

IMPORTANCIA DEL CONTROL Y GESTIÓN DE LA ESCORRENTÍA EN LAS CIUDADES SOSTENIBLES

CRISTÓBAL JAIME PAREJA-OBREGÓN

Disertación submetida para satisfacción parcial de los requisitos del grado de
MÁSTER EN INGENIERÍA CIVIL — ESPECIALIZACIÓN EN HIDRÁULICA

Orientador: Profesor Doctor Francisco Manuel de Oliveira Piqueiro

Coorientador: Profesor Doctor José Carlos Tentúgal Valente

JUNIO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miiec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A Rebecca Wawatschek y Álvaro Eduardo da Silva de Abreu

O Homem é do tamanho do seu sonho

Fernando Pessoa

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría agradecer de manera muy efusiva a mi orientador y Profesor Ingeniero Don Francisco Manuel de Oliveira Piqueiro, no solo por los conocimientos transmitidos de manera siempre clara y concisa, las críticas constructivas y los consejos esenciales para la elaboración de cada uno de los capítulos del proyecto en cuestión, sino también el trato humano tan importante e indispensable que a veces, carecemos los estudiantes en muchos tramos de esta ardua carrera y tanto necesitamos para que el alumno se sienta partícipe de una obra tan importante como es la tesis.

Además de mejorar mis habilidades en la búsqueda de información y definición de los criterios para diferentes aspectos de esta disertación, gracias a el Professor Francisco Piqueiro he podido aprender a interpretar los resultados y por consiguiente conclusión de los mismos, como lo haría un ingeniero durante su etapa laboral. Y por todos estos motivos, en mi humilde opinión una excelente definición de lo que significaría la palabra “profesor” sería representada por el Profesor Piqueiro.

A mi coorientador, Ingeniero Profesor Don José Carlos Tentúgal Valente, por todo el conocimiento y ayuda, por los consejos y el estímulo durante el transcurso de este proyecto.

A la Ingeniera y Profesora Doña Cristina Maria Monteiro dos Santos por su siempre disposición en la ayuda para la programación del Software SWMM.

A mis compañeros de curso, por todos los buenos y difíciles momentos de estudios que pasamos juntos, siempre ayudándonos como un equipo.

A mi buen amigo Carlos Nostálgico por la ayuda y tantas conversaciones que siempre me prestó a distancia.

A Fran Benavides Mosquetero y a Juan Carlos Melguizo Mosquetero por sus visitas en los momentos más difíciles durante la realización de esta tesis.

Por último, doy las gracias a mis padres y a mi hermana por toda su paciencia, por asegurar las condiciones necesarias para trabajar a lo largo del recorrido académico, especialmente en los momentos menos positivos.

Agradezco a todos los que de alguna manera han contribuido a la realización de esta tesis de manera positiva.

RESUMEN

El impacto del crecimiento de las zonas impermeables en las ciudades, combinado con el aumento progresivo de las precipitaciones extremas debido al cambio climático y la construcción de redes de drenaje de aguas pluviales que aceleran el flujo de caudal aguas abajo, provoca en ocasiones un problema notorio en cuanto a la paralización de ciertas zonas de las ciudades.

La zona de estudio no fue dimensionada teniendo en cuenta algunos parámetros de infiltración e impermeabilización, por lo que el crecimiento de las periferias alrededor del núcleo de la Calle das Laranjeiras provoca que, en las precipitaciones más intensas sus cuencas se inunden causando grandes problemas.

En su periferia tampoco se construye teniendo en cuenta la necesidad de implementar un sistema de drenaje de aguas pluviales integrado con los diferentes barrios colindantes de este municipio. La falta de planificación y regulación provoca que en las cotas más bajas se produzca inundaciones con mayor facilidad.

Por lo tanto, el planteamiento de la gestión de los sistemas de drenaje de aguas pluviales, así como sus posibles soluciones y el dimensionamiento de los elementos, será la cuestión principal que se abordará en esta disertación.

Este enfoque implica soluciones que permitan utilizar las aguas pluviales y, por lo tanto, no considerarlas como aguas residuales, permitiendo el uso de sistemas separativos que dan lugar a una gestión más eficiente de los sistemas de drenaje.

Uno de los órganos que permite controlar los flujos de agua de lluvia es un elemento similar a los sistemas de drenaje tradicionales, como los estanques de retención. La principal función de estos elementos de almacenamiento es el control, tanto de la cantidad como de la calidad de las aguas de escorrentía urbana reduciendo así el volumen de escorrentía a su salida. El retorno de caudales aguas abajo sin superar los caudales de diseño, es decir, sin ser ultrapasados en su capacidad, permite un funcionamiento eficaz y continuo del sistema de drenaje de aguas pluviales.

Para la interpretación física del sistema de drenaje de aguas pluviales será representado a través de diferentes simulaciones utilizando el Software Stormwater Management Model.

PALABRAS-LLAVE: Estanque de retención, control de caudales, sistemas de drenaje de aguas pluviales, sistemas urbanos de drenaje sostenible, coeficiente de escorrentía.

ABSTRACT

The impact of the growth of impermeable areas in cities, combined with the progressive increase in extreme rainfall due to climate change and the construction of stormwater drainage networks which accelerate the flow of water downstream, sometimes cause a notorious problem in terms of the paralysis of certain areas of cities. In the specific case of São Mamede de Infesta, this was caused by floodings which resulted from heavy rainfalls.

In this area certain parameters of infiltration and waterproofing have not been taken into account, which is the reason why the growth of the peripheral areas around the core of Rua das Laranjeiras causes flooding of its basins during heavy rainfall what subsequently causes even more problems.

Furthermore, the construction of the periphery did not take into account the need to integrate a storm water drainage system with the various neighbouring districts of this municipality. The lack of planning and regulation caused flooding at lower levels.

Therefore, the management and the design of stormwater systems will be the main issue to be addressed in this dissertation.

This approach includes solutions that allow rainwater to be used and thus not considered wastewater, which enables the use of separation systems that lead to more efficient management of drainage systems.

One of the organisms that make it possible to control stormwater flows is retention ponds. The main function of retention ponds is to control both the quantity and quality of urban runoff water, thereby reducing the volume of runoff at the outlet. Returning runoff without exceeding design flows, i.e. without exceeding capacity, allows for efficient and continuous operation of the storm sewer system.

For the physical interpretation of the stormwater drainage system, it is represented by various simulations with the Stormwater Management Model software.

KEYWORDS: Retention Ponds, flow control, stormwater drainage systems, sustainable urban drainage systems, runoff coefficient.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMIENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. PRESENTACIÓN Y ENCUADRAMIENTO DEL TEMA.....	1
1.2. ÁMBITO Y OBJETIVOS.....	3
1.3. ESTRUCTURA DE LA DISERTACIÓN.....	4
2. SISTEMAS DE DRENAJE URBANA	6
2.1. INTRODUCCIÓN A LA GESTIÓN DE AGUAS DE LLUVIAS	6
2.2. PROBLEMAS DE LOS SISTEMAS CONVENCIONALES	6
2.3. IMPACTO DE LAS AGUAS PLUVIALES EN EL AUMENTO DEL RIESGO DE INUNDACIÓN Y DE LA VULNERABILIDAD DE LAS POBLACIONES	8
2.4. DEFINICIÓN GENERAL DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO Y ALMACENAMIENTO.....	9
2.5. SISTEMAS DE DRENAJE SUSTENTABLE	9
2.5.1. OBJETIVOS DE LOS SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE (SUDS).....	10
2.5.2. SISTEMA DE DRENAJE CONVENCIONAL VS. SISTEMA DE DRENAJE URBANO SUSTENTABLE	11
2.5.3. REQUISITOS FUNDAMENTALES DE LOS SUDS	13
2.6. DEFINICIÓN DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN	14
2.7. OBJETIVO DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN	15
2.8. CONFIGURACIÓN DEL ESTANQUE DE RETENCIÓN	15
2.9. FUNCIONAMIENTO DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN	18
2.10. CLASIFICACIÓN DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN	18
2.11. CONSTRUCCIÓN DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN	19
2.12. MANTENIMIENTO DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN	19
2.13. CONSIDERACIONES DE PROYECTO DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN	19
2.14. DIMENSIONAMIENTO SEGÚN EL CRITERIO ESPAÑOL	20
2.15. BENEFICIOS DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN.....	23
2.16. ASPECTOS QUE CONDICIONAN LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN	25

3. MARCO LEGISLATIVO	26
3.1. NIVEL REGLAMENTAR DEL TERRITORIO ESPAÑOL	26
3.1.1. A NIVEL NORMATIVO EN ESPAÑA	26
3.1.2. MARCO LEGISLATIVO A NIVEL DEL ESTADO ESPAÑOL	27
3.1.3. MARCO LEGISLATIVO A NIVEL ANDALUZ	31
3.1.4. DESAFÍOS PARA UNA IMPLEMENTACIÓN AMPLIA Y EFICAZ DE LOS SUDS - DESAFÍOS LEGISLATIVO	32
3.2. MARCO LEGISLATIVO DEL ESTADO PORTUGUÉS	32
3.3. ASPECTOS A MEJORAR EN LA LEGISLACIÓN PORTUGUESA Y ESPAÑOLA Y COMPARACIÓN ENTRE AMBAS	34
4. IMPLEMENTACIÓN DE SUDS EN ESPAÑA	36
4.1. PRESENTACIÓN DE REDSUDS EN ESPAÑA	36
4.2. ORIGEN DE LAS PRIMERAS CONFERENCIAS REDSUDS EN ESPAÑA	36
4.3. PRIMERAS EXPERIENCIAS EN ESPAÑA	37
4.4. PRESENTACIÓN DEL PROYECTO DE AQUAVAL	37
4.5. EJEMPLO PILOTO AQUAVAL	38
4.6. RESULTADOS DE LOS DIFERENTES USOS DE LOS SUDS EN EL PROYECTO DE AQUAVAL	39
4.7. TIPOS DE PAVIMENTOS PERMEABLES EN ESPAÑA	43
4.8. DEPÓSITOS DE TORMENTA PARA LOS SISTEMAS DE SANEAMIENTO	44
5. CASO DE ESTUDIO	46
5.1. CONTEXTUALIZACIÓN DEL CASO DE ESTUDIO	46
5.2. DISTRITO SÃO MAMEDE DE INFESTA Y EL MUNICIPIO DE MATOSINHOS	47
5.2.1. ENCUADRAMIENTO HISTÓRICO	47
5.2.2. ENCUADRAMIENTO GEOGRÁFICO Y DISTRIBUCIÓN DE POBLACIÓN	48
5.2.3. CARACTERIZACIÓN DEMOGRÁFICA DEL CONCEJO DE MATOSINHOS	49
5.2.4. DENSIDAD DE POBLACIÓN	50
5.2.5. HIPSOMETRÍA	52
5.2.6. PRECIPITACIONES	52
5.2.7. CLASIFICACIÓN Y CALIFICACIÓN DEL SUELO	53
5.3. EMPLAZAMIENTO DEL CASO DE ESTUDIO	55
5.4. IMPLANTACIÓN DE COLECTORES	58
5.5. ÁREA A DRENAR	60

5.6. DECRETO NORMATIVO	63
5.6.1. SUMIDEROS.....	63
5.6.2. COLECTORES	64
5.6.3. PERÍODO DE RETORNO	64
5.6.4. DURACIÓN DE LAS PRECIPITACIONES	65
5.7. REGIONES PLUVIOMÉTRICAS	65
5.8. COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA	66
5.9. MATERIALES	68
5.9.1. SUMIDEROS.....	69
5.9.2. COLECTORES	69
5.10. CÁLCULOS	70
5.10.1. INTENSIDAD DE LA LLUVIA	70
5.10.2. CAUDAL DRENADO.....	70
5.10.3. DIMENSIONAMIENTO DE LOS SUMIDEROS	71
5.10.4. DIMENSIONAMIENTO DE LOS COLECTORES	72
5.10.5. DIMENSIONAMIENTO DEL ESTANQUE DE RETENCIÓN.....	74
5.10.5.1. Situación Original	75
5.10.5.2. Situación Após Construcción	76
 6. SIMULACIÓN EN EL SWMM	 80
6.1. INTRODUCCIÓN	80
6.2. DATOS DE PARTIDA	80
6.2.1. NUDOS DE CONEXIÓN	80
6.2.2. CONDUCTAS.....	81
6.2.3. ÁREA DE LAS SUBCUENCAS.....	83
6.2.4. PLUVIÓMETRO	90
6.2.5. ESTANQUE DE RETENCIÓN	93
6.2.6. NUDOS DE VERTIDO O EXUTORIO	99
6.3. SIMULACIONES ALTERNATIVAS	100
6.3.1. EXUTORIO CON UN DIÁMETRO MENOR	100
6.3.2. DIMENSIONAMIENTO CORRECTO DEL SISTEMA DE RETENCIÓN	102
6.3.3. DIFERENTES SIMULACIONES DEL SISTEMA PLUVIAL ATENDIENDO A LA ANCHURA DE LAS SUBCUENCAS	104

6.3.4. ANTES Y DESPUÉS DE LA IMPERMEABILIZACIÓN DEL SUELO	110
---	-----

7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....114

7.1. CONCLUSIONES GENERALES.....	114
----------------------------------	-----

7.2. DIFICULTADES SENTIDAS DURANTE EL DESARROLLO DEL TRABAJO.....	115
---	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

Fotografía 1 – Esquema de un estanque de retención (Fuente: Stormwatwercenter)	15
Fotografía 2 – Esquema de un estanque de retención (Fuente: Stormwatwercenter)	16
Fotografía 3 – Estanque de retención en una zona deportiva. (Fuente: Gallery New Construction In Manhattan)	16
Fotografía 4 – Esquema de SUDS (Fuente: “Arbelo, 2017”)	25
Fotografía 5 – Imágenes de los SUDS (Fuente: Proyecto Aquaval)	39
Fotografía 6 – Composición de una cubierta verde (Fuente: Greenroofs)	42
Fotografía 7 – Monitorización de parques de estacionamiento permeables (Fuente: Proyecto Aquaval)	43
Fotografía 8 – Monitorización cubierta vegetada (Fuente: Proyecto Aquaval)	43
Fotografía 9 – Primeros SUDS en España (Fuente: Jornada RedSuDS 2017)	37
Fotografía 10 – Ejemplo de tanque de tormentas de Cantarranas (Madrid) (Fuente: Manual de recomendaciones de la Subdirección General de Infraestructuras de España)	45
Fotografía 11 - Localización del municipio de Matosinhos (Fuente: Wikipedia)	47
Fotografía 12 – Mapa topográfico (Fuente: Topographic-map)	52
Fotografía 13 – Plano Director Municipal de Matosinhos, Clasificación y cualificación del suelo (Fuente: Câmara Municipal de Matosinhos)	54
Fotografía 14 – Punto inicial de la red de drenaje (Fuente: Google Earth)	56
Fotografía 15 - Punto final de la red de drenaje (Fuente: Google Earth)	57
Fotografía 16 – Ramal del colector de la Rua das Laranjeiras (Fuente: Google Earth)	58
Fotografía 17 – Área a drenar (Fuente: Google Earth)l	59
Fotografía 18 - Áreas a drenar entre CV1 e CV11 (Fuente: Google Earth)	61
Fotografía 19 - Áreas a drenar a CV2 (Fuente: Google Earth)	62
Fotografía 20 - Áreas a drenar a CV6 (Fuente: Google Earth)	62
Fotografía 21 – Elementos del estanque de retención (Fuente: SDUR2020)	79
Fotografía 22 – Nudo conexión N1	81
Fotografía 23 – Sección transversal de la conducta 1	82
Fotografía 24 – Características de la conducta 1	83

Fotografía 25 – Emplazamiento de las subcuencas	84
Fotografía 26 – Subcuenca 10	85
Fotografía 27 – Subcuencas hidrográficas con diferente anchura	87
Fotografía 28 – Serie temporal.....	92
Fotografía 29 – Pluviómetro R1	93
Fotografía 30 – Características del estanque de retención	94
Fotografía 31 – Carta geológica de Portugal (Fuente: geoPortal do LNEG)	96
Fotografía 32 – Infiltración en SWMM.....	98
Fotografía 33 – Características del nudo de vertido	100
Fotografía 34 – Parámetros de la subcuenca 22 con terreno natural.....	111
Fotografía 35 – Profundidad de los nodos y velocidad de los colectores en el momento más crítico de la parte final del sistema de drenaje [14:00:00] horas	120
Fotografía 36 – Impermeabilidad de las subcuencas y flujo de caudales de los colectores en el momento más crítico de la parte final del sistema de drenaje [14:00:00] horas.....	121

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Incremento de la población mundial (Fuente: Agencia Europea de Medio Ambiente)	2
Gráfico 2 - Esquema convencional del ciclo urbano del agua (Fuente: Equipo de investigación Aqua-Riba)	9
Gráfico 3 - Volúmenes de escorrentía (Fuente: Construction Industry Research and information Association)	12
Gráfico 4 – Comparación de la escorrentía generada en un pavimento permeable y en un pavimento convencional. (Fuente: Proyecto Aquaval)	40
Gráfico 5 – Comparación de la evolución de la escorrentía en cubierta convencional y cubierta vegetada en dos episodios de lluvia. Primer episodio (Fuente: Proyecto Aquaval)	40
Gráfico 6 – Comparação da evolução do escoamento superficial na cobertura convencional e vegetativa em dois episódios de chuva (Fuente: Proyecto Aquaval)	41
Gráfico 7 – Monitorização de parques de estacionamento permeáveis (Fonte: Proyecto Aquaval)	42
Gráfico 8 – Estimativa de la población residente, evolución de la población residente, (1981 2001) (Fuente: INE)	49
Gráfico 9 - Censos (Fuente: INE)	50
Gráfico 10 - Densidad de población (Fuente: INE, Censos y Pesquisa por Unidade Territorio)	52
Gráfico 11 – Valores de precipitación anual de la estación Porto (Fuente: (PORDATA, 2021))	53
Gráfico 13 – Impacto en el hidrograma de inundación (Fuente: SDUR,2020)	78
Gráfico 14 – Subcuencas hidrográficas	88
Gráfico 15 – Subcuencas hidrográficas	89
Gráfico 17 – Hidrograma de ambas conductas entrante y saliente del estanque de retención	101
Gráfico 18 – Hidrograma de la profundidad del estanque de retención	102
Gráfico 19 – Hidrograma de ambas conductas entrante y saliente del estanque de retención	103
Gráfico 20 – Profundidad del estanque de retención	104
Gráfico 21 – Profundidad del estanque de retención	105
Gráfico 22 – Profundidad del estanque de retención	105
Gráfico 23 – Volumen almacenado del estanque de retención	106
Gráfico 24 – Volumen almacenado del estanque de retención	107
Gráfico 25 – Volumen almacenado del estanque de retención	107

Gráfico 26 – Ley del caudal de las conductas a entrada y salida del estanque de retención	108
Gráfico 27 – Ley del caudal de las conductas a entrada y salida del estanque de retención	109
Gráfico 28 – Ley del caudal de las conductas a entrada y salida del estanque de retención	109
Gráfico 29 – Caudal drenado por la conducta C11 antes de la urbanización	112
Gráfico 30 – Caudal drenado por la conducta C11 após urbanización	112
Gráfico 31 – Perfil del sistema con la lámina de agua en el momento más crítico [14:00:00] horas .	119

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 – Declaración de vertido formulario 5'.2	28
Tabla 2 – Declaración de vertido formulario 5'.2	29
Tabla 3 - Censos (Fuente: INE)	50
Tabla 4 - Densidad de población en 2001, por distrito (Fuente: INE, Censos y Pesquisa por Unidade Territorial)	51
Tabla 5 – Proporción de la Clasificación del suelo de cada municipio (Fuente: Luís Guedes)	55
Tabla 6 – Análisis de los pozos de registro.....	60
Tabla 7 - Áreas de las subcuencas	63
Tabla 8 - Regiones pluviales (Fuente: Decreto Regulamentar nº 23/95 de 23-08-1995)	66
Tabla 9 – Ocupación del suelo (Fuente:SDUR, 2020).....	67
Tabla 10 – Coeficientes de escorrentía	68
Tabla 11 – Diámetros tubos de polipropileno (Fuente: Politejo, 2018)	69
Tabla 12 - Valores de ks, para diferentes materiales (Fuente: SDUR, 2020)	69
Tabla 13 – Verificación de la velocidad.....	72
Tabla 14 – Cálculo del tiempo de recorrido	74
Tabla 15 – Cálculo de áreas y escorrentía	76
Tabla 16 – Parámetros de las subcuencas.....	86
Tabla 17 – Red meteorológica, precipitación horaria (Fuente: SNIRH).....	91
Tabla 18 – Consulta de datos en Leça de Palmeiras (Fuente: SNIRH)	91
Tabla 19 – Estación seleccionada (Fuente: SNIRH).....	91
Tabla 20 – Características del Suelo (Fuente: Rawls, W.J. et al. (1983). ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Nº 109; p. 1316.)	97
Tabla 21 – Sin y con Infiltración estanque de retención	99
Tabla 22 – Dimensionamiento hidráulico de los sumideros.....	118
Tabla 23 – Dimensionamiento hidráulico de los colectores	118
Tabla 24 – Volumen almacenado en el estanque de retención	119
Fotografía 35 – Profundidad de los nodos y velocidad de los colectores en el momento más crítico de la parte final del sistema de drenaje [14:00:00] horas	120

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS

C - coeficiente escorrentía

I – intensidad media máxima (mm/h)

Q - caudal de cálculo en (L/s);

α - pendiente media %

i - inclinación longitudinal %

U - velocidad de flujo (m/s)

T - periodo de retorno (años)

A - área a drenar (m²)

t - tiempo de concentración

t_{cr} - tiempo critico

a, b - parámetros de las curvas I DF

V_{br} - volumen necesario para cuenca de retención

N1 - nudo

C1 - conducta 1

R - pluviometro

S - subcuenca

A - estanque de retencion

E - exutorioRef - Referência

R_h - radio hidráulico

LNEG - Laboratório Nacional de Energia e Geologia

SNIRH - Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos

SWMM - Stormwater Management Model

SUDS - Sistemas urbanos de drenaje sostenible

INE - Instituto Nacional de Estadística

PDMM - Plan Director Municipal de Matosinhos

1

INTRODUCCIÓN

1.1. PRESENTACIÓN Y ENCUADRAMIENTO DEL TEMA

El cambio climático es sin lugar a dudas la principal amenaza para el desarrollo sostenible del planeta y, por tanto, el mayor reto ambiental, económico y social al que nos enfrentamos en siglo XXI. Por sus geografías y sus características socio-económicas, tanto España como Portugal son uno de los países europeos más vulnerables al cambio climático. Es por eso que el cambio climático es un elemento fundamental que ha marcado la política del agua de los últimos años puesto que si hay un ámbito donde los efectos del cambio climático son más severos y más evidentes ese es el campo de los recursos hídricos (Piqueiro, 2014).

Así, en un contexto de cambio climático, que anuncia el incremento de la frecuencia de fenómenos extremos como lluvias torrenciales, la minimización de la vulnerabilidad de las poblaciones urbanas ante las inundaciones apunta hacia la necesidad de vital importancia optimizar la convivencia de la red de drenaje artificial, mejorando su funcionamiento hidráulico y energético.

Los estudios disponibles indican que se está produciendo ya un incremento de las temperaturas que aumentan la evapotranspiración, lo que conjuntamente con una reducción de las precipitaciones medias se está produciendo una disminución de los recursos disponibles y a un aumento de la variabilidad climática que conllevará una alteración significativa de los patrones temporales y espaciales de lluvia que también puede conducir a un aumento del riesgo de inundaciones (Piqueiro, 2014).

Por lo tanto, este desafío debe marcar el crecimiento de nuestras ciudades, siendo una de las estrategias a tener en cuenta la de disminuir el impacto que estas ciudades tienen sobre el ciclo hidrológico, optimizando el abastecimiento y consumo del agua, la depuración, reutilización y la devolución del agua al río en perfectas condiciones, todo ello con unos usos del suelo compatibles con el riesgo de inundación en el espacio fluvial y minimizando los efectos que produce la impermeabilización del suelo (Piqueiro, 2014).

Una intensiva impermeabilización de los suelos urbanos modifica profundamente el ciclo natural del agua con los consecuentes impactos tanto en el aumento de la vulnerabilidad de las poblaciones como en la salud de los ecosistemas acuáticos.

Por tanto, la drástica reducción de la capacidad de infiltración del terreno hace que gran parte de la precipitación se transforme en escorrentía superficial, que se concentra rápidamente originando grandes caudales punta.

Por otro lado, según “Urban sprawl in Europe - the ignored challenge”, un informe publicado por la Agencia Europea de Medio Ambiente (AEMA) con sede en Copenhague, la expansión urbana descontrolada, rápida e ininterrumpida, amenaza el equilibrio medioambiental, social y económico de Europa. La Agencia Europea de Medio Ambiente (AEMA) confirma que el espacio urbano es cada vez mayor, las áreas verdes son reducidas y la mayoría de personas viven en zonas urbanas en lugar de zonas rurales. Según el informe, más de una cuarta parte del territorio de la Unión Europea está ya urbanizada (AEMA, 2006).

Este informe muestra que muchos problemas medioambientales del continente tienen su origen en el imparable avance de las áreas urbanas. La economía global, las redes de transporte internacionales, los cambios sociales, económicos y demográficos a gran escala, así como las diferencias entre las legislaciones nacionales que regulan la planificación urbana son algunas de las fuerzas motrices de este fenómeno. El informe aboga por que las políticas comunitarias coordinen y supervisen la planificación urbana (AEMA, 2006).

La AEMA también establece que el espacio ocupado por las zonas urbanas está aumentando más rápido que la población misma. Se espera que entre 2000 y 2030, la población mundial aumente un 72%, mientras que para el mismo periodo se espera un incremento de las áreas urbanas en un 175% con 100.000 o más habitantes (AEMA, 2006).

En el Gráfico 1, se muestra el crecimiento de la población mundial para el 2030:

