo total de agua; y este volumen debe ser descargado a las aguas receptoras (o a un tanque en el mejor de los casos).

3.4.3.2.- Controladores de flujo.

Los controladores de flujo generalmente se instalan aguas abajo de los aliviaderos y tanques de almacenamiento de aguas pluviales. La operación de los controladores se basa en la regulación de caudal durante un periodo de lluvia intenso hasta un valor apto para ser recibido y tratado en la EDAR. Los volúmenes excedentes se descargan en las aguas receptoras a través de los aliviaderos.

A continuación se describen una serie de dispositivos de control de flujo.

3.4.3.2.1.- Dispositivos de flotación y pantallas separadoras.

En principio, los dispositivos de flotación se basan en un flotador en movimiento vertical en función del nivel de agua. Los reguladores de flujo se usan para estrangular el flujo a un nivel obligatorio; las pantallas separadoras realizan la separación del agua en los aliviaderos de forma más eficiente. Ambos dispositivos se pueden utilizar por separado o en paralelo. En tal caso sus funciones se complementan entre sí y crean una tecnología perfecta.

3.4.3.2.2.- Válvula vórtex.

Las válvulas vórtex son reguladores excepcionales que funcionan sin partes móviles y sin el uso de energía exterior. Son válvulas que trabajan exclusivamente con efectos hidrodinámicos: la regulación de caudal se logra únicamente por el efecto de la corriente provocada por la entrada tangencial de las aguas residuales o pluviales en una cámara de movimiento en forma de torbellino, con diámetro e inclinación adaptados para lograr el caudal de regulación diseñado.

La válvula de regulación vórtex es un dispositivo automático de regulación de aguas residuales y pluviales, que fundamentalmente destaca por tener una gran superficie de paso: hasta 6 veces las de un estrangulador convencional y no tiene piezas móviles ni necesita energía auxiliar, lo que le dota de un amplio campo de utilización, a la vez que de una gran fiabilidad.

3.4.3.3.- Sistemas de limpieza.

Hay diferentes maneras de limpiar los sedimentos en los tanques de tormenta. Los métodos de limpieza más simples y primitivos incluyen personal con palas, escobas, mangueras de alta presión para tanques pequeños e incluso pequeñas excavadoras para tanques grandes. Las tecnologías más modernas y sofisticadas incluyen limpiadores basculantes, dispositivos de limpieza giratorios, etc.

En la cámara de retención, después de una tormenta, sedimentan los sólidos y flotantes arrastrados durante la lluvia. Si no se procede a su limpieza inmediatamente después de cada tormenta, los sedimentos comenzarán a descomponerse y solidificarse, lo que generará olores y dificultará las labores de limpieza y mantenimiento del tanque y del resto de equipos.

Existen varios tipos de equipos de limpieza de las cámaras de retención en los tanques de tormenta, que podrían dividirse en dos grupos:

1. Equipos de limpieza mediante el arrastre-barrido. Estos equipos limpian la cámara de retención mediante la generación de una ola que arrastra a su paso todos los sedimentos que se han depositado tras el fenómeno de la lluvia. Existen tres tipos:
 - a. Limpiadores basculantes;
 - b. Compuertas de limpieza;
 - c. Sistema de vacío.
2. Equipos de limpieza mediante aireación. Estos equipos mantienen en suspensión la materia susceptible de sedimentar durante toda la tormenta, hasta la finalización y vaciado de la cámara de retención. Por lo general, se recomienda completar estos equipos con uno de limpieza por arrastre.

3.4.3.3.1.- Limpiador basculante.

Los limpiadores basculantes son unos depósitos con una determinada capacidad, dimensionada en función de la geometría de cada tanque colocados a una altura específica, que en situación normal están en posición de equilibrio y una vez alcanzan la capacidad de agua para la que están dimensionados, al descentrarse el centro de gravedad, basculan generando una ola de agua que barre todos los sedimentos hacia la parte más baja del depósito, para ser conducidos hasta la estación depuradora a través de una clapeta.

Los parámetros necesarios para dimensionar cada limpiador son la longitud de cámara a limpiar, la pendiente de la solera de la cámara de retención y la altura a la que están colocados sobre la solera, en función de estos tres parámetros se dimensionan los litros por metro lineal de anchura del tanque necesarios para que el efecto de la ola generada sea eficaz.

3.4.3.3.2.- Compuerta de limpieza.

La limpieza de los sedimentos depositados en las cámaras de retención mediante compuertas es similar a la de los limpiadores basculantes, en el sentido de que limpian con el barrido-arrastre generado por una ola. Sin embargo, a diferencia de los limpiadores, las compuertas de limpieza, utilizan el propio agua de la tormenta para limpiar la cámara, gracias a su almacenamiento durante el periodo de lluvia.

3.4.3.3.3.- Limpieza por vacío.

El sistema de limpieza mediante vacío funciona de la misma manera que los anteriores en cuanto al arrastre mediante la liberación de agua, y al igual que las compuertas, aprovecha el propio agua retenida para realizar la limpieza. Tanto este sistema, como las compuertas, permiten limpiar grandes longitudes, incluso superiores a los 100 metros. Su gran diferencia respecto a los otros dos, reside en que permite un mantenimiento sin riesgo, ya que la válvula de diafragma que produce el vacío se encuentra fuera de la propia cámara de retención.

3.4.3.3.4.- Dispositivo de limpieza giratorio.

El dispositivo de limpieza a chorro, jet cleaner, es una de las posibilidades para la limpieza automática de los tanques de tormenta. Se utilizan tanto en tanques circulares de grandes diámetros como en tanques rectangulares donde los limpiadores autobasculantes no pueden ser instalados.

El jet cleaner consiste en una bomba sumergible centrífuga para agua residual, equipada con una lanza de mezcla. El aire es introducido y añadido al chorro de agua, y esta mezcla de aire y agua es propulsada con

una elevada velocidad horizontalmente sobre el fondo del tanque. La combinación del chorro de agua y aire a una gran velocidad mantiene todo el volumen del tanque en rotación de manera que los materiales contaminantes se mantienen en suspensión y los que se han sedimentado son mezclados de nuevo y puestos en suspensión a medida que el nivel de agua del tanque se reduce.

3.4.4.- Dimensionamiento de depósitos de detención.

3.4.4.1.- Planteamiento en pequeñas cuencas urbanas.

Los depósitos de detención son considerados actualmente una herramienta valiosa y efectiva para el control de la cantidad y la calidad de los vertidos de aguas pluviales en numerosas zonas urbanas. Existen sin embargo multitud de criterios a la hora de seleccionar el volumen de retención óptimo; así como el nivel de sofisticación de los modelos a emplear.

Así, de forma análoga al método de estimación del caudal máximo de escorrentía, la selección del modelo hidrológico, depende fundamentalmente del tamaño de la cuenca. De esta manera, mientras que el diseño de grandes depósitos de detención requiere de procedimientos detallados como por ejemplo los métodos de circulación de flujos, el dimensionamiento de depósitos que controlan cuencas de superficie inferior a 100 acres (unas 40,5 hectáreas), se puede simplificar mediante el empleo de métodos basados en balances volumétricos, tales como el método de la 'Administración Federal de Aviación' (FAA, 1970; USDAF, 1977) o el método del 'volumen retenido para el diseño de depósitos de detención de tormentas' (Guo, J.C.Y., y Urbanas, R. B.; 1996). Así, en 1970, la Administración Federal de Aviación (FAA), propuso un método basado en el balance de masas con el fin de maximizar los volúmenes de retención. Desde entonces, el método de la FAA no ha hecho más que ganar adeptos. En la actualidad dicho método supone, para el diseño de depósitos de detención de aguas pluviales, lo que el método racional para la obtención de los caudales máximos de tormenta.

Como consecuencia tanto de su simplicidad como de su buena adecuación para pequeñas cuencas, dicha metodología resulta de común aplicación al diseño de volúmenes de retención. Pese a ello, dicho método se queda corto a la hora de estimar los caudales medios de salida; dependiendo en la práctica la estimación de dichos caudales, del criterio del ingeniero proyectista.

Así, Guo, J.C.Y. (1999), utilizó hidrogramas de tormenta obtenidos por la aplicación del 'método racional', de forma que, inicialmente, el volumen de retención necesario se obtiene a partir de la diferencia en volumen entre los hidrogramas de entrada y salida. Partiendo de este volumen, el caudal medio de salida a utilizar en el método de la FAA se relaciona con el tiempo de concentración de la cuenca y la duración de la tormenta. Dicha modificación elimina el criterio subjetivo del proyectista dando lugar a estimaciones coherentes para los hidrogramas de entrada y salida.

3.4.4.1.1.- Volumen de retención basado en hidrogramas.

En pequeñas cuencas urbanas, el caudal máximo de escorrentía se puede estimar mediante la aplicación del método racional:

$$Q_d = \alpha C I_d A; \quad I_d = \frac{a}{(T_d + b)^n}; \quad \text{siendo:}$$

α : Factor de conversión de unidades (1, unidades inglesas; 1/360 unidades S.I.)

C: Coeficiente de escorrentía

A: Área de la cuenca en acres (hectáreas)

I_d : Intensidad de precipitación en pulgadas/hora (mm/h)

T_d : Duración de la tormenta en minutos

Q_d : Caudal máximo en cfs (cms)

a, b y n: constantes de la curva IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia) de precipitación.

La amplia aceptación de los métodos racional y de la FAA, se puede atribuir tanto a su simplicidad como a su idoneidad para las pequeñas cuencas. Con el fin de mantener el mismo nivel de simplificación en la metodología, se adopta un hidrograma de entrada generado a partir de una curva IDF, de la forma que muestra la Figura 15.

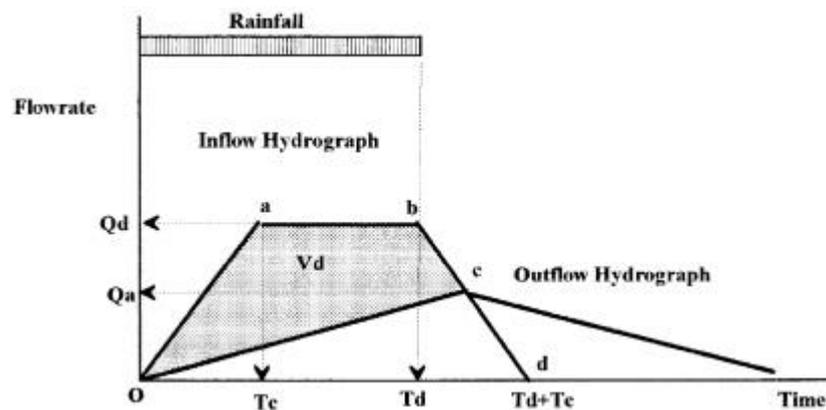


Figura 15. Volumen de almacenamiento estimado por hidrogramas. (Fuente: Guo, J.C.Y., 1999).

Como se muestra en la Figura 15 el caudal máximo se inicia transcurrido el tiempo de concentración T_c y finaliza en el instante T_d cuando cesa la lluvia.

Así, en una etapa de diseño preliminar, el tamaño de un pequeño cuenco de detención es un problema hidrológico más que un problema hidráulico. Sin conocer con detalle los sistemas hidráulicos a la salida, la estimación del volumen de almacenamiento se puede realizar a partir de la rama ascendente -línea 'Oc'; Figura 15- en el hidrograma de salida. El volumen de retención 'Vd' en la Figura 15 sería así el área sombreada, igual a la diferencia entre el área trapezoidal 'Oabcd' y el área triangular como 'Ocd'.

Análiticamente, se obtiene del mismo modo este volumen como:

$$V_d = \left[\alpha C I_d A T_d - \frac{Q_a}{2} (T_d + T_c) \right] \cdot 60$$

Siendo Q_a el caudal máximo admisible a la salida del depósito de detención.

Dicho volumen será coherente con el volumen de retención obtenido por el método de la FAA, siempre que se emplee el caudal medio de salida correcto.

3.4.4.1.2.- Volumen de retención basado en balances volumétricos.

El método FAA se basa fundamentalmente en encontrar la máxima diferencia entre los volúmenes de entrada y salida al depósito de detención, considerando una serie de lluvias de diferentes duraciones.

Para una tormenta de duración T_d si se considera el caudal medio de salida Q_m como una fracción m de la descarga admisible Q_a : $Q_m = m \cdot Q_a$, el valor de esta tasa máxima de descarga se puede obtener mediante la expresión:

$$m = \frac{(T_c + T_d)}{2T_d} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{T_c}{T_d} \right) \quad (0,5 \leq m \leq 1 \text{ para } T_d \geq T_c)$$

Se recomienda que esta tasa m sea una constante cuyo valor varíe entre 0,75 y 0,85, pudiéndose comprobar que depende de la duración de la lluvia. Así, este valor m adopta un valor igual a la unidad, cuando la duración de la tormenta es igual a T_c ; reduciéndose hasta 0,5, cuando dicha duración T_d es mucho mayor que T_c . El volumen de retención estimado cumplirá la conservación de volumen entre los hidrogramas de entrada y salida; dando lugar a soluciones válidas cuando la cuenca al completo pasa a ser área de aporte; es decir, cuando $T_c \geq T_d$.

3.4.4.1.3.- Resumen.

En definitiva, aunque el método de la *Administración Federal de Aviación* es el método más utilizado para el dimensionamiento de depósitos de detención de aguas pluviales en las pequeñas cuencas urbanas, la fiabilidad de dicha metodología depende de la estimación del caudal medio de salida. Existen no obstante estudios (*Guo, J.C.Y., 1999*), que sugieren que el caudal medio de salida y la descarga máxima admisible, se encuentran relacionados proporcionalmente. Así, basándose en la conservación del volumen entre los hidrogramas de entrada y de salida, se encontró que dicha relación se expresa mediante un ratio que varía entre 1,0 y 0,5, dependiendo de la duración de la tormenta y el tiempo de concentración de la cuenca de aportación.

El método de la *FAA* se modifica así sustituyendo el caudal medio de salida por la descarga máxima admisible, y considerando la duración de tormenta de diseño y el tiempo de concentración de la cuenca de aportación. Esta modificación en el método de la *FAA* no requiere ninguna información adicional de diseño y mantiene el mismo nivel de aplicabilidad a pequeñas cuencas urbanas.

3.4.4.2.- Planteamiento por simulaciones continuas.

Es un hecho comprobado la dificultad para encontrar en la literatura técnica, criterios generales y consolidados para determinar el impacto de los vertidos de alcantarillado, o el efecto de los tanques de tormentas, en la calidad del medio receptor. Por ello, con el fin de estimar tanto la contaminación generada como el comportamiento medio de un tanque de tormentas, especialmente en sistemas complejos, el criterio general es realizar un análisis continuo de los datos de lluvia y de las salidas relacionadas. Así, las metodologías que mejor se ajustan a ello, son fundamentalmente dos: el *método probabilístico*, que desarrolla esquemas hidrológicos y meteorológicos; y el *método de simulaciones continuas*, basado en datos de precipitación observados. No obstante, las simulaciones numéricas continuas necesitan, generalmente de una larga serie de datos de entrada; así como una mayor cantidad de tiempo y esfuerzo para realizarlas.

De esta manera, existen multitud de trabajos que presentan los resultados obtenidos a partir de extensas simulaciones numéricas continuas destinadas a estimar la eficacia de un tanque de tormentas en sistemas de drenaje urbano. Para generar tanto los flujos de entrada como los polutogramas, se utiliza, por ejemplo, el paquete de software *Storm Water Management Model (SWMM, Environmental Protection Agency, USA)*.

Dicho paquete se basa en un modelo de calidad de las aguas y de simulación hidrológica con base física, empleado fundamentalmente en zonas urbanas. El modelo conceptualiza un sistema de drenaje mediante una serie de flujos entre diversos elementos: la atmósfera, la superficie terrestre, el subsuelo y el transporte. De esta manera, *SWMM* permite simular tanto la cantidad, como la calidad de los fenómenos

de escorrentía en una cuenca de drenaje; así como la traslación de caudales y contaminantes a las principales líneas de alcantarillado.

En el apartado siguiente se expone un ejemplo de la utilización de simulaciones continuas en el análisis de la eficiencia de sistemas de saneamiento, así como el efecto de la utilización de diferentes tipos de tanques de tormenta.

3.4.4.2.1.- Ejemplos de simulaciones continuas.

Analizamos aquí los trabajos de *De Martino, G. et al. (2011a y 2011b)* y de *De Paola, F. y Ranucci, A. (2010)*, los cuales utilizaron *SWMM* para generar los caudales descargados y polutogramas en una cuenca genérica italiana, con las siguientes características: superficie ó Área (*Area* en inglés), ancho (*Catchment width*, en inglés), pendiente media (*Slope*, en inglés), porcentaje de superficie impermeable (*imp. surface*, en inglés), coeficiente de Manning (n_{perm} , n_{imp}) y profundidad de almacenamiento en depresión ($d_{\text{p-perm}}$, $d_{\text{p-imp}}$) en superficies permeables e impermeables. Dichas características se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Principales parámetros de la cuenca estudiada por De Martino, G. et al. (2011a y 2011b) y De Paola, F. y Ranucci, A. (2010).

Área	Ancho de la subcuenca	Pendiente	Superf. imp.	n_{perm}	n_{imp}	$d_{\text{p-perm}}$	$d_{\text{p-imp}}$
4 ha	150 m	0,50%	75%	0,04 s/m ^{1/3}	0,02 s/m ^{1/3}	5 mm	1 mm

En cuanto a las precipitaciones, *De Martino, G. et al. (2011a y 2011b)* utilizaron los datos de 45 estaciones pluviométricas situadas en la región de Campania (consideradas representativas de toda la región del sur de Italia). Cada una de estas estaciones se eligió de forma que dispusiera de series de datos con una longitud mínima de cuatro años con registros diezminutales, esto es, a intervalo de 10 minutos; a la vez que se trató de cubrir la mayor cantidad posible de territorio.

De Paola, F. y Ranucci, A. (2010) ampliaron el estudio a otras dos regiones italianas: Umbria (en el centro de Italia) y Piemonte (en el norte de Italia). En la Figura 16 se muestran las ubicaciones de las estaciones pluviométricas en las tres regiones.

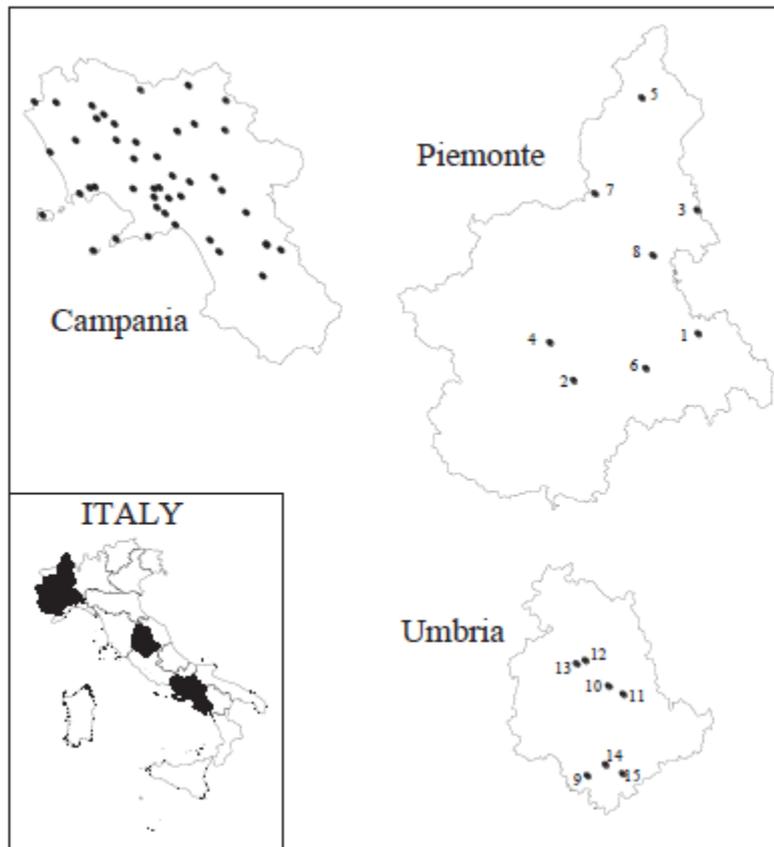


Figura 16. Estaciones pluviométricas en Campania, Umbria y Piemonte. (Fuente: De Paola, F. y Ranucci, A., 2010).

En todos los casos, en relación a la contaminación vertida, se determinó únicamente la referida a la masa y concentración de sólidos en suspensión totales (*Total Suspended Solids*, *TSS*). De hecho, un gran número de trabajos de investigación han demostrado que los *TSS* están directamente relacionados con otros contaminantes urbanos comunes (DBO_5 , DQO, metales pesados) - De Paola, F. y Ranucci, A., 2010-.

La expresión utilizada en el modelo de acumulación (*Build-up*) de *TSS* es (Rossman, L.A., 2005):

$$B = C_1 \cdot (1 - e^{-C_2 \cdot t})$$

donde B es la masa total acumulada en la superficie de la cuenca (kg/ha); t el tiempo seco antecedente (días); C_1 es la máxima acumulación permitida (kg/ha) y C_2 la constante de acumulación (día^{-1}).

En cuanto a la carga del arrastre (*Wash-off*) se utilizó la siguiente expresión:

$$W = C_3 \cdot q^{C_4} \cdot B$$

Donde W es la masa unitaria de la carga del arrastre por hora; q , la tasa de escorrentía por unidad de superficie (mm/h); C_3 , el coeficiente de arrastre; C_4 el exponente de arrastre; y B la masa total acumulada.

Los coeficientes en las ecuaciones anteriores utilizados en las simulaciones se encuentran dentro del intervalo de valores disponibles en la literatura para cuencas hidrográficas urbanas (Tabla 9).

Tabla 9. Coeficientes de acumulación ('Build-up') y arrastre ('Wash-off'). (Fuente: De Paola, F. y Ranucci, A., 2010).

Acumulación (Build-up)	$C_1=100 \text{ Kg/ha}$	$C_2=0,08 \text{ días}^{-1}$
Arrastre (Wash-off)	$C_3=0,181$	$C_4=1,5$

Las simulaciones se realizaron sobre sistemas de alcantarillado unitario y separativo. Los cálculos de los caudales de aguas negras en el sistema unitario se realizaron adoptando un caudal medio diario en tiempo seco, $Q_{dw}= 0,5 \text{ l/s/ha}$, una concentración en sólidos en suspensión (TSS) de 300 mg/l , y una distribución de caudales a lo largo del día según se indica en la Figura 17.

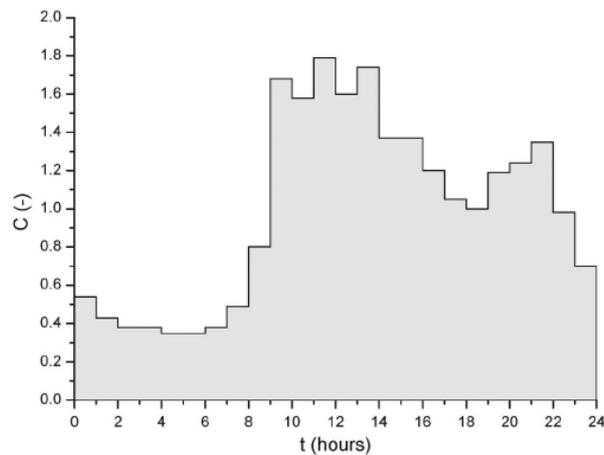


Figura 17. Patrón temporal de caudales de aguas negras utilizado en las simulaciones. (Fuente: De Martino, G. et al., 2011b).

Según la práctica actual en los sistemas de alcantarillado de Italia, el caudal máximo transportado a la EDAR se establece en $Q_m=C_c \cdot Q_{dw}$, donde C_c es un coeficiente que varía entre 3 y 7; aportando únicamente los resultados para $C_c=5$.

Al adoptarse en las simulaciones un separador de caudales (aliviadero) ideal, se consideró un caudal límite constante a partir del cual tienen lugar vertidos al medio receptor, para cualquier caudal de entrada. El volumen de los tanques osciló así entre $0 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ y $100 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$; considerando mezcla perfecta de contaminantes en el interior del tanque en cada instante.

Se consideraron tres modos de funcionamiento de los tanques de tormenta, según se detalla en la Figura 18.

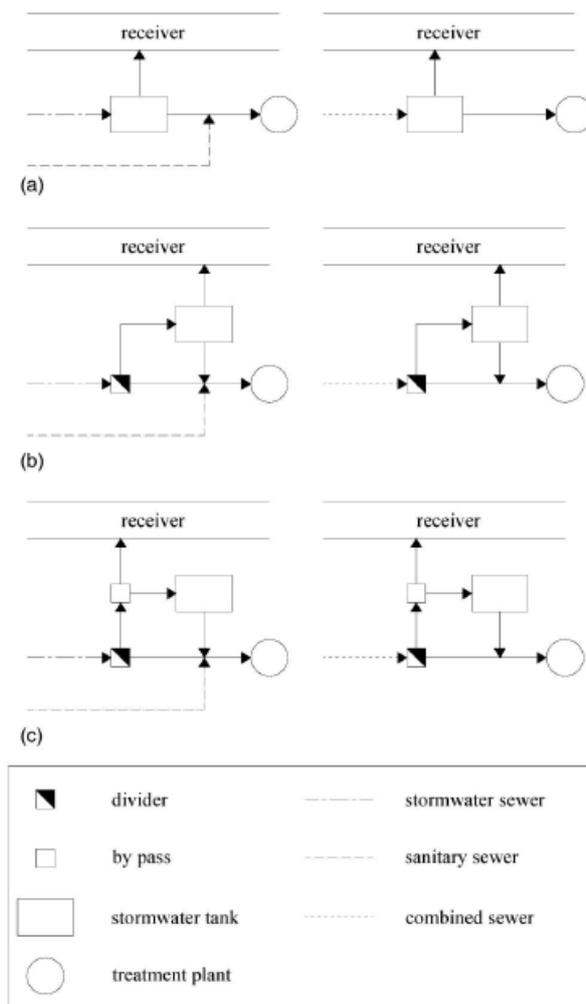


Figura 18. Esquema de funcionamiento: (a) depósito de detención en serie; (b) depósito de detención en paralelo; (c) depósito de almacenamiento. (Fuente: De Martino, G. et al., 2011b).

En un depósito de detención en serie o *en línea* (Figura 18.a), la máxima descarga transmitida a la EDAR es regulada por un orificio inferior. Si el caudal de entrada excede el máximo permitido por dicho orificio, el tanque comienza a llenarse; de forma que cuando se completa la capacidad de almacenamiento del tanque, se produce la descarga al medio receptor a través de un vertedero. Con esta configuración, se adopta un caudal máximo para el orificio de $C_c \cdot Q_{dw}$; tanto en sistemas separativos como unitarios.

Los depósitos de detención en paralelo o *fuera de línea* (Figura 18b) se llenan con los caudales desviados desde un aliviadero; de forma que, cuando el tanque agota su capacidad, se produce la descarga al medio receptor controlada por un vertedero. El tanque se vacía mediante un bombeo que arranca una vez que cesa la precipitación, enviando el agua residual a la EDAR. De esta manera, en sistemas separativos el caudal a bombear resulta $C_c \cdot Q_{dw}$. Por su parte, en sistemas unitarios, al ser $C_c \cdot Q_{dw}$ el caudal máximo a transmitir a la EDAR; y siendo también aproximadamente 2 el valor del coeficiente de punta horario para caudales de aguas negras (Figura 17), el caudal a bombear desde el tanque resulta $(C_c - 2) \cdot Q_{dw}$.

Los depósitos de almacenamiento (Figura 18c) inician su llenado cuando las descargas exceden el caudal límite a verter al medio receptor. Así, cuando el tanque se llena, un 'bypass' deriva el exceso de caudal entrante hacia el medio receptor; y, de manera análoga al caso anterior, un bombeo vacía el tanque

cuando finaliza la lluvia. El funcionamiento del bombeo en un depósito de almacenamiento es similar al de un depósito en paralelo.

Para cada estación, donde se dispone de los datos de lluvia, se estimaron los siguientes parámetros variando el volumen del depósito:

- el rendimiento del sistema a partir de la *tasa de eliminación de la carga contaminante*, definida como:

$$\eta = 1 - \frac{M_r}{M_c}$$

donde M_r es la masa de TSS vertida al medio receptor y M_c es la masa total acumulada en la cuenca.

- La tasa de vertido al medio receptor, θ , se define como:

$$\theta = \frac{W_r}{W_c}$$

siendo W_r es el volumen de agua descargado en el medio receptor y W_c es el volumen total de agua de lluvia caído en la cuenca.

De Martino, G. et al., 2011a llegaron a la conclusión de que el régimen de precipitaciones tiene una influencia limitada tanto en la carga de contaminación como en el caudal vertidos al medio receptor.

Obtuvieron además una serie de ecuaciones de regresión simple destinadas a estimar la contaminación provocada por sistemas unitarios y separativos que disponen de un aliviadero o de un tanque de tormentas; comprobando no obstante, la posibilidad de obtener unas ecuaciones de predicción más precisas que consideren el régimen de precipitaciones. Así, *De Martino, G. et al.* (2011a), plantearon una serie de ecuaciones de regresión lineal simple entre el régimen de lluvias y la contaminación inducida por la lluvia, expresada por la siguiente ecuación:

$$\eta(h_{wd}) = \omega + \lambda \cdot h_{wd}$$

Se adopta así la precipitación media en días húmedos para caracterizar el patrón de la precipitación.

En la expresión anterior ω es la intersección con el eje y λ la pendiente de la recta.

Si lo que representamos son las intersecciones con el eje frente al caudal límite, lo que se observa entonces, es un comportamiento exponencial, sugiriendo entonces la siguiente expresión para el parámetro ω :

$$\omega = [\alpha \cdot (\beta - e^{-\gamma C_c})]$$

En esta última expresión, los parámetros α , β y γ se obtuvieron minimizando las desviaciones con los puntos representados, logrando una correlación prácticamente unitaria.

Analizando el rendimiento θ frente a h_{wd} , se obtienen conclusiones similares, resultando entonces las expresiones propuestas para calcular η y θ de la forma:

$$\eta, \theta = [\alpha \cdot (\beta - e^{-\gamma C_c})] + \lambda \cdot h_{wd}$$

Donde los coeficientes α , β , γ y λ se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 10. Coeficientes de las tasas de eliminación de la carga contaminante y de vertido al medio receptor -DSU-. (Fuente: De Martino, G. et al. (2011a).

Tipo de red de saneamiento		α	β	γ	λ
Separativa	η	0,78	1,26	0,17	-0,012
	θ	-0,68	0,16	0,19	0,025
Unitaria	η	1,04	0,96	0,22	-0,019
	θ	-0,86	0,070	0,22	0,025

Por otro lado, en el caso de tanques de tormenta, los valores de η y θ frente a h_{wd} , en sistemas de alcantarillado tanto unitarios como separativos, muestran igualmente una dirección preferencial cuando el volumen unitario del tanque (V) varía. Dicho volumen V se determinó como el cociente entre el volumen del tanque y la superficie urbanizada, la cual se asume igual a la superficie impermeable. En este caso, del mismo modo que con anterioridad, las intersecciones de la línea con el eje, cambian con el volumen V según una ley exponencial; y por lo tanto las ecuaciones propuestas son análogas a las aportadas para DSU. Así, sustituyendo C_c por V en las expresiones anteriores, resulta:

$$\eta, \theta = [\alpha \cdot (\beta - e^{-\gamma V})] + \lambda \cdot h_{wd}$$

Los coeficientes de esta expresión, relativos al caso de tanques de tormenta en sistemas unitarios se obtuvieron aplicando el mismo procedimiento desarrollado para el caso de DSU en sistemas unitarios; obteniéndose resultados análogos a los ya obtenidos.

Tabla 11. Coeficientes de las tasas de eliminación de la carga contaminante y de vertido al medio receptor -tanque de tormenta-. (Fuente: De Martino, G. et al., 2011a).

Tipo de red de saneamiento		α	β	γ	λ
Separativa	η	0,44	2,63	0,018	-0,018
	θ	-0,31	0,72	0,017	0,031
Unitaria	η	0,51	2,38	0,016	-0,024
	θ	-0,34	0,65	0,016	0,033

Se pudo comprobar que dichas expresiones, no dependían de los datos de precipitación; resultando por tanto muy útiles a la hora de realizar cálculos preliminares; especialmente cuando no se dispone de datos de lluvia en el lugar específico. En cualquier caso, se pudo comprobar también, que la influencia de la precipitación no siempre resulta despreciable (*De Martino, G. et al., 2011a*). Se comprueba además como las desviaciones entre los datos inferidos de las simulaciones numéricas y los valores predichos, son, en su mayoría, inferiores a 0,05; mostrando así mayor confianza dentro del rango de las precipitaciones considerado (7-15 mm por día húmedo).

También, *De Paola, F. y Ranucci, A. (2010)*, aplicaron estos planteamientos a dos regiones italianas con datos de precipitación disponibles (Piemonte y Umbria). En concreto, las simulaciones realizadas estuvieron destinadas a conocer la variación de la tasa de eliminación de la carga contaminante, con el volumen de un depósito de almacenamiento ubicado en el sistema de drenaje. Los resultados obtenidos se compararon además con los obtenidos por *De Martino, G. et al. (2011b)* con el fin de comprobar la validez de las fórmulas simplificadas propuestas para la región de Campania.

En la Figura 19 y Figura 20 se representan las curvas de $\eta(V)$ en la región de Piemonte (red separativa) y Umbria (red unitaria) para $C_c = 5$ (los resultados para otros valores del caudal límite muestran que, a

medida que C_c disminuye, es necesario un mayor volumen del depósito para obtener el mismo rendimiento).

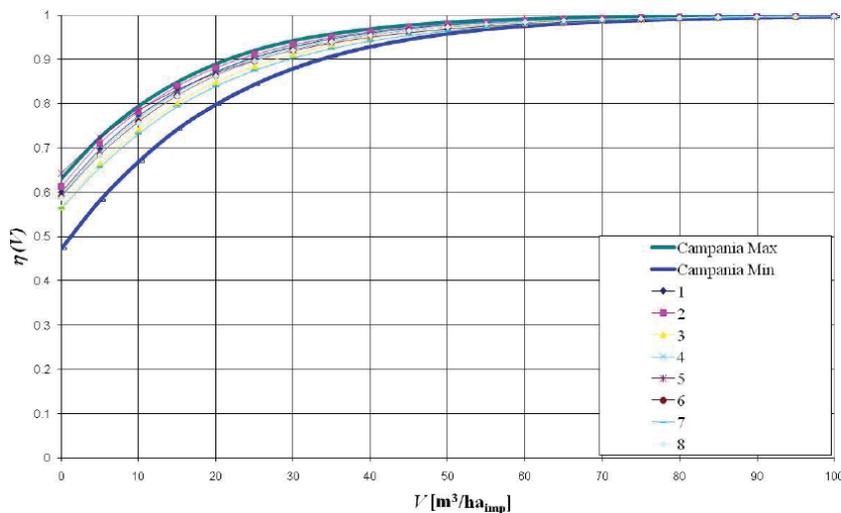


Figura 19. $\eta(V)$ en un alcantarillado separativo de la región de Piemonte. (Fuente: De Paola, F. y Ranucci, A., 2010).

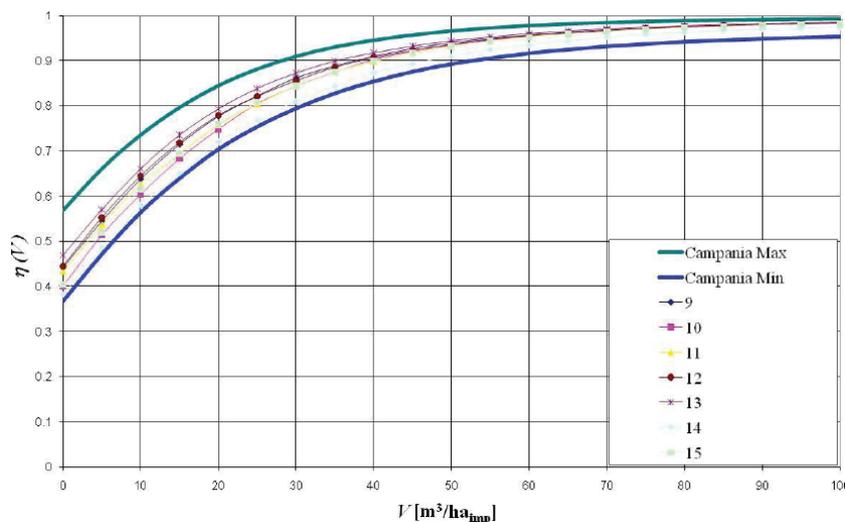


Figura 20. $\eta(V)$ en un alcantarillado unitario de la región de Umbria. (Fuente: De Paola, F. y Ranucci, A., 2010).

En la Figura 21 se representa $\theta(V)$ para la región de Umbria (red de alcantarillado unitaria). Los demás resultados son muy similares; no aportándose los mismos por brevedad.

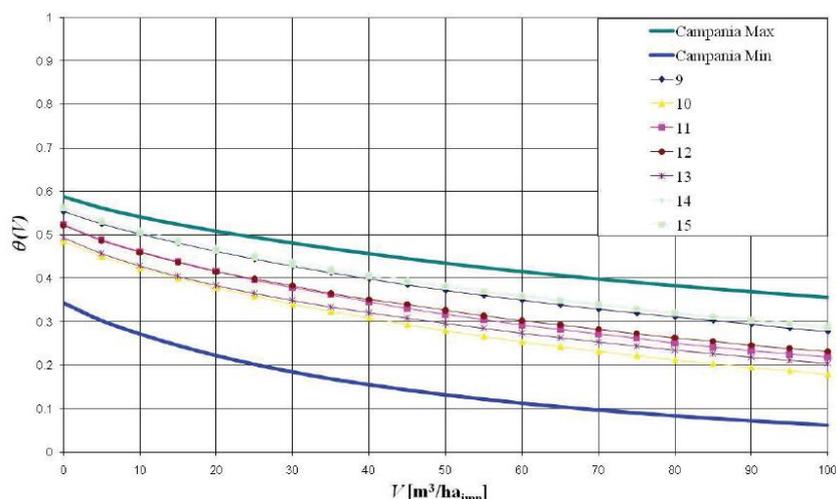


Figura 21. $\theta(V)$ en un alcantarillado combinado de la región de Umbria. (Fuente: De Paola, F. y Ranucci, A., 2010).

Además, en las Figuras anteriores se representan también las curvas límite máxima y mínima para la región de Campania, tanto para η como para ϑ ; situándose las curvas de Umbria y Piemonte dentro de este intervalo.

Se llega así también a la conclusión de que el régimen de precipitaciones no ejerce gran influencia en los resultados, comprobando también que las curvas de la tasa de eliminación de la carga contaminante, se encuentran dentro de la banda encontrada para Campania, aplicando así el método simplificado propuesto para esta región a las regiones de Piemonte y Umbria. Existen además diversos trabajos de investigación destinados a extender las ecuaciones propuestas al resto de Italia.

3.4.5.- Rendimiento de los tanques de tormentas.

Además de los índices de eficiencia utilizados por De Martino, G. et al. (2011a y 2011b), expuestos en el apartado anterior, Todeschini, S. et al. (2012) describieron una serie de Índices de Rendimiento ('Performance Indexes', en inglés), PIs, concebidos con el fin de comparar diferentes alternativas de diseño y condiciones de funcionamiento de los tanques de tormenta. Dichos índices se pueden aplicar tanto a un evento concreto de lluvia, como a una sucesión continua de sucesos tormentosos, e intervalos entre ellos, a lo largo del año. De esta manera, estos indicadores permiten evaluar la atenuación del impacto de los contaminantes sobre el medio ambiente, la reducción en los costes de gestión y mantenimiento del sistema de drenaje urbano, el mantenimiento del rendimiento normal de depuración y la limitación de costes de depuración.

Así, Todeschini, S. et al. (2012) consideran los siguientes índices PIs relativos a sucesos individuales de lluvia:

- Concentración máxima de contaminantes descargados ($C_{e\max}$);
- Duración de la descarga / duración de la escorrentía de las aguas pluviales (d_e);
- Masa contaminante retenida / masa contaminante en la escorrentía de las aguas pluviales (ε_e);
- Volumen enviado a la estación depuradora / volumen total de la escorrentía (η_e);
- Duración del vaciado del tanque (t_e).

Teniendo en cuenta las principales características de un evento de precipitación (cantidad e intensidad media de lluvia), se comprobó la influencia ejercida sobre estos índices *PIs*, considerando a la vez diferentes diseños y modos de funcionamiento de un tanque de tormentas.

También, sobre una base anual, *Todeschini, S. et al.* (2012) analizaron los siguientes indicadores:

- Número anual de descargas (n);
- Duración anual de las descargas / duración anual de la escorrentía (d);
- Masa anual de contaminantes retenida / masa anual de contaminantes en la escorrentía (ε);
- Volumen anual enviado a la estación depuradora / volumen anual de escorrentía de las aguas pluviales (η);
- Duración máxima anual del vaciado del depósito de detención (t_{\max}).

Estos índices *PIs* anuales ofrecen información útil, sobre la influencia de las principales características de la cuenca urbana y del sistema de drenaje, en el rendimiento de un depósito de detención. Además, permiten realizar una comparativa racional entre las diferentes opciones de diseño y condiciones de funcionamiento de un tanque de tormentas; como por ejemplo, la inserción en la red de alcantarillado, el volumen del tanque por hectárea impermeable o los ciclos de llenado y vaciado.

De esta manera, *Todeschini, S. et al.* (2012) estudiaron el funcionamiento de un depósito de detención de aguas pluviales (*SWDT*) simulándolo en el tramo final de la infraestructura de transporte de aguas pluviales. En concreto, se consideraron diferentes emplazamientos en la red, volúmenes (m^3 por hectárea impermeable) y modos de llenado y vaciado. Así, se analizó el emplazamiento en el sistema de alcantarillado, considerando para ello diferentes configuraciones de diseño, en función de la situación del regulador de caudal (en inglés *Flow Regulator, FR*) o del alivio de pluviales (en inglés *Storm water Overflow, SO*) localizados aguas arriba (Figura 22):

- Configuración 1 (Figura 22a). *SWDT* con regulador de caudal (*FR*) y aliviadero de aguas pluviales (*SO*) situados aguas arriba.
- Configuración 2 (Figura 22b). *SWDT* con aliviadero de aguas pluviales situado aguas arriba (esta configuración es un caso especial de la configuración 1, cuando el caudal liberado por el regulador Q_{FR} es igual a 0).
- Configuración 3 (Figura 22c). *SWDT* con regulador de caudal y dispositivo by-pass (*BP*) situados aguas arriba.
- Configuración 4 (Figura 22d). *SWDT* con dispositivo by-pass situado aguas arriba (esta configuración es un caso especial de configuración 3, que tiene lugar cuando el caudal liberado por el regulador Q_{FR} es igual a 0).

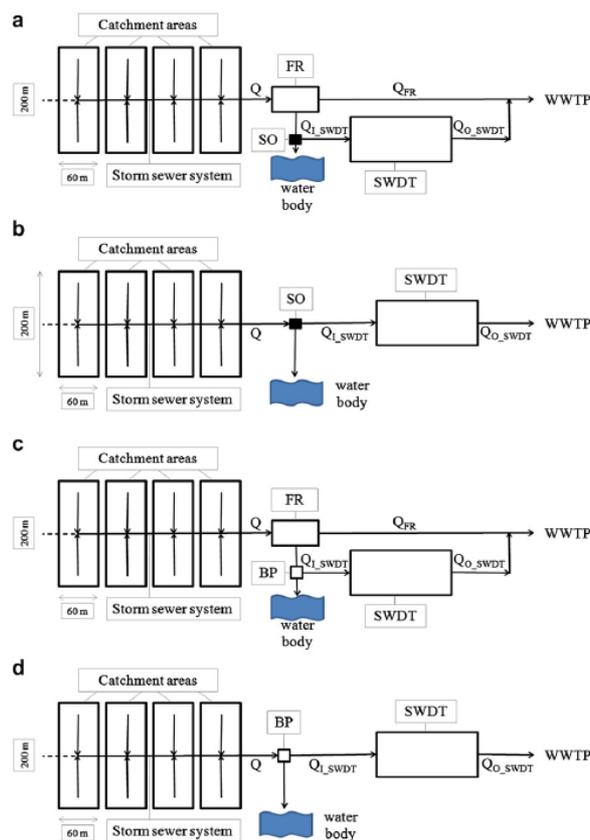


Figura 22. Esquema de las cuencas teóricas y configuraciones de diseño: a) de configuración 1, b) de configuración 2, c) Configuración 3, d) la configuración 4. Q : Caudal de aguas pluviales; Q_{FR} : caudal liberado por el regulador de caudal; Q_{L_SWDT} : caudal de llenado del depósito de aguas pluviales; Q_{O_SWDT} : caudal de vaciado del depósito de aguas pluviales; BP: dispositivo by-pass; FR: regulador de caudal; SO: aliviadero de aguas pluviales; SWDT: tanque de aguas pluviales; WWTP: EDAR. (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).

Se describen a continuación algunos de los resultados obtenidos, en función de:

3.4.5.1.- Influencia del suceso tormentoso.

La eficiencia del sistema se encuentra habitualmente condicionada tanto por la cantidad total de precipitación como por la intensidad media del evento de lluvia. Así, la concentración máxima en TSS en los vertidos ($C_{eTSSmax}$) aumenta con la intensidad de la precipitación; el volumen enviado a la EDAR aumenta igualmente con la cantidad de precipitación; d_e aumenta con la cantidad de lluvia; mientras que ε_e disminuye con dicha cantidad de lluvia. No obstante, la relación entre los índices de rendimiento y las características de la precipitación, suele disminuir con volúmenes relativamente altos de los tanques y con el caudal del regulador FR.

Los gráficos representados en las tres Figuras siguientes, extraídos de Todeschini, S. et al. (2012), se refieren al caso de vaciado intermitente del tanque, aunque, los resultados mostrados tienen un significado general. La Figura 23 muestra el aumento en la duración de las descargas (d_e) con la cantidad de precipitación. Dicha tendencia resulta más evidente para los volúmenes más bajos del tanque. Así, cuando el volumen aumenta, el número de descargas disminuye (número de eventos con d_e igual a 0 es mayor); aunque, algunos eventos con un período seco antecedente breve, se derivan al curso de agua receptor sin almacenamiento, debido a que se producen cuando el tanque no ha completado aún su ciclo

de vaciado. El indicador d_e resulta siempre inferior a 0,7, debido a que la Figura 23 se refiere a un $SWDT$ con un FR aguas arriba que deriva de forma continua a la EDAR un caudal de 1 l/s por hectárea impermeable.

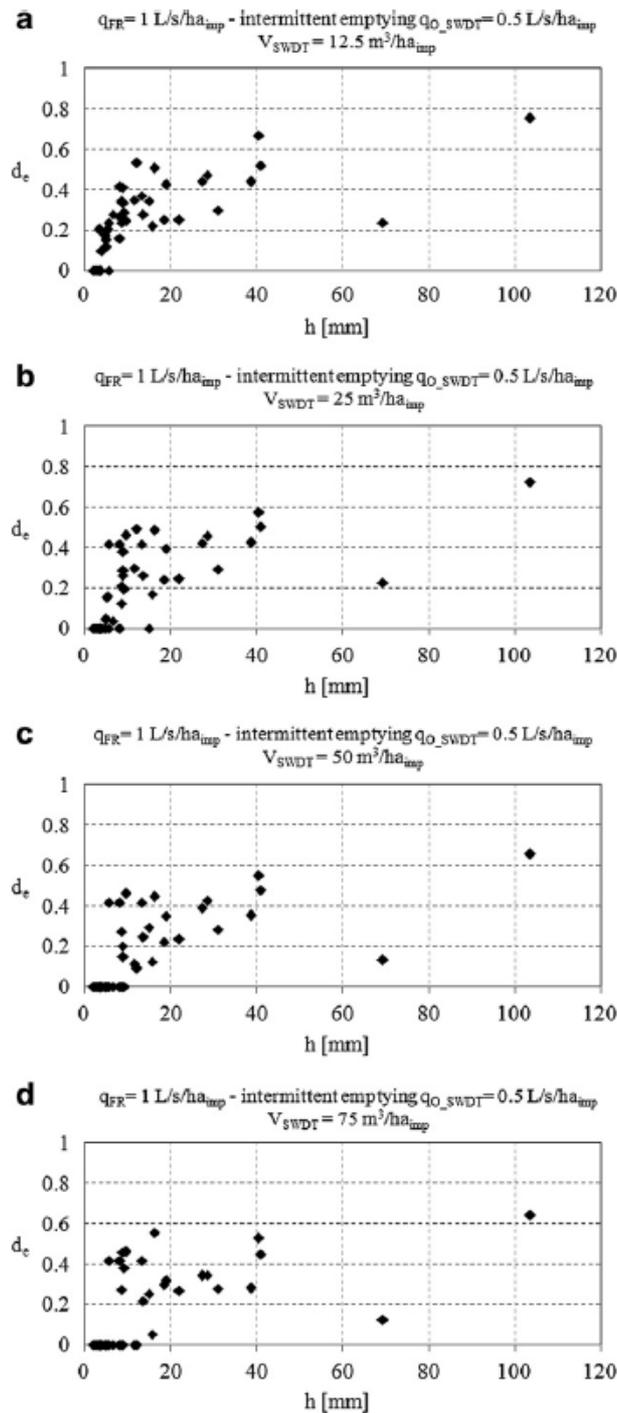


Figura 23. Duración de las descargas / duración de la escorrentía de aguas pluviales (d_e) al aumentar la cantidad de precipitación (h). Área de la cuenca 48 ha, configuración 3 de la Figura 22c. q_{FR} : caudal del regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{O_SWDT} : caudal de vaciado del depósito de aguas pluviales por ha_{imp} ; V_{SWDT} : volumen del depósito de aguas pluviales por ha_{imp} . a) $V_{SWDT} = 12,5 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$, b) $V_{SWDT} = 25 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$, c) $V_{SWDT} = 50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$, d) $V_{SWDT} = 75 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$. (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).

La Figura 24 muestra la capacidad decreciente del *SWDT* para retener la masa de contaminantes de la escorrentía (ε_e) conforme aumenta la cantidad de precipitación. Esta tendencia se produce para diferentes volúmenes del depósito; aunque la masa de TSS interceptada para los valores más altos de precipitación, aumenta considerablemente con el volumen del tanque.

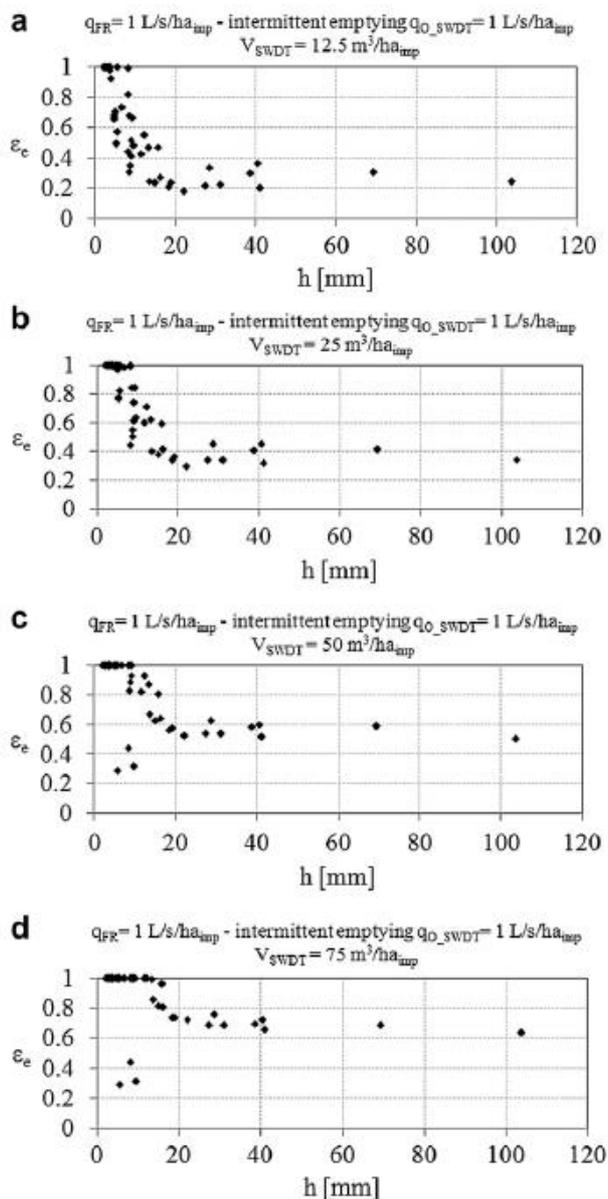


Figura 24. Masa contaminante retenida / masa contaminante en la escorrentía de aguas pluviales (ε_e) al aumentar la cantidad de precipitación (h). Área de la cuenca 48 ha, configuración 3 de la Figura 22.c. q_{FR} : caudal del regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{O_SWDT} : caudal de vaciado del depósito de detención de aguas pluviales por ha_{imp} ; V_{SWDT} : volumen del depósito de detención de aguas pluviales por ha_{imp} . a) $V_{SWDT}=12,5 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ b) $V_{SWDT}=25 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ c) $V_{SWDT}=50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ d) $V_{SWDT}=75 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$. (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).

La Figura 25 muestra el efecto de la intensidad media de precipitación en el rendimiento del tanque. En concreto, se comparan los resultados de la simulación de dos eventos de lluvia ambos con una cantidad de precipitación de unos 13 mm, pero con diferente intensidad media. Se evalúa también la masa anual de TSS retenida para diferentes volúmenes del tanque, con y sin un *FR*.

Los resultados indican que un regulador, *FR*, transmite hacia el tratamiento volúmenes y masas de contaminantes inferiores al aumentar la intensidad de precipitación; mientras que un *SWDT* retiene un porcentaje de la masa de contaminantes levemente superior al aumentar la intensidad de precipitación. Si se insertan en el sistema de pluviales tanto un *FR* como un *SWDT*, el efecto del *FR* predomina, especialmente para volúmenes relativamente bajos del *SWDT*.

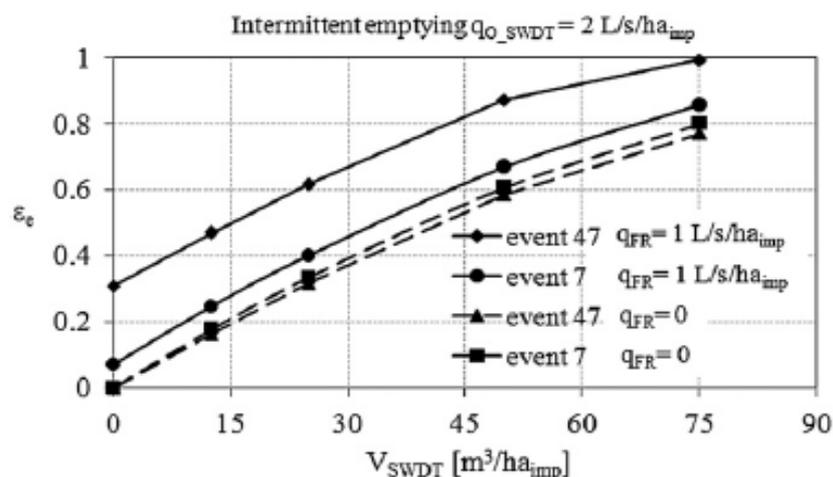


Figura 25. Masa de contaminantes retenida / masa de contaminantes en la escorrentía de aguas pluviales (ϵ_e) al aumentar el volumen del depósito de aguas pluviales por hectárea de superficie impermeable (V_{SWDT}). Evento de precipitaciones n. 7 de 25 de agosto de 2006 ($h_7=13,3$ mm, $i_{m7}=0,040$ mm/min) y precipitaciones en el evento n. 47 de 28 de mayo de 2007 ($h_{47}=13,6$ mm, $i_{m47}=0,014$ mm/min). Área de la cuenca 48 ha, configuración 3 de la Figura 22c ($q_{FR}=1$ l/s/ha_{imp}) y la configuración 4 de la Figura 22d ($q_{FR}=0$). h : cantidad de la precipitación; i_m : intensidad media del evento de lluvia; q_{FR} : caudal del regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); $q_{O, SWDT}$: caudal de vaciado del depósito de detención de aguas pluviales por ha_{imp}. (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).

3.4.5.2.- Influencia de la cuenca y de la red de drenaje.

Todeschini, S. et al. (2012) analizaron también la influencia de las principales características de la cuenca urbana y del sistema de drenaje (área de la cuenca y pendiente de la red de drenaje) en el rendimiento de las diferentes alternativas de diseño y de sus opciones de funcionamiento. En concreto, se comprobó el funcionamiento de los *SWDTs* para unas cuencas teóricas de 4,8; 9,6; 24 y 48 ha y pendientes de la red de drenaje en el intervalo de 0,2-1%.

Los resultados muestran que los índices de rendimiento *PIs* anuales apenas se encuentran condicionados por el área de la cuenca o por la pendiente de la red de drenaje. En cuanto al área de la cuenca, la Figura 26 muestra pautas casi horizontales para la masa anual de *TSS* interceptada (ϵ). De hecho, los gráficos muestran una ligera tendencia descendente sin *FR*, especialmente para volúmenes elevados del *SWDT*.

Por el contrario, la masa de contaminantes retenidos aumenta ligeramente con un *FR* y sin *SWDT*, particularmente con valores relativamente altos del caudal liberado por el *FR* (la eficacia resulta muy baja para los caudales del *FR* investigados). Este leve aumento es debido a un efecto de laminación; tal y como se puede observar al comprobar que un aumento en la superficie de la cuenca drenada, trae consigo la disminución del caudal máximo por hectárea impermeable en el tramo final de la red de drenaje de pluviales.

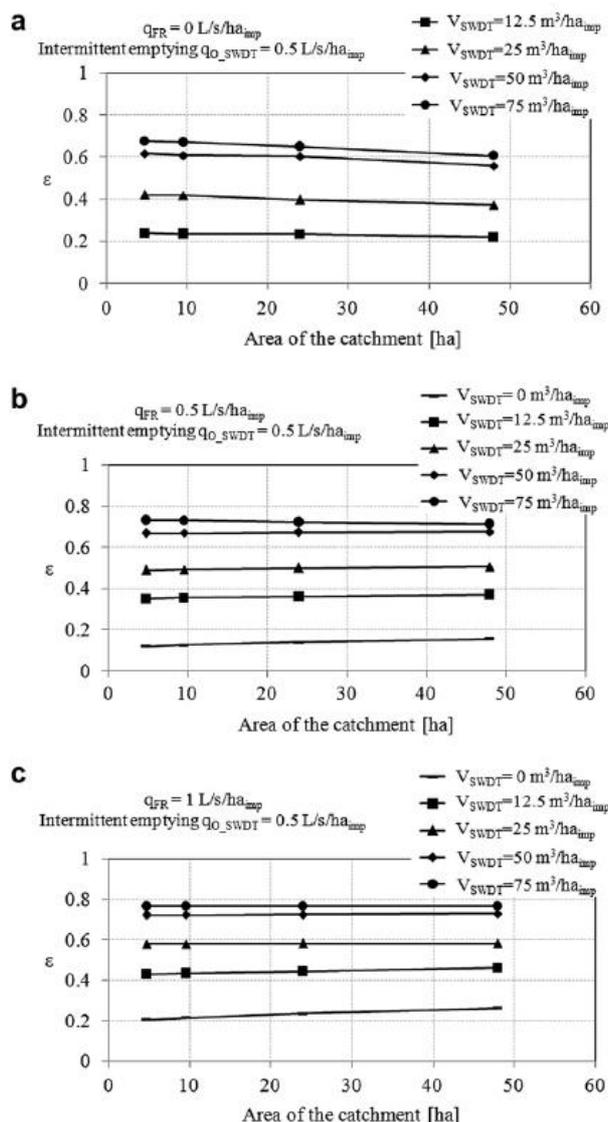


Figura 26. Masa anual contaminante retenida / masa anual de contaminantes en la escorrentía de aguas pluviales (ϵ) al aumentar la superficie de la cuenca. a) Configuración 4 de la Figura 22d, $q_{FR}=0$, b) configuración 3 de la Figura 22c, $q_{FR}=0,5 \text{ l/s/ha}_{imp}$, c) configuración 3 de la Figura 22c, $q_{FR}=1 \text{ l/s/ha}_{imp}$. q_{FR} : caudal del regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{O_SWDT} : caudal de vaciado del depósito de aguas por ha_{imp} ; V_{SWDT} : volumen del depósito de detención de aguas pluviales por ha_{imp} . (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).

3.4.5.3.- Influencia de la inserción en la red de drenaje y volumen del tanque.

También, Todeschini, S. et al. (2012), estudiaron las posibilidades de inserción del tanque (SWDT) en la red de aguas pluviales asociándolo o no a un regulador FR. El caudal liberado por el FR varió entre 0 y 2 l/s por hectárea de superficie impermeable; mientras que los volúmenes analizados para el SWDT oscilaron entre 12,5 y 75 m³ por hectárea impermeable.

Los resultados mostraron una disminución del número anual (n) y la duración (d) de los vertidos, al aumentar el volumen del tanque y el caudal del FR. En particular, el volumen del tanque resultó más efectivo a la hora de reducir el número y la duración de los vertidos, que el caudal transmitido por el FR. No obstante, para los volúmenes más altos (50 y 75 m³/ha_{imp}), la duración de los vertidos prácticamente coincidió con la correspondiente a un caudal de salida del FR superior a 1 l/s por hectárea impermeable.

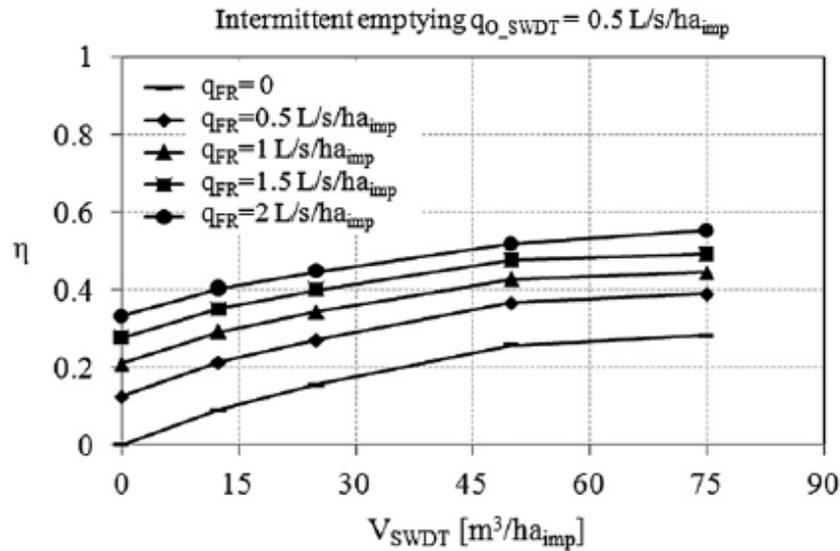


Figura 27. Volumen anual enviado al tratamiento / volumen anual de escorrentía (η) al aumentar el volumen por hectárea impermeable del depósito de detención de aguas pluviales (V_{SWDT}). Área de la cuenca 48 ha; configuración 3 de la Figura 22c y configuración 4 de la Figura 22d ($q_{FR}=0$). q_{FR} : caudal de salida del regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{0_SWDT} : caudal de salida del tanque de detención de aguas pluviales por ha_{imp} . (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).

En lo referente al volumen y masa de contaminantes retenidos, los resultados de la simulación muestran una tendencia creciente con el volumen del tanque y el caudal del regulador FR (comprobar los resultados mostrados en la Figura 27 y Figura 28, referidos a la configuración 3 de la Figura 22c y a la configuración 4 de la Figura 22d, con un caudal de vaciado intermitente del tanque de 0,5 l/s/ha_{imp}).

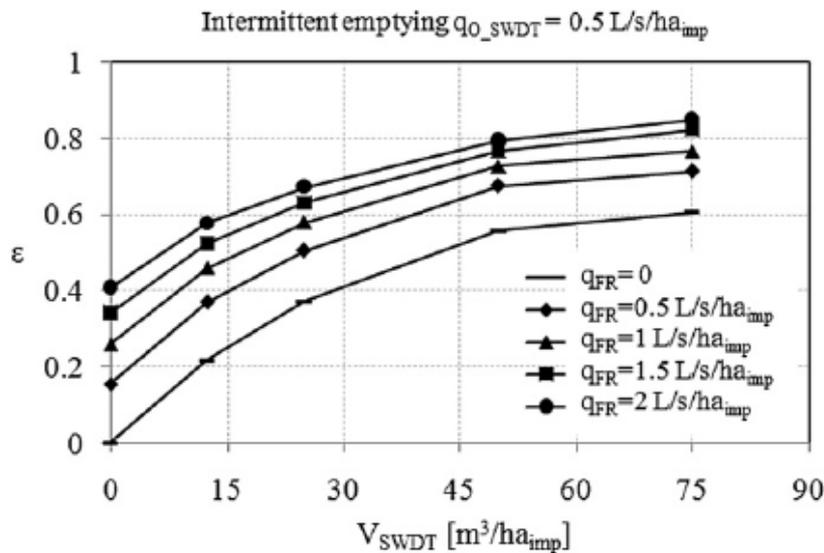


Figura 28. Masa anual de contaminantes retenida / masa anual de contaminante en la escorrentía (ε) al aumentar el volumen por hectárea impermeable del depósito de detención de aguas pluviales (V_{SWDT}). Área de la cuenca 48 ha; configuración 3 de la Figura 22.c y configuración 4 de Figura 22.d ($q_{FR}=0$). q_{FR} : caudal de salida del regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{0_SWDT} : caudal de salida del tanque de detención de aguas pluviales por ha_{imp} . (Fuente: Todeschini, S. et al. (2012).

3.4.5.4.- Influencia del régimen de vaciado del tanque.

Todeschini, S. et al. (2012) examinaron además dos opciones para el vaciado del tanque: una con un ritmo de vaciado continuo que comienza durante el evento de lluvia; y otra con un ritmo de vaciado intermitente que se inicia al final del proceso de escorrentía.

Ambas normas de funcionamiento muestran una disminución anual en el número y duración de las descargas, así como un aumento de la masa anual de contaminantes retenidos, con el volumen del tanque (observar la Tabla 12 y Figura 29, referidas a la configuración 2 de la Figura 22.b y a la configuración 4 de la Figura 22d). No obstante, el rendimiento del tanque depende fundamentalmente de su norma de vaciado.

Tabla 12. Número anual de descargas (n) al aumentar el volumen del depósito de detención de aguas pluviales por hectárea de superficie impermeable (V_{SWDT}) y al aumentar el caudal de vaciado del SWDT por hectárea de superficie impermeable (q_{0_SWDT}). Área de la cuenca 48 ha; configuración 2 de la Figura 22b (vaciado continuo) y configuración 4 de la Figura 22d (vaciado intermitente). (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).

q_{0_SWDT} (l/s/ha _{imp})	V_{SWDT} (m ³ /ha _{imp})							
	Vaciado continuo				Vaciado intermitente			
	12,5	25	50	75	12,5	25	50	75
0,5	41	35	27	22	46	36	33	23
1	36	31	23	15	46	36	30	22
2,0	33	24	17	14	46	36	30	22

Para un caudal de vaciado de 1 l/s/ha_{imp}, la Tabla 12 y la Figura 29 muestran que un $SWDT$ de 25 m³/ha_{imp} con un vaciado continuo, y un $SWDT$ de 50 m³/ha_{imp} con un vaciado intermitente, alcanzan índices de rendimiento similares (n resulta próximo al valor de 30; y ε resulta casi igual a 0,6). Sin embargo, la duración anual de las descargas (Tabla 13) sigue siendo considerablemente más alta con un vaciado intermitente que con un vaciado continuo: igual al 22% y al 56% de la duración anual de la escorrentía de aguas pluviales, respectivamente, para las dos soluciones estudiadas.

Tabla 13. Duración anual de las descargas / duración anual de la escorrentía de aguas pluviales (d) al aumentar el volumen del depósito de detención de aguas pluviales por hectárea de superficie impermeable (V_{SWDT}) y al aumentar el caudal de vaciado del SWDT por hectárea de superficie impermeable (q_{0_SWDT}). Área de la cuenca 48 ha; configuración 2 de la Figura 22.b (vaciado continuo) y configuración 4 de la Figura 22d (vaciado intermitente). (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).

q_{0_SWDT} (l/s/ha _{imp})	V_{SWDT} (m ³ /ha _{imp})							
	Vaciado continuo				Vaciado intermitente			
	12,5	25	50	75	12,5	25	50	75
0,5	0,35	0,32	0,26	0,19	0,80	0,70	0,61	0,45
1	0,27	0,22	0,16	0,13	0,79	0,68	0,56	0,44
2,0	0,17	0,14	0,11	0,10	0,79	0,68	0,54	0,42

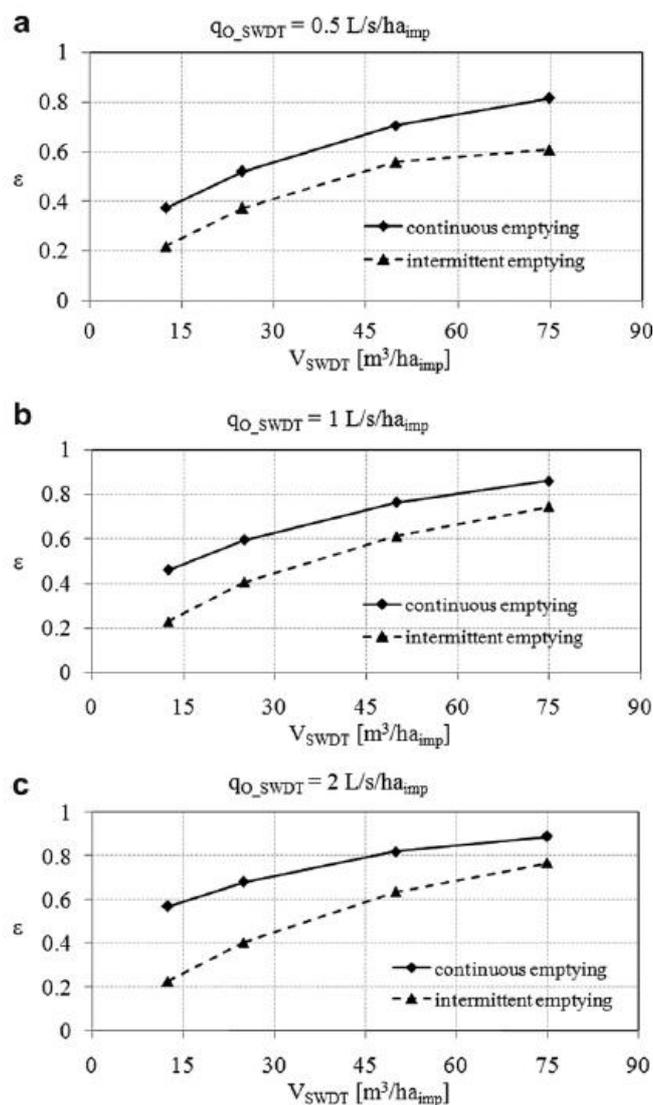


Figura 29. Masa anual de contaminantes retenida / masa anual de contaminantes en las aguas pluviales (ϵ) al aumentar el volumen del depósito de detención de aguas pluviales por hectárea de superficie impermeable (V_{SWDT}). Área de la cuenca 48 ha; configuración 2 de la Figura 22b (vaciado continuo) y configuración 4 de la Figura 22d (vaciado intermitente). q_{O_SWDT} : caudal de vaciado del depósito de detención de pluviales por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}). a) $q_{O_SWDT}=0,5$ l/s/ha_{imp}; b) $q_{O_SWDT}=1$ l/s/ha_{imp}; c) $q_{O_SWDT}=2$ l/s/ha_{imp}. (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).

Si se considera el vaciado continuo del depósito, el volumen necesario para conseguir la eliminación satisfactoria de los contaminantes, puede resultar bastante bajo: la masa anual de contaminantes retenidos, según la Figura 29, es de aproximadamente 70% con un volumen de 25 m^3/ha_{imp} y un caudal de vaciado de 2 l/s/ha_{imp}. La misma proporción también es retenida con un volumen de 50 m^3/ha_{imp} y un caudal de vaciado de 0,5 l/s/ha_{imp}. No obstante, en este último caso, el número y la duración de las descargas, resultan considerablemente más altas que en el primer caso.

Además, los resultados de simulación revelan al caudal de vaciado, como un parámetro determinante a la hora de obtener el rendimiento de un tanque con vaciado continuo, resultando menos influyente en el caso de una norma de vaciado intermitente. En concreto, para el caso de vaciado intermitente, la masa de contaminantes retenida aumenta sensiblemente con el caudal de vaciado sólo para volúmenes superiores a 50 m^3/ha_{imp} . Esto se muestra claramente en la Figura 30; la cual se refiere a un $SWDT$ conectado con

un FR que deja pasar un caudal de 1 l/s/ha_{imp} . Dicha configuración garantiza una masa anual de contaminantes retenida superior al 70% para un volumen de $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$; independientemente del caudal de vaciado adoptado.

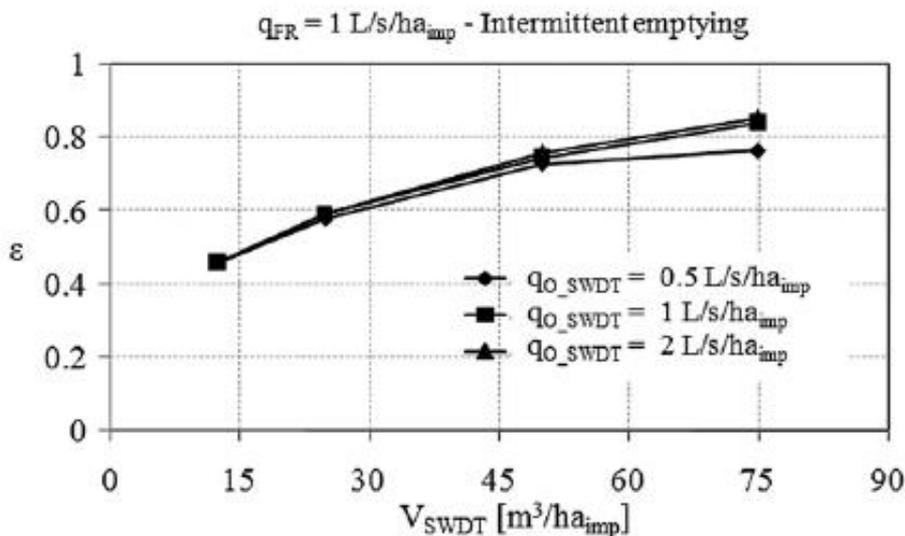


Figura 30. Masa anual de contaminantes retenida / masa anual de contaminantes en las aguas pluviales (ϵ) al aumentar el volumen del depósito de detención de aguas pluviales por hectárea de superficie impermeable (V_{SWDT}). Área de la cuenca 48 ha; configuración 3 de la Figura 22.c. q_{FR} : caudal liberado por el regulador por hectárea de superficie impermeable (ha_{imp}); q_{O_SWDT} : caudal de vaciado del depósito de detención de aguas pluviales por ha_{imp} . (Fuente: Todeschini, S. et al., 2012).

En cuanto a los costes de operación y mantenimiento del sistema de drenaje, una característica interesante es el tiempo necesario para el vaciado completo del depósito. De hecho, la operación del $SWDT$ simulada con un vaciado intermitente que se inicia al final de la escorrentía de aguas pluviales, requiere de un tanque totalmente vacío para el inicio de un nuevo ciclo de llenado. La probabilidad de que no se disponga de dicho nuevo ciclo de llenado aumenta con el volumen del tanque y disminuye al aumentar el caudal de vaciado del mismo. La indisponibilidad indicada se encuentra estrictamente relacionada con el establecimiento de un criterio que fije cuando dos eventos de lluvia deben ser considerados distintos a la hora de retener en el tanque el tramo inicial de su hidrograma. Si el tiempo seco antecedente a un evento de lluvia es breve, la calidad de la escorrentía es presumiblemente bastante buena (la acumulación de contaminantes sobre las superficies urbanas es probablemente escasa) y por tanto no es necesaria la retención de aguas pluviales en el tanque. Por el contrario, un largo período seco antecedente da lugar a una escorrentía más contaminada; y, en consecuencia, resulta necesaria la retención de aguas pluviales.

3.4.5.5.- Otras formas de evaluar el rendimiento.

Calabrò, P. y Viviani, G. (2006) estudiaron el comportamiento de los depósitos de detención, utilizando los siguientes índices, similares a los anteriores: eficacia (obtenida como la proporción entre la masa total de sólidos en suspensión, TSS, retenida en el tanque y la masa total lavada durante un evento particular o durante el periodo completo simulado), número, duración, concentración, caudal y masa descargada en los vertidos.

Por su parte, *Anta, J. et al.* (2007) estimaron el efecto del tamaño de tanques en línea y fuera de línea, considerando tanto el número de eventos de descargas (DSU) como la proporción de escorrentía vertida.

Por último, *Shepherd, W. et al.* (2008), presentaron en el 11º *Congreso Internacional de Drenaje Urbano de Edimburgo*, un trabajo dedicado a cuantificar la eficiencia de los tanques de tormentas. En las líneas siguientes se aporta una breve descripción del mencionado trabajo.

La medida del rendimiento de un decantador, a la hora de retener la contaminación que le llega, se denomina su *eficiencia de eliminación*, η . Esta se define como la relación entre la carga contaminante retenida en el depósito, y el intervalo de tiempo durante el cual dicho depósito está en funcionamiento. Históricamente, la valoración de la eficiencia de los tanques se ha basado en la *Teoría de Clarificación de la Carga Superficial*, desarrollada para un tanque rectangular ideal. Por ejemplo, en Alemania, se fijó una *tasa de carga superficial* de 10 m/h, con una relación entre la longitud del tanque y su anchura de, al menos, 2. En Estados Unidos sin embargo las tasas de carga fijadas son mucho más bajas, variando entre los 0,5 m/h para pequeñas poblaciones y los 5 m/h. (*Metcalf y Eddy, Inc.*; 1991)

Esta teoría, fue inicialmente desarrollada por *Hazen, A.* (1904), y ampliada por *Camp, T.R.* (1946), quien definió un decantador con flujo continuo rectangular e ideal, como aquel que cumple con las siguientes características:

1. La dirección del flujo es horizontal, siendo su velocidad constante en todas las partes de la zona de decantación (se considera por tanto que cada partícula de agua permanece en la zona de decantación durante un tiempo igual al periodo de retención).
2. La concentración de las partículas suspendidas de cada tamaño, es la misma en todos los puntos de la sección transversal vertical situada al final de la zona de decantación.
3. Una partícula es eliminada de la zona de suspensión cuando alcanza el fondo de la zona de decantación.
4. La eliminación de partículas depende del área superficial, siendo además independiente de la profundidad del tanque; y para un determinado caudal, es independiente también del tiempo de retención.
5. La concentración de sustancias en suspensión, en cualquier sección transversal de la zona de sedimentación, aumenta con la profundidad menos que con la superficie; disminuyendo además con la distancia a la sección transversal de salida del tanque.

Cualquier partícula en proceso de sedimentación en un líquido en movimiento, se moverá en una dirección determinada y a una velocidad determinada, siendo esta el vector suma de la propia velocidad de sedimentación y la velocidad del líquido circundante.

El procedimiento habitual para el diseño de un decantador, consiste en seleccionar una partícula con una velocidad terminal v_c y dimensionar el tanque para que se produzca la eliminación de todas las partículas con una velocidad igual o superior a esta velocidad terminal de diseño. El caudal Q , para el cual se obtiene agua clarificada, será entonces:

$$Q = A \cdot v_c$$

donde A es el área de la superficie del cuenco.

Realmente, la elección de v_c define la *tasa de vertido superficial* o *tasa de carga superficial* expresada en metros cúbicos por metro cuadrado de área superficial. De esta manera, las partículas con una velocidad de caída inferior a v_c , no son eliminadas durante el período de tiempo previsto para la sedimentación.

Si consideramos una velocidad media de sedimentación (v_s) para la suspensión, entonces, según la *Teoría de la Carga Superficial*, la *eficiencia de eliminación* (η) en condiciones de reposo viene dada por:

$$\eta = \frac{v_s}{Q/A}$$

Se debe tener en cuenta que la expresión anterior es únicamente válida en condiciones de régimen uniforme, estacionario y laminar.

Clements, M.S. (1966), estudió las variaciones de velocidad a lo largo de un tanque de tormentas rectangular; observando que, en ocasiones, se dan cambios importantes de velocidad en el sentido del ancho del tanque. Dichas variaciones de la velocidad modificarían la *tasa de vertido superficial*, introduciendo por ello el concepto de una *velocidad efectiva* (basada en la longitud efectiva de sedimentación del tanque, la cual tiene en cuenta las variaciones de velocidad en su anchura). Cuando estas variaciones de velocidad eran altas, la velocidad efectiva media a lo largo del tanque, también era alta; con la consiguiente reducción en la *eficiencia de sedimentación* en relación con la obtenida a partir de la velocidad media.

Consideraciones aparte se deben hacer en relación con las características de los contaminantes de los caudales que entran en un tanque. Un afluente típico contiene una distribución de tamaños de partículas, existiendo en consecuencia una distribución similar en el intervalo de velocidades terminales de la partícula. Por ello, resulta habitual considerar un número discreto de *bandas de velocidades terminales*, con una eficiencia determinada en cada banda. La eficiencia total de eliminación se calcula sumando las respectivas eficiencias de cada banda de velocidad terminal.

Se han desarrollado también algunos modelos de simulación del rendimiento dinámico de tanques de tormenta, los cuales consideran diversos modos de funcionamiento en su interior; llegándose a la conclusión de que los tanques de tormentas tienen un efecto relativamente pequeño en la carga en sólidos en suspensión vertida; resultando más determinante el efecto de las características y distribución de los sedimentos que entraban en el tanque.

Por su parte, la *US EPA* (1986), propuso otra metodología para estimar la eliminación de sedimentos en condiciones dinámicas; utilizando para ello un *factor de turbulencia* η :

$$\eta = 1 - \left(1 + \frac{1}{n} \frac{v_s}{Q/A}\right)^{-n}$$

Donde la constante n es utilizada para indicar el rendimiento de sedimentación del tanque ($n=1$, para rendimientos escasos; $n=3$, buenos rendimientos; $n>5$, muy buen rendimiento; y $n=\infty$, rendimiento ideal). El valor de n es por tanto, fundamentalmente subjetivo surgiendo así la necesidad de definir dicho factor con mayor exactitud.

El estudio desarrollado por *Shepherd, W. et al.* (2008), se basa en el proyecto de *WW22B* del *UKWIR (UK Water Industry Research)* (2007) y presenta los resultados de un programa experimental de campo y laboratorio que mejora la comprensión del funcionamiento hidráulico y del rendimiento en la reducción de contaminantes en tanques de tormenta rectangulares.

Dentro del mencionado proyecto de investigación del *UKWIR* (2007), se han desarrollado diversos ensayos, tanto a escala real como a escala reducida en laboratorio. Dichos ensayos se desarrollaron con la intención de investigar la desviación entre las medidas realizadas para los tiempos de permanencia y los valores teóricos de estos tiempos de permanencia suponiendo condiciones de flujo pistón idealizadas.

Por su parte, la metodología de prueba en laboratorio, coincidió con la utilizada en las pruebas de campo; midiendo, para un cierto intervalo de caudales constantes, la concentración de un trazador fluorescente en su paso a través del tanque.

Así, se pudo comprobar como los tiempos de permanencia medidos en campo (para el percentil 50% del trazador en tanques de tormenta rectangulares), se ajustan aceptablemente a los valores obtenidos en laboratorio. Este hecho, tiene como consecuencia la mejora de la seguridad a la hora de investigar los tiempos de permanencia, para un intervalo dado de geometrías del tanque, a través de la utilización de modelos a escala reducida del número de Froude. Por su parte, los tiempos de permanencia medidos, tanto en campo como en laboratorio, para el percentil 50% del trazador, resultan con valores inferiores a los tiempos de permanencia teóricos obtenidos suponiendo condiciones ideales de flujo. En consecuencia, los tanques de tormenta diseñados sin tener en cuenta este hecho, considerarán una mayor retención de la contaminación.

3.4.5.6.- Efectos de la variabilidad climática.

Es bien conocido que los cambios en las condiciones climáticas, y en especial en el régimen de precipitaciones, pueden afectar en gran medida al rendimiento de los sistemas de drenaje urbano.

Andrés-Doménech, I. et al. (2012) realizaron un estudio sobre la flexibilidad del funcionamiento de los tanques de tormenta frente a los cambios en las estadísticas de las precipitaciones. Propusieron un enfoque analítico para evaluar a largo plazo la reducción de la eficiencia volumétrica y en la reducción de las descargas, en depósitos de detención. La aplicación de dichas expresiones probabilísticas a una cuenca urbana de Valencia obtuvo rendimientos satisfactorios, en comparación con los resultados obtenidos de modelos numéricos de simulación continua.

Dicho análisis de eficiencia se llevó a cabo en la cuenca de drenaje urbano 'Pío XII' de Valencia. Se obtuvieron, para los diferentes valores de prueba de volumen del tanque V_D , y de caudal transmitido a la EDAR Q_V , los valores esperados para el volumen de escorrentía, $E(R)$, y para el volumen vertido, $E(W)$. Dichos valores esperados inicialmente fueron estimados por integración numérica de las funciones de distribución del volumen de escorrentía $F_R(r)$ y del volumen vertido al medio receptor $F_W(w)$. Posteriormente se obtuvieron las eficiencias de los tanques $\varphi(V_D, Q_V)$ y $\eta(V_D, Q_V)$ utilizando las expresiones siguientes:

- Eficiencia volumétrica: $\varphi(V_D, Q_V) = 1 - \frac{E(W)}{E(R)}$
- Eficiencia en la reducción de descargas: $\eta(V_D, Q_V) = F_W(0)$

Siendo r el volumen de escorrentía y w el volumen vertido al medio receptor.

Para validar los resultados, *Andrés-Doménech, I. et al.* (2012) realizaron una simulación continua durante un período de observación de 17 años, 1990-2006. Valores excepcionales de lluvia, incluyendo 464 sucesos independientes de precipitación, fueron trasladados a través de un modelo de simulación hidráulica de la red de alcantarillado desarrollado con el software *InfoWorks CS*. Las simulaciones se desarrollaron para un conjunto de siete volúmenes del tanque definidos por volúmenes específicos de 5,

10, 36, 50, 75, 100 y 200 m³/ha. Estos volúmenes de almacenamiento específico se combinaron con tasas de caudal transmitido a la EDAR de 0 a 3 l/s/ha.

Para cada simulación, en la cual el tanque está definido por la pareja (V_D , Q_V), se obtuvo el volumen total vertido por evento, w_j . En función del volumen total de escorrentía por evento, r_j , las eficiencias volumétricas fueron obtenidas como:

$$\varphi_{sim} = 1 - \frac{\sum_{j=1}^{464} w_j}{\sum_{j=1}^{464} r_j}$$

Del mismo modo, se contó el número simulaciones que generaron vertidos con el fin de evaluar la eficiencia en la reducción de descargas a través de la relación:

$$\eta_{sim} = 1 - \frac{\sum_{j=1}^{464} \delta_j}{464}$$

donde,

$$\delta_j = \begin{cases} 1; & \text{si } w_j > 0 \\ 0; & \text{si } w_j = 0 \end{cases}$$

La Figura 31 muestra la eficiencia volumétrica y en la reducción de las descargas, obtenidas a partir de simulaciones tanto analíticas como continuas. Si no existe caudal transmitido a la EDAR (Figura 31.a), el modelo probabilístico proporciona resultados satisfactorios. La Figura 31.b muestra los resultados cuando se considera un caudal Q_V positivo. En este caso, los resultados también son aceptables, aunque surge una pequeña discrepancia entre el modelo analítico y la simulación continua, debido a la esquematización simplificada del proceso de precipitación proporcionada por el modelo estocástico.

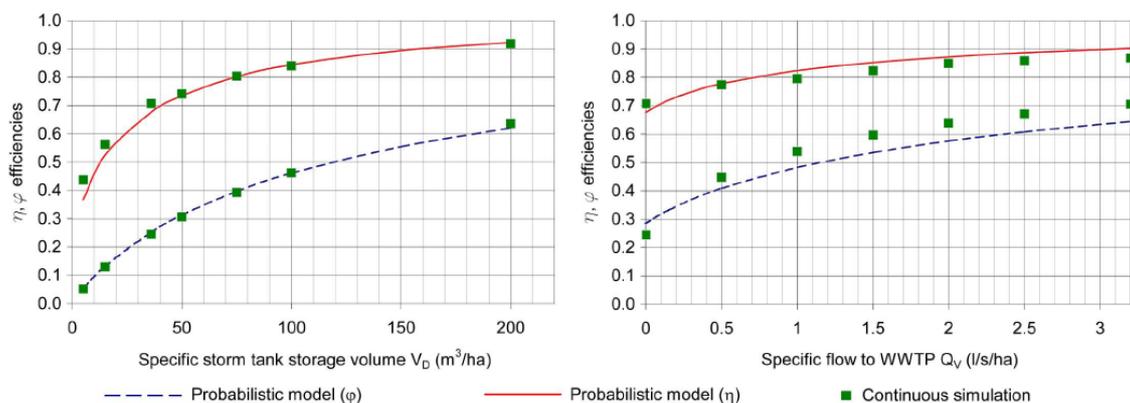


Figura 31. Comparativa entre modelo analítico y simulación continua para $Q_V=0$ l/s/ha y volumen específico del tanque variando entre 0 y 200 m³/ha (a); y para $V_D=36$ m³/ha y Q_V entre 0 y 3 l/s/ha (b). (Fuente: Andrés-Doménech, I. et al., 2012).

De hecho, si se considera una tasa de vaciado continuo Q_V durante el suceso tormentoso, la evolución en el tiempo de los hietogramas resulta relevante para determinar el número y volumen de los vertidos. En realidad, adoptando un hietograma rectangular, se subestima la eficiencia volumétrica φ ; siendo este también el motivo por el cual la eficiencia en la reducción de descargas η resulta ligeramente sobrevalorada por el modelo analítico.

Los resultados de Andrés-Doménech, I. et al. (2012) en Valencia mostraron de esta manera que la repercusión de la variabilidad climática en la eficiencia de los tanques de tormentas, es probablemente

suavizada por el efecto de filtrado que tiene lugar en las cuencas urbanas. Al igual que sucede en cuencas naturales, el proceso de transformación precipitación-escorrentía tiende a actuar como un filtro natural que suaviza la variabilidad de las precipitaciones en el tiempo. En consecuencia, la modificación de la eficiencia resulta generalmente inferior a la variación de las precipitaciones en términos relativos; cabiendo esperar por tanto, que los tanques de tormenta sean elásticos. Los resultados muestran que el objetivo de mantener invariable la eficiencia del tanque de tormentas ante el cambio de régimen de lluvias podría no ser factible en Valencia. Cambios considerables en el volumen del tanque, o en el caudal de vaciado, serían necesarios para ello. Se llega así a la conclusión de que los tanques de tormentas es de esperar que resulten elásticos en Valencia; pero la adaptación necesaria podría requerir de un rediseño sustancial.

Andrés-Doménech, I. et al. (2012) observaron también que la calidad del agua en las masas receptoras, no tiene una relación proporcional con el volumen descargado por los sistemas de alcantarillado. Por tanto, para identificar las políticas óptimas de adaptación, es necesario, además de conocer la eficiencia del tanque de tormentas, realizar un análisis combinado de la calidad de las aguas, tanto en el sistema de alcantarillado como en el receptor final.

4.- Metodología.

4.1.- Revisión de metodologías de dimensionamiento existentes.

En la práctica, a la hora de diseñar un tanque de tormenta, existen en la actualidad dos tendencias con niveles de exigencia diferentes, en función del objetivo principal que se pretenda conseguir con el depósito: evitar descargas de contaminantes del sistema unitario al medio receptor; o evitar inundaciones (CEDEX, 2007).

Así, por un lado existen metodologías completas basadas en la modelización integrada. Estas básicamente consisten en la fijación de unos objetivos medioambientales cuya consecución implica, por ejemplo, reducir el número de vertidos al medio receptor por debajo de un determinado umbral; aceptando que se produzcan algunos cada año.

Por otro lado, existen también los denominados '*métodos simplificados*', los cuales buscan que no se produzcan inundaciones para una lluvia de diseño, de período de retorno deseado.

En los apartados siguientes, se describen brevemente los métodos de dimensionamiento de depósitos en sistemas unitarios, habitualmente empleados en nuestro país (*Beneyto M.C., 2004; Osorio, F. et al., 2012*). Se trata, en general, de procedimientos simples destinados a la determinación práctica del volumen del tanque de tormenta en los aliviaderos, consistentes en la aplicación de una fórmula de cálculo; la cual acaba traducándose en unos ratios de volumen necesario por hectárea impermeable.

4.2.- Especificaciones Técnicas Básicas para Proyectos de Conducciones Generales de Saneamiento. Confederación Hidrográfica del Norte (CHN, 1995).

Estas especificaciones fueron desarrolladas por la Dirección Técnica de la antigua Confederación Hidrográfica del Norte, actualmente dividida en la Confederación Hidrográfica Miño-Sil y la Confederación Hidrográfica del Cantábrico.

El criterio de dimensionamiento de los depósitos es de tipo mixto, imponiendo el caudal derivado hacia la depuradora con conceptos de dilución y calculando el volumen del tanque a partir de la lluvia crítica (*Beneyto, M.C., 2004; Osorio, F. et al., 2012*).

Como primer paso, estas especificaciones obtienen el caudal de entrada al aliviadero (QAE), a partir de la expresión:

$$QAE = QD_p^h + QI_p^h + QP + QF, \text{ siendo:}$$

QD_p^h : Caudal punta de aguas residuales domésticas (l/s), para el año horizonte (25 años)

QI_p^h : Caudal punta de aguas residuales industriales (l/s), para el año horizonte

QP : Caudal de pluviales (l/s)

QF : Caudal de infiltración (l/s)

Por su parte, el caudal de salida del aliviadero (QAS) hacia el medio receptor, se obtiene a partir de la expresión:

$$QAS = QD_m^h + 16 \frac{p^h}{1.000} + 3 \cdot QI_m^h, \text{ donde :}$$

QD_m^h : Caudal medio de aguas residuales domésticas (l/s), para el año horizonte

QI_m^h : Caudal medio de aguas residuales industriales (l/s), para el año horizonte

p^h : Población (habitantes), para el año horizonte

Esta formulación está basada en la norma BS 8005 (*BSI, 1987*) haciendo el cambio de unidades de l/día a l/s (*Beneyto, M.C., 2004*).

Además, el dispositivo regulador de incorporación al interceptor, deberá ser capaz de permitir la evacuación (en situaciones de emergencia; no para el régimen de explotación habitual), del caudal máximo QAM , siguiente:

$$QAM = 12 \cdot [QD_m^h + QI_m^h]$$

Esta normativa contempla como dispositivos reguladores de incorporación al interceptor las válvulas de compuerta, las válvulas de vórtice y los bombeos (*Osorio, F. et al., 2012*).

El volumen útil de la cámara de regulación debe ser suficiente para garantizar que el aliviadero no vierte para una lluvia de 10 l/s/ha y 20 minutos de duración (*CHN, 1995*). El volumen de agua aportado en estas condiciones de lluvia menos el volumen descargado por el elemento de regulación durante 20 minutos debe ser menor que el volumen de retenida del aliviadero. El volumen que se obtiene a partir de estos criterios es coherente con el valor de QAS que debe transportar el interceptor hacia la EDAR (*Beneyto M.C., 2004*).

Como orden de magnitud (*CHN, 1995*) se pueden utilizar volúmenes de dicha cámara de detención de 4 m³/ha neta, en zonas de población densa; y 9 m³/ha neta, en zonas de población dispersa.

De esta manera, la Confederación Hidrográfica del Norte, estableció hace casi 20 años, un sistema mixto de características intermedias entre los esquemas clásicos inglés y alemán, el cual se ajusta mejor a las características climáticas, pluviométricas, topográficas y de escorrentía de la zona Norte de España; los cuales contrastan claramente con los existentes en la vertiente mediterránea.

4.3.- Normas para Redes de Saneamiento del Canal de Isabel II (NRSCYII- 2006).

Estas normas (Abad, F. et al., 2006) detallan la construcción de los depósitos en las redes de saneamiento unitario destinados al control de la contaminación y para el control de inundaciones.

Para la estimación del volumen de depósito (Osorio, F. et al., 2012), la norma del Canal, recurre a la expresión de la lluvia crítica de la ATV A-128E, empleada en la instrucción alemana para el cálculo del caudal de descarga de aliviaderos tradicionales. El volumen del tanque de tormentas, deberá ser el necesario para evitar que los vertidos producidos por una lluvia de intensidad calculada mediante la siguiente expresión produzca vertidos:

$$i = 15 \frac{120}{T_c + 120} l/s \cdot ha; \text{ si } T_c \leq 120min$$
$$i = 7,5 l/s \cdot ha; \text{ si } T_c > 120min$$

No obstante, en la norma no se señala la duración de la lluvia crítica, parámetro necesario para la estimación del volumen de almacenamiento específico del tanque de detención (Osorio, F. et al., 2012).

En cualquier caso, este procedimiento consiste en la aplicación de una metodología desarrollada con la base de las características topográficas, climatológicas y de drenaje del continente centroeuropeo (en realidad también similares a las que se dan en Madrid); planteándose por tanto discrepancias acerca de la aplicación de esta metodología en regiones con una singularidad tan especial como son las cuencas mediterráneas.

4.4.- Instrucciones Técnicas para Obras Hidráulicas de Galicia (ITOHG, 2009).

La Empresa pública de obras y servicios hidráulicos *Aguas de Galicia*, dependiente de la Xunta de Galicia, desarrolló unas instrucciones técnicas (Anta, J. et al., 2009), que proponen dos procedimientos diferentes para el diseño de tanques de tormenta.

En estas instrucciones, previamente se definen los siguientes caudales máximos:

i) Q_E , de entrada al depósito: $Q_E = QH_{p,urb} + QH_{p,ind} + QH_{p,inf} + QP$, siendo:

$QH_{p,urb}$, caudal punta horario de aguas residuales urbanas en el día de máximo consumo del año horizonte

$QH_{p,ind}$, caudal punta horario de aguas residuales industriales

$QH_{p,inf}$, caudal punta horario de infiltración

QP , caudal punta de aguas pluviales

ii) Q_s , de salida del depósito; limitado según la estrategia de depuración del sistema de saneamiento y con el caudal máximo admitido por la depuradora. En general será el del tratamiento secundario: $Q_s = 3 \cdot QD_{p,total}$, siendo, $QD_{p,total}$ el caudal punta diario de aguas residuales urbanas de la cuenca de aportación al depósito, definido como:

iii) $QD_{p,total} = QD_{p,urb} + QD_{p,ind} + QD_{p,inf}$; donde:

$QD_{p,urb}$, caudal punta diario de agua residual de origen urbano

$QD_{p,ind}$, caudal punta diario de agua residual del origen industrial

$QD_{p,inf}$, caudal punta diario de aguas de infiltración

Los volúmenes de los depósitos de detención se estiman de dos formas distintas (Osorio, F. et al., 2012).

Por un lado, se indica la posibilidad de aplicar un método completo consistente en la utilización de modelos matemáticos destinados al desarrollo de una modelización integrada de la cuenca urbana, de la red de alcantarillado, de los depósitos del sistema de saneamiento unitario, de la depuradora y del medio receptor (siempre que sea posible).

No obstante, se plantea también un método simplificado aplicable a cuencas urbanas sin antecedentes de inundaciones, con una superficie impermeable inferior a 10 ha y con una población inferior a 3.000 habitantes. Según este procedimiento, el volumen total de almacenamiento (V) de los depósitos se obtiene de la expresión $V = V_s \cdot A_i$, siendo

A_i , área impermeable

V_s , volumen de almacenamiento específico (m^3/ha neta)

Los valores de V_s son fijos y están tabulados; dependiendo del caudal enviado a la depuradora desde el depósito, del tipo de medio receptor y del uso del suelo de la cuenca de aportación; recogándose a continuación (Osorio, F. et al., 2012):

Tabla 14. Volumen de almacenamiento específico para depósitos en sistemas unitarios. (Fuente: AHG, 2009).

Caudal de salida hacia la EDAR	Tipo de medio receptor (según Directiva 91/271)	Volumen específico (m^3/ha)		
		Rural	Urbana	Urbana densa
$3 \cdot QD_{m,total}$	Sensible	80	100	110
	No catalogado (normal)	60	80	90
$5 \cdot QD_{m,total}$	Sensible	56	70	77
	No catalogado (normal)	42	56	63
$7 \cdot QD_{m,total}$	Sensible	32	40	44
	No catalogado (normal)	24	32	36

Siendo las zonas catalogadas como sensibles, las zonas protegidas recogidas en la Directiva Marco del Agua.

Surgen aquí también dudas sobre la aplicación de estas instrucciones; al basarse igualmente en normativas foráneas no contrastadas para las cuencas de la vertiente mediterránea.

4.5.- Método inglés. Normativa británica BS 8005.

En cuanto al volumen del tanque de tormenta, la norma británica *BS 8005 "British Standards. Sewerage"* (BSI, 1987) señala que este volumen se corresponde al necesario para que una lluvia de 20 minutos de duración y con una intensidad de 10 l/s/ha no produzca vertidos por el aliviadero de tormenta.

Considerando esta normativa, el volumen de depósito así calculado resulta ser de 12 m^3 por hectárea impermeable.

La lluvia anterior es la conocida como "lluvia crítica", siendo aquella que no debe generar reboses; para la cual se dimensiona el depósito de detención. Esta lluvia dependerá del clima, de las características topográficas y de la escorrentía de cada lugar; coincidiendo con la lluvia que provoca el primer lavado de las calles y la resuspensión de los sedimentos en los colectores.

Para lluvias superiores a la crítica, el tanque de tormenta no retiene todo el volumen del suceso de lluvia; vertiendo una parte. El depósito trabaja entonces como elemento de retención del primer lavado, quedando su eficiencia supeditada a la capacidad de autodepuración en el medio receptor.

Esta normativa, fue actualizada en el año 2008 por el procedimiento BS EN 752.2008. "Drain and sewer systems outside buildings" (BSI, 2008). Este último, mantiene el criterio anterior de la lluvia crítica, aunque haciéndola variar entre 10 y 30 l/s/ha, en función del grado de protección necesario para el medio receptor. Incorpora además un criterio simplificado de diseño, permitiendo fijar coeficientes de dilución de 1:5 a 1:8, cuando la capacidad de autodepuración del medio receptor no resulte un riesgo.

4.5.1.- Procedimiento de aplicación de la normativa británica BS 8005.

A modo de resumen, exponemos a continuación el procedimiento práctico para la aplicación de la norma británica BS 8005, destinado a la obtención del volumen útil para el tanque de tormentas.

Así, resulta necesario partir de los siguientes datos:

- A_i : área impermeable de la cuenca (ha).
- $t=20$ minutos: duración de la lluvia crítica.
- $i_{crit}=10$ l/s/ha: intensidad de la lluvia crítica.

Seguidamente, se utiliza la siguiente expresión con el fin de determinar el volumen útil total del tanque de tormentas en m^3 (V_{T_BS}):

$$V_{T_BS} (m^3) = i_{crit} \left(\frac{l}{(seg \cdot ha)} \right) \cdot A_i (ha) \cdot t (min) \cdot \frac{60 \frac{seg}{min}}{1.000 \frac{1}{m^3}}$$

Y por tanto, el volumen de almacenamiento específico (V_{s_BS}) se podrá obtener a partir de este volumen total:

$$V_{s_BS} \left(\frac{m^3}{ha} \right) = \frac{V_{T_BS} (m^3)}{A_i (ha)} = i_{crit} \left(\frac{l}{(seg \cdot ha)} \right) \cdot t (min) \cdot \frac{60 \frac{seg}{min}}{1.000 \frac{1}{m^3}}$$

4.6.- Método alemán. Normativa ATV-A 128E.

La aplicación de la normativa alemana ATV-A 128E "Standards for the Dimensioning and Design of Stormwater Structures in Combined Sewers", fue desarrollada en 1992 por la Asociación Alemana por el Medio Ambiente Acuático (German association for the water environment, DWA), siendo explicada y analizada tanto por Osorio, F. et al. (2012), por CEDEX (2016) y por Beneyto, M.C. (2004).

Dicha norma ATV se aplica a estructuras con aliviadero situadas en sistemas de alcantarillado unitario que trasladan sus aguas hasta una Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR). Estas estructuras pueden ser aliviaderos tradicionales (sin capacidad de almacenamiento), depósitos de aguas pluviales (depósitos-aliviaderos) o la propia red de alcantarillado la cual puede disponer en algunos casos de una gran capacidad de almacenamiento y regulación.

El objetivo de tratar las aguas residuales en tiempo de lluvia es lograr la máxima reducción posible de la contaminación total emitida por los aliviaderos y la EDAR. Los criterios presentados en esta normativa tienen como objetivo conseguir una protección efectiva tanto del medio receptor como de la EDAR frente a las cargas contaminantes.

Esta normativa impone que a la EDAR llegue un caudal igual o menor al que es capaz de tratar en todos los procesos; así como que la contaminación total emitida por los aliviaderos y la EDAR en tiempo de lluvia sea igual o menor que la que se hubiese vertido si el sistema fuese separativo.

Para estudiar estas emisiones es necesario determinar la duración y frecuencia de los reboses y los contaminantes que se vierten (el tipo, la cantidad, la concentración, etc.) a lo largo del año. Esta norma utiliza como indicador de la contaminación la carga anual de Demanda Química de Oxígeno (DQO).

Con los conocimientos actuales no es posible hacer predicciones de las concentraciones de contaminantes de un sistema unitario en un suceso de lluvia aislado. Por este motivo se ha desarrollado una formulación que utiliza una precipitación media anual y unas concentraciones en DQO medias para tiempo seco y tiempo de lluvia que definirían las condiciones típicas de Alemania (Beneyto, M.C., 2004). Los valores adoptados para la determinación del volumen de almacenamiento necesario en el sistema de alcantarillado unitario son:

- Precipitación anual media: $h_{pr}=800$ mm.
- Concentración media en DQO en las aguas de escorrentía: $c_r=107$ mg/l.
- Concentración media en DQO en las aguas de tiempo seco: $c_{dw}=600$ mg/l.
- Concentración media en DQO en el efluente de la EDAR: $c_{tp}=70$ mg/l.

A partir de estos valores de referencia se debe determinar el valor del volumen total de almacenamiento en la red para cumplir dos condiciones básicas de esta normativa.

4.6.1.- Medidas para la gestión de aguas de escorrentía en redes unitarias.

Esta normativa contempla las siguientes medidas para la gestión de la contaminación en una red de saneamiento unitaria en tiempo de lluvia (Beneyto, M.C., 2004):

- Medidas para la reducción de la cantidad de agua residual producida:
 - Reducir la cantidad o la contaminación de las aguas de escorrentía.
 - Reducir la cantidad de agua residual doméstica e industrial.
 - Reducir las infiltraciones en la red.
- Medidas para el tratamiento de las aguas residuales de un sistema unitario:
 - Almacenamiento aguas arriba en la red de saneamiento unitaria.
 - Redistribución de las entradas de escorrentía en la red.
 - Tratamiento de las aguas residuales en tiempo de lluvia.

4.6.2.- Tipologías de estructuras con aliviadero.

Dentro de las estructuras con aliviadero para el tratamiento de las aguas residuales en tiempo de lluvia esta normativa contempla tres tipos (Beneyto, M.C., 2004):

4.6.2.1.- Aliviaderos tradicionales.

Estas estructuras sirven para reducir los picos de caudal en los sistemas unitarios. Se deben situar en aquellos puntos donde los reboses muestren la menor contaminación, pues con estas instalaciones no se dota a las aguas vertidas de ningún tipo de tratamiento.

4.6.2.2.- Depósitos-aliviadero.

Se deben situar, teniendo en cuenta aspectos de gestión del agua y aspectos económicos. La gestión más efectiva se alcanza si el depósito se sitúa a continuación de una sección de alcantarillado con fuerte sedimentación.

Hay dos tipos de depósitos-aliviadero:

- Depósitos-aliviaderos de primer lavado. Se deben disponer si se espera que haya un pronunciado primer lavado. Como regla general se puede esperar que lo haya si la cuenca es pequeña y el tiempo de concentración corto. Toda el agua almacenada en estos depósitos se enviará a la EDAR y se colocarán en secciones en las que no haya reboses aguas arriba.
- Depósitos-aliviaderos de sedimentación. En cuencas más grandes se deben colocar depósitos-aliviaderos de sedimentación con un aliviadero destinado a dotar de tratamiento físico a las aguas antes de que sean vertidas.

Los depósitos-aliviaderos se pueden situar en línea o fuera de línea. El que se coloque en línea o fuera de línea depende fundamentalmente en la diferencia de cota entre el tubo de entrada y el de salida. Si la diferencia de cota es suficiente el depósito-aliviadero se situará en línea y el vaciado se producirá por gravedad. En caso contrario el depósito-aliviadero se situará fuera de línea vaciándose mediante un bombeo.

4.6.2.3.- Almacenamiento en la propia red con aliviadero

Dentro del almacenamiento en la propia red con aliviadero se distinguen dos tipos, en función de donde se sitúe dicho aliviadero; diferenciando entre los que tienen el aliviadero aguas arriba del almacenamiento y los que lo tienen aguas abajo. Aquellos con el aliviadero aguas arriba funcionan como los depósitos-aliviaderos de primer lavado y los que lo tienen aguas abajo funcionan como los depósitos-aliviadero de sedimentación.

4.6.3.- Dimensionamiento de estructuras con aliviadero.

Tal y como indica *Beneyto, M.C. (2004)*, el proceso de dimensionamiento de las estructuras con aliviadero consta de tres etapas:

1. Determinación del volumen de almacenamiento total en el sistema de saneamiento.
2. Determinación de los volúmenes de cada estructura con aliviadero.
3. Diseño detallado de cada infraestructura.

En los apartados siguientes se describen en detalle cada una de estas etapas.

4.6.3.1.- Determinación del volumen de almacenamiento total necesario.

Para determinar el volumen total de almacenamiento necesario (V_t) de un depósito que desagua hacia una EDAR, se utiliza el área total de la cuenca que se haya aguas arriba de la última estructura con aliviadero. Todos los datos necesarios para el dimensionamiento están referidos a este punto.

Para ello, se determina el volumen de almacenamiento específico (V_s) a partir de dos variables fundamentales: el porcentaje de alivio o rebose permitido, e_0 ; y el caudal específico de aguas de escorrentía, q_r , en $l/(s \cdot ha)$. El volumen de almacenamiento total es el producto del volumen específico por el área impermeable de la cuenca (A_i).

4.6.3.1.1.- Determinación del porcentaje de rebose permitido (e_0).

El rebose permitido e_0 es función de la concentración media del contaminante en la descarga al medio, c_{c0} . El valor de esta concentración depende de la relación de mezcla entre las aguas de escorrentía y el caudal residual doméstico, comercial e industrial. Así, cuanto más contaminada esté el agua de rebose del sistema unitario menos cantidad puede ser vertida; lo que significa que el volumen de almacenamiento necesario debe ser mayor.

La concentración en DQO que tiene el agua de los reboses depende esencialmente de la concentración en el caudal de tiempo seco, la concentración de las aguas de escorrentía, el coeficiente de mezcla de las dos partes durante los reboses y los depósitos en el alcantarillado. Se calcula según la fórmula siguiente:

$$C_{c0} = \frac{m c_r + c_d}{m + 1}$$

Donde m es la relación de mezcla media en el agua de rebose, c_r es la concentración media en DQO en el agua de escorrentía en mg/l y c_d es la concentración teórica de diseño de DQO del agua residual en tiempo seco, también en mg/l.

4.6.3.1.1.1 Obtención de la relación de mezcla, m .

La relación de mezcla media entre las aguas de escorrentía y el agua residual en tiempo seco durante los sucesos de reboses, se obtiene como el cociente entre el caudal de las aguas de escorrentía durante los reboses a lo largo de un año, incluyendo las aguas de lluvia de las áreas con sistemas separativos, y el caudal en tiempo seco medio a lo largo del mismo periodo; es decir:

$$m = \frac{Q_{r0} + Q_{rS24}}{Q_{dw24}}$$

Siendo Q_{r0} el caudal de agua de escorrentía medio a la entrada de la estructura durante los reboses; Q_{rS24} el caudal de agua de escorrentía de las áreas separativas y Q_{dw24} el caudal de tiempo seco (todos en l/s).

Q_{r0} se calcula como:

$$Q_{r0} = \frac{VQ_0}{3,6 \cdot T_0} + Q_{r24}$$

Donde VQ_0 es la suma de los reboses de alcantarillado unitario en un año en m^3 , T_0 es la suma de las duraciones de los reboses de alcantarillado unitario en un año en horas, y Q_{r24} es la parte del caudal de escorrentía que se conduce a la EDAR durante los reboses del alcantarillado unitario.

Para el cálculo de este parámetro en los depósitos la normativa propone la siguiente fórmula:

$$Q_{r0} = a_f \cdot (3 \cdot A_i + 3 \cdot 2 \cdot Q_{r24})$$

Donde a_f es un coeficiente que depende del tiempo de concentración de la cuenca, A_i es el área impermeable en hectáreas y Q_{r24} el caudal medio de escorrentía que se conduce a la EDAR durante los reboses en l/s. Esta ecuación es válida sólo si el caudal específico de agua de escorrentía que se dirige a la depuradora ($q_r = Q_{r24} / A_i$) resulta inferior a 2 l/(s·ha).

El coeficiente a_f se determina con las siguientes expresiones, siendo t_c el tiempo de concentración de la cuenca en horas:

$$a_f = \begin{cases} 0,5 + \frac{50}{t_c + 100}; & \text{si } t_c \leq 30 \\ 0,885; & \text{si } t_c > 30 \end{cases}$$

Por último, el caudal de escorrentía que se traslada a la EDAR durante los alivios se puede obtener como:

$$Q_{r24} = Q_{cw} - Q_{dw24} - Q_{rs24}$$

Donde Q_{cw} es el caudal de aguas unitarias trasladado hacia la depuradora y Q_{dw24} y Q_{rs24} son los caudales medios en tiempo seco y de aguas de escorrentía en áreas separativas.

Según *Osorio, F. et al. (2012)*, *Beneyto, M.C. (2004)* y *CEDEX (2016)* el caudal máximo admitido por la EDAR (Q_{cw}) o caudal de aguas unitarias derivado hacia la misma, se determina como la suma del doble del caudal punta diario de aguas residuales urbanas, Q_{dwxr} más el caudal de infiltración, Q_{iw24} .

$$Q_{cw} = 2 \cdot Q_{dwx} + Q_{iw24}$$

En la normativa, el caudal diario en tiempo seco Q_{dw24} se estima como la suma de los caudales residuales de aguas domésticas, Q_{d24} , comerciales, Q_{c24} , e industriales, Q_{i24} , y el caudal de infiltración, Q_{iw24} .

$$Q_{dw24} = Q_{d24} + Q_{c24} + Q_{i24} + Q_{iw24}$$

Si no existen registros de los caudales de aguas residuales comerciales, industriales y de infiltración se podrán usar 0,2, 0,8 y 0,15 l/(s·ha) como dotaciones de cálculo

Para determinar el caudal de escorrentía de las áreas separativas Q_{rs24} (si es que existen), se puede considerar que este es igual al caudal residual de las mismas y obtenerlo aplicando la siguiente expresión:

$$Q_{rs24} = Q_{d24} = \frac{I \cdot w_s}{86400}$$

Donde el caudal de aguas residuales domésticas, Q_{d24} se calcula a partir de la dotación w_s l/(s·ha) y de la población servida I . Esta ecuación se podrá aplicar cuando el área impermeable de las zonas separativas sea inferior a 10 ha. En caso contrario, la norma propone medir en campo esta componente.

4.6.3.1.1.2 Concentración media de DQO en el agua de escorrentía, c_r

El segundo parámetro necesario para estimar la concentración en DQO del agua de las descargas de sistemas unitarios c_{cor} comentada anteriormente, es la concentración media de este parámetro en las aguas de escorrentía, c_r . Así, la concentración media de DQO en la escorrentía resulta de asumir una carga anual de 600 kg por hectárea de superficie impermeable que es lavada con unas condiciones medias de 800 mm de precipitación anual y un coeficiente de impermeabilidad $Z=0,70$. Por lo tanto, la parte de precipitación que llega a la red de alcantarillado es de 560 mm., por lo que la concentración media en DQO en las aguas de escorrentía es 107 mg/l.

Si las áreas de superficie impermeable tienen una carga de contaminación anual en DQO (w) superior a los 600 Kg/ha de los que parte la norma, o el valor de precipitación anual (h_{pr}) es distinto a 800 mm, el valor de c_r se puede recalcular siguiendo la siguiente expresión:

$$c_r(\text{mg/l}) = \frac{w \left(\frac{\text{Kg}}{\text{ha}} \right) \cdot 10^2}{h_{pr} \left(\frac{\text{l}}{\text{m}^2} \right) \cdot Z}$$

4.6.3.1.1.3 *Concentración media en DQO en el agua residual en tiempo seco, c_d .*

Para determinar la concentración en DQO del agua de las descargas de sistemas unitarios c_{co} indicada, resta únicamente por determinar la concentración teórica de diseño de DQO en el agua residual en tiempo seco, c_{dw} . El valor de partida de la instrucción para unas condiciones medias es $c_{dw}=600$ mg/l.

Sin embargo, para contemplar condiciones locales la concentración de diseño, c_d se puede corregir con una serie de coeficientes para contemplar valores superiores de carga contaminante en el agua residual (a_p), la precipitación anual local (a_h) y los depósitos de sedimentos que previsiblemente pueden existir en la red de alcantarillado (a_a). Así, tal y como indica *Osorio, F. et al. (2012)*, la concentración teórica de diseño en DQO del agua residual en tiempo seco c_d se calcula como el valor de diseño por el producto de la suma de estos tres factores:

$$c_d = 600 \cdot (a_p + a_h + a_a)$$

- Corrección por la carga de contaminación (a_p).

Si se supera el valor de concentración en DQO medio de 600 mg/l en el caudal de agua residual en tiempo seco sin tratar, entonces es necesario aumentar el volumen de almacenamiento en la red. Esto se consigue aplicando el coeficiente de corrección a_p que refleja este aumento en la concentración de contaminación:

$$\begin{cases} a_p = 1, & \text{para } C_{dw} \leq 600 \text{ mg/l} \\ a_p = \frac{C_{dw}}{600}, & \text{para } C_{dw} > 600 \text{ mg/l} \end{cases}$$

Donde c_{dw} es la concentración media de DQO en el caudal de tiempo seco (mg/l). Esta concentración media en DQO en el agua residual en tiempo seco se determina como:

$$C_{dw}(\text{mg/l}) = \frac{Q_{d24} \cdot C_{d24} + Q_{c24} \cdot C_{c24} + Q_{i24} \cdot C_{i24}}{Q_{d24} + Q_{c24} + Q_{i24} + Q_{iw24}}$$

Donde c_{d24} es la concentración en DQO de las aguas residuales domésticas, c_{c24} es la concentración en DQO de las aguas residuales comerciales y c_{i24} es la concentración en DQO de las aguas residuales industriales (todas en mg/l).

- Influencia de la precipitación anual (a_h).

El volumen y duración de las descargas de sistemas unitarios (DSU) depende de la precipitación anual h_{pr} (mm). Al aumentar la precipitación, el número de DSU aumenta y, por lo tanto, aumenta la cantidad de contaminación enviada hacia el medio receptor.

La norma contempla el incremento o descenso de masa movilizada, aumentando o disminuyendo la concentración en DQO en el agua residual con un factor de corrección que adopta los siguientes valores:

$$a_h = \begin{cases} \frac{h_{pr}}{800} - 1 & \text{para } 600\text{mm} \leq h_{pr} \leq 1.000\text{mm} \\ -0,25 & \text{para } h_{pr} < 600\text{mm} \\ +0,25 & \text{para } h_{pr} > 1.000\text{mm} \end{cases}$$

- Influencia de los depósitos de sedimento en la red (a_a).

El que se produzcan depósitos en una red de alcantarillado depende de la tensión de arrastre que hay durante el tiempo seco y durante el tiempo de lluvia. Cuanto menor sea el caudal y la

pendiente del alcantarillado, más probabilidades hay de que se produzcan depósitos. El factor que representa la influencia de los depósitos en la red a_a se calcula de la siguiente manera:

$$a_a = \frac{2 - \tau}{10} \cdot \left(\frac{24}{x_a}\right)^2 \geq 0$$

donde x_a y τ se calculan como:

$$x_a = \frac{24 \cdot Q_{dw24}}{Q_{dwx}}$$

$$\tau = 430 \cdot q_{dw24}^{0,45} \cdot 0,0001 \cdot [1 + 2 \cdot (IG_m - 1)]$$

Siendo Q_{dw24} el caudal medio en tiempo seco, Q_{dwx} el caudal punta en tiempo seco, ambos en l/s, q_{dw24} el caudal específico de tiempo seco (l/s·ha) e IG_m el grupo de pendiente media del terreno

El caudal específico de tiempo seco es igual al cociente entre el caudal medio en tiempo seco y el área impermeable de la cuenca. A su vez el caudal punta diario se obtiene a partir de la expresión siguiente:

$$Q_{dwx} = \frac{24}{x} \cdot Q_{d24} + \frac{24}{a_c} \cdot \frac{365}{b_c} \cdot Q_{c24} + \frac{24}{a_i} \cdot \frac{365}{b_i} \cdot Q_{i24}$$

Donde Q_{d24} , Q_{c24} y Q_{i24} son los caudales de aguas residuales domésticas, comerciales e industriales medios diarios (l/s), x es el número de horas al día con consumo, a_c , a_i son las horas de trabajo al día y b_c y b_i son los días de trabajo al año.

El caudal específico medio de aguas residuales en tiempo seco se obtiene como:

$$q_{dw24} = \frac{Q_{dw24}}{A_i}$$

El grupo de pendiente media del terreno IG_m se puede estimar a partir de la ponderación de los grupos de pendiente de las distintas subáreas de la cuenca:

$$IG_m = \frac{\sum A_{CA,i} \cdot IG_i}{\sum A_{CA,i}}$$

Donde $A_{CA,i}$ es el área total de la cuenca de la subárea i -ésima, en ha, e IG_i indica el grupo de inclinación de la misma. Dicho grupo de inclinación es función de la pendiente de cada subárea J_T , según se establece en la Tabla 15.

Tabla 15. Grupo de inclinación de la cuenca en función de la pendiente media del terreno.

IG	Pendiente media del terreno J_T
1	$J_T < 1\%$
2	$1\% \leq J_T \leq 4\%$
3	$4\% \leq J_T \leq 10\%$
4	$J_T > 10\%$

Una vez determinada la relación de mezcla (m) y las concentraciones medias de DQO en el agua de escorrentía (c_r) y en las aguas residuales en tiempo seco (c_{c0}), se puede determinar, según lo expuesto en el apartado 4.6.3.1., el valor de la concentración media en DQO en el agua aliviada hacia el medio receptor (c_{c0}).

El siguiente paso es determinar el porcentaje de agua residual unitaria vertida al medio receptor. Para ello, se estima en primer lugar el volumen de rebose anual permitido.

4.6.3.1.2.- Volumen de rebose anual permitido.

Para calcular el valor del volumen de rebose anual permitido, la instrucción especifica que el valor de la contaminación vertida al medio receptor en sistemas unitarios a través de los reboses y de la EDAR, debe ser inferior a la que se habría vertido si el sistema fuese separativo. Dicho balance de masas se expresa como:

$$PL_0 + PL_{tp} \leq PL_r$$

Siendo PL_0 la carga de contaminación anual movilizada hacia el medio en las DSU, PL_{tp} la carga de contaminación anual asociada a las aguas de escorrentía vertidas por la EDAR y PL_r la carga de contaminación de la superficie lavada por el agua de lluvia (todas en kg). Desarrollando esta expresión se tiene:

$$VQ_r \cdot e_0 \cdot c_{c0} + VQ_r(1 - e_0) \cdot c_{tp} \leq VQ_r \cdot c_r$$

Donde VQ_r indica el volumen medio anual de agua de lluvia en m^3 , c_{c0} la concentración media en DQO en los reboses de alcantarillado unitario en mg/l, c_r es la concentración media en DQO en el agua de escorrentía en mg/l y c_{tp} es la concentración media en DQO en el efluente de la EDAR, también en mg/l.

Por último, e_0 es el porcentaje de la cantidad de agua residual unitaria vertida al medio, que se obtiene de la ecuación anterior sustituyendo los valores de c_r (107 mg/l) y c_{tp} (70 mg/l):

$$e_0 = \frac{3.700}{(c_{c0} - 70)}; \quad \text{en \%}$$

Para ser capaces de mantener el valor de rebose permitido es necesario que la red de alcantarillado tenga una cierta capacidad de almacenamiento; de forma que dicho volumen de almacenamiento específico depende del valor de rebose permitido y de la escorrentía media diaria.

Así, una vez determinado el valor del porcentaje de alivio permitido, la instrucción ATV-A 128E propone el procedimiento detallado en los apartados siguientes orientado a obtener el volumen de almacenamiento específico de la red que permite alcanzar dicho nivel de alivio.

4.6.3.1.3.- Volumen de almacenamiento total.

Para obtener el volumen de almacenamiento total del sistema se debe estimar en primer lugar el volumen de almacenamiento específico. Para ello se seguirán los siguientes pasos:

a) En primer lugar, se comprueba que las variables obtenidas se encuentran dentro del rango de aplicación del método. Para ello, se deben comprobar las siguientes expresiones:

$$\left\{ \begin{array}{l} 25\% \leq e_0 \leq 75\% \\ 0,2 \leq q_r \leq 2,0 \\ q_r \leq \frac{\left(\frac{48}{x_a} - 1\right) \cdot Q_{dw24} - Q_{rS24}}{A_i} \end{array} \right.$$

Donde e_0 es el porcentaje de la cantidad de agua residual unitaria vertida, A_i es el área impermeable en ha, q_r es el caudal específico del agua de escorrentía, x_a es un coeficiente que relaciona el caudal punta y el caudal medio de aguas residuales (definido en el apartado 4.6.3.1.1.3), Q_{dw24} es el caudal medio en tiempo seco y Q_{r524} el caudal de agua de escorrentía de las áreas separativas, ambos en l/s. El caudal específico del agua de escorrentía, q_n es igual al cociente entre Q_{r24} o caudal de agua de escorrentía, en l/s, y el área impermeable A_i de la cuenca, en ha.

b) Una vez verificadas las condiciones anteriores se determinan H_1 y H_2 :

$$\begin{cases} H_1 = \frac{4.000 + 25 \cdot q_r}{0,051 + q_r} \\ H_2 = \frac{36,8 + 13,5 \cdot q_r}{0,5 + q_r} \end{cases}$$

A partir de estos parámetros se puede determinar el volumen de almacenamiento específico, V_s como:

$$V_s = \frac{H_1}{e_0 + 6} - H_2$$

Por último, se debe comprobar la siguiente expresión:

$$3,60 + 3,84 \cdot q_r \leq V_s \leq 40$$

En grandes cuencas en las que, para no superar el caudal máximo permitido por la EDAR, se disponen varias estructuras en las distintas subcuencas, estas pueden situarse en serie o en paralelo.

Ya se ha visto como calcula esta normativa el volumen de almacenamiento total necesario para una cuenca de drenaje de una EDAR con sistema de alcantarillado unitario. Sin embargo, el rendimiento del tratamiento de las aguas residuales en tiempo de lluvia no depende únicamente del volumen de almacenamiento disponible, sino de la disposición, diseño y funcionamiento de las instalaciones. A continuación se exponen los métodos para el dimensionamiento individual de las estructuras con aliviadero.

4.6.3.2.- Determinación de los volúmenes de estructuras con aliviadero.

La normativa expone dos procedimientos para llevar a cabo dicho cálculo, uno simplificado, aplicable solo en algunos escenarios, y otro más detallado, que incluye modelos de cálculo de cargas contaminantes en simulaciones de largos periodos.

4.6.3.2.1.- Método de diseño simplificado.

El método de diseño simplificado consiste en aplicar el método expuesto en el apartado anterior (determinación del volumen de almacenamiento total) pero considerando sólo la cuenca de aportación situada aguas arriba de la estructura que se quiere dimensionar, y por debajo de la última estructura con aliviadero.

El método de diseño simplificado sólo se podrá utilizar si se cumplen una serie de requisitos:

1. El caudal específico de agua de escorrentía derivado hacia la EDAR (q_r) no debe exceder los 2 l/(s·ha).
2. El caudal específico de agua de escorrentía de la cuenca aguas arriba de la estructura, no debe ser superior a 1,2 veces el caudal específico enviado hacia la EDAR.
3. El caudal que sale de cada depósito no debe exceder su proporción con respecto al caudal de la EDAR.
4. No existen más de 5 depósitos-aliviadero colocados en serie.
5. La cuenca aguas arriba de un depósito-aliviadero no debe incluir más de 5 estructuras con aliviadero.

6. Los depósitos de detención dentro de la cuenca aguas arriba deben tener un caudal específico de agua de escorrentía de, al menos, 5 l/(s·ha). Recordamos que, para el cálculo simplificado, el área de contribución de los depósitos situados aguas arriba, no debe contemplarse en el cálculo de los situados aguas abajo.

Si alguno de estos requisitos no se satisface se ha de aplicar el método de evaluación detallada, utilizando para ello cálculos de cargas contaminantes en simulaciones de larga duración.

4.6.3.2.2.- Método de evaluación detallada.

El método de evaluación detallada emplea modelos de cálculo para obtener, a partir del análisis de series históricas de precipitación, la masa movilizada hacia el medio receptor. En este tipo de planteamiento, de carácter iterativo, el objetivo es optimizar el sistema tanto desde un punto de vista técnico como económico.

Los cálculos deben mostrar como el emplazamiento, tipología y tamaño de las estructuras, y su funcionamiento, afecta a las características de las DSU en cualquier punto del sistema. Estudiando distintas alternativas y estimando su coste de construcción y explotación se puede encontrar la mejor solución para el tratamiento de las aguas residuales en tiempo de lluvia en un sistema de alcantarillado unitario. En este sentido, el método de diseño simplificado es más limitado (Pecher, R.; 1992).

4.6.3.3.- Dimensionamiento individual de las estructuras con aliviadero.

El último paso a realizar tras estimar el volumen de almacenamiento total y de cada una de las estructuras con aliviadero es el de definir los detalles de diseño para cada una de las tres tipologías indicadas anteriormente.

4.6.3.3.1.- Aliviaderos tradicionales.

Para evitar un excesivo vertido de contaminación en un determinado punto, los aliviaderos de aguas residuales en tiempo de lluvia deben diseñarse con una intensidad de lluvia crítica mínima entre 7,5 y 15 l/(s·ha). El valor de la intensidad de lluvia crítica en una cuenca depende de su tiempo de concentración; determinándose a partir de la siguiente ecuación:

$$i_{crit} = 15 \frac{120}{t_c + 120}$$

Siendo i_{crit} intensidad de la lluvia crítica en l/s/ha, t_c tiempo de concentración de la cuenca, en minutos; siendo $t_c < 120$ minutos.

Para $t_c > 120$ minutos, se tomará directamente $i_{crit} = 7,5$ l/s/ha.

A partir de esta lluvia crítica se determina el caudal crítico a partir del cual se puede realizar el rebose:

$$Q_{crit} = Q_{dw24} + i_{crit} \cdot A_i + \sum Q_{t,i}$$

Siendo A_i área impermeable en ha, Q_{dw24} el caudal medio en tiempo seco en l/s, i_{crit} la lluvia crítica en l/(s·ha) y Q_t el caudal máximo de salida de la instalación aguas arriba en l/s.

Se le exige además un valor de mezcla mínimo que se debe superar, en función del valor de la concentración media en DQO en tiempo seco, según las siguientes expresiones:

$$\begin{cases} M_{SO} \geq 7 & \text{si } c_{dw} \leq 600 \text{ mg/l} \\ M_{SO} \geq \frac{c_{dw} - 180}{60} & \text{si } c_{dw} > 600 \text{ mg/l} \end{cases}$$

Siendo, c_{dw} la concentración media en DQO en el caudal de tiempo seco (mg/l).

El valor de M_{SO} se obtiene a partir de la expresión:

$$M_{SO} = \frac{Q_t - Q_{dw24}}{Q_{dw24}}$$

Siendo, Q_{dw24} el caudal medio en tiempo seco y Q_t el caudal máximo de salida de la instalación aguas arriba, ambos en l/s.

Por lo tanto se puede concluir que el valor de Q_t

$$Q_t = (M_{SO} + 1) \cdot Q_{dw24}$$

es decir, $Q_t \geq 8 \cdot Q_{dw24}$

4.6.3.3.2.- Depósitos-aliviadero.

A los depósitos-aliviadero se les exige un volumen específico mínimo que se calcula según la ecuación:

$$V_{s,min} = 3,60 + 3,84 \cdot q_r$$

Siendo q_r el caudal específico de agua de escorrentía en l/(s·ha).

Por razones de diseño se recomienda que los depósitos-aliviadero de sedimentación tengan un volumen de al menos de 100 m³ y los depósitos-aliviadero de primer lavado tengan un volumen de al menos de 50 m³. Además el tiempo de vaciado del depósito no debe exceder las 10 ó 15 horas.

Se les exige también a estas estructuras un valor de mezcla mínimo que debe superar en función del valor de la concentración media en DQO en tiempo seco los siguientes valores:

$$\begin{cases} M_{STO} \geq 7 & \text{si } c_{dw} \leq 600 \text{ mg/l} \\ M_{STO} \geq \frac{c_{dw} - 180}{60} & \text{si } c_{dw} > 600 \text{ mg/l} \end{cases}$$

Además, a los depósitos-aliviadero se les exigen unas determinadas condiciones para que el tratamiento sea efectivo:

1. En un depósito-aliviadero rectangular de sedimentación, la velocidad ascensional con una lluvia crítica de 15 l/(s·ha) debe ser inferior a 10 m/h.
2. Con los depósitos-aliviadero de sedimentación se puede suponer, sin otra verificación, que se proporciona una seguridad suficiente frente a la formación de flujos de resuspensión de lodos si la sección transversal del depósito se determina de forma que, con una lluvia crítica de 15 l/(s·ha), la velocidad horizontal del flujo hacia la salida en los depósitos rectangulares sea menor que 0,05 m/s.
3. La longitud de un depósito rectangular debe, en la dirección del flujo, ser al menos dos veces la anchura. Si el depósito aliviadero está dividido en cámaras individuales esto aplica a cada una de las cámaras.

4.6.3.3.3.- Almacenamiento en la propia red con aliviadero.

El dimensionamiento de los depósitos-aliviadero y del almacenamiento en la propia red con aliviadero, es equivalente según esta normativa.

Resumiendo, la normativa alemana se basa en que sólo se transporta a la EDAR el caudal que es capaz de tratar en el biológico, es decir 2-3 veces el caudal medio. Esto da lugar a interceptores generales con poca capacidad de transporte y depósitos de almacenamiento localizados en la red de dimensiones

relativamente grandes (ya que a los reboses se les exige un coeficiente de mezcla de al menos 7) que se dimensionan en función de la superficie de la cuenca tributaria.

4.6.4.- Procedimiento de aplicación de la normativa alemana ATV-A 128E.

A modo de resumen, se detalla en los apartados siguientes, siguiendo las pautas descritas por *Osorio, F. et al.* (2012), el procedimiento práctico necesario para aplicar la norma *ATV-A 128E*, destinada a la obtención del volumen de un tanque de tormenta.

4.6.4.1.- Definición de variables.

4.6.4.1.1.- Variables Hidrológicas.

A_i : área impermeable de la cuenca (ha)

$ACA_{i,i}$: área impermeable de la subcuenca i -ésima (ha)

IG_i : grupo de inclinación de la subcuenca de área $A_{CA,i}$, función de la pendiente de cada subárea J_T , según se establece en la anterior Tabla 15.

t_c : tiempo de concentración de la cuenca (horas)

Z : coeficiente de impermeabilidad de la cuenca. La norma adopta inicialmente el valor $Z=0,7$

h_{pr} : precipitación anual (mm);

J_T : pendiente media de la cuenca;

4.6.4.1.2.- Variables de Caudal.

I : población de diseño (hab)

w_s : dotación media diaria de ARU de diseño (l/ha b/día)

Q_{d24} : caudal de aguas residuales domésticas (l/s)

Q_{c24} : caudal de aguas residuales comerciales (l/s)

Q_{i24} : caudal de aguas residuales industriales (l/s)

Q_{iw24} : caudal de aguas residuales de infiltración (l/s)

Q_{cw} : caudal de aguas unitarias derivado a la EDAR (l/s)

x : número de horas al día con consumo de aguas domésticas (h)

a_c : horas de trabajo al día de los comercios (h)

a_i : horas de trabajo al día de las industrias (h)

b_c : días de trabajo al año de los comercios (días)

b_i : días de trabajo al año de las industrias (días)

4.6.4.1.3.- Variables de Contaminación.

w : carga anual de DQO de contaminación en la cuenca (Kg/ha)

C_{d24} : concentración en DQO en las aguas residuales domésticas locales (mg/l)

C_{c24} : concentración en DQO en las aguas residuales comerciales locales (mg/l)

C_{i24} : concentración en DQO en las aguas residuales industriales locales (mg/l)

C_{tp} : concentración media en DQO en el efluente de la EDAR. La norma adopta inicialmente el valor $c_{tp}=70$ mg/l

C_{dw} : concentración media en DQO en las aguas de tiempo seco. La norma adopta el valor inicial $c_{dw}=600$ mg/l

C_r : concentración media en DQO en las aguas de escorrentía. La norma adopta el valor inicial $c_r=107$ mg/l

4.6.4.2.- Obtención de la relación de mezcla (m).

Determinación de coeficiente a_f en función del tiempo de concentración (t_c) de la cuenca:

$$a_f = \begin{cases} 0,5 + \frac{50}{t_c + 100}, & \text{si } t_c \leq 30 \\ 0,885, & \text{si } t_c > 30 \end{cases}$$

Determinación del caudal diario en tiempo seco (Q_{dw24}):

$$Q_{dw24} = Q_{d24} + Q_{c4} + Q_{i24} + Q_{iw24}$$

Determinación del caudal medio de agua de escorrentía de las áreas separativas (Q_{rs24}):

$$Q_{rs24} = \frac{I \cdot w_s}{86.400}$$

Determinación del caudal de escorrentía que se conduce a la EDAR durante los alivios (Q_{r24}):

$$Q_{r24} = Q_{cw} - Q_{dw24} - Q_{rs24}$$

Determinación del caudal de aguas de escorrentía medio en la entrada a la estructura durante los reboses (Q_{r0}):

$$Q_{r0} = a_f \cdot (3 \cdot A_i + 3 \cdot 2 \cdot Q_{r24})$$

válido si $q_r = Q_{r24}/A_i < 2$ l/s/ha

Determinación de la relación de mezcla (m):

$$m = \frac{Q_{r0} + Q_{rs24}}{Q_{dw24}}$$

4.6.4.3.- Obtención de la concentración media de DQO en el agua de escorrentía (C_r (mg/l)).

$$C_r = \frac{w \cdot 10^2}{h_{pr} \cdot Z} = \left(\frac{\frac{Kg}{ha} \cdot 10^6 \frac{mg}{Kg} \cdot 10^{-4} \frac{ha}{m^2}}{\frac{l}{m^2} \cdot \frac{1}{1}} \right)$$

4.6.4.4.- Obtención de la concentración media de DQO en el agua residual en tiempo seco (C_d).

Determinación de la concentración media ponderada de DQO en el agua residual en tiempo seco (C_{dw}):

$$C_{dw}(\text{mg/l}) = \frac{Q_{d24} \cdot C_{d24} + Q_{c24} \cdot C_{c24} + Q_{i24} \cdot C_{i24}}{Q_{d24} + Q_{c24} + Q_{i24} + Q_{iw24}}$$

4.6.4.4.1.- Corrección por la carga de contaminación; a_p .

Determinación del factor de corrección por carga de contaminación a_p :

$$\begin{cases} a_p = 1, & \text{para } C_{dw} \leq 600 \text{ mg/l} \\ a_p = \frac{C_{dw}}{600}, & \text{para } C_{dw} > 600 \text{ mg/l} \end{cases}$$

4.6.4.4.2.- Corrección por influencia de la precipitación anual; a_h .

$$a_h = \begin{cases} \frac{h_{pr}}{800} - 1 & \text{para } 600\text{mm} \leq h_{pr} \leq 1.000\text{mm} \\ -0,25 & \text{para } h_{pr} < 600\text{mm} \\ +0,25 & \text{para } h_{pr} > 1.000\text{mm} \end{cases}$$

4.6.4.4.3.- Corrección por influencia de los depósitos de sedimento en la red; a_a .

Determinación del caudal punta diario de agua residual en tiempo seco Q_{dwx} :

$$Q_{dwx} = \frac{24}{x} \cdot Q_{d24} + \frac{24}{a_c} \cdot \frac{365}{b_c} \cdot Q_{c24} + \frac{24}{a_i} \cdot \frac{365}{b_i} \cdot Q_{i24}$$

Determinación del caudal específico medio de aguas residuales en tiempo seco q_{dw24} :

$$q_{dw24} = \frac{Q_{dw24}}{A_i}$$

Determinación del parámetro x_a

$$x_a = \frac{24 \cdot Q_{dw24}}{Q_{dwx}}$$

Determinación del grupo de pendiente media del terreno IG_m :

$$IG_m = \frac{\sum(A_{CA,i} \cdot IG_i)}{\sum A_{CA,i}}$$

Determinación del parámetro τ :

$$\tau = 430 \cdot q_{dw24}^{0,45} \cdot 0,0001 \cdot [1 + 2 \cdot (IG_m - 1)]$$

Determinación del factor de corrección por influencia de los depósitos de sedimento en la red; a_a :

$$a_a = \frac{2 - \tau}{10} \cdot \left(\frac{24}{x_a}\right)^2 \geq 0$$

Resulta entonces, la concentración media en DQO en el agua residual en tiempo seco (C_d):

$$C_d = C_{dw} \cdot (a_p + a_h + a_a)$$

4.6.4.5.- Obtención del porcentaje de rebose anual permitido.

Previamente, se determina la concentración media en DQO en el alivio al medio receptor; C_{c0} :

$$C_{c0} = \frac{m \cdot C_r + C_d}{m + 1}$$

Pudiéndose determinar entonces el porcentaje de rebose anual permitido; e_0 :

$$e_0 = \frac{C_r - C_{tp}}{C_{c0} - C_{tp}} \times 100$$

4.6.4.6.- *Obtención del volumen de almacenamiento total.*

Para hallar este volumen, se sigue el procedimiento siguiente.

Determinación del caudal específico del agua de escorrentía que se dirige hacia la EDAR en tiempo de lluvia (q_r):

$$q_r = \frac{Q_{r24}}{A_i}$$

Se debe comprobar además que se cumple:

Las variables se encuentran dentro del rango de aplicación del método:

$$\left\{ \begin{array}{l} 25\% \leq e_0 \leq 75\% \\ 0,2 \leq q_r \leq 2,0 \\ q_r \leq \frac{\left(\frac{48}{x_a} - 1\right) \cdot Q_{dw24} - Q_{rs24}}{A_i} \end{array} \right.$$

Determinación de los parámetros H_1 y H_2 :

$$H_1 = \frac{4.000 + 25 \cdot q_r}{0,051 + q_r}$$

$$H_2 = \frac{36,8 + 13,5 \cdot q_r}{0,5 + q_r}$$

Determinación del volumen de almacenamiento específico V_{s_ATV} :

$$V_{s_ATV} = \frac{H_1}{e_0 + 6} - H_2$$

Verificar el cumplimiento de la siguiente relación:

$$3,60 + 3,84 \cdot q_r \leq V_{s_ATV} \leq 40$$

Conocido el volumen de almacenamiento específico, se está en condiciones de obtener el volumen total V_{T_ATV} :

$$V_{T_ATV} = V_{s_ATV} \cdot A_i$$

5.- Resultados.

5.1.- *Aplicación de metodologías de dimensionamiento actuales a la vertiente mediterránea. El caso de Jaén.*

5.1.1.- Sistema de saneamiento estudiado.

El análisis realizado en este trabajo, se ha centrado en una localización concreta del sur de la península Ibérica: la ciudad de Jaén; se encuentra dentro de la zona de influencia del clima mediterráneo, aunque con características propias singulares.

Jaén presenta un clima mediterráneo continentalizado, caracterizado por veranos cálidos y secos e inviernos suaves y de raras heladas (Csa, según la clasificación climática de Köppen).

Las temperaturas anuales medias se sitúan en torno a los 17°C en Jaén. El mes de enero es el mes más frío, mientras que el mes más cálido es el de julio.

En Jaén, los inviernos son suaves, sucediendo heladas en raras ocasiones; mientras que las temperaturas mínimas pueden llegar a 0/-1 °C. Los veranos son calurosos, con temperaturas máximas que alcanzan los 40 °C. La oscilación térmica es grande durante todo el año, superando en ocasiones los 20 °C en un mismo día.

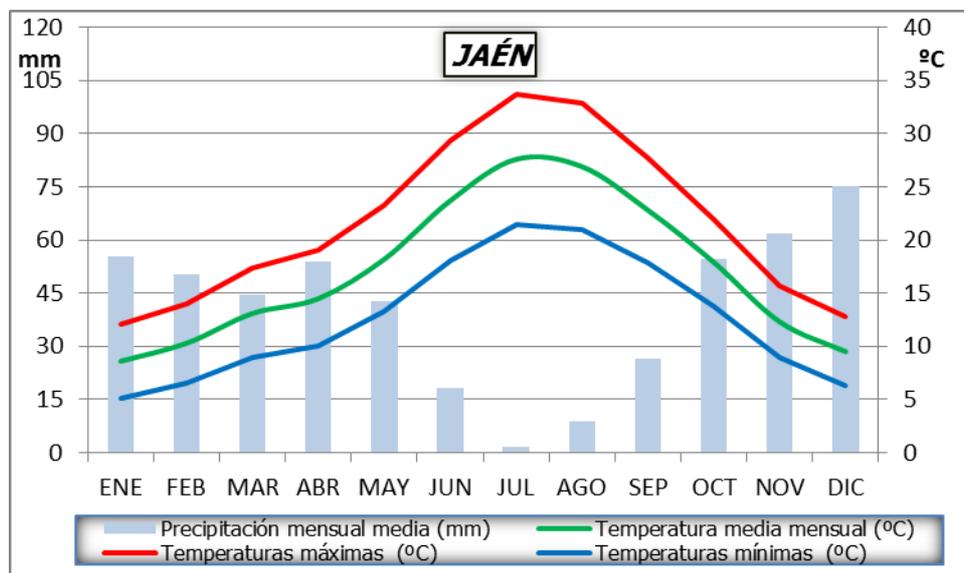


Figura 32. Precipitaciones y temperaturas de Jaén (Fuente: AEMET, 2012).

En cuanto a las precipitaciones, el promedio de lluvias para Jaén es de 493 mm anuales. Estas precipitaciones se reparten fundamentalmente durante los meses de otoño e invierno, con un pico máximo en los meses de diciembre.

Tabla 16. Precipitaciones medias de Jaén y comparación con la media española (Fuente: AEMET, 2012).

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
España	50	48	55	44	47	13	8	18	39	78	60	55
Jaén	8,6	10,3	13,1	14,5	18,2	24	28	26,9	22,8	17,9	12,3	9,5

Así, en Jaén, las lluvias son muy escasas en verano, concentrándose en el final del otoño, los meses invernales y el principio de la primavera.

El número de días de lluvia en Jaén alcanza un valor próximo a los 80 días al año con precipitaciones apreciables (ver Tabla 17).

Tabla 17. Número medio mensual de días de precipitación apreciable y de tormenta en Jaén (Fuente: AEMET, 2012).

		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Total
Jaén	aprec.	8,8	8,1	7,1	9,4	7,8	3	0,7	1,3	4,5	8	9,6	10,3	78,6
	torm.	0,1	0,1	0,2	0,5	0,9	0,9	0,3	0,5	1	0,5	0,1	0,3	5,4

5.1.2.- Resultados de aplicación de las Especificaciones Técnicas Básicas para Proyectos de Conducciones Generales de Saneamiento. Confederación Hidrográfica del Norte (CHN, 1995).

Tal y como se comentó en el apartado anterior 4.2, según estas especificaciones técnicas, el volumen útil de la cámara de regulación debe ser suficiente para que garantice que el aliviadero no vierte para una lluvia de 10 l/s/ha y 20 minutos de duración (CHN, 1995).

De esta manera, en la localización analizada, la aplicación de las *Especificaciones Técnicas Básicas para Proyectos de Conducciones Generales de Saneamiento* de la *Confederación Hidrográfica del Norte* (CHN, 1995), conduce a la obtención del volumen útil total del tanque de tormentas indicado en la Tabla 18.

Tabla 18. Obtención del volumen de un tanque de tormentas mediante la aplicación de las Especificaciones Técnicas Básicas para Proyectos de Conducciones Generales de Saneamiento. (CHN, 1995).

Localización	A_i (ha)	i (l/seg/ha)	t (min)	V_{T, CHN} (m ³)	V_{s, CHN} (m ³ /ha)
Jaén	729,91	10	20	8.759	12,00

5.1.3.- Resultados de aplicación de las normas para Redes de Saneamiento del Canal de Isabel II (NRSCYII- 2006).

Según se desprende de lo expuesto en el apartado anterior 4.3, las *normas para Redes de Saneamiento del Canal de Isabel II* (NRSCYII, 2006), indican que el volumen del tanque de tormentas deberá ser el necesario para evitar que los vertidos producidos por una lluvia de una determinada intensidad no produzca vertidos (Osorio, F. et al., 2012).

Dicha intensidad se obtiene a partir de la expresión aportada en el apartado 4.3, resultando que, para un tiempo de concentración de la cuenca en estudio $T_c = 257$ minutos, le corresponde una intensidad $i = 7,5$ l/seg/ha.

Así, si para la duración de la tormenta adoptamos el tiempo de concentración de la cuenca, se obtiene el volumen útil total del tanque de tormentas indicado en la Tabla 19:

Tabla 19. Obtención del volumen de un tanque de tormentas mediante la aplicación de las normas para Redes de Saneamiento del Canal de Isabel II (NRSCYII- 2006).

Localización	A_i (ha)	i (l/seg/ha)	T_c (min)	V_{T, CY II} (m ³)	V_{s, CY II} (m ³ /ha)
Jaén	729,91	7,5	257	84.546	115,83

5.1.4.- Resultados de aplicación de las instrucciones Técnicas para Obras Hidráulicas de Galicia (ITOHG, 2009).

La superficie impermeable de la cuenca en estudio alcanza el valor de 729,91 ha, muy lejos del límite de 10 ha establecido en la norma para la aplicación del método simplificado indicado en el apartado 4.4.

En este caso, las *Instrucciones Técnicas para Obras Hidráulicas de Galicia* (ITOHG, 2009), prescriben la aplicación de métodos completos basados en la aplicación de modelos matemáticos destinados al desarrollo de una modelización integrada de la cuenca urbana, de la red de alcantarillado, de los depósitos

del sistema de saneamiento unitario, de la depuradora y del medio receptor (siempre que sea posible) (ver 4.4).

Dicha modelización se desarrolla en el apartado 5.2, siendo por tanto plenamente aplicables los resultados obtenidos en el mencionado apartado.

5.1.5.- Resultados de aplicación de la normativa británica BS 8005.

En la localización analizada, la aplicación de la normativa británica *BS 8005* (BSI, 1987), conduce a la obtención del volumen útil total del tanque de tormentas indicado en la Tabla 20.

Tabla 20. Obtención del volumen de un tanque de tormentas mediante la aplicación de la norma británica BS 8005.

Localización	A_i (ha)	i_{crit} (l/seg/ha)	t (min)	V_{T_BS} (m³)	V_{s_BS} (m³/ha)
Jaén	729,91	10	20	112.728	154,44

5.1.6.- Resultados de aplicación de la normativa alemana ATV-A 128E.

Siguiendo el procedimiento descrito en el epígrafe anterior 4.6.4, se aplica a continuación la mencionada normativa alemana *ATV-A 128E* para el caso concreto de la localización investigada.

Definición de variables

Variables Hidrológicas

A _i	: área impermeable de la cuenca	729,91	ha
I _g	: inclinación media del área drenada	2,679	
t _c	: tiempo de concentración de la cuenca	4,29	horas
Z	: coeficiente de impermeabilidad de la cuenca Z=0,7	0,70	
h _{pr}	: precipitación anual	493	mm
J _T	: pendiente media de la cuenca	0,025	

Variables Caudal

I	: población de diseño	111.401	hab
w _s	: dotación media diaria de ARU de diseño	250	l/hab/día
Q _{d24}	: caudal de aguas residuales domésticas	322,34	l/s
Q _{c24}	: caudal de aguas residuales comerciales	18,92	l/s
Q _{i24}	: caudal de aguas residuales industriales	120,58	l/s
Q _{iw24}	: caudal de aguas residuales de infiltración	0,00	l/s
x	: número de horas al día con consumo de aguas domésticas	8	h
a _c	: horas de trabajo al día de los comercios	12	h
a _i	: horas de trabajo al día de las industrias	16	h
b _c	: días de trabajo al año de los comercios	300	días
b _i	: días de trabajo al año de las industrias	312	días

Variables Contaminación

w	: carga anual de DQO de contaminación en la cuenca	265	Kg/ha
C _{d24}	: concentración de DQO en las aguas residuales domésticas locales	600	mg/l
C _{c24}	: concentración de DQO en las aguas residuales comerciales locales	600	mg/l
C _{i24}	: concentración de DQO en las aguas residuales industriales locales	600	mg/l
C _{tp}	: concentración media de DQO en el efluente de la EDAR	70	mg/l
C _{dw}	: concentración media de DQO en las aguas de tiempo seco	600	mg/l

Obtención de la RELACIÓN DE MEZCLA

Q_{dwx}	: caudal punta diario de agua residual en tiempo seco	1.224,65	l/s
Q_{cw}	: caudal de aguas unitarias derivado a la EDAR	2.449,29	l/s
a_f	: coeficiente	0,9794	
Q_{dw24}	: caudal diario en tiempo seco	461,84	l/s
Q_{rs24}	: caudal medio de agua de escorrentía de las áreas separativas	322,34	l/s
Q_{r24}	: caudal de escorrentía que se conduce a la EDAR durante los alivios	1.665,11	l/s
Q_{r0}	: caudal de aguas de escorrentía medio en la entrada a la estructura durante los reboses	11.929,90	l/s
m	: relación de mezcla	26,53	

Obtención de la CONCENTRACIÓN MEDIA de DQO en el AGUA de ESCORRENTÍA

C_r	: concentración media en DQO en el agua de escorrentía	76,79	mg/l
-------	--	-------	------

Obtención de la CONCENTRACIÓN MEDIA de DQO en el AGUA RESIDUAL en TIEMPO SECO

C_{dw}	: concentración media ponderada de DQO en el agua residual en tiempo seco	600	mg/l
	<u>Corrección por la carga de contaminación</u>		
a_p	: factor de corrección por carga de contaminación	1,00	
	<u>Corrección por influencia de la precipitación anual</u>		
a_h	: factor de corrección por influencia de la precipitación anual	-0,25	
	<u>Corrección por influencia de los depósitos de sedimento en la red</u>		
q_{dw24}	: caudal específico medio de aguas residuales en tiempo seco	0,63	l/s/ha
x_a	: parámetro para estimar aa	9,05	
IG_m	: pendiente media del terreno	2,68	
τ	: parámetro para estimar aa	0,15	
a_a	: factor de corrección por influencia de los depósitos de sedimento en la red	1,30	
C_d	: concentración media de DQO en el AGUA RESIDUAL en TIEMPO SECO	1.229,42	mg/l

Obtención del PORCENTAJE de REBOSE ANUAL PERMITIDO

C_{c0}	: concentración media ponderada de DQO en el agua residual en tiempo seco	118,66	mg/l
e_0	: porcentaje de rebose anual permitido	13,95	%

Obtención del VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO TOTAL en el SISTEMA de SANEAMIENTO

q_r	: caudal específico medio del agua de escorrentía	2,281	l/s/ha
	<u>Coefficientes para la estimación del volumen de almacenamiento específico</u>		
	H_1	1.739,53	
	H_2	24,30	
	<u>Volumen de almacenamiento específico</u>		
V_{s_ATV}	: volumen de almacenamiento específico	62,88	m³/ha neta

De esta manera, según se desprende de la relación anterior, se obtiene un volumen de almacenamiento específico de 62,88 m³/ha neta, próximo a los 60 m³/ha neta.

5.1.7.- Resumen de resultados tras la aplicación de diferentes normativas existentes.

A modo de resumen, en la Tabla 21 se aportan los resultados obtenidos tras la aplicación de las diferentes normativas analizadas en el sistema de saneamiento estudiado.

Tabla 21. Resultados de la aplicación de diferentes normativas en el sistema de saneamiento de Jaén (V_s : volumen de almacenamiento específico; V_T : volumen de almacenamiento total).

ET-CHN	V_s	12,00	m^3/ha
	V_T	8.759	m^3
CYII	V_s	115,83	m^3/ha
	V_T	84.546	m^3
BS 8005	V_s	154,44	m^3/ha
	V_T	112.728	m^3
ATV-A 128E	V_s	62,88	m^3/ha
	V_T	45.895	m^3

Como se puede comprobar, la disparidad de resultados obtenidos plantea la necesidad de abordar el problema del dimensionamiento de los tanques de tormenta desde una perspectiva diferente.

No obstante, tal y como se apuntó en los apartados 4.1 y 5.1.4, existen una serie de metodologías completas basadas en la modelización integrada, o aplicación de modelos matemáticos de cálculo.

De esta manera, en los apartados siguientes procedemos a afrontar esta opción.

5.2.- Evaluación detallada de sistemas de saneamiento mediante el desarrollo de modelos de cálculo.

Con el propósito de comprobar y contrastar los resultados obtenidos en apartados anteriores, se ha procedido a desarrollar el modelo *SWMM* de cálculo, particularizado para el sistema de saneamiento de la ciudad de Jaén. Se trata así de aplicar un método de evaluación detallada, similar al utilizado por la norma ATV-A 128E (apartado 4.6.3.2.2)

Se pretende de esta manera analizar, como respuesta a determinadas variables de entrada, tanto el caudal como la contaminación presente en cualquier punto de la red; y en particular en cada uno de los puntos de vertido.

5.2.1.- Modelo de cálculo empleado: Storm Water Management Model.

El *Storm Water Management Model* o *modelo de gestión de aguas pluviales* de la EPA (*SWMM*) es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones, que se puede utilizar para estudiar un único suceso o para realizar una simulación continua en un periodo extendido. El programa permite simular tanto la cantidad como calidad del agua evacuada; especialmente en sistemas de alcantarillado urbanos; tanto unitarios como separativos (Beneyto, M.C., 2004).

Esta aplicación permite simular todos los aspectos del ciclo hidrológico y de contaminación, que comprenden la escorrentía superficial y subterránea, el transporte a través de la red de drenaje, su almacenamiento y su tratamiento. El *SWMM* puede utilizarse así, como modelo de planificación, o como modelo de diseño, describiendo en detalle Beneyto, M.C. (2004) sus diferentes aplicaciones.

Los modelos de planificación se utilizan para evaluar globalmente los inconvenientes de la escorrentía urbana, estimando a la vez la eficacia y el coste de posibles soluciones. Utilizan escalones de tiempo relativamente amplios (horas) y simulaciones de larga duración (meses y años). Precisan escasos datos y su complejidad matemática es escasa. Se utilizan para identificar sucesos hidrológicos de interés para el diseño u otros propósitos, como en el caso que será analizado más adelante en detalle.

Beneyto, M.C. (2004) indica también que el modelo *SWMM* puede utilizarse a la vez con el propósito de realizar una simulación detallada de un único suceso de precipitación, obteniendo una descripción completa de la circulación de caudales y contaminantes, desde el momento de inicio de la precipitación, su entrada y circulación a través del sistema de alcantarillado; y finalmente su aporte al medio receptor. Como tal, puede resultar útil de cara a la predicción de caudales y concentraciones de contaminantes en cualquier punto en el sistema de alcantarillado; reflejando, de manera detallada, la forma en la que influirán los distintos parámetros de diseño. Estos modelos resultan así una herramienta de extrema utilidad a la hora de determinar las intervenciones más eficientes para resolver los problemas de inundaciones y contaminación en áreas urbanas. En este caso, el modelo se utiliza generalmente para la simulación de un suceso de lluvia único; utilizando escalones de tiempo cortos (minutos) y simulaciones de corta duración (horas). Los datos necesarios pueden ser moderados o bien extensos, en función del uso particular que se le dé al modelo.

Otra posible aplicación de los modelos *SWMM* surge a la hora de estudiar el funcionamiento real de un sistema de saneamiento. Se utilizan entonces con el propósito de tomar decisiones de control en tiempo real durante los episodios de precipitación intensa. Los datos de lluvia se incorporan al modelo desde estaciones telecontroladas, utilizándose el programa a la hora de analizar la respuesta del sistema a corto plazo.

En función del objetivo del estudio, puede ser interesante obtener como resultado los hidrogramas (evolución del caudal con el tiempo) y polutogramas (evolución de las concentraciones de contaminantes con el tiempo) con detalle tanto temporal como espacial; o simplemente los resultados finales (como por ejemplo la cantidad de contaminantes vertidos por una determinada tormenta). El *SWMM* permite así obtener resultados de la evolución de caudales y concentraciones de contaminantes con el tiempo; así como los resultados totales diarios, mensuales, anuales y totales (para simulación continua).

De esta manera, la aplicación *SWMM* está formada por una serie de bloques de cálculo resumidos en el siguiente esquema de la Figura 33 por Beneyto, M.C. (2004).

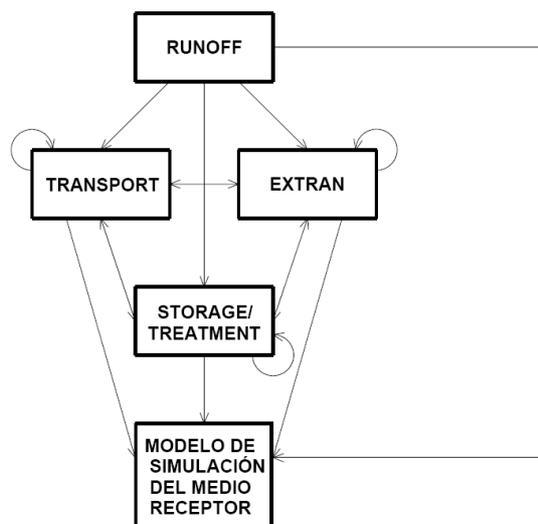


Figura 33. Estructura del modelo *SWMM*. (Fuente: Beneyto, M.C., 2004).

- El bloque RUNOFF (ESCORRENTÍA) genera la escorrentía superficial y subterránea partiendo de hietogramas de lluvia arbitrarios, condiciones iniciales, usos de suelo y topografía.
- Los bloques TRANSPORT (DE TRANSPORTE) y EXTRAN conducen los caudales y contaminantes a través del sistema de alcantarillado.
- Finalmente, el bloque STORAGE/TREATMENT (ALMACENAMIENTO/TRATAMIENTO) simula los efectos de los dispositivos de control y tratamiento de reboses en cuanto a caudales y a contaminación.
- El *SWMM* no incluye un MODELO del MEDIO RECEPTOR, pudiendo sin embargo utilizarse los resultados del mismo, como parámetros de entrada del modelo correspondiente.

Cada bloque tiene unas limitaciones diferentes en cuanto al número y tipo de contaminantes, siendo la elección de los contaminantes simulados arbitraria para cada bloque. El bloque EXTRAN es el único que no simula contaminación.

Además de estos cuatro bloques de cálculo *Beneyto, M.C. (2004)* indicó que el programa consta de un BLOQUE EJECUTIVO y cinco bloques auxiliares: estadístico, gráfico, de combinación, de lluvia y de temperatura (Figura 34).

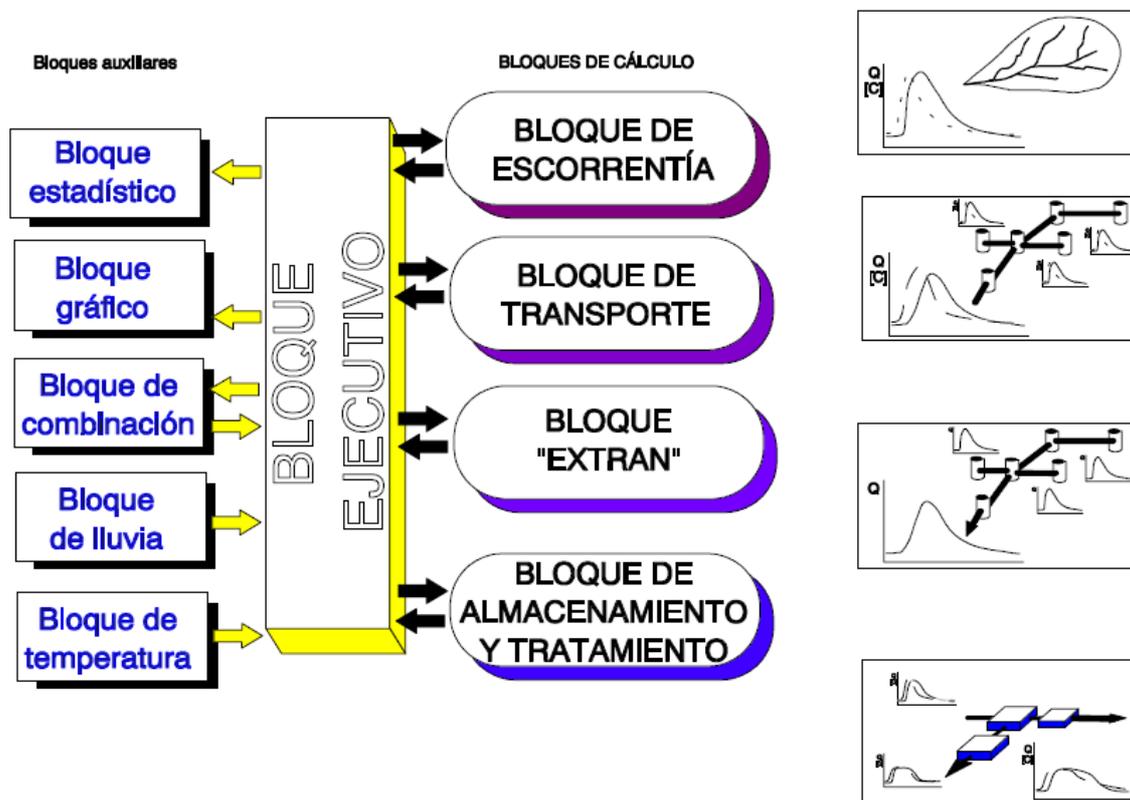


Figura 34. Relaciones entre los distintos bloques del SWMM. (Fuente: Beneyto, M.C., 2004).

El bloque ejecutivo es el que establece el orden en el que se ejecutan los distintos bloques. Las conexiones entre los distintos bloques de cálculo y de servicio se establecen a través del bloque ejecutivo.

La utilización del *SWMM* requiere de un gran número de datos. El programa es sin embargo lo suficientemente flexible como para realizar distintas aproximaciones a la modelización de una misma área, de forma que una modificación específica e individual en la cuenca de aguas arriba tenga un efecto limitado en los resultados previstos en la sección de salida (*Beneyto, M.C., 2004*).

Aunque la mayoría de los parámetros utilizados en *SWMM* tienen sentido físico, suele resultar útil realizar el posterior ajuste de dichos parámetros, calibrando y validando localmente el modelo. Se pretende así reproducir lo más fielmente posible el comportamiento de la cuenca y de la red de alcantarillado; o dotar de credibilidad a las predicciones que resulten de la aplicación del mismo.

Los datos de calibración y validación se presentan normalmente en forma de medidas de caudales y concentraciones de contaminantes en la sección aguas abajo.

En los apartados siguientes se procede a explicar brevemente el contenido de los modelos o bloques ESCORRENTÍA (RUNOFF) y TRANSPORTE (TRANSPORT), sobre todo en los aspectos relacionados con contaminación. Para ello se seguirá el desarrollo realizado por *Beneyto, M.C. (2004)*.

5.2.2.- Modelo de escorrentía superficial.

El bloque DE ESCORRENTÍA simula la transformación de lluvia en escorrentía, apareciendo perfectamente descrito por *Beneyto, M.C. (2004)*. Su finalidad es la de simular los fenómenos hidráulicos y de contaminación de la escorrentía en una cuenca de drenaje, así como la circulación de caudales y contaminantes hacia el sistema de alcantarillado principal. Permite simular a la vez la acumulación de contaminantes en las cuencas y su posterior resuspensión y arrastre. Permite estimar los hidrogramas y polutogramas que, desde cada subcuenca, son transmitidos al sistema de alcantarillado.

Cada cuenca se simula mediante una combinación de subcuencas ideales y colectores secundarios, siendo estos últimos aquellos de diámetro inferior que no forman parte de la red principal.

Cada subcuenca se equipara con un plano inclinado que drena hacia las conducciones de alcantarillado, caracterizándose por su área, pendiente, proporción de superficie impermeable, coeficiente de rugosidad de Manning, anchura, almacenamiento en superficie y parámetros de infiltración.

La visión conceptual de la escorrentía utilizado por *SWMM*, descrito también en *GMMF (2005)*, se representa en la Figura 35. Cada una de las cuencas se asemeja a un depósito no lineal, de forma que las entradas tienen su origen en los diferentes tipos de precipitación (lluvia, nieve), así como en el resto de subcuencas situadas aguas arriba. A su vez, los caudales de salida pueden ser de diferentes tipos, como por ejemplo la infiltración, la evaporación o la escorrentía superficial. La capacidad máxima de este 'depósito' se determina a través del valor de un parámetro denominado *almacenamiento en depresión*, el cual se identifica con el máximo almacenamiento en superficie como consecuencia de la inundación de la superficie del suelo, el mojado del terreno y los caudales de escorrentía superficial interceptados por las irregularidades del suelo. El caudal de escorrentía superficial por unidad de superficie, Q , se inicia cuando la altura del agua en este 'depósito' supera el valor máximo de almacenamiento en depresión, d_p ; de forma que el caudal de salida se determina a través de la aplicación de la ecuación de Manning. El calado de agua en la cuenca (d) se determina en cada instante mediante la resolución numérica del balance de caudales en la cuenca.

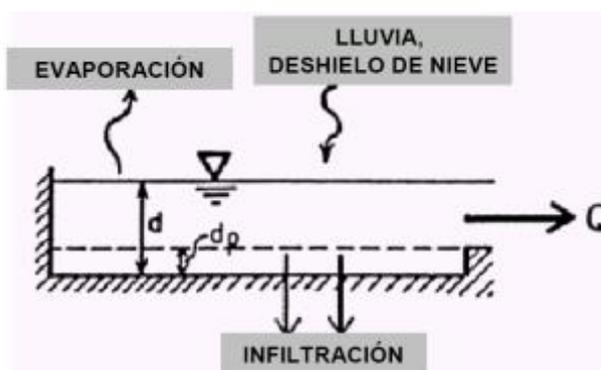


Figura 35. Visión conceptual del fenómeno de escorrentía en SWMM. (Fuente: GMMF, 2005).

Por su parte, la ecuación de Manning es aplicada en los colectores secundarios, donde se considera movimiento uniforme y permanente (Beneyto, M.C., 2004). El programa considera un hietograma arbitrario, realizando un cálculo paso a paso de las pérdidas por infiltración, la detención en superficie, la escorrentía, los caudales en las conducciones, y los contaminantes que entran en el alcantarillado, obteniendo los hidrogramas y polutogramas del sistema.

El bloque de escorrentía necesita por tanto de tres tipos de datos detallados por Beneyto, M.C. (2004) y que pasamos a analizar en los apartados siguientes.

5.2.2.1.- Datos meteorológicos.

Los datos de precipitación se obtienen habitualmente a partir de los registros de los pluviómetros dispuestos en las proximidades (el SWMM permite hasta 10 pluviómetros). En caso necesario también se puede recurrir a los registros obtenidos en la estación meteorológica más próxima.

También, se pueden utilizar lluvias de diseño sintéticas para el caso de simulación de un suceso aislado.

Los datos de temperatura del aire y velocidad del viento, necesarios para la simulación de fenómenos de deshielo, se pueden obtener también de la estación meteorológica más próxima.

Por último, los resúmenes climatológicos de la cuenca permiten también obtener datos de evaporación.

5.2.2.2.- Datos hidrológicos de la cuenca.

Los mapas topográficos, fotos aéreas y planos del sistema de alcantarillado permiten obtener datos hidrológicos de la cuenca. En nuestro caso, esta información se ha obtenido desde el ayuntamiento correspondiente, el servicio de cartografía de la Junta de Andalucía o desde la empresa que gestiona la red de saneamiento.

Los distintos procesos hidrológicos considerados por SWMM, que se producen en la salida de las aguas urbanas, se detallan por GMMF (2005) y son los siguientes:

- Precipitaciones variables en el tiempo.
- Evaporación de las aguas superficiales estancadas.
- Acumulación y deshielo de nieve.
- Intercepción de precipitaciones por almacenamiento en depresiones.
- Infiltración de las precipitaciones en capas del suelo no saturadas.
- Entrada del agua de la infiltración en acuíferos.

- Intercambio de flujo entre los acuíferos y el sistema de transporte.
- Modelo de depósitos no lineales para el flujo superficial.

Todos los procesos anteriores están sometidos a variabilidad espacial, la cual se afronta dividiendo el área de estudio en superficies de captación más pequeñas y homogéneas (denominadas *cuencas*). Cada cuenca contiene su propia proporción de subáreas permeables e impermeables. Así, el flujo superficial puede producirse entre las distintas subáreas, entre las distintas cuencas o entre los puntos de entrada al sistema de drenaje.

5.2.2.3.- Datos de contaminación de la cuenca.

Los datos necesarios para elaborar los polutogramas son los más delicados de todos los datos de entrada del *SWMM* (Beneyto, M.C., 2004). Así, a menos que se realice una campaña de aforo y análisis de la escorrentía superficial, la fiabilidad de los resultados de contaminación obtenidos resulta de dudosa aplicación.

5.2.3.- Modelo hidráulico de transporte.

El transporte de agua por el interior de cualquiera de los conductos representados en *SWMM* está gobernado por las ecuaciones Saint Venant. Estas ecuaciones son la de conservación de la masa y la de conservación de movimiento; tanto para flujo gradualmente variado como para el flujo transitorio.

Figura 36. Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento de Saint Venant.

El usuario puede seleccionar el nivel de sofisticación con el que desea resolver estas ecuaciones:

- Flujo uniforme. Se trata de la forma más simple de representar el comportamiento del agua en el interior de los conductos. Para ello, asume que en cada uno de los incrementos de tiempo de cálculo considerados, el flujo es uniforme. De esta forma el modelo simplemente traslada los hidrogramas de entrada en el nudo aguas arriba del conducto hacia el nudo final del mismo, con un cierto retardo y cambio en su aspecto. Para relacionar el caudal con el área y el calado en el conducto se emplea la ecuación de Manning.
- Onda cinemática. Resuelve la ecuación de continuidad junto con una forma simplificada de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento en cada una de las conducciones. En esta última se desprecian los términos de aceleración local, de aceleración convectiva y de fuerza de presión, frente a los términos de fuerza gravitacional y de fuerza de fricción. Requiere por tanto que la pendiente de la superficie libre del agua (S_f) coincida con la pendiente del fondo del conducto (S_0). Ello supone una relación caudales-calados biunívoca, y, en consecuencia, régimen permanente cuasi uniforme.

El caudal máximo que puede fluir por el interior de un conducto es el caudal a tubo lleno determinado por la ecuación de Manning. Cualquier exceso de caudal sobre este valor en el nudo de entrada del

conducto se pierda del sistema; o bien puede permanecer estancado en la parte superior del nudo de entrada y entrar posteriormente en el sistema cuando la capacidad del conducto lo permita.

El modelo de la onda cinemática permite que tanto el caudal como el área varíen tanto espacial como temporalmente en el interior del conducto. Esto origina una cierta atenuación y retraso en los hidrogramas de salida respecto de los caudales de entrada en los conductos. No obstante, este modelo de transporte no puede considerar efectos como el resalto hidráulico, las pérdidas en las entradas o salidas de los pozos de registro, el flujo inverso o el flujo presurizado; así como su aplicación está restringida únicamente a redes ramificadas.

- Onda dinámica. Resuelve las ecuaciones completas unidimensionales de Saint Venant; y por tanto se obtienen teóricamente resultados más precisos. Estas ecuaciones suponen la aplicación de la ecuación de continuidad de conservación de la cantidad de movimiento en las conducciones y la continuidad de volúmenes en los nudos.

Con este tipo de modelo de transporte es posible representar el flujo presurizado cuando una conducción cerrada se encuentra completamente llena, de forma que el caudal que circula por la misma puede exceder el valor del caudal a tubo completamente lleno obtenido mediante la ecuación de Manning. Las inundaciones ocurren en el sistema cuando la profundidad (calado) del agua en los nudos excede del valor máximo disponible en los mismos. Este exceso de caudal bien puede perderse o bien puede generar un estancamiento en la parte superior del nudo y volver a entrar al sistema de saneamiento posteriormente.

Considera todos los términos de la ecuación dinámica o de conservación de la cantidad de movimiento. Por tanto las fuerzas de inercia y de presión son importantes; pudiendo contemplar efectos como el almacenamiento en los conductos, los resaltos hidráulicos, las pérdidas en las entradas y salidas de los pozos de registro, el flujo inverso y el flujo presurizado. Dado que resuelve de forma simultánea los valores de los niveles de agua en los nudos y los caudales en las conducciones, puede aplicarse para cualquier tipo de configuración de la red de saneamiento; incluso en el caso de que contengan nudos con múltiples divisiones del flujo aguas abajo o incluso mallas en su trazado. El precio que generalmente es necesario asumir por el empleo de este método es la necesidad de utilizar incrementos de tiempo de cálculo mucho más pequeños; del orden de un minuto o menos. Durante el cálculo *SWMM* reducirá automáticamente el incremento de tiempo de cálculo máximo definido por el usuario si fuera necesario mantener la estabilidad numérica del análisis.

En principio la aproximación de la Onda Dinámica sería el mejor modelo ya que utiliza todos los términos de la ecuación diferencial. Sin embargo, en la práctica esto no siempre es cierto pues se ha encontrado que en algunas situaciones las ondas dinámicas se disipan rápidamente dejando como predominantes las ondas cinemáticas, que viajan a menor velocidad. Otros autores han encontrado que para ondas de inundación el comportamiento de la atenuación de la onda en condiciones reales es más semejante al caso de la onda cinemática que al de la onda dinámica ya que la atenuación es nula o muy baja, como se espera de la solución de la aproximación de la onda cinemática y no de la onda dinámica.

De esta manera, los datos que requiere el bloque de TRANSPORTE se pueden dividir, tal y como se detalla por *Beneyto, M.C. (2004)* en: datos físicos del sistema de alcantarillado, datos de los contaminantes, datos de infiltración y datos de tiempo seco.

5.2.3.1.- Datos físicos del sistema de alcantarillado.

Los datos del sistema de alcantarillado son los necesarios para definir las secciones transversales de los conductos incluidos en el modelo. Así, tal y como detalla *Beneyto, M.C. (2004)*, es necesario indicar el valor de la longitud de cada conducto, su pendiente y su rugosidad. Estos datos normalmente se obtienen a partir de la información de partida del sistema de alcantarillado; mientras que el coeficiente de rugosidad de Manning, se puede obtener a partir de la bibliografía existente.

El sistema de alcantarillado se simula por tanto como un conjunto de elementos que integran una representación ideal del sistema. Estos elementos son por ejemplo pozos de registro, tuberías, bombeos, aliviaderos o cualquier otro componente de una red de alcantarillado.

A su vez, las tuberías o conductos pueden ser de diferentes tipos en función de su geometría o sección transversal. El *SWMM* permite definir 16 formas de sección tipo del conducto, existiendo la posibilidad de definir hasta dos tipos de secciones más mediante la relación de calado-área o de área-caudal.

Nombre	Parámetros	Forma	Nombre	Parámetros	Forma
Circular	Profundidad		Circular Relleno	Profundidad, profundidad del relleno	
Rectangular Cerrado	Profundidad, ancho		Rectangular Abierto	Profundidad, ancho	
Trapezoidal	Profundidad, ancho en la parte superior, pendiente lateral		Triangular	Profundidad, ancho en la parte superior	
Elipse Horizontal	Profundidad		Elipse Vertical	Profundidad	
Arco	Profundidad		Parabólica	Profundidad, ancho en la parte superior	
Potencial	Profundidad, Ancho en la parte superior, exponente		Rectangular – Triangular	Profundidad, ancho	
Rectangular Redondeada	Profundidad, ancho		Cesta de mano modificada	Profundidad, ancho	
Huevo	Profundidad		Huella de caballo	Profundidad	
Gótico	Profundidad		Catenaria	Profundidad	
Semi-elíptica	Profundidad		Cesta de mano	Profundidad	
Semicircular	Profundidad				

Figura 37. Secciones transversales de conductos disponibles en SWMM. (Fuente: GMMF, 2005).

Los pozos, por su parte, no requieren dimensión física alguna para su definición, sino únicamente la cota del fondo y su profundidad máxima.

5.2.3.2.- Datos de los contaminantes.

La simulación de la circulación de contaminantes por la red de alcantarillado requiere la asignación a cada contaminante de un coeficiente de eliminación de primer orden, una densidad específica y una distribución de tamaños de partículas.

5.2.3.3.- Datos de tiempo seco.

Según *Beneyto, M.C. (2004)*, estos datos resultarán únicamente necesarios en el caso de utilizar la subrutina de tiempo seco para obtener el caudal y la contaminación de base de tiempo seco. La información necesaria abarcaría los siguientes datos: usos de suelo, densidad de población, número total de viviendas, número medio de personas por vivienda, valor en el mercado de las viviendas, porcentaje de viviendas que poseen trituradoras de basura, ingresos medios por familia, etc.

La principal fuente de información a donde recurrir para obtener los datos anteriores es el censo municipal, disponible en a través de la página web del *Instituto Nacional de Estadística*. Los datos relativos a los usos de suelo se pueden obtener también a partir de fotos aéreas de la zona.

5.2.4.- Modelo de infiltración.

De forma análoga, según *Beneyto, M.C. (2004)*, estos datos resultarán únicamente necesarios en el caso de utilizar la subrutina de infiltración. En tal caso hay que introducir en el programa los valores medios de infiltración en tiempo seco, la infiltración en tiempo de lluvia, la infiltración por nivel freático elevado y el valor de la humedad residual máxima.

No toda la lluvia que genera una tormenta contribuye a la formación del caudal que se pretende obtener en un estudio hidrológico, debido a que parte es retenida en superficie, interceptada por la vegetación, almacenada en depresiones o infiltrada. A esta parte de la lluvia que no genera escorrentía superficial se la denomina '*pérdidas o abstracciones hidrológicas*'.

La infiltración, generalmente el factor más importante de las pérdidas, es función principalmente del tipo y condiciones de la cobertura vegetal, de las propiedades físicas del suelo (incluido su contenido de humedad) y de la duración e intensidad de la lluvia.

En nuestro estudio, utilizamos el modelo del *Soil Conservation Service (S.C.S.)* con el fin de obtener la lluvia efectiva, debido a la gran profusión de información disponible sobre dicho método así como a la facilidad para obtener los parámetros del mismo y su buen comportamiento en los tipos de cuencas como la estudiada.

Este método se basa en que la precipitación en el inicio de un aguacero será absorbida y retenida por el suelo hasta un punto P_0 o umbral de escorrentía a partir del cual se iniciará ésta. Su valor dependerá de la pendiente, y de la naturaleza y usos del suelo de la cuenca vertiente. Conforme el suelo se vaya saturando de agua, la escorrentía adquirirá un porcentaje cada vez mayor de la lluvia, que tenderá al 100%.

El modelo del S.C.S. asume por tanto la existencia de un umbral de escorrentía (P_0) por debajo del cual las precipitaciones no provocan escorrentía. Este valor actúa como una intercepción inicial antes de evaluar qué parte de esta escurre superficialmente, E , y qué parte es retenida, R . La unión de todas estas ideas que fundamentan el método puede expresarse en la siguiente formulación:

$$\sum E = 0 \quad \text{mientras} \quad \sum P < P_0$$

$$\sum E = \frac{(\sum P - P_0)^2}{\sum P + 4P_0} \quad \text{si} \quad \sum P > P_0$$

siendo:

- $\sum P$: lluvia acumulada desde el comienzo del aguacero hasta el instante considerado.
- $\sum E$: componente de lluvia neta o escorrentía provocada por $\sum P$.
- P_0 (mm): parámetro o umbral de escorrentía que define la precipitación total por debajo de la cual no se produce escorrentía.

Finalmente, la formulación propuesta por el S.C.S depende de un único parámetro:

$$P_0 = \frac{5000}{CN} - 50$$

Siendo CN el número de curva del S.C.S. y estando expresado P_0 en mm.

El número de curva CN es un valor entero comprendido entre 0 y 100 y está unívocamente relacionado con el umbral de escorrentía P_0 mediante la expresión anterior, por lo que es indistinto usar uno u otro concepto.

El valor del umbral de escorrentía P_0 en una determinada cuenca y para unas condiciones dadas de humedad, es función de:

- Capacidad de infiltración del suelo litología y edafología.
- Usos del suelo y actividades agrarias.
- Pendiente del terreno.

Teniendo en cuenta que el software utilizado tiene en cuenta este modelo de infiltración para las zonas permeables, se han identificado en nuestra cuenca en estudio las zonas permeables con las zonas verdes de la urbanización, fijando un número de curva igual a 90; mientras que en las zonas urbanizadas dicho número de curva alcanza el valor de 98.

5.2.5.- Aplicación del modelo SWMM a un sistema de saneamiento de la cuenca mediterránea. El caso de Jaén.

En el presente trabajo se desarrolló, mediante la correspondiente simulación con *SWMM*, un análisis del sistema de saneamiento de la localidad de Jaén, resultando un modelo físico con las características mostradas en la Tabla 22 y Figura 38.

Tabla 22. Características del modelo SWMM desarrollado en Jaén.

Variable	Jaén
Número de subcuencas	27
Área de las subcuencas (Ha)	1.000
Número de nudos	61
Número de líneas	60
Longitud total de líneas (m)	32.632
Número de usos del suelo	2

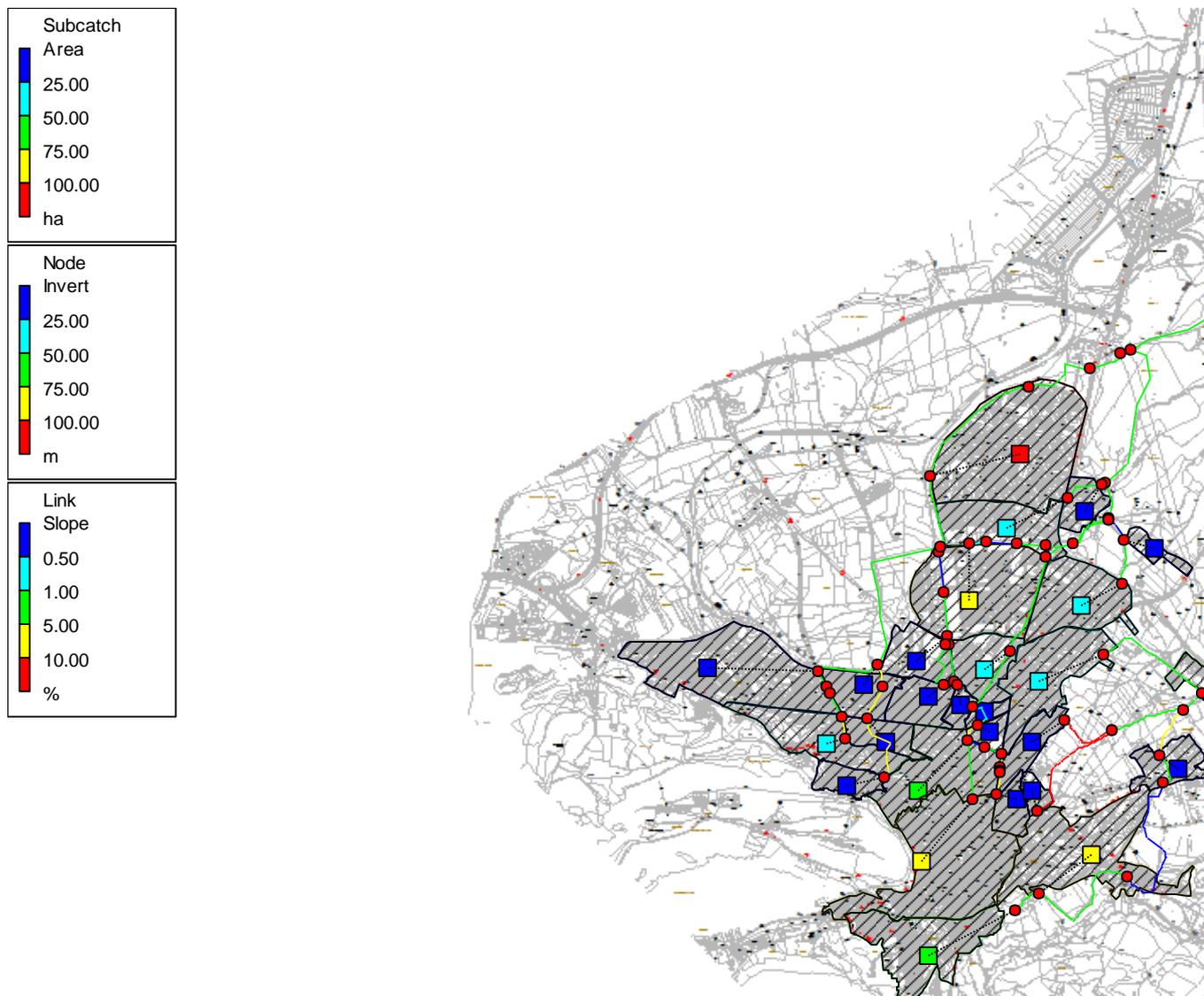


Figura 38. Esquema del sistema de saneamiento del modelo SWMM de Jaén.

5.2.5.1.- Escorrentía superficial

En la Tabla 23 se indican las principales características de la cuenca analizada.

Tabla 23. Características de la cuenca estudiada.

	Superf. (Ha)	ANCHO (m)	PDTE. (%)	Superf. Imp. (%)	n_{Imp}	n_{Perm}	d_{p-imp.} (mm)	d_{p-Perm.} (mm)
Jaén	1.000	13.218	2,53%	73%	0,011	0,130	2	5

Donde d_{p-Perm} y d_{p-imp} son las profundidades del almacenamiento en depresión de las superficies permeables e impermeables respectivamente; y n_{Perm} y n_{Imp} los coeficientes de Manning correspondientes.

Para el almacenamiento en depresión, se aplican los valores de referencia indicados en *GMMF* (2005), bajo la hipótesis de que las superficies permeables resultan similares a 'pastos y prados', al tratarse, en la mayoría de los casos de superficies sin edificar dentro de la zona urbana. En cuanto a los coeficientes de Manning para la escorrentía superficial, se aplican igualmente los valores de referencia indicados en *GMMF* (2005), considerando las superficies impermeables asimilables al 'asfalto liso', mientras que las superficies permeables se estiman similares a 'pastos naturales'.

De este modo, en la Tabla 24 se muestran las características de las diferentes subcuencas que forman el modelo *SWMM* desarrollado en Jaén. En ella se aportan los valores de los parámetros necesarios para su implantación en dicho modelo.

Tabla 24. Características de las subcuencas que integran el modelo *SWMM* de Jaén.

Id	Área (Ha)	Ancho (m)	Pdte.med (%)	n Manning		ÁREA IMPERMEABLE		ÁREA PERMEABLE	
				Imp.	Per.	(m²)	(%)	(m²)	(%)
J1	104,76	582,85	1,8%	0,011	0,130	977.698	93,33%	69.897	6,67%
J2	13,65	191,24	2,1%	0,011	0,130	94.680	69,35%	41.839	30,65%
J3	40,69	290,59	1,8%	0,011	0,130	163.662	40,23%	243.199	59,77%
J4	80,65	616,20	1,9%	0,011	0,130	343.746	42,62%	462.725	57,38%
J5	43,89	334,07	3,6%	0,011	0,130	350.484	79,86%	88.381	20,14%
J6	7,54	151,14	4,9%	0,011	0,130	41.363	54,84%	34.063	45,16%
J7	23,90	576,24	4,8%	0,011	0,130	115.247	48,22%	123.737	51,78%
J8	26,62	450,20	2,6%	0,011	0,130	168.041	63,13%	98.130	36,87%
J9	49,60	306,77	4,9%	0,011	0,130	409.495	82,57%	86.458	17,43%
J10	84,98	426,86	4,3%	0,011	0,130	462.641	54,44%	387.147	45,56%
J11	21,57	330,83	5,5%	0,011	0,130	209.702	97,23%	5.982	2,77%
J12	19,54	231,96	2,9%	0,011	0,130	183.372	93,85%	12.020	6,15%
J13	6,53	163,93	3,2%	0,011	0,130	59.321	90,86%	5.967	9,14%
J14	5,21	261,17	0,4%	0,011	0,130	52.082	100,00%	0	0,00%
J15	40,34	584,30	8,2%	0,011	0,130	261.915	64,93%	141.476	35,07%
J16	15,23	280,84	8,1%	0,011	0,130	141.527	92,90%	10.810	7,10%
J17	51,81	377,33	9,5%	0,011	0,130	458.781	88,55%	59.329	11,45%
J18	7,31	189,02	5,2%	0,011	0,130	56.790	77,70%	16.301	22,30%
J19	16,94	203,27	5,8%	0,011	0,130	169.360	100,00%	0	0,00%
J20	55,94	976,67	8,9%	0,011	0,130	365.847	65,40%	193.588	34,60%
J21	12,31	226,08	13,9%	0,011	0,130	104.670	85,05%	18.401	14,95%
J22	11,79	276,00	5,7%	0,011	0,130	117.175	99,42%	678	0,58%

Id	Área (Ha)	Ancho (m)	Pdte.med (%)	n Manning		ÁREA IMPERMEABLE		ÁREA PERMEABLE	
				Imp.	Per.	(m ²)	(%)	(m ²)	(%)
J23	6,52	125,49	7,5%	0,011	0,130	43.707	67,01%	21.517	32,99%
J24	97,64	437,05	6,9%	0,011	0,130	945.906	96,88%	30.471	3,12%
J25	77,11	654,13	5,4%	0,011	0,130	437.737	56,77%	333.328	43,23%
J26	22,63	361,96	5,7%	0,011	0,130	151.762	67,06%	74.554	32,94%
J27	55,37	296,51	7,8%	0,011	0,130	412.416	74,48%	141.303	25,52%

5.2.5.2.- Transporte.

Con la intención de obtener un mayor grado de precisión, aquí se utilizará el modelo de la onda dinámica; el cual es considerado como una opción suficientemente precisa y eficiente.

5.2.5.3.- Precipitaciones.

El desarrollo de un estudio pluviométrico destinado a determinar el aguacero probable, permite introducir en el modelo *SWMM* los datos de entrada relativos a las precipitaciones caídas sobre las diferentes subcuencas que componen el modelo.

Los trabajos desarrollados en este sentido se han centrado en la selección del correspondiente aguacero de diseño y en el posterior establecimiento del hietograma de cálculo.

5.2.5.3.1.- Selección del aguacero de diseño.

El desarrollo del modelo hidrológico-hidráulico (*SWMM*) del sistema de saneamiento, requiere de la definición de un aguacero de diseño o suceso de lluvia que, aplicado a las diferentes subcuencas, permite 'rodar' dicho modelo con el fin de comprobar así el funcionamiento del sistema de saneamiento. Para ello es necesario, en primer lugar, establecer la duración de la lluvia; y posteriormente la distribución superficial y temporal de la cantidad total de lluvia definida para dicha duración. A la hora de fijar dicha distribución temporal del aguacero, en el presente estudio, se utilizan las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), basándonos en su uso comúnmente aceptado.

5.2.5.3.1.1 Duración del aguacero de cálculo.

Teniendo en cuenta el carácter fundamentalmente diario de los registros pluviométricos existentes en España, se ha adoptado una lluvia de diseño de duración 24 horas; la cual se corresponde aproximadamente además, con la duración de la mayoría de los sucesos tormentosos habituales en la zona.

5.2.5.3.1.2 Distribución temporal de la lluvia.

Tal y como se mencionó anteriormente, se ha obtenido un hietograma a partir de la aplicación de una curva intensidad-duración-frecuencia (IDF) adimensional, tal y como detalla Ferrer, F.J. (1993). En concreto, en este trabajo, utilizamos la curva IDF incluida en la instrucción de carreteras 5.2-IC, basada en un trabajo de Témex, J.R. (1978), la cual tiene en cuenta la situación geográfica de la cuenca:

$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_t}{I_d} \right)^{\left(\frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1} \right)}$$

donde:

- I_t (mm/h): intensidad media correspondiente al intervalo de duración t .
- I_d (mm/h): intensidad media diaria de precipitación. $I_d = P_d/24$
- P_d (mm): precipitación máxima diaria.
- I_1 (mm/h): la intensidad horaria de precipitación. El valor del ratio I_1/I_d se determina a partir de la Figura siguiente (Figura 39). En la zona de estudio dicho ratio puede considerarse igual a 9.



Figura 39. Valor del Ratio I_1/I_d . (Fuente: Instrucción de carreteras 5.2-IC).

- t (h)=duración del intervalo al que se refiere I_t .

Así, para una misma cantidad de agua caída, el caudal máximo variará, entre otros factores, según la distribución temporal del aguacero que se establezca.

De esta manera aplicando la expresión anterior a diferentes duraciones, se ha establecido, para el aguacero de diseño, la distribución temporal horaria (ordenada de mayor a menor) mostrada tanto en la Tabla 25 como en la Figura 40:

Tabla 25. Distribución temporal horaria a partir de la curva IDF.

Hora	Distribución media acumulada
0	0,00
1	0,33
2	0,45
3	0,52
4	0,58
5	0,63
6	0,67
7	0,71
8	0,74
9	0,77
10	0,79
11	0,81
12	0,83
13	0,85
14	0,87
15	0,89
16	0,90

Hora	Distribución media acumulada
17	0,92
18	0,93
19	0,94
20	0,96
21	0,97
22	0,98
23	0,99
24	1,00

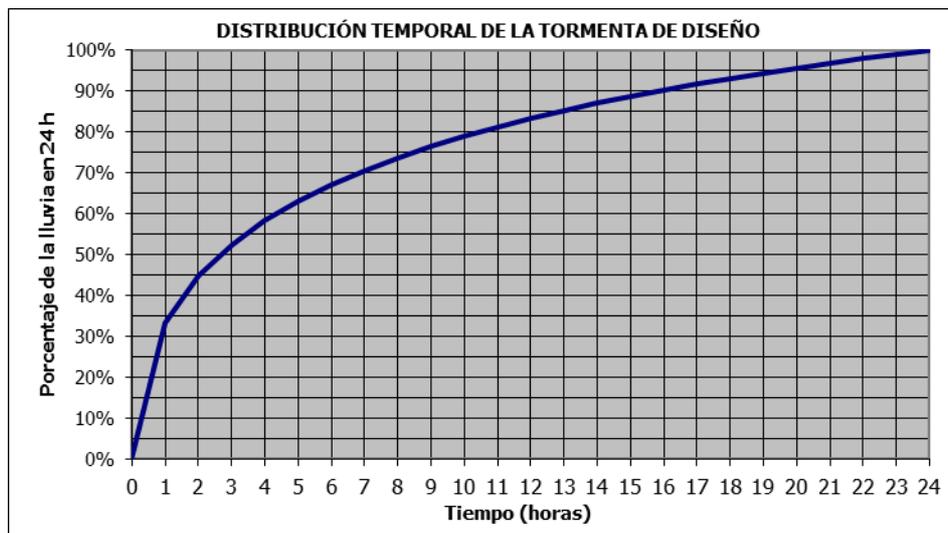


Figura 40. Distribución temporal horaria a partir de la curva IDF.

5.2.5.3.2.- Registros de precipitación utilizados.

Los registros temporales de precipitación se solicitaron a la *Agencia Meteorológica Española (Agencia Estatal de Meteorología - AEMET)*, en la estación meteorológica 5270B de Jaén. En la Figura 41 se representan los registros empleados. Los datos mostrados se corresponden con valores diarios de precipitación; existiendo registros horarios únicamente a partir de una fecha relativamente reciente (2001).



Figura 41. Serie histórica de precipitaciones diarias en Jaén.

5.2.5.3.3.- Hietograma de diseño.

El valor de la intensidad media diaria de precipitación (I_d) se ajusta entonces de manera que la precipitación máxima diaria coincida con los valores registrados.

Aplicando la expresión anterior (Témez, J.R.; 1978) a duraciones de entre 1 y 24 horas, se obtiene una intensidad para cada valor de duración; y de ella, la precipitación para dicha duración. El valor de la intensidad en cada intervalo de tiempo se obtiene como la diferencia entre la precipitación para una duración de tormenta hasta el comienzo del intervalo, y la precipitación para una duración de tormenta hasta el inicio del intervalo anterior. Así, por ejemplo, la intensidad durante la hora 5 sería la precipitación de una tormenta de 5 horas de duración ($I_5 \cdot 5$), menos la precipitación de la tormenta de 4 horas de duración ($I_4 \cdot 4$): $I_5 \cdot 5 - I_4 \cdot 4$.

De esta manera, a partir del modelo de Témez, J.R. (1978), se obtiene la distribución temporal horaria.

Por último, una vez que se han estimado los valores de la intensidad para cada una de las 24 horas, estos son reordenados a fin de obtener distintas distribuciones temporales del aguacero. Todos los hietogramas generados presentan idéntica precipitación diaria total; así como los mismos registros horarios combinados de manera diferente, de forma que el pico máximo se presente al inicio del registro, centrado en el mismo, o atrasado, esto es, al final del mismo. De este modo, se han elaborado los siguientes tipos de hietogramas:

a) Hietograma adelantado, ordenando los valores precipitación en orden descendente.

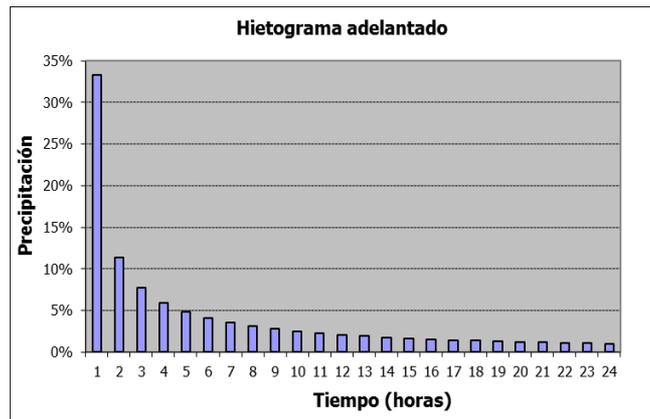


Figura 42. Hietograma adelantado.

b) Hietograma atrasado, ordenando los valores precipitación en orden ascendente.

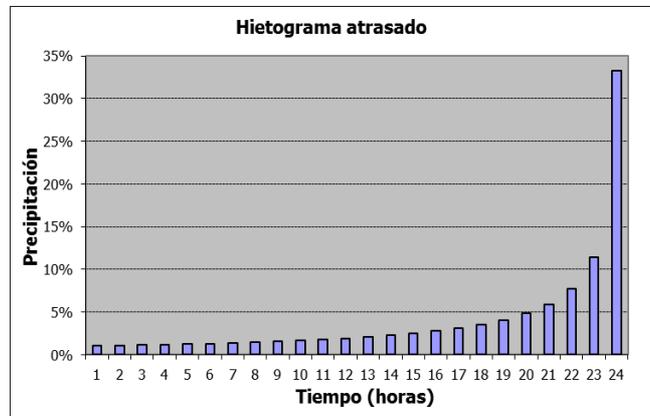


Figura 43. Hietograma atrasado.

c) El hietograma escalonado centrado de disposición simétrica, con registros horarios distribuidos alternativamente a ambos lados del pico, en orden descendente.

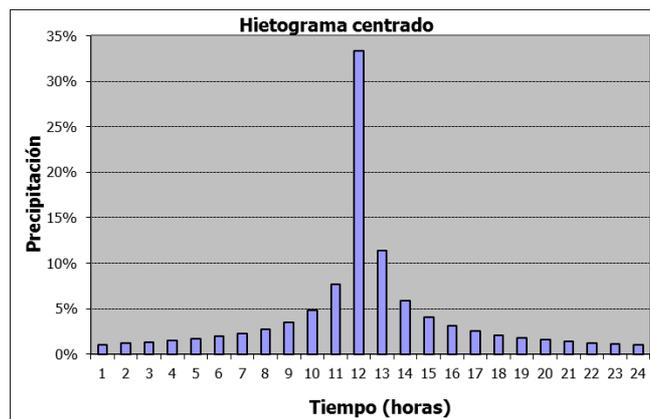


Figura 44. Hietograma centrado.

5.2.5.4.- Contaminación.

La contaminación vertida se determina a partir de la masa y concentración de sólidos en suspensión (TSS), teniendo en cuenta que se encuentra directamente relacionada con los valores resultantes en contaminantes urbanos habituales (DBO₅, DQO, metales pesados,...), tal y como comprobaron, por ejemplo, Gupta, K. y Saul, A.J. (1996b).

Por su parte, *Hogland, W. et al.* (1984) indicaron que una gran proporción de contaminantes, como por ejemplo nutrientes, metales pesados, DQO y otros compuestos orgánicos, se pueden asociar con los sólidos en suspensión presentes en las aguas residuales a través de procesos de adsorción / absorción. Se concluyó que, hasta el 90% del fósforo total y de la materia orgánica (DQO) vertidos durante episodios de tormenta, podrían tener su origen en los depósitos originados en las conducciones. Otros autores (*Lessard, P. et al.*, 1982), demostraron que la variación de sólidos en suspensión, demanda química de oxígeno y ortofosfatos siguen un patrón similar; mientras que *Verbanck, M.A. et al.*, 1994 confirmaron que los metales pesados y contaminantes orgánicos se encuentran fundamentalmente asociados a las partículas más finas. También, *Sartor, J. y Boyd, G.*, 1972 obtuvieron una relación directa entre la concentración de los sólidos en suspensión y la de otros contaminantes (DBO₅, DQO, metales pesados). De esta manera, basándonos en trabajos anteriores, en este estudio se han utilizado los sólidos en suspensión (TSS) para cuantificar la contaminación descargada.

Así, para simular la acumulación B de TSS (masa por unidad de área), se utilizó la función *potencial* descrita en *Rossmann, L.A.* (2015):

$$B = \text{Min}(C_1, C_2 t^{C_3})$$

donde t =tiempo hasta que se alcanza un determinado valor máximo; C_1 es la máxima acumulación posible (masa por unidad de superficie); C_2 es la constante de crecimiento del contaminante acumulado (día^{-1}) y C_3 el exponente del tiempo.

Por su lado, el arrastre o lavado de contaminantes (TSS) acumulados durante los periodos secos, se determina mediante la función exponencial igualmente descrita en *Rossmann, L.A.* (2015):

$$W = E_1 \cdot q^{E_2} \cdot B$$

siendo W , la carga de arrastre en unidades de masa por hora; E_1 el coeficiente de arrastre; E_2 el exponente de arrastre; q , la escorrentía por unidad de superficie (mm/h) y B la acumulación de TSS (masa por unidad de superficie).

Para fijar los coeficientes anteriores, se utilizaron los valores aplicados por *Hossain, I. et al.* (2010), indicados en la Tabla 26.

Tabla 26. Coeficientes de acumulación y arrastre de contaminantes utilizados (Fuente: Hossain, I. et al., 2010).

	Superficie IMPERMEABLE	Superficie PERMEABLE
C₁	60 Kg/ha	30 Kg/ha
C₂	26 Kg/ha	8 Kg/ha
C₃	0,16	0,16
E₁	0,10	0,07
E₂	0,15	0,05

5.2.5.5.- Resultados del modelo SWMM del sistema de saneamiento de Jaén.

Tras implementar el modelo *SWMM* completo, el siguiente paso ha sido comprobar su funcionamiento aplicándolo al sistema de saneamiento existente en la actualidad en Jaén. Para ello se han utilizado los aguaceros de diseño descritos en el apartado anterior 5.2.5.3, ajustados todos ellos al episodio más bajo de la serie histórica. Se ha elegido la tormenta de intensidad diaria 60 mm, teniendo en cuenta que, tal y como se justificará más adelante en el apartado 5.3.1.2, las tormentas de menor intensidad dan lugar a

una menor proporción del volumen y masa de contaminantes descargados al medio receptor, en relación con el agua caída y la masa de contaminantes acumulada en la cuenca. A los hietogramas anteriores se añade además el episodio tormentoso registrado en Jaén el 20 de noviembre de 2007, cuya intensidad diaria fueron 60 mm.

En el apartado 1.1 del *Apéndice 1.- Resultados modelo SWMM de Jaén*, se aportan los valores resultantes del modelo desarrollado para la situación actual del sistema de saneamiento de Jaén.

Además, con el propósito de hacernos una idea del funcionamiento del sistema, se resumen en la Tabla 27, en función del aguacero aplicado, los valores obtenidos para las siguientes variables:

- M_c : masa total de sólidos en suspensión (TSS) acumulada en la cuenca.
- M_r : masa de sólidos en suspensión (TSS) vertida al medio receptor.
- W_c : volumen total de agua de lluvia caído en la cuenca.
- W_r : volumen de agua descargado en el medio receptor.

Tabla 27. Variables descriptivas del funcionamiento del sistema de saneamiento de Jaén en su situación actual.

SIT. ACTUAL	M_c (Kg)	M_r (Kg)	W_c (ha·m)	W_r (ha·m)
IDF_60_ATRAS ¹	19.361	16.566	54,326	29,522
IDF_60_ADELA ²	19.361	14.586	54,326	34,490
IDF_60_CENTR ³	19.361	15.503	54,326	31,861
TORMENTA 60 MM. ⁴	19.361	12.797	54,326	28,009

5.3.- Desarrollo de una metodología de dimensionamiento mediante la utilización de índices de eficiencia.

La gestión de las aguas pluviales es habitualmente abordada a través de la aplicación de métodos tales como los *Desarrollos urbanos de Bajo Impacto (DBI, LID* en inglés), las *Infraestructuras Verdes (IV, GI* en inglés) o los *Sistemas de Drenaje Sostenible (SUDS, también en inglés)* (Ahiablame, L.M. et al., 2012; Dietz, M., 2007; Raei, E. et al., 2019). En particular, trabajos de investigación sobre las actuaciones destinadas a paliar los inconvenientes de las sistemas unitarios (transmisión de altas cargas contaminantes al inicio de las *DSUs*, necesidad de un mayor control de las descargas, o elevado coste en comparación con los sistemas separativos; Salaverría, M., 1995) revelan que el tratamiento de la escorrentía inicial resulta una táctica más adecuada que el tratamiento continuo de toda la escorrentía (Osorio, F. et al., 2012). De esta manera, aquellas prácticas de gestión orientadas al tratamiento o almacenamiento de esta escorrentía inicial resultan beneficiosas para mejorar los parámetros de calidad de las masas de agua receptoras (Barco, J. et al., 2008). Una de estas prácticas es la disposición de medidas de control aguas abajo de la red de saneamiento, utilizando para ello depósitos de detención y/o tanques de tormenta. Dichos depósitos ayudan a que las aguas receptoras no se vean negativamente afectadas por las elevadas

¹ Hietograma atrasado obtenido a partir de la curva IDF ajustada a la intensidad diaria de 60 mm.

² Hietograma adelantado obtenido a partir de la curva IDF ajustada a la intensidad diaria de 60 mm.

³ Hietograma centrado obtenido a partir de la curva IDF ajustada a la intensidad diaria de 60 mm.

⁴ Episodio de tormenta del 20/11/2007 con una intensidad diaria de 60 mm.

descargas desde la red de alcantarillado. De esta manera, la finalidad de los *DBI* radica en el desarrollo y utilización de un conjunto de dispositivos destinados a reducir la escorrentía y contaminantes asociados a la misma, disminuyendo y previniendo de esta manera los efectos perniciosos del desarrollo urbano (Duan, H.-F. et al., 2006).

Numerosos estudios relacionados con el diseño y funcionamiento de los tanques de tormenta confirman la conveniente reducción de la contaminación ambiental que puede lograrse mediante la utilización de este tipo de dispositivos. Por ejemplo Todeschini, S. et al. (2012), analizaron la influencia tanto de las cuencas urbanas de aportación como de los sistemas de drenaje. Además, durante los episodios de lluvias intensas, tanto la falta de capacidad de las redes, como el deterioro de la calidad de los vertidos en áreas urbanas consolidadas, son motivos habituales de inquietud.

De este modo, con la intención de atenuar estos inconvenientes, Itsukushima, R. et al. (2018) investigaron la influencia de diferentes elementos de control del caudal de salida, en la reducción de la escorrentía. Para ello, se centraron tanto en las técnicas de mejora del suelo, como en los tanques de tormenta. Así, la utilización de depósitos de detención y tanques de tormenta, permite obtener elevados rendimientos (USEPA, 1986), siendo muy efectivos para el control de la contaminación debida a la escorrentía del agua de lluvia en zonas urbanas. Por lo general, existen diferentes tipologías de tanques de tormenta, según su tamaño, localización en la red de saneamiento y la misión que desempeñan (Osorio, F. et al., 2012). Según este criterio, se distinguen fundamentalmente dos tipos: tanques de primer lavado y tanques de sedimentación. Además, en ambos casos, teniendo en cuenta el modo en el que estos elementos se conectan a la red, se puede diferenciar entre tanques de tormenta en línea y tanques de tormenta fuera de línea. Las funciones y características de cada una de las tipologías anteriores se describen detalladamente en el apartado anterior 3.4.2 (Osorio, F. et al., 2012).

La función de los tanques de primer lavado es almacenar el agua de lluvia inicial, la cual, presumiblemente, es la más contaminada; a la vez que reducir el caudal enviado a la estación depuradora de aguas residuales (EDAR). Los tanques de sedimentación funcionan de manera similar a los decantadores primarios de las EDAR: el material sedimentable decanta hacia el fondo, mientras que los reboses son vertidos con un cierto tratamiento primario. En función de las condiciones locales, tanto los tanques de sedimentación como los de primer lavado pueden funcionar de dos maneras diferentes: en línea o fuera de línea (Osorio, F. et al., 2012). Un tanque en línea está conectado a la red de alcantarillado como una parte del conjunto, de modo que, tanto los caudales en tiempo seco como los caudales en tiempo de lluvia, siempre atraviesan el tanque. Estos dispositivos deben estar equipados con un vertedero de rebose que funciona únicamente una vez que se supera el volumen del tanque. Por el contrario, los tanques fuera de línea se conectan en paralelo a las conducciones de alcantarillado, de forma que los caudales en tiempo seco continúan sin pasar por el tanque. Cuando el caudal alcanza un determinado valor umbral, las aguas pluviales se desvían al tanque, a través de un vertedero, donde se almacena el agua hasta que cesa el aporte de dichas aguas. Por otro lado, cada tipología puede tener diferentes normas de gestión, como por ejemplo proporcionar un sistema de bypass del tanque o modificar el modo de vaciado. Este aspecto influye en la eficiencia del sistema, tanto en relación a la masa de contaminantes como en relación al volumen de agua vertido al medio receptor (De Paola, F. y De Martino, F., 2013). Aun así, Calabrò, P. y Viviani, G. (2006) demostraron que los tanques de sedimentación reducen eficientemente los sólidos suspendidos totales (*TSS*) descargados en el medio receptor. Además, Oliveri, E. et al. (2001) revelaron que, tras un primer lavado (*first-flush*) significativo, los tanques fuera de línea controlan la contaminación de la escorrentía de forma más eficiente que los tanques de sedimentación.

Varios estudios en Italia (como por ejemplo, *De Martino, G. et al., 2011b*) concluyeron también que el funcionamiento intermitente de los tanques fuera de línea en un sistema de aguas pluviales puede dar lugar a una reducción significativa en los volúmenes transportados a las EDAR. Aunque los tanques en línea (es decir, los tanques que se vacían de forma continua) requieren un volumen de almacenamiento inferior al necesario con los tanques fuera de línea, el caudal derivado a la EDAR resulta superior. Por otro lado, a partir de las simulaciones numéricas basadas en 45 pluviómetros ubicados en la región de Campania (sur de Italia), *De Martino, G. et al. (2011b)* estudiaron el funcionamiento de tres disposiciones distintas de tanques de aguas pluviales (en línea, fuera de línea y tanques de sedimentación), para diferentes volúmenes, para el caso tanto de redes separativas y como unitarias. Llegaron así a la conclusión de que los tanques de sedimentación obtienen un mayor nivel de eficiencia debido a que almacenan los volúmenes más contaminados al inicio de los sucesos de precipitación, mientras que las aguas menos contaminadas son desviadas hacia otras masas de agua. Teniendo en cuenta que la influencia del régimen de lluvias resultó despreciable, varias ecuaciones medias fueron propuestas con el fin de estimar el rendimiento de los sistemas de alcantarillado, resultando pequeñas las desviaciones alcanzadas (*De Martino, G. et al., 2011b*). Por otra parte, *De Martino, G. et al. (2011a)* realizaron simulaciones numéricas basadas en los mismos 45 pluviómetros ubicados en Campania, incorporando redes unitarias y separativas. Se varió tanto el caudal límite como el volumen del tanque fuera de línea, resultando unas expresiones orientadas a predecir el rendimiento medio de cada sistema. Aunque la influencia del régimen de lluvias era generalmente despreciable, la dependencia del rendimiento del sistema resultó más marcada para determinados patrones de lluvia. De esta manera, consideraron el régimen de lluvia utilizando la precipitación media por día húmedo; obteniendo nuevamente, ecuaciones predictivas más precisas con el fin de determinar el rendimiento del sistema (*De Martino, G. et al., 2011a*).

Cuando se dispone de datos, se pueden utilizar planteamientos experimentales con el fin de evaluar con precisión la capacidad de un tanque de sedimentación para reducir la contaminación (*De Martino, G. et al., 2011a y 2011b; Huebner, M. y Geiger WF. (1996)*). Cuando no hay datos disponibles, es necesario disponer de unos criterios de diseño. *Gupta, K. y Saul, A.J. (1996)* propusieron un método simple para estimar el volumen del tanque a través de la aplicación de ecuaciones empíricas que correlacionan la concentración en TSS con la intensidad de lluvia, la duración y el tiempo seco antecedente. Además, a partir de la aplicación de datos de lluvia registrados en siete áreas metropolitanas de los Estados Unidos durante 30-40 años ininterrumpidos, *Guo J.C.Y. y Urbanos R.B (2002)* obtuvieron una curva envolvente destinada a estimar los volúmenes de los tanques. Se demostró que un volumen elevado del tanque reduce el número de vertidos, a la vez que se produce un incremento pequeño en la efectividad del dispositivo, tal y como lo confirmaron otras investigaciones (*Calabrò, P. y Viviani, G., 2006*).

El parámetro de diseño fundamental de estos dispositivos es su volumen de retención; el cual fundamentalmente depende de las características adoptadas para la precipitación. Así, se emplean tormentas de diseño artificiales cuando no hay datos de confianza disponibles sobre la lluvia real. Una amplia gama de modelos de escorrentía e hietogramas de diseño, como por ejemplo las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (*IDF*) o las curvas Precipitación-Duración-Frecuencia (*PDF*), son frecuentemente utilizadas (*Pochwat, K. et al., S., 2017*).

En la práctica, el diseño de estos dispositivos requiere de la aplicación de metodologías completas basadas en modelos integrados. Estos métodos consisten esencialmente en fijar una serie de objetivos medioambientales que exigen, por ejemplo, la reducción del número de vertidos por debajo de un determinado valor. Además, también existen los llamados "métodos simplificados", los cuales evitan los

vertidos desde el alcantarillado para una determinada tormenta de diseño, con una determinada probabilidad de ocurrencia. Otro factor clave en el diseño de estas medidas de control es la zona climática en que se encuentra el sistema; como es el caso del clima Mediterráneo. Este clima puede considerarse como un clima templado, caracterizándose por inviernos suaves y lluviosos, así como por veranos calurosos y secos; mientras que el otoño y la primavera son variables en cuanto a la temperatura y la precipitación. El clima Mediterráneo se da fundamentalmente en zonas costeras entre las latitudes 30 ° y 45 °, incluida la cuenca mediterránea, Sudáfrica, Chile, México, Estados Unidos y el sur de Australia (Bolle, H.-J., 2003).

Las precipitaciones no suelen ser muy abundantes, aunque en algunas zonas superan los 1.000 mm. Sin embargo, la principal característica distintiva del clima es que las precipitaciones no se producen de manera significativa durante el verano, siendo de esta manera opuesto a lo que sucede en el clima intertropical, lo cual genera un estrés hídrico significativo (Bolle, H.-J., 2003). La variación espacial del clima mediterráneo es elevada, incluso a pequeña escala espacial (Bolle, H.-J., 2003). Goossens, C. (1985) realizó un análisis de sus componentes principales utilizando una amplia gama de datos, identificando diferentes patrones de precipitación en la zona europea del Mediterráneo. Otros estudios han indicado la falta de coherencia espacial en las precipitaciones en la Península Ibérica. En España se ha detectado un aumento en las lluvias intensas (> 128 mm/día), a la vez que la disminución de las lluvias moderadas (entre 16 y 64 mm / día). En consecuencia, la aparición de sucesos extremos de precipitación en la región mediterránea no puede atribuirse a un único factor. Más bien, son causados por la interacción y/o combinación de diferentes factores actuando de forma local o a gran escala (como por ejemplo, la temperatura de la superficie del agua de mar, los flujos de humedad del Atlántico Norte o la precipitación orográfica inducida por los Alpes, los Pirineos, o la cordillera Atlas).

El objetivo principal de nuestra investigación ha sido identificar una metodología de dimensionamiento para tanques de tormenta ubicados en la cuenca mediterránea. Con dicho propósito, se utilizaron índices de eficiencia con el fin de alcanzar un valor óptimo del volumen del tanque.

Así, se ha analizado la efectividad de un sistema de saneamiento, a la hora de disminuir la contaminación, considerando diferentes tipologías y disposiciones de tanques de tormenta. Para ello se ha estudiado el caso particular de un sistema de alcantarillado de la Península Ibérica situado en el interior de la cuenca mediterránea; el cual se describió anteriormente con detalle en el apartado 5.1.1.

El régimen de lluvias, descrito en el apartado 5.2.5.3, ha sido también estudiado con el fin de obtener la forma de tormenta más desfavorable en relación con el rendimiento del sistema. Finalmente, se ha comprobado la influencia de la tipología y el volumen del tanque en la eficiencia del sistema de alcantarillado; obteniendo un valor inicial del volumen necesario para dimensionar estos dispositivos.

Con el propósito de cuantificar los efectos de las Descargas de los Sistemas Unitarios (DSU), nuestro trabajo se basa en los resultados de amplias simulaciones numéricas continuas, desarrolladas mediante el paquete de software *StormWater Management Model; SWMM* (Rossman, L.A., 2015).

En nuestro estudio se desarrolló un análisis del sistema de drenaje en la ciudad de Jaén utilizando para ello el modelo *SWMM* desarrollado al efecto. Las características de dicho modelo se detallan en el apartado anterior 5.2.5.

Las simulaciones se realizaron sobre un sistema unitario de alcantarillado, coherente con la tipología habitual en los sistemas de alcantarillado españoles. Los cálculos para estimar el caudal en tiempo seco se

realizaron suponiendo un caudal medio en clima seco, Q_{dw} , obtenido al adoptar una dotación de 250 litros por habitante y día.

Según la práctica actual en los sistemas de alcantarillado españoles, se ha supuesto que el caudal máximo transportado a la estación depuradora es $Q_m = 5 \cdot Q_{dw}$. Debido a que se adoptó un divisor de flujo ideal en las simulaciones, se consideró un valor límite a partir del cual comienza la división de caudales constante, en función del caudal de entrada. El volumen del tanque obtenido osciló entre 0 y 100 m^3/ha_{imp} , asumiendo la mezcla perfecta de contaminantes en el tanque en cada instante de tiempo.

Por otro lado, con el fin de comparar diferentes configuraciones de diseño y condiciones de operación de un tanque de aguas pluviales, se han obtenido índices de rendimiento, los cuales fueron descritos con detalle en el apartado 3.4.5.

Así, en concreto, en nuestro trabajo se han aplicado los índices de eficiencia descritos por *De Martino, G. et al.*, 2011a y 2011b:

- La *tasa de eliminación de la carga contaminante*, definida como:

$$\eta = 1 - \frac{M_r}{M_c}$$

donde M_r es la masa de TSS vertida al medio receptor y M_c es la masa total acumulada en la cuenca.

- La *tasa de vertido al medio receptor*, se define como:

$$\theta = \frac{W_r}{W_c}$$

siendo W_r es el volumen de agua descargado en el medio receptor y W_c es el volumen total de agua de lluvia caído en la cuenca.

Valores bajos de la tasa η y elevados de la tasa θ , conllevan una mayor cantidad de masa y volumen de agua transferidos al medio receptor; dando lugar a un funcionamiento más desfavorable del sistema de saneamiento.

5.3.1.- Resultados.

5.3.1.1.- Valores de los Coeficientes η y θ sin tanque de tormenta

En primer lugar, a fin de evaluar la influencia de la intensidad y la forma de la tormenta, se ejecutó el modelo *SWMM* del sistema de saneamiento de Jaén descrito en el apartado 5.2.5, aplicando los hietogramas de diseño descritos igualmente en el apartado anterior 5.2.5.3.3. Los resultados obtenidos para los coeficientes η y θ , en el caso de la situación actual del sistema de saneamiento de Jaén sin tanque de tormenta, se muestran en la Figura 45, aportándose también en el apartado 1.1 del *Apéndice 1.- Resultados modelo SWMM de Jaén*, los valores obtenidos a partir del modelo *SWMM* desarrollado.

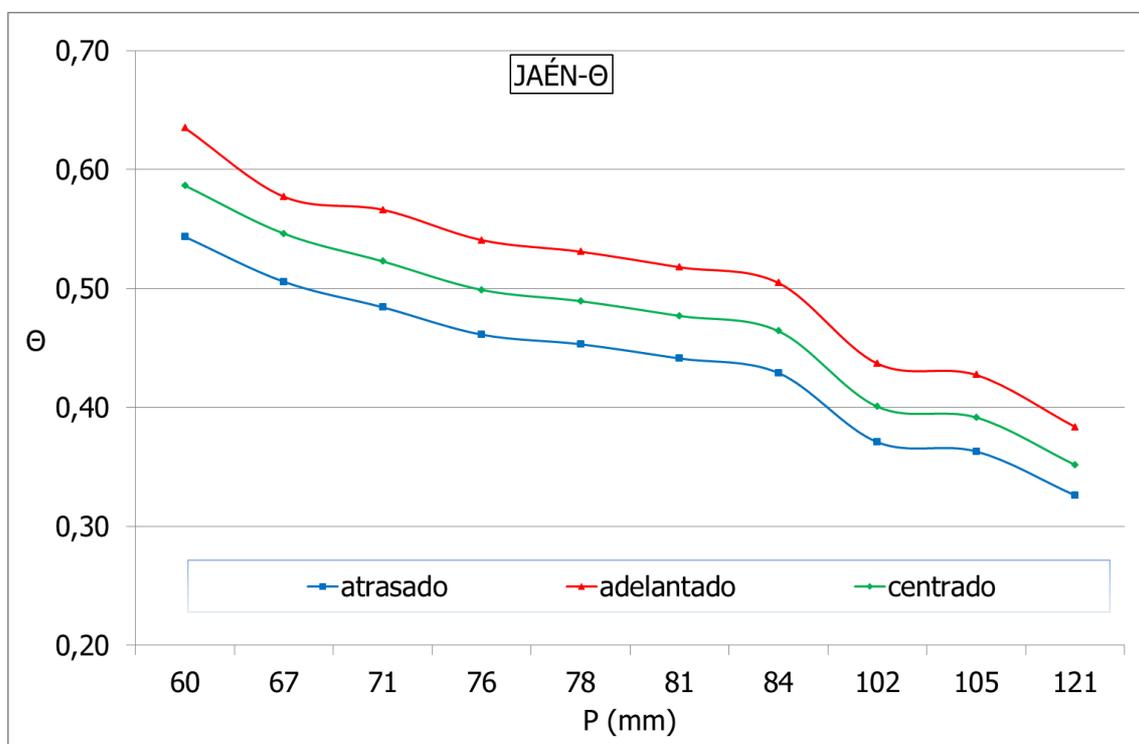
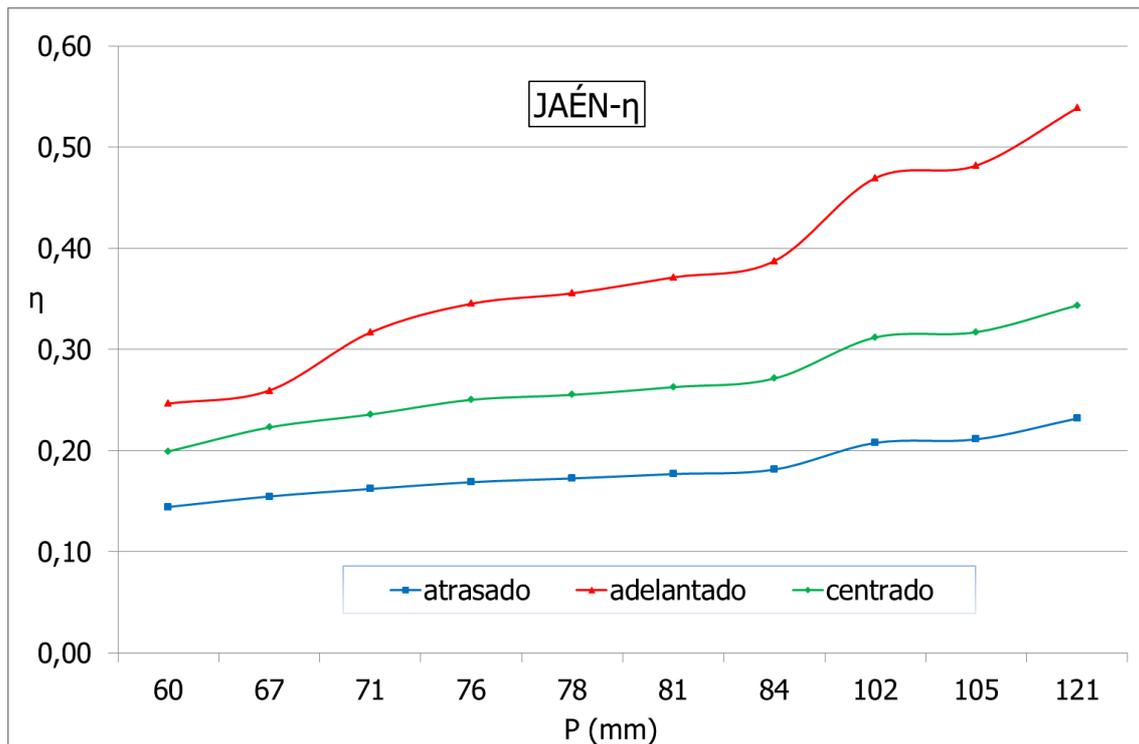


Figura 45. Valores de la tasa de eliminación de la carga contaminante, η , y la tasa de vertido al medio receptor, θ , obtenidos a partir del modelo SWMM de la situación actual del sistema de saneamiento de Jaén, con diferentes formas del hietograma.

Si nos fijamos en la tasa de eliminación de la carga contaminante, η , resulta con valores más altos tras aplicar el hietograma adelantado; mientras que los valores mínimos se obtienen con el hietograma atrasado.

Estos resultados resultan acordes a los valores esperados. Se pueden explicar considerando que, con el hietograma atrasado, la escorrentía disminuye. Consecuentemente se reduce igualmente el arrastre de contaminantes, aumentando la cantidad de masa descargada y disminuyendo por tanto el ratio de eficiencia. Un razonamiento similar, con tendencias opuestas, se puede aplicar para el hietograma adelantado.

5.3.1.2.- Relación Volumen de tanque de tormenta vs. Coeficientes η y θ .

En la anterior Figura 45 se aprecia como las tormentas de menor intensidad, dan lugar a menores valores para η y valores mayores para θ ; al expresar ambos ratios las proporciones de masa de contaminantes y volumen de agua que llegan al medio receptor, en relación con la masa acumulada y el agua caídas en la cuenca. Esta es la situación más desfavorable; seleccionando por ello la tormenta de menor intensidad para comprobar el volumen necesario del tanque de tormentas.

De esta manera, se ha aplicado el episodio diario más bajo de la serie histórica, correspondiente al 20 de noviembre de 2007. La Figura 46 muestra este registro.

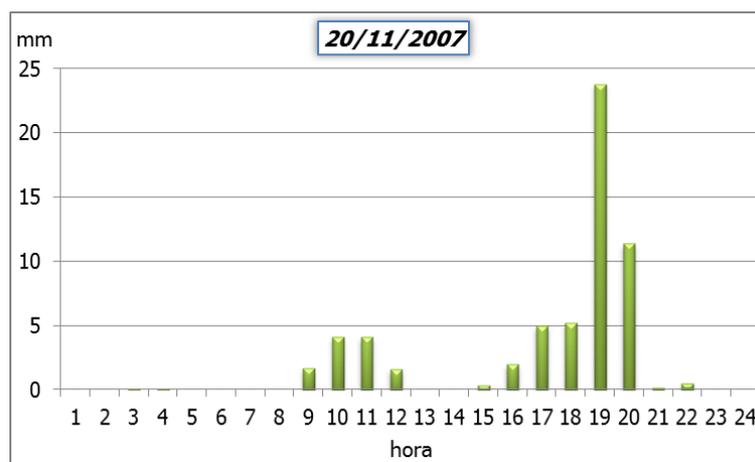


Figura 46. Episodio de precipitación en la estación meteorológica 5270B (Jaén). 20/11/2007.

Además de esta tormenta, los hietogramas de diseño aplicados al modelo *SWMM* utilizado, coinciden con los anteriormente indicados en el apartado 5.2.5.3.3; habiéndose ajustado cada uno de ellos al valor del anterior episodio de precipitación:

- Hietograma adelantado obtenido a partir de la curva IDF ajustada a la tormenta de intensidad diaria 60 mm.
- Hietograma atrasado obtenido a partir de la curva IDF ajustada a la tormenta de intensidad diaria 60 mm.
- Hietograma centrado obtenido a partir de la curva IDF ajustada a la tormenta de intensidad diaria 60 mm.
- Episodio de tormenta del 20/11/2007 con una intensidad diaria de 60 mm

Igualmente, al objeto de analizar la eficiencia de las diferentes tipologías de tanques de tormentas, se rodó el modelo *SWMM* de Jaén, fijando el volumen (V) del tanque entre $0 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ y $100 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$. Los valores de η y θ se obtuvieron variando V , para cada tipo y configuración del tanque descritos anteriormente (ver apartado 3.4.2), de acuerdo con las ecuaciones anteriores.

5.3.1.2.1.- Tanques de sedimentación fuera de línea.

De esta manera, los resultados para un tanque de sedimentación fuera de línea se muestran en la Figura 47, aportándose en el apartado 1.2 del *Apéndice 1.- Resultados modelo SWMM de Jaén*, los valores obtenidos a partir del modelo *SWMM* desarrollado.

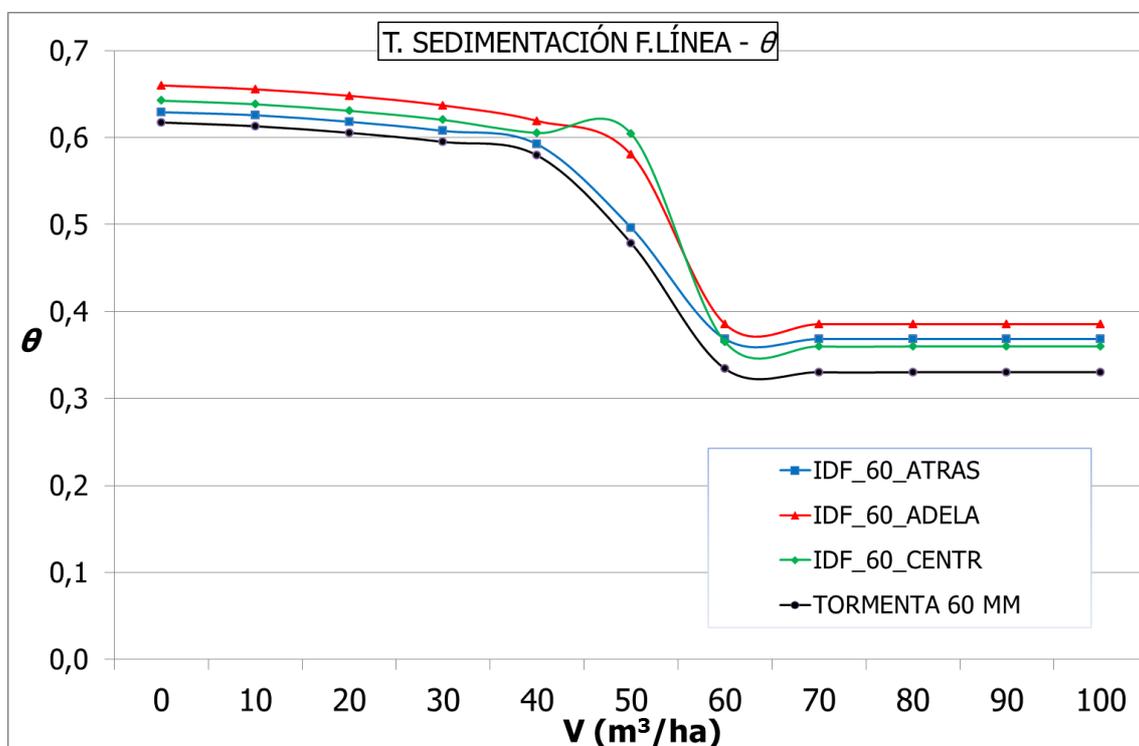
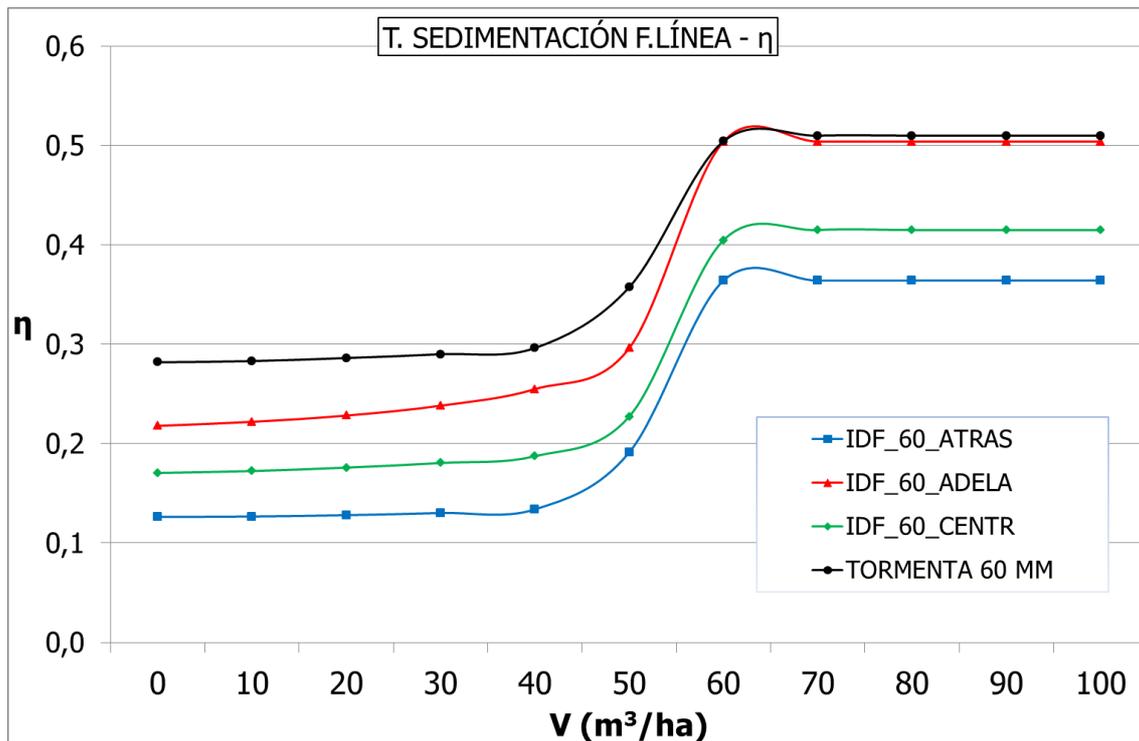


Figura 47. Tasa de eliminación de la carga contaminante, η , y tasa de vertido al medio receptor, θ , obtenidas a partir del modelo SWMM de Jaén, para un tanque de sedimentación, conforme el volumen del tanque fuera de línea, V , varía.

Como se observa, con un tanque de sedimentación fuera de línea, la tasa de eliminación de la carga contaminante, η , resulta óptima (o máxima) cuando se aplica la tormenta original o el hietograma adelantado ($V > 60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; $\eta = 0,504$). En contraposición, los valores más adversos se obtienen con el hietograma atrasado ($V > 60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; $\eta = 0,364$).

Del mismo modo, la tasa de vertido al medio receptor, θ , resulta óptima (o mínima) cuando se aplica la tormenta original o el hietograma centrado ($V \geq 60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; $\theta = 0,334$); mientras que el hietograma adelantado da lugar a los valores más bajos (sistema menos eficiente) ($V \geq 60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; $\theta = 0,386$).

5.3.1.2.2.- Tanques de sedimentación en línea.

Análogamente, en el caso de los tanques de sedimentación en línea, la tasa de eliminación de la carga contaminante, η , resulta óptima con el hietograma adelantado ($V \geq 80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; $\eta = 0,525$); mientras que los valores más adversos se obtienen con el hietograma atrasado ($V \geq 80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; $\eta = 0,310$). Además, la tasa de vertido al medio receptor, θ , resulta óptima (mínima) cuando se aplica la tormenta original o el hietograma atrasado ($V \geq 80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; $\theta = 0,293$); dando lugar el hietograma adelantado a los valores más altos (sistema menos eficiente) ($V \geq 80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; $\theta = 0,379$).

En el apartado 1.3 del *Apéndice 1.- Resultados modelo SWMM de Jaén*, se aportan los valores obtenidos a partir del modelo *SWMM* desarrollado. En la Figura 48, se representan además los resultados obtenidos para los índices de eficiencia utilizados.

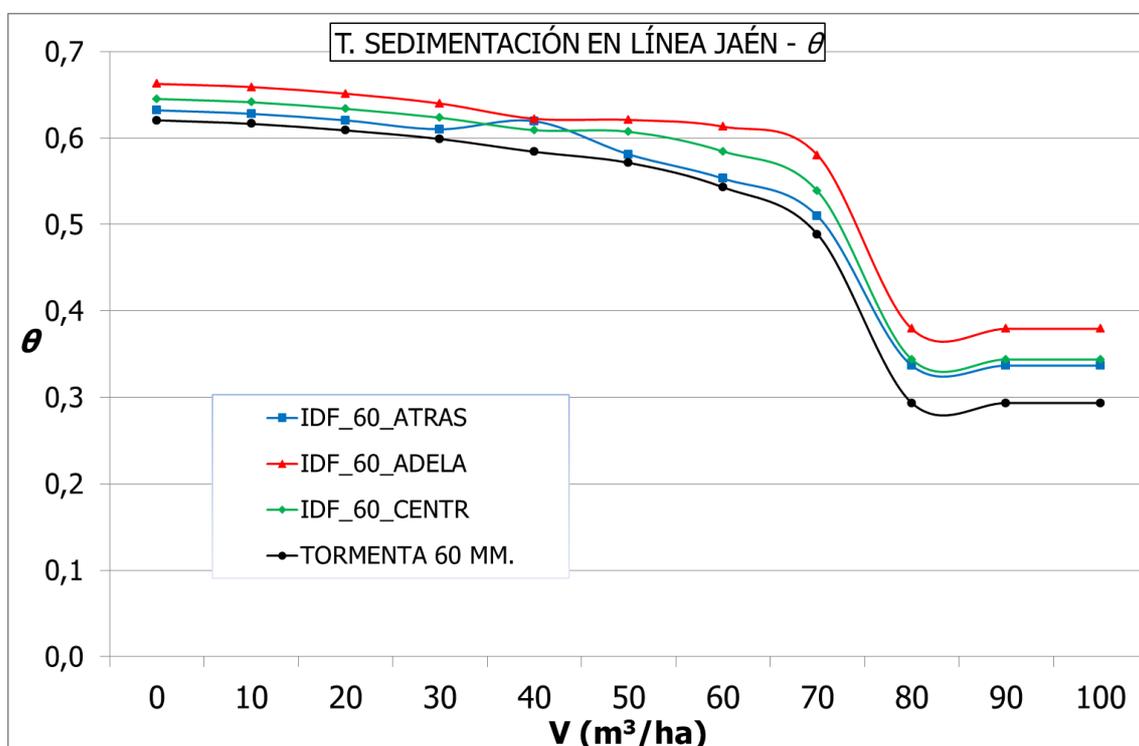
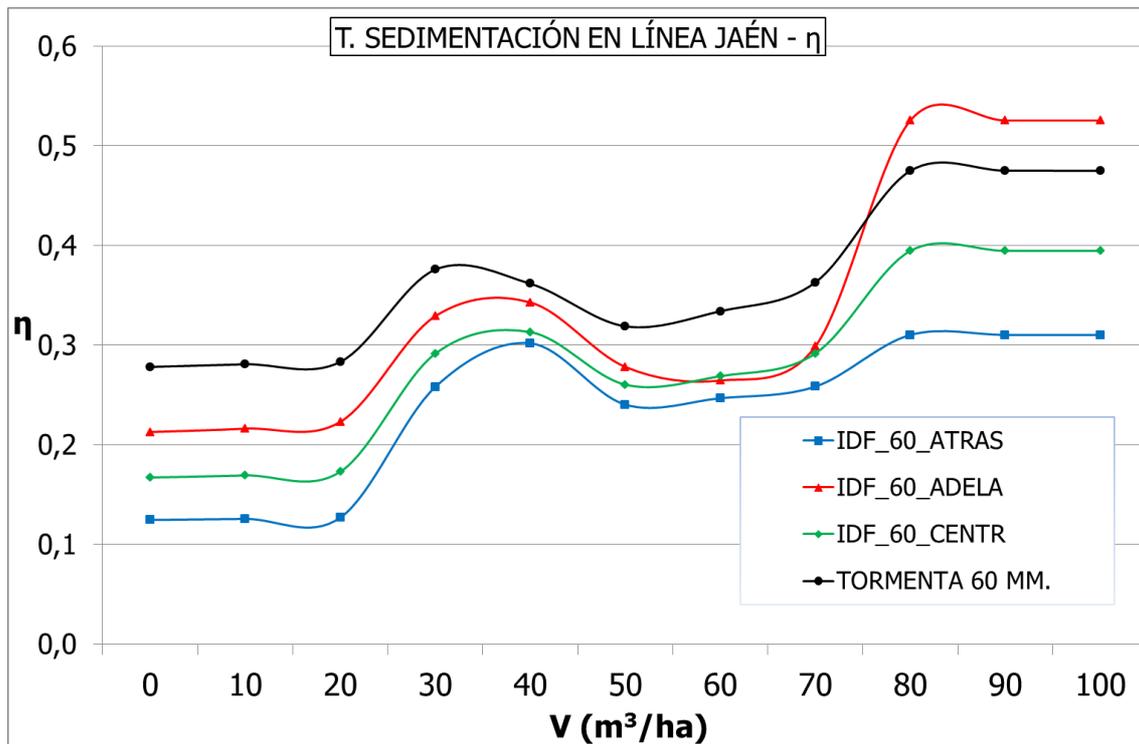


Figura 48. Tasa de eliminación de la carga contaminante, η , y tasa de vertido al medio receptor, θ , obtenidas a partir del modelo SWMM de Jaén, para un tanque de sedimentación, conforme el volumen del tanque en línea, V , varía.

5.3.1.2.3.- Tanques de primer lavado fuera de línea.

El funcionamiento de un tanque de primer lavado fuera de línea resulta similar al de un tanque de sedimentación. En este sentido, la tasa de eliminación de la carga contaminante, η , resulta óptima (máxima) cuando se aplica la tormenta original o el hietograma adelantado ($V \geq 60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; $\eta=0,512$). Sin embargo, los valores más adversos se obtienen con el hietograma atrasado ($V \geq 60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; $\eta=0,368$). Con la tasa de vertido al medio receptor, θ , los índices obtenidos, resultan semejantes para el caso de tanques de sedimentación y de tanques de primer lavado ($V \geq 60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; $\theta=0,329/0,384$).

En el apartado 1.4 del *Apéndice 1.- Resultados modelo SWMM de Jaén*, se aportan los informes de estado resultantes del modelo *SWMM* desarrollado. En la Figura 49, se representan además los resultados obtenidos para los índices de eficiencia utilizados.

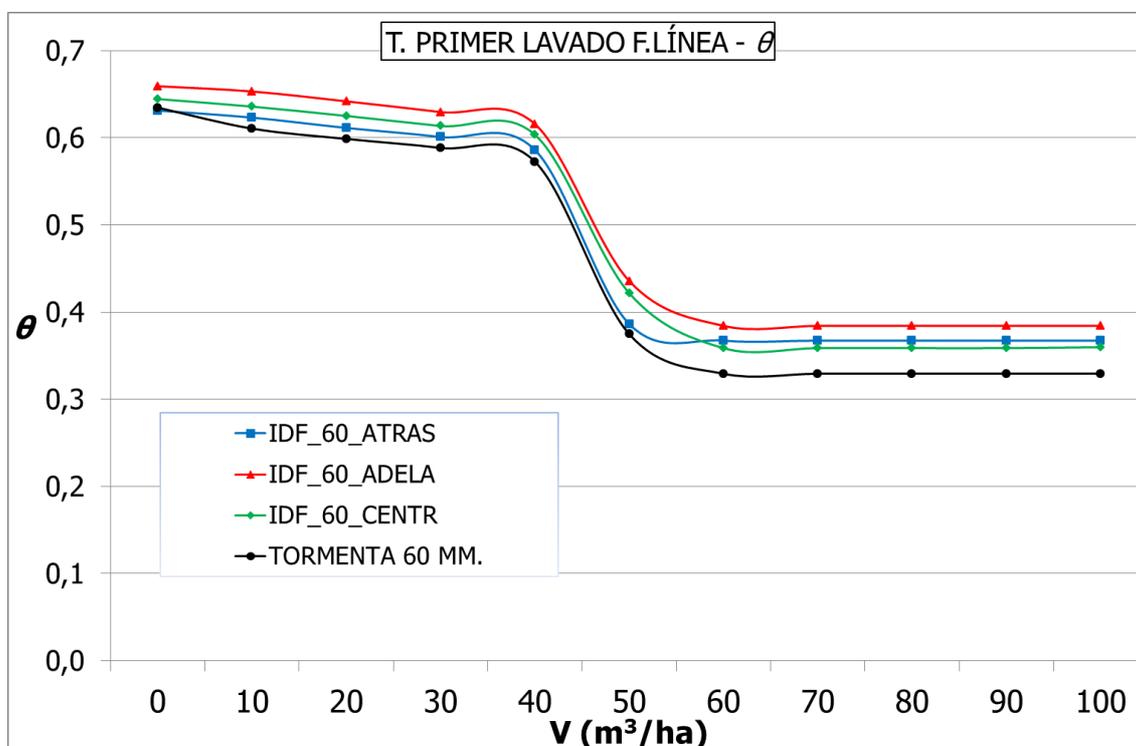
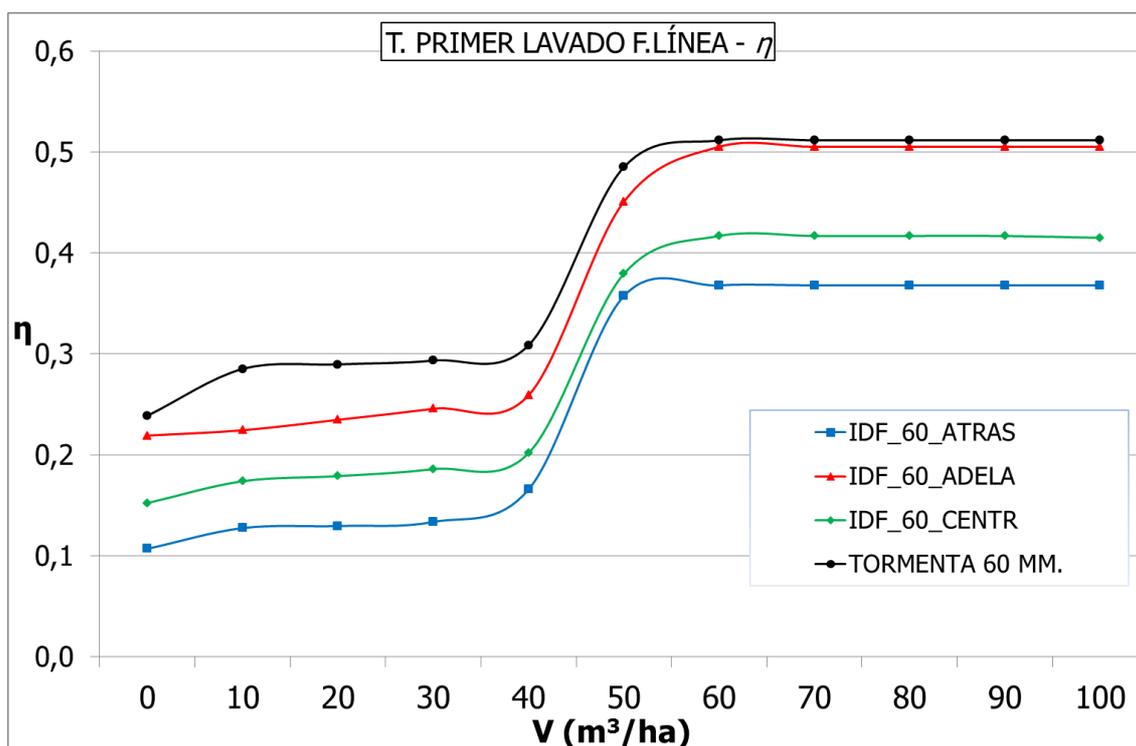


Figura 49. Tasa de eliminación de la carga contaminante, η , y tasa de vertido al medio receptor, θ , obtenidas a partir del modelo SWMM de Jaén, para un tanque de primer lavado, conforme el volumen del tanque fuera de línea, V , varía.

5.3.1.2.4.- Tanques de primer lavado en línea.

Del mismo modo, si el tanque de primer lavado se dispone en línea, ambos índices de eficiencia resultan bastante similares a los obtenidos con un tanque de sedimentación dispuesto igualmente en línea (η varía entre 0,310 y 0,525 cuando $V \geq 80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; mientras que θ oscila entre 0,293 y 0,379, también cuando $V \geq 80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$).

En el apartado 1.5 del *Apéndice 1.- Resultados modelo SWMM de Jaén*, se aportan los informes de estado resultantes del modelo *SWMM* desarrollado. En la Figura 50, se representan además los resultados obtenidos para los índices de eficiencia utilizados.

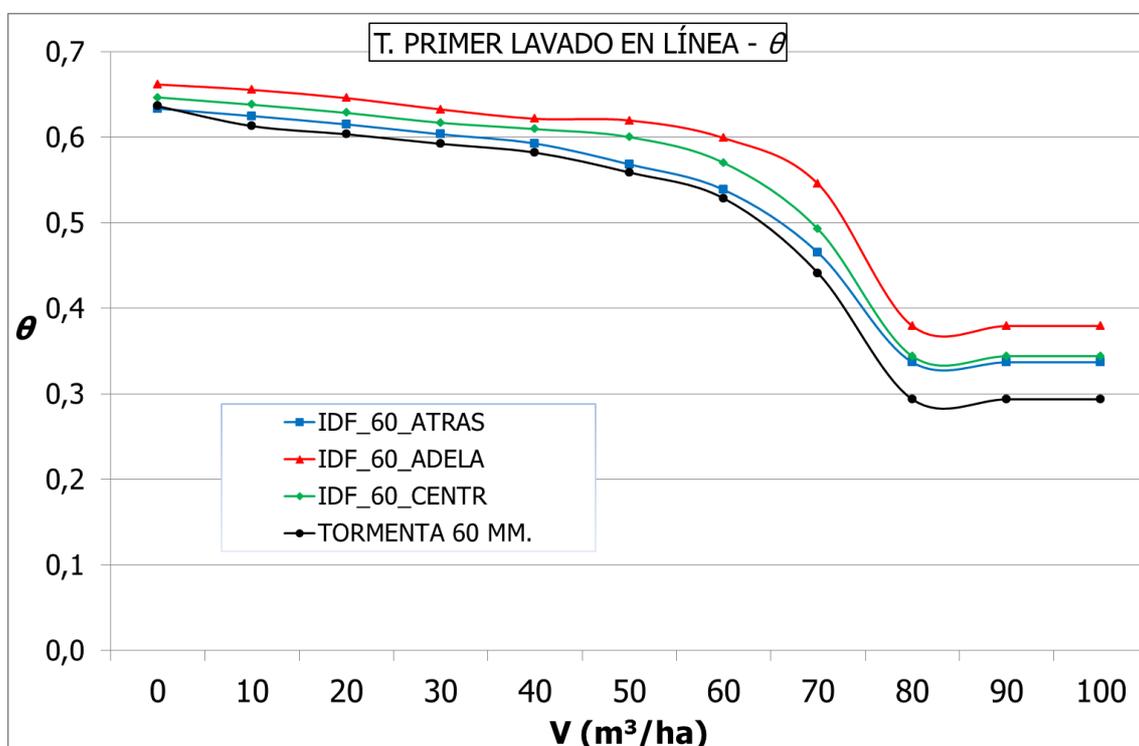
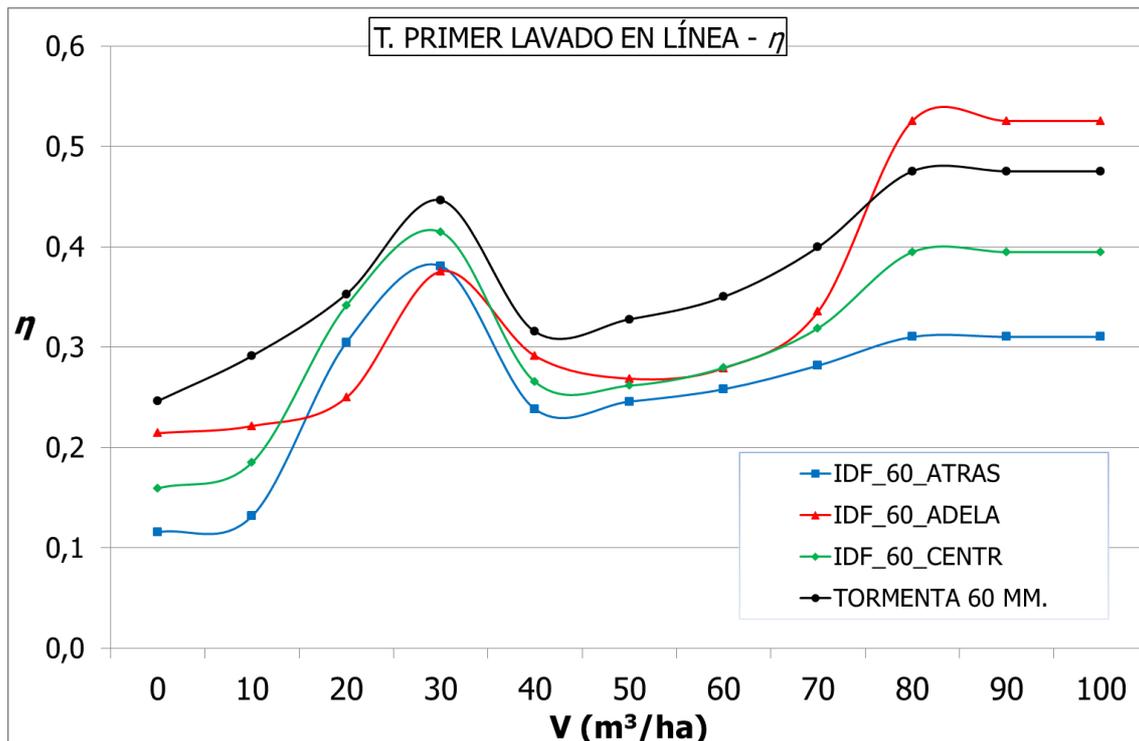


Figura 50. Tasa de eliminación de la carga contaminante, η , y tasa de vertido al medio receptor, θ , obtenidas a partir del modelo SWMM de Jaén, para un tanque de primer lavado, conforme el volumen del tanque en línea, V , varía.

Por otro lado, se aprecia como el hietograma adelantado, a partir de un determinado volumen intermedio y para ambas tipologías consideradas del tanque dispuesto en línea, da lugar a un funcionamiento no esperado del sistema. No obstante, este hecho deja de resultar significativo si se tiene en cuenta que el valor del volumen del tanque a partir del cual el rendimiento del sistema no mejora, coincide con el obtenido para otro tipo de tormentas.

5.3.1.3.- Resumen.

Teniendo en cuenta los valores límite anteriores del volumen de almacenamiento a partir de los cuales se estabilizan los diferentes índices de eficiencia, se compara en la Tabla 28, el valor de la masa de sólidos en suspensión transmitida al medio receptor (M_r) de la situación actual del sistema de saneamiento estudiado, con el resultado obtenido para las tipologías de tanque de tormenta dispuesto fuera de línea con un volumen de 60 m³/ha; y de 80 m³/ha para la disposición en línea; todo ello para los hietogramas de diseño definidos anteriormente ajustados al episodio diario más bajo de la serie histórica (apartado 5.2.5.3.3).

Tabla 28. Comparativa de la masa de sólidos en suspensión (TSS) vertida al medio receptor (M_r): Situación actual frente a tanque de tormentas.

M_r (Kg)	Vol (m ³ /ha _{imp})	IDF_60_ATRAS	IDF_60_ADELA	IDF_60_CENTR	TORM. 60 MM.
SIT. ACTUAL	0	16.566	100%	14.586	100%
SEDIM FUERA LÍNEA	60	12.313	74%	9.604	66%
SEDIM EN LÍNEA	80	13.356	81%	9.191	63%
1er LAVADO FUERA LÍNEA	60	12.238	74%	9.581	66%
1er LAVADO EN LÍNEA	80	13.356	81%	9.189	63%

De forma análoga, la Tabla 29 compara el volumen de agua descargado en el medio receptor (W_r) en el caso de la situación actual del sistema de saneamiento de Jaén, con el resultado obtenido tras disponer ambas tipologías de tanques de tormenta con un volumen de 60 m³/ha_{imp}, para el caso de taques fuera de línea; y con volumen de 80 m³/ha_{imp} para disposición en línea; todo ello para los hietogramas de diseño anteriores ajustados del mismo modo al episodio diario más bajo de la serie histórica.

Tabla 29. Comparativa del volumen de agua descargado en el medio receptor (W_r): Situación actual frente a tanque de tormentas.

W_r (ha·m)	Vol (m ³ /ha _{imp})	IDF_60_ATRAS	IDF_60_ADELA	IDF_60_CENTR	TORM. 60 MM.
SIT. ACTUAL	0	29,522	100%	34,490	100%
SEDIM FUERA LÍNEA	60	20,012	68%	20,943	61%
SEDIM EN LÍNEA	80	18,296	62%	20,604	60%
1er LAVADO FUERA LÍNEA	60	19,957	68%	20,878	61%
1er LAVADO EN LÍNEA	80	18,296	62%	20,602	60%

De este modo, tal y como se comentó anteriormente, la opción más eficiente tiene lugar cuando la tasa de eliminación de la carga contaminante, η , alcanza valores máximos, mientras que la tasa de vertido al medio receptor, θ , resulta con valores mínimos. Así, desde el punto de vista de la contaminación, se obtiene el valor máximo absoluto de $\eta=0,525$; y desde el punto de vista del volumen descargado, el valor mínimo absoluto de $\theta=0,293$. Estos valores se alcanzan tanto con los tanques de sedimentación en línea, como con tanques de primer lavado en línea.

De esta manera, si buscamos la tipología del tanque más eficiente, se puede comprobar que se alcanza con los tanques en línea:

- El valor máximo de $\eta=0,525$, que se alcanza tanto con tanques de sedimentación como con tanques de primer lavado en línea; ambos con un volumen de $80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$.
- El valor mínimo de $\theta=0,293$, que se obtiene con tanques de sedimentación y de primer lavado en línea; ambos también para un volumen de $80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$.

No obstante, los resultados obtenidos con tanques fuera de línea no muestran diferencias significativas con los anteriores, pese a que están influenciados por la configuración del depósito. Así, se obtiene:

- El valor máximo de $\eta=0,512$, para un tanque de primer lavado fuera de línea; y $\eta=0,504$, para un tanque de sedimentación fuera de línea; ambos con un volumen de $60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$.
- El valor mínimo de $\theta=0,329$, para un tanque de primer lavado fuera de línea; y $\theta=0,334$, para un tanque de sedimentación fuera de línea también; ambos con un volumen de $60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$.

Además, si observamos todas las figuras anteriores, se aprecia la existencia de un valor umbral del volumen del tanque. Por debajo de este valor, η disminuye (y por tanto aumenta la masa de TSS derivada al medio receptor), y θ aumenta (y por tanto aumenta el volumen de agua derivada al medio receptor), más rápidamente.

Estos valores, a partir de los cuales no se consiguen mejoras de eficiencia, se sitúan en el entorno de $60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ para tanques fuera de línea; y próximos a $80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ para tanques en línea.

5.3.2.- Validación de resultados.

A la hora de dimensionar tanques de tormenta, la norma ATV A 128 es comúnmente aceptada y usualmente utilizada, no solamente en Alemania y España, sino también en el resto de países europeos. Por tanto, con el propósito de comparar y contrastar los resultados obtenidos, se ha aplicado dicha norma en la ciudad de Jaén.

Para ello se ha seguido el procedimiento detallado en el apartado 5.1.6. Según se desprende de lo expuesto en el mencionado apartado, resulta un volumen de almacenamiento específico de $62,88 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$, muy próximos a los $60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$, que se obtienen como resultado en el apartado anterior.

Del mismo modo, los resultados obtenidos se encuentran en consonancia con las conclusiones extraídas de *Anta, J. et al. (2007)*, donde las diferencias entre las ciudades de Lugo, Santander y Santiago de Compostela permiten obtener un orden de magnitud del volumen necesario para el diseño de tanques de tormentas.

Así, *Anta, J. et al. (2007)* concluyeron que, si la idea es permitir vertidos aproximadamente de 20 a 30 veces por año, el volumen de almacenamiento necesario varía considerablemente en función de la ciudad analizada y del caudal derivado hacia la EDAR. Para un caudal enviado a la EDAR de 5 a 7 veces mayor que el caudal medio, el volumen de almacenamiento oscila entre $20\text{-}50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ para Santander y Lugo y $50\text{-}90 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ en Santiago, donde la precipitación anual es superior.

Por otro lado, *Anta, J. et al. (2007)* concluyeron también, que si el objetivo es retener el 90% de la escorrentía anual, el volumen de almacenamiento debe ser de $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ en Santander; mientras que en Santiago los tanques deberían retener entre $60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ (para descargas superiores a 5 veces el caudal medio) y $30 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ en los casos en que el caudal en tiempo seco enviado a la EDAR es 7 veces superior

a valor medio. En la ciudad de Lugo, el volumen de almacenamiento oscilaría entre $90 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ en la cuenca de O Valiño y $35 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ para el resto de cuencas.

De este modo, el valor propuesto de $60 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$, se encuentra también dentro de los diferentes límites fijados por *Anta, J. et al.* (2007) para el diseño de este tipo de infraestructuras en la "España húmeda"

Las conclusiones alcanzadas tras la aplicación de la metodología propuesta resultan de esta manera plenamente coherentes con los resultados obtenidos por trabajos anteriores así como por la aplicación de la norma alemana ATV A 128.

6.- Conclusiones.

Los resultados obtenidos (ver apartado 5.3.1.3) nos permiten concluir que los tanques de tormenta en línea resultan más eficientes que los dispuestos fuera de línea; pese a que precisan de un volumen de almacenamiento superior para alcanzar un rendimiento óptimo. Es decir, un tanque fuera de línea necesita un volumen inferior (60 frente a $80 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$) para alcanzar la mejor eficiencia ($\eta=0,512$; $\theta=0,329$), aunque esa eficiencia resulta levemente inferior a la alcanzada con un tanque en línea ($\eta=0,525$; 103% superior y $\theta=0,293$; 89% inferior).

Asimismo, según los resultados obtenidos en el sistema de drenaje analizado, se aprecia un valor umbral del volumen del tanque, por encima del cual la eficiencia del sistema no mejora sustancialmente. Esto lleva a recomendar este valor umbral como el volumen de diseño del tanque de tormentas. Así, en Jaén este volumen sería de alrededor de $60 \text{ m}^3/\text{ha}$ para tanques de tormenta fuera de línea; y alrededor de $80 \text{ m}^3/\text{ha}$ para tanques de tormenta en línea. Este valor es igualmente coherente con las conclusiones alcanzadas por de *Anta, J. et al.* (2007).

Además, el volumen específico obtenido después de la aplicación de la norma ATV-A 128 E coincide sensiblemente con el indicado anteriormente en Jaén para tanques de tormentas fuera de línea.

6.1.- Metodología propuesta.

A la hora de afrontar el dimensionamiento de un tanque de tormenta el procedimiento propuesto, básicamente consistiría en:

1. Desarrollar un modelo hidrológico-hidráulico del sistema de saneamiento estudiado, utilizando alguno de los paquetes de software disponibles en el mercado.

De entre todas las opciones disponibles, en nuestra investigación se ha utilizado el *Modelo de gestión de aguas pluviales (Storm Water Management Model; SWMM)* de la EPA. Dicho modelo se caracteriza por su común aceptación y su amplia difusión.

2. Aplicar dicho modelo, variando los volúmenes de almacenamiento del tanque de tormentas a dimensionar.
3. Determinar la eficiencia de cada sistema de saneamiento resultante tras aplicar un determinado volumen del tanque de tormentas.

Con el fin de cuantificar dicha eficiencia del sistema, se puede utilizar alguno de los índices de rendimiento existentes en la bibliografía.

La opción seleccionada en nuestra investigación han sido los índices de eficiencia descritos por *De Martino, G. et al.*, 2011a y 2011b, caracterizados por su carácter fundamentalmente intuitivo (proporcionalidad) así como por su sencillez de cálculo y de aplicación.

4. Identificar el volumen del tanque a partir del cual la eficiencia del sistema no experimenta una mejora significativa.

7.- Líneas de trabajo futuras.

Para ampliar el área de aplicación del presente trabajo de investigación, y darle mayor potencia a los resultados obtenidos, se considera necesario desarrollar futuros trabajos análogos al nuestro en otras localizaciones concretas de la cuenca mediterránea de la Península Ibérica, utilizando tanto las características propias de cada sistema de drenaje como el régimen de lluvia específico. Se trataría así de corroborar el trabajo de investigación desarrollado, en un mayor y variado número de sistemas de saneamiento dentro de la vertiente mediterránea.

Por otro lado, con el fin de alcanzar las conclusiones necesarias para desarrollar la metodología expuesta en el apartado anterior, se han tenido en cuenta una serie de aspectos que analizan a continuación.

- En primer lugar, se ha desarrollado un modelo hidrológico-hidráulico utilizando para ello el paquete *SWMM* de la EPA. Hay que tener en cuenta que se trata tan solo de uno de los modelos disponibles, comúnmente aplicado eso sí, pudiendo ser conveniente comparar los resultados obtenidos a partir de un paquete de software diferente.
- En segundo lugar, para ejecutar dicho modelo, se ha utilizado el régimen de lluvias disponible, habiendo adoptado la tipología de tormenta más desfavorable.
- Del mismo modo, la contaminación vertida se ha estudiado a partir de la masa de sólidos en suspensión. La posibilidad de utilizar analíticas reales sobre contaminantes urbanos habituales, como DBO_5 , DQO, metales pesados, compuestos orgánicos, nutrientes, etc., permitiría comprobar, con mayor alcance, las conclusiones obtenidas.
- El rendimiento o eficiencia del sistema se ha evaluado a partir de unos índices de eficiencia, de los que destacamos su carácter intuitivo y sencillez. La utilización de otros índices o parámetros destinados a comparar diferentes opciones de diseño podría ayudar igualmente a contrastar el procedimiento de dimensionamiento propuesto.
- Por último, sería necesario calibrar la metodología propuesta en un sistema de saneamiento concreto del arco mediterráneo, mediante la instalación de medidores de caudal y dispositivos para la toma de muestras y el análisis de la cantidad de sólidos en suspensión.

8.- Bibliografía.

- Abad, F. (CYII); Balairón, L. (CEDEX) y 15 más. 2006. "Normas para Redes de saneamiento (NRSCYII-2006)". Canal de Isabel II (CYII); CEDEX.
- AEMET (Agencia Estatal de Meteorología). (2012). Dirección de Producción e Infraestructuras. "Guía Resumida del Clima en España (1981-2010)". Versión 3.0. NIPO: 281-12-011-4.
- Adams, B.J. and Papa, F. (2000). "Urban stormwater management planning with analytical probabilistic methods." Wiley, New York.
- Ahiablame, L.M.; Engel, B.A. and Chaubey, I. (2012). "Effectiveness of Low Impact Development Practices: Literature Review and Suggestions for Future Research". Water Air Soil Pollut (2012) 223: 4253–4273.
- Andrés-Doménech, I.; Montanari, A.; Marco, J.B. (2012). "Efficiency of Storm Detention tanks for Urban Drainage Systems under climate Variability".
- Anta, J.; Arias, R.; Blanco, J.-P.; Hernández, D.; Puertas, J.; Sánchez, E.M.; Suárez, J. (2009). "Instrucciones técnicas para obras hidráulicas en Galicia (ITOHG)". Empresa Pública de Obras e Servicios Hidráulicos (EOSH). Augas de Galicia. Xunta de Galicia.
- Anta, J.; Beneyto, M.C.; Cagiao, J.; Temprano, J.; Piñeiro, J.; González J.; Suárez, J. and Puertas, J. (2007). "Analysis of combined sewer overflow spill Frequency/Volume in North of Spain".
- ASCE (1998). "Urban Runoff Quality Management" (ASCE manuals and report on engineering practice n. 87). American Society of Civil Engineers, Reston, USA.
- Barco, J.; Papiri, S. and Stenstrom, M.K. (2008). "First-flush in a combined sewer system". Chemosphere. doi:10.1016/j.chemosphere.2007.11.049
- Bardin, J.P.; Barraud, S.; Chocat, B. (2001). "Uncertainty in measuring the event pollutant removal performance of online detention tanks with permanent outflow". Urban Water, 3(1-2), 91-106
- Beneyto, M.C. (2004). "Evaluación de los rendimientos de depósitos de detención-aliviadero en redes de saneamiento unitarias en cuencas de la España húmeda". Tesis Doctoral. Departamento de métodos Matemáticos y de Representación. Universidade Da Coruña (in Spanish).
- Bertrand-Krajewski, J.L.; Chebbo, G. and Saget, A. (1998). "Distribution of pollutant mass vs. volume in stormwater discharges and the first-flush phenomenon". Water Res. 32 (8), 2341–2350.
- Bolle, H.-J. (2003). "Mediterranean climate: variability and trends. (Regional climate studies)". Berlin: Springer. ISBN: 3540438386.
- British Standards Institution (BSI) (1987). "BS 8005: British Standard Sewerage".
- British Standards Institution (BSI) (2008). "BS EN 752:2008. Drain and sewer systems outside buildings".
- Brunet, M.; Casado, J.; de Castro, M.; Galán, P.; López, J.A.; Martín, J.M.; Pastor, A.; Petisco, E.; Ramos, P.; Ribalaygua, J.; Rodríguez, E.; Sanz, I. y Torres, L. (2009). "Generación de escenarios regionalizados de cambio climático para España". Agencia Estatal de Meteorología (AEMET). Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino; Madrid (in Spanish).
- Calabrò, P. and Viviani, G. (2006). "Simulation of the operation of detention tanks". Water Res., 40(2006), 83-90.
- Calenda, G. and Napolitano, F. (1999). "Parameter estimation of Neyman-Scott processes for temporal point rainfall simulation". J. Hydrol. (Amsterdam), 225(1–2), 45–66.
- Camp, T.R. (1946). "Sedimentation and the design of settling tanks". Trans. ASCE, Vol. 111, 895-936

- Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Ministerios de Fomento y Medio Ambiente. (2007). "*Manuales y Recomendaciones R17. Guía técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano*". ISBN 978-84-7790-491-5.
- Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Ministerios de Fomento y Medio Ambiente. (2016). Puertas, J.; Suárez, J. y Anta, J. "*Monografías M98. Gestión de aguas pluviales. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano*". ISBN 978-84-7790-583-7.
- Chazarra, A.; Mestre B., A.; Pires, V., Cunha, S.; Mendes, M. y Neto, J. (2011). "*Atlas climático ibérico. Temperatura del aire y precipitación (1971-2000)*". Agencia Estatal de Meteorología (AEMET). Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. NIPO: 784-11-002-5.
- Clements, M.S. (1966). "*Velocity variations in rectangular sedimentation tanks*". Institution of Civil Engineering Proceedings, Vol. 34, p171-200
- Confederación Hidrográfica del Norte (CHN). MOPTMA. (1995). "*Especificaciones Técnicas Básicas para Proyectos de Conducciones Generales de Saneamiento. Dirección General de Obras Hidráulicas*".
- De Martino, G.; De Paola, F.; Fontana, N.; Marini, G. and Ranucci, A. (2011a). "*Preliminary design of combined sewer overflows and storm water tanks in southern Italy*". Irrig. and Drain. 60, 544–555.
- De Martino, G.; De Paola, F.; Fontana, N.; Marini, G. and Ranucci, A. (2011b). "*Pollution reduction in receivers: storm-water tanks*". J. Urban Plan. Dev., 137, 29–38.
- De Paola, F. and Ranucci, A. (2010). "*Design criteria for stormwater tanks in urban drainage systems in some Italian regions*".
http://www.researchgate.net/publication/228475642_DESIGN_CRITERIA_FOR_STORMWATER_TANKS_IN_URBAN_DRAINAGE_SYSTEMS_IN_SOME_ITALIAN_REGIONS .
- De Paola, F. and De Martino, F. (2013). "*Stormwater tank performance: Design and management criteria for capture tanks using a continuous simulation and a semi-probabilistic analytical approach*". Water (Switzerland), 5(4). 2013. pp. 1699- 1711.
- Deletic, A. (1998). "*The first-flush load of urban surface runoff*". Wat. Res. Vol. 32, No. 8 (1998) 2462-2470.
- Dietz, M. (2007). "*Low impact development practices: a review of current research and recommendations for future directions*". Water Air Soil Pollut (2007) 186: 351–363
- Di Toro, D.M. and Small, M.J. (1979). "*Stormwater interception and storage*". J. Envir. Engrg. Div., 105(1), 43–54.
- Driscoll, E.D.; Di Toro, D.M. and Gaboury, D. (1986). "*Methodology for analysis for detention basins for control or urban runoff quality*". Rep. No. EPA 440/5-87-001, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, DC.
- Duan, H.-F.; Li, F. and Yan, H. (2016) "*Multi-Objective Optimal Design of Detention Tanks in the Urban Stormwater Drainage System: LID Implementation and Analysis*". Water Resources Management, 30(13). 2016.pp. 4635-4648.
- Ellis, J.B. (1989). "*Urban Discharges and Receiving Water Quality Impacts*". Pergamon Press, Oxford, Adv. Water Pollut. Control No. 7.
- European Climate Support Network (ECSN). (1995). "*Climate of Europe*". KNMI, de BiIt, NL

- European Environment Agency (EEA). (2007). "Climate change and water adaptation issues". EEA Tech.Rep. No. 2/2007, 110 Copenhagen, Denmark.
- Federal Aviation Administration (FAA). (1970). "Airport drainage". Rep. 150/5320-5B, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.
- Ferrer, F.J. (1993). "Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas". Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Centro de Estudios Hidrográficos. MOPTMA.
- García, A.P. (2007). "Análisis multifractal de series de datos pluviométricos en Andalucía". Tesis Doctoral (Universidad de Córdoba).
- German association for the water environment (DWA). Abwasser Technische Verein (ATV). (1992). *ATV-A 128E, 1992. "Standards for the dimensioning and Design of Stormwater Structures in Combined Sewers"*.
- Goossens, C. (1985). "Principal component analysis of Mediterranean rainfall". J. of Climatology 5:379-388.
- Graber, S.D. (2009). "Generalized numerical solution for detention basin design". J. Irrig. Drain Eng., 2009, 135(4). 487-492
- Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos (GMMF) (2005). SWMM. "Modelo de gestión de aguas pluviales 5.0 vE. Manual del usuario" (Translation into spanish).
- Guo, J.C.Y. and Urbonas, R.B. (1996). "Maximized detention volume determined by runoff capture rate". J. Water Resour. Plann. Manage. Vol 122, 33-39
- Guo, J.C.Y. (1999). "Detention Storage Volume for small urban Catchments". J. Water Resour. Plann. Manage. 199. Vol 125, 380-382.
- Guo, J.C.Y. and Urbonas, R.B. (2002). "Runoff capture and delivery curves for storm-water quality control designs". J. Water Resour. Plann. Manage. Vol 128, 208-215
- Gupta, K. and Saul, A.J. (1996a). "Suspended solids in combined sewer flows". Wat. Sci. Tech. 9, 93-99.
- Gupta, K. and Saul, A.J. (1996b). "Specific relationships for the first-flush load in combined sewer flows". Wat. Res. Vol. 30, No. 5, 1244-1252.
- Hazen A. (1904). "On sedimentation". Trans., ASCE, Vol. 53, 45 – 71
- Hogland, W.; Berndtsson, R. and Larson, M. (1984). *Estimation of quality and pollution load of combined sewer overflow discharge. Proc. III Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Göteborg, Swede, pp. 841-50*
- Hossain, I.; Imteaz, M.; Gato-Trinidad, S. and Shanableh, A. (2010). "Development of a catchment water quality model for continuous simulations of pollutants build-up and wash-off". World Academy of Science, Engineering and Technology, 37, 941–948.
- Huebner, M. and Geiger, WF. (1996). "Characterization of the performance of an off line storage tank". Water Sci. Technol. 34(3-4): 25–32.
- *Instrucción de carreteras 5.2-IC. Drenaje superficial* (BOE núm. 123, de 23 de mayo de 1990). Dirección General de Carreteras. MOPU
- Itsukushima, R.; Ogahara, Y.; Iwanaga, Y. and Sato, T. (2018). "Investigating the influence of various stormwater runoff control facilities on runoff control efficiency in a small catchment area". Sustainability 2018, 10, 407.

- Köppen, W. (1900). "Versuch einer Klassifikation der Klimate, vorzugsweise nach ihren Beziehungen zur Pflanzenwelt." *Geogr. Z.*, 6, 593-611, 657-79.
- Lager, J.A.; Smith, W.G.; Lynard, W.G.; Finn, R.M. and Finemore, E.J. (1977). "*Urban stormwater management and technology: Update and users guide*". EPA-600/8-77-014, Cincinnati, OH.
- Lee, J.H.; Bang, K.W.; Ketchum, L.H.; Choe, J.S. and Yu M.J. (2002). "*First-flush analysis of urban storm runoff*". *The Science of the Total Environment*, 293(1-3), 163-175.
- Lessard P.; Beron P. and Briere F. (1982). "*Estimation of water quality in combined sewers: the Montreal experience*". *First Int. Seminar on Urban Drainage Systems*, pp. 367-375
- Lessard, P. and Beck, M.B. (1991). "*Dynamic simulation of storm tanks*". *Water Res.*, 25(4), 375-391.
- Lijklema, L.; Tyson, J.M. and Lesouef, A. (1993). "*Interactions between sewers, treatment plants and receiving waters in urban areas: a summary of the INTERURBA'92 WORKSHOP conclusions*". *Water Sci. Tech.* 27 (12), 1-29.
- Lionello, P.; Malanotte-Rizzoli, P. and Boscolo, R. (2006). "*Mediterranean climate variability*". *Developments in Earth and Environmental Sciences. Volume 4, Pages 1-421*. Edited by P. Lionello, P. Malanotte-Rizzoli and R. Boscolo. ISBN: 978-0-444-52170-5
- Lionello, P. and CMCC (Centro euroMediterraneo per i Cambiamenti Climatici). (2012). "The climate of the Mediterranean region: from the past to the future".
- Mailhot, A., and Duchesne, S. (2010). "*Design criteria of urban drainage infrastructures under climate change*". *J. Water Resour. Plann. and Mgmt. Div.*, 136(2), 201-208.
- Metcalf and Eddy, Inc. (1991). "*Wastewater Engineering. Treatment, Disposal and Reuse*". Third ed. McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series. ISBN 0-07-100824-1.
- NWRW (1991). *Final Report of the 1982-1989 NWRW (National Working Party on Sewerage and Water Quality)*. Foundation for Applied Waste Water Research, the Dutch Ministry of Housing, Physical Planning and environment, 63 pp.
- Oliveri, E.; Viviani, G. and La Loggia, G. (2001). "*Comportamento ed efficienza delle vasche di pioggia*". *Proc., II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano, CSDU, Milano, Italy*, 279-290 (in Italian).
- Osorio, F.; Muhaisen, O. and García, P. (2009). "Copula based simulation for the estimation of optimal volume for a detention basin." *J. Hydrol. Eng.*, 14(12), 1378-1382.
- Osorio, F.; García, J.A. y Hontoria, E.J. (2012). "*Técnicas y gestión de las aguas pluviales*". Universidad de Granada. Godel Impresiones Digitales S.L.
- Papa, F. and Adams, B.J. (1997). "*Application of derived probability and dynamic programming techniques to planning regional stormwater management systems*". *Water Sci. Technol.*, 36(5), 227-234.
- Papiri, S.; Ciaponi, C. and Todeschini, S. (2008). "*The Experimental Urban Catchment of Cascina Scala (Pavia): Rainfall, Runoff and Quality of Sewer Discharges from 1987 to 2006, Rome, Italy: Aracne (in Italian)*", 1-268 pp., ISBN 978-88-548-2132-3.
- Pecher, R. (1992). "*Stormwater Treatment in Combined Sewer System in Germany*". *Wat. Sci. Tech.*, vol. 26, nº7-8, págs. 1841-1849

- Pochwat, K.; Słyś, D. and Kordana, S. (2017). "The temporal variability of a rainfall synthetic hyetograph for the dimensioning of stormwater retention tanks in small urban catchments". *Journal of Hydrology*, 549. pp. 501-511.
- Raei, E.; Reza A., M.; Reza N., M. and Adamowskid, J. (2019). "Multi-objective decision-making for green infrastructure planning (LIDBMPs) in urban storm water management under uncertainty". *Journal of Hydrology*, 579. 124091.
- Rodríguez-Iturbe, I.; Gupta, V.K., and Waymire, E. (1984). "Scale considerations in the modeling of temporal rainfall". *Water Resour. Res.*, 20(11), 1611–1619.
- Roldán, A. (1988). "Notas para una climatología de Albacete, Cuenca, Toledo (repectively)". Ministerio de Transportes, Turismo y Comunicaciones, Instituto Nacional de Meteorología, Madrid. Publicación Serie K no. 28, 33, 58. I.S.B.N. No. 84-505-7925-2, 84-7837-003-X, 84-7837-013-7 respectively.
- Rossman, L.A. (2005). "Storm water management model -User's manual - V 5.0", Report no. EPA/600/R-05/040, Cincinnati
- Rossman, L.A. (2015). Storm water management model -User's manual - V 5.1". Water Supply and Water Resources Division, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, Report no. EPA-600/R-14/413b
- Saget, A.; Chebbo, G. and Bertrand-Krajewski, J.L., 1996. "The first-flush in sewer systems". *Water Sci. Tech.* 9, 101–108.
- Salaverría, M. (1995). "Las redes unitarias de saneamiento: Criterios de diseño y control". OP. Revista del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Nº 31, vol. 1, año 1995.
- Sartor, J. and Boyd, G. (1972). "Water pollution aspects of street surface contamination." Rep. No. EPA R2-72-081, EPA, Washington, DC.
- Shepherd, W.; Saul, A. and Boxall, J. (2008). "Quantifying Performance of Storms Tanks". 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK, 2008 (Conference Paper).
- Suárez, J. and Puertas, J. (2005). "Determination of COD, BOD, and suspended solids loads during combined sewer overflow (CSO) events in some combined catchments in Spain". *Ecological Engineering* 24 (2005). 201-219.
- Témez, J.R. (1978). "Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales". Dirección General de Carreteras. MOPU
- Temprano, J. (1996). "Criterios de dimensionamiento de depósitos de tormenta para Santander". Tesis doctoral. Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y del Medio Ambiente; Universidad de Cantabria. Santander.
- Temprano, J. and Tejero, I. (2002). "Detention storage volume for combined sewer overflow into a river", *Journal of Environmental Technology*, 23, 663-675
- Todeschini, S.; Papiri, S. and Ciaponi, C. (2012). "Performance of stormwater detention tanks for urban drainage systems in northern Italy". *Journal of Environmental Management* 101, 33-45.
- UKWIR (2007). "Performance of Storm Tanks and Potential for Improvements in Overall Storm Management – Phase 2". (07/WW/22/5) ISBN: 1 84057 469 0
- U.S. Departments of the Army and the Air Force (USDAF). (1977). "Surface drainage facilities for air fields and heliports." Tech. Manual No. 5-820-1, Washington, D.C.

- U.S. Environmental Protection Agency (USEPA). (1986). "Methodology for Analysis of Detention Basins for Control of Urban Runoff Quality". Rep. No. EPA/440/5-87-001, Washington DC, USA.
- U.S. Environmental Protection Agency (USEPA). (2008). "A screening assessment of the potential impacts of climate change on combined sewer overflow (CSO) mitigation in the Great Lakes and New England regions (final report)." Rep. No. EPA/600/R-07/033F, Office of Research and Development, Center of Environmental Research Information, Cincinnati.
- Vaes, G. and Berlamont, J. (2001). "The effect of rainwater storage tanks on design storms". Urban Water 3, 303-307.
- Velghe, T., Troch, P. A., De Troch, F. P., and Van De Velde, J. (1994). "Evaluation of cluster-based rectangular pulses point process models for rainfall". Water Resour. Res., 30(10), 2847–2857.
- Verbanck, M.A.; Ashley, R.M. and Bachoc, A. (1994). "International Workshop on the origin, occurrence and behavior of sediments in sewer systems: summary of conclusions". Wat. Res. 28, 187-194
- Walker, D.; Golden, J.; Bingham, D. and Driscoll, E.D. (1993). "Combined sewer overflow control". Rep. No. EPA 625/R-93-007, U.S. Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, Center of Environmental Research Information, Cincinnati.
- World Meteorological Organization (WMO). (1999). MED-HYCOS: A water observing and information system

Apéndice 1.-

Resultados modelo SWMM de Jaén.

1.1.- Situación actual.

Desarrollo de una metodología para el dimensionamiento de tanques de tormenta en los sistemas de saneamiento de la vertiente medite

Hietograma	Descargas al exterior M_r (Kg)	Acumulación inicial M_c (Kg)	η	Descargas externas (ha·m)	Aporte tiempo seco (ha·m)	Volumen total vertido W_r (ha·m)
IDF_121_ATRAS	14.871,132	19.361,379	0,232	41,119	5,572	35,547
IDF_121_ADELA	8.929,080	19.361,379	0,539	47,396	5,572	41,824
IDF_121_CENTR	12.707,985	19.361,379	0,344	43,915	5,572	38,343
IDF_105_ATRAS	15.271,233	19.361,379	0,211	39,974	5,572	34,402
IDF_105_ADELA	10.031,790	19.361,379	0,482	46,065	5,572	40,493
IDF_105_CENTR	13.219,867	19.361,379	0,317	42,680	5,572	37,108
IDF_102_ATRAS	15.338,755	19.361,379	0,208	39,713	5,572	34,141
IDF_102_ADELA	10.270,872	19.361,379	0,470	45,787	5,572	40,214
IDF_102_CENTR	13.321,439	19.361,379	0,312	42,452	5,572	36,879
IDF_84_ATRAS	15.850,114	19.361,379	0,181	38,056	5,572	32,484
IDF_84_ADELA	11.860,127	19.361,379	0,387	43,785	5,572	38,213
IDF_84_CENTR	14.107,996	19.361,379	0,271	40,719	5,572	35,147
IDF_81_ATRAS	15.935,527	19.361,379	0,177	37,784	5,572	32,212
IDF_81_ADELA	12.171,309	19.361,379	0,371	43,383	5,572	37,811
IDF_81_CENTR	14.272,218	19.361,379	0,263	40,396	5,572	34,824
IDF_78_ATRAS	16.019,103	19.361,379	0,173	37,472	5,572	31,900
IDF_78_ADELA	12.475,063	19.361,379	0,356	42,949	5,572	37,377
IDF_78_CENTR	14.420,555	19.361,379	0,255	40,021	5,572	34,449
IDF_76_ATRAS	16.090,879	19.361,379	0,169	37,248	5,572	31,675
IDF_76_ADELA	12.675,059	19.361,379	0,345	42,704	5,572	37,131
IDF_76_CENTR	14.514,305	19.361,379	0,250	39,833	5,572	34,261
IDF_71_ATRAS	16.220,286	19.361,379	0,162	36,686	5,572	31,114
IDF_71_ADELA	13.226,527	19.361,379	0,317	41,954	5,572	36,382
IDF_71_CENTR	14.796,664	19.361,379	0,236	39,165	5,572	33,593
IDF_67_ATRAS	16.364,092	19.361,379	0,155	36,101	5,572	30,529
IDF_67_ADELA	14.335,982	19.361,379	0,260	40,416	5,572	34,844
IDF_67_CENTR	15.042,757	19.361,379	0,223	38,543	5,572	32,971
IDF_60_ATRAS	16.565,517	19.361,379	0,144	35,094	5,572	29,522
IDF_60_ADELA	14.586,277	19.361,379	0,247	40,063	5,572	34,490
IDF_60_CENTR	15.502,513	19.361,379	0,199	37,434	5,572	31,861

1.2.- Tanque de sedimentación fuera de línea.

Tipología tanque de tormentas	Hietograma	Volumen (m^3/ha_{imp})	Descargas al exterior	Acumulación inicial	η	Descargas externas ($ha \cdot m$)	Aporte tiempo seco ($ha \cdot m$)
			M_r (Kg)	M_c (Kg)			
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	100	12.312,696	19.361,379	0,364	25,584	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	90	12.312,696	19.361,379	0,364	25,584	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	80	12.312,696	19.361,379	0,364	25,584	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	70	12.312,696	19.361,379	0,364	25,584	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	60	12.312,696	19.361,379	0,364	25,584	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	50	15.659,207	19.361,379	0,191	32,541	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	40	16.769,680	19.361,379	0,134	37,751	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	30	16.840,093	19.361,379	0,130	38,589	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	20	16.881,824	19.361,379	0,128	39,159	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	10	16.908,599	19.361,379	0,127	39,566	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	0	16.916,158	19.361,379	0,126	39,756	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	100	9.603,742	19.361,379	0,504	26,515	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	90	9.603,742	19.361,379	0,504	26,515	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	80	9.603,742	19.361,379	0,504	26,515	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	70	9.603,742	19.361,379	0,504	26,515	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	60	9.603,742	19.361,379	0,504	26,515	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	50	13.628,132	19.361,379	0,296	37,114	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	40	14.426,567	19.361,379	0,255	39,210	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	30	14.749,245	19.361,379	0,238	40,177	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	20	14.941,327	19.361,379	0,228	40,782	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	10	15.063,855	19.361,379	0,222	41,183	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	0	15.142,811	19.361,379	0,218	41,428	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	100	11.328,208	19.361,379	0,415	25,124	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	90	11.328,208	19.361,379	0,415	25,124	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	80	11.328,208	19.361,379	0,415	25,124	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	70	11.328,208	19.361,379	0,415	25,124	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	60	11.525,502	19.361,379	0,405	25,404	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	50	14.960,135	19.361,379	0,227	38,414	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	40	15.733,731	19.361,379	0,187	38,456	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	30	15.866,680	19.361,379	0,180	39,271	5,572

Desarrollo de una metodología para el dimensionamiento de tanques de tormenta en los sistemas de saneamiento de la vertiente mediterránea

Tipología tanque de tormentas	Hietograma	Volumen (m^3/ha_{imp})	Descargas al exterior M_r (Kg)	Acumulación inicial M_c (Kg)	η	Descargas externas ($ha \cdot m$)	Aporte tiempo seco ($ha \cdot m$)
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	20	15.955,450	19.361,379	0,176	39,845	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	10	16.022,942	19.361,379	0,172	40,249	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	0	16.060,373	19.361,379	0,170	40,476	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM	100	9.488,956	19.361,379	0,510	23,510	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM	90	9.488,956	19.361,379	0,510	23,510	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM	80	9.488,956	19.361,379	0,510	23,510	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM	70	9.488,956	19.361,379	0,510	23,510	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM	60	9.598,287	19.361,379	0,504	23,722	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM	50	12.441,708	19.361,379	0,357	31,576	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM	40	13.626,307	19.361,379	0,296	37,054	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM	30	13.746,829	19.361,379	0,290	37,900	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM	20	13.820,904	19.361,379	0,286	38,471	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM	10	13.880,713	19.361,379	0,283	38,879	5,572
SEDIM FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM	0	13.904,181	19.361,379	0,282	39,113	5,572

1.3.- Tanque de sedimentación en línea

Desarrollo de una metodología para el dimensionamiento de tanques de tormenta en los sistemas de saneamiento de la vertiente mediterránea

Tipología tanque de tormentas	Hietograma	Volumen (m^3/ha_{imp})	Descargas al exterior M_r (Kg)	Acumulación inicial M_c (Kg)	η	Descargas externas ($ha \cdot m$)	Aporte tiempo seco ($ha \cdot m$)
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	100	13.356,000	19.361,379	0,310	23,868	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	90	13.356,000	19.361,379	0,310	23,868	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	80	13.356,000	19.361,379	0,310	23,868	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	70	14.359,633	19.361,379	0,258	33,270	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	60	14.585,359	19.361,379	0,247	35,622	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	50	14.710,216	19.361,379	0,240	37,142	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	40	13.518,395	19.361,379	0,302	39,227	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	30	14.366,940	19.361,379	0,258	38,724	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	20	16.905,540	19.361,379	0,127	39,281	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	10	16.930,975	19.361,379	0,126	39,693	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	0	16.951,501	19.361,379	0,124	39,910	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	100	9.190,798	19.361,379	0,525	26,176	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	90	9.190,798	19.361,379	0,525	26,176	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	80	9.190,798	19.361,379	0,525	26,176	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	70	13.579,506	19.361,379	0,299	37,101	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	60	14.242,004	19.361,379	0,264	38,887	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	50	13.978,209	19.361,379	0,278	39,308	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	40	12.724,086	19.361,379	0,343	39,380	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	30	12.990,901	19.361,379	0,329	40,341	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	20	15.046,298	19.361,379	0,223	40,959	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	10	15.177,188	19.361,379	0,216	41,373	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	0	15.241,824	19.361,379	0,213	41,571	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	100	11.722,622	19.361,379	0,395	24,252	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	90	11.722,622	19.361,379	0,395	24,252	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	80	11.722,622	19.361,379	0,395	24,252	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	70	13.716,627	19.361,379	0,292	34,842	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	60	14.156,521	19.361,379	0,269	37,329	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	50	14.322,581	19.361,379	0,260	38,565	5,57

Desarrollo de una metodología para el dimensionamiento de tanques de tormenta en los sistemas de saneamiento de la vertiente mediterránea

Tipología tanque de tormentas	Hietograma	Volumen (m^3/ha_{imp})	Descargas al exterior M_r (Kg)	Acumulación inicial M_c (Kg)	η	Descargas externas ($ha \cdot m$)	Aporte tiempo seco ($ha \cdot m$)
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	40	13.301,335	19.361,379	0,313	38,666	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	30	13.719,313	19.361,379	0,291	39,446	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	20	16.014,463	19.361,379	0,173	40,006	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	10	16.086,702	19.361,379	0,169	40,417	5,57
SEDIM EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	0	16.126,989	19.361,379	0,167	40,625	5,57
SEDIM EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	100	10.167,698	19.361,379	0,475	21,516	5,57
SEDIM EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	90	10.163,909	19.361,379	0,475	21,516	5,57
SEDIM EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	80	10.167,698	19.361,379	0,475	21,516	5,57
SEDIM EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	70	12.335,380	19.361,379	0,363	32,123	5,57
SEDIM EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	60	12.894,846	19.361,379	0,334	35,075	5,57
SEDIM EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	50	13.188,928	19.361,379	0,319	36,612	5,57
SEDIM EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	40	12.361,843	19.361,379	0,362	37,302	5,57
SEDIM EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	30	12.086,261	19.361,379	0,376	38,110	5,57
SEDIM EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	20	13.879,785	19.361,379	0,283	38,651	5,57
SEDIM EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	10	13.926,520	19.361,379	0,281	39,060	5,57
SEDIM EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	0	13.977,475	19.361,379	0,278	39,283	5,57

1.4.- Tanque de primer lavado fuera de línea.

Tipología tanque de tormentas	Hietograma	Volumen (m^3/ha_{imp})	Descargas al exterior	Acumulación inicial	η	Descargas externas ($ha \cdot m$)	Aporte tiempo seco ($ha \cdot m$)
			M_r (Kg)	M_c (Kg)			
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	100	12.238,414	19.361,379	0,368	25,529	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	90	12.238,414	19.361,379	0,368	25,529	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	80	12.238,414	19.361,379	0,368	25,529	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	70	12.238,414	19.361,379	0,368	25,529	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	60	12.238,414	19.361,379	0,368	25,529	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	50	12.444,681	19.361,379	0,357	26,558	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	40	16.153,647	19.361,379	0,166	37,414	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	30	16.776,818	19.361,379	0,133	38,222	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	20	16.855,093	19.361,379	0,129	38,786	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	10	16.893,634	19.361,379	0,127	39,429	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ATRAS	0	17.291,595	19.361,379	0,107	39,872	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	100	9.580,560	19.361,379	0,505	26,450	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	90	9.580,560	19.361,379	0,505	26,450	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	80	9.580,560	19.361,379	0,505	26,450	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	70	9.580,560	19.361,379	0,505	26,450	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	60	9.580,560	19.361,379	0,505	26,450	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	50	10.633,614	19.361,379	0,451	29,244	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	40	14.345,625	19.361,379	0,259	39,028	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	30	14.605,502	19.361,379	0,246	39,775	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	20	14.816,185	19.361,379	0,235	40,442	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	10	15.017,018	19.361,379	0,224	41,058	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_ADELA	0	15.120,595	19.361,379	0,219	41,385	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	100	11.327,744	19.361,379	0,415	25,119	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	90	11.291,097	19.361,379	0,417	25,059	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	80	11.291,097	19.361,379	0,417	25,059	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	70	11.291,097	19.361,379	0,417	25,059	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	60	11.291,097	19.361,379	0,417	25,059	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	50	12.018,090	19.361,379	0,379	28,488	5,5

Desarrollo de una metodología para el dimensionamiento de tanques de tormenta en los sistemas de saneamiento de la vertiente mediterránea

Tipología tanque de tormentas	Hietograma	Volumen (m^3/ha_{imp})	Descargas al exterior	Acumulación inicial	η	Descargas externas ($ha \cdot m$)	Aporte tiempo seco ($ha \cdot m$)
			M_r (Kg)	M_c (Kg)			
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	40	15.455,832	19.361,379	0,202	38,362	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	30	15.763,518	19.361,379	0,186	38,906	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	20	15.897,798	19.361,379	0,179	39,533	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	10	15.994,992	19.361,379	0,174	40,116	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	IDF_60_CENTR	0	16.413,845	19.361,379	0,152	40,586	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	100	9.455,650	19.361,379	0,512	23,463	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	90	9.455,650	19.361,379	0,512	23,463	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	80	9.455,650	19.361,379	0,512	23,463	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	70	9.455,650	19.361,379	0,512	23,463	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	60	9.455,650	19.361,379	0,512	23,463	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	50	9.971,669	19.361,379	0,485	25,932	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	40	13.386,508	19.361,379	0,309	36,683	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	30	13.680,472	19.361,379	0,293	37,541	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	20	13.753,575	19.361,379	0,290	38,100	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	10	13.840,561	19.361,379	0,285	38,744	5,5
1er LAVADO FUERA LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	0	14.739,458	19.361,379	0,239	40,052	5,5

1.5.- Tanque de primer lavado en línea.

Tipología tanque de tormentas	Hietograma	Volumen (m^3/ha_{imp})	Descargas al exterior	Acumulación inicial	η	Descargas externas ($ha \cdot m$)	Aporte tiempo seco ($ha \cdot m$)
			M_r (Kg)	M_c (Kg)			
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	100	13.356,266	19.361,379	0,310	23,868	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	90	13.356,266	19.361,379	0,310	23,868	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	80	13.356,266	19.361,379	0,310	23,868	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	70	13.910,785	19.361,379	0,282	30,835	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	60	14.366,363	19.361,379	0,258	34,829	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	50	14.604,436	19.361,379	0,246	36,440	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	40	14.750,369	19.361,379	0,238	37,762	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	30	11.988,583	19.361,379	0,381	38,349	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	20	13.464,703	19.361,379	0,305	38,980	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	10	16.812,519	19.361,379	0,132	39,510	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ATRAS	0	17.125,173	19.361,379	0,115	39,987	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	100	9.189,310	19.361,379	0,525	26,175	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	90	9.189,310	19.361,379	0,525	26,175	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	80	9.189,310	19.361,379	0,525	26,175	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	70	12.870,031	19.361,379	0,335	35,200	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	60	13.960,347	19.361,379	0,279	38,109	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	50	14.161,566	19.361,379	0,269	39,228	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	40	13.724,092	19.361,379	0,291	39,334	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	30	12.092,933	19.361,379	0,375	39,930	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	20	14.527,292	19.361,379	0,250	40,649	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	10	15.075,823	19.361,379	0,221	41,173	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_ADELA	0	15.213,563	19.361,379	0,214	41,510	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	100	11.720,430	19.361,379	0,395	24,254	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	90	11.720,430	19.361,379	0,395	24,254	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	80	11.720,430	19.361,379	0,395	24,254	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	70	13.190,687	19.361,379	0,319	32,326	5,5

Desarrollo de una metodología para el dimensionamiento de tanques de tormenta en los sistemas de saneamiento de la vertiente mediterránea

Tipología tanque de tormentas	Hietograma	Volumen (m^3/ha_{imp})	Descargas al exterior	Acumulación inicial	η	Descargas externas ($ha \cdot m$)	Aporte tiempo seco ($ha \cdot m$)
			M_r (Kg)	M_c (Kg)			
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	60	13.952,484	19.361,379	0,279	36,540	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	50	14.296,630	19.361,379	0,262	38,170	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	40	14.225,397	19.361,379	0,265	38,681	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	30	11.333,267	19.361,379	0,415	39,080	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	20	12.751,126	19.361,379	0,341	39,709	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	10	15.779,171	19.361,379	0,185	40,229	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	IDF_60_CENTR	0	16.279,253	19.361,379	0,159	40,695	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	100	10.160,456	19.361,379	0,475	21,516	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	90	10.160,456	19.361,379	0,475	21,516	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	80	10.160,456	19.361,379	0,475	21,516	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	70	11.624,683	19.361,379	0,400	29,537	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	60	12.584,290	19.361,379	0,350	34,282	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	50	13.016,310	19.361,379	0,328	35,925	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	40	13.256,288	19.361,379	0,315	37,185	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	30	10.719,217	19.361,379	0,446	37,743	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	20	12.532,057	19.361,379	0,353	38,352	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	10	13.722,422	19.361,379	0,291	38,872	5,5
1er LAVADO EN LÍNEA	TORMENTA 60 MM.	0	14.592,553	19.361,379	0,246	40,135	5,5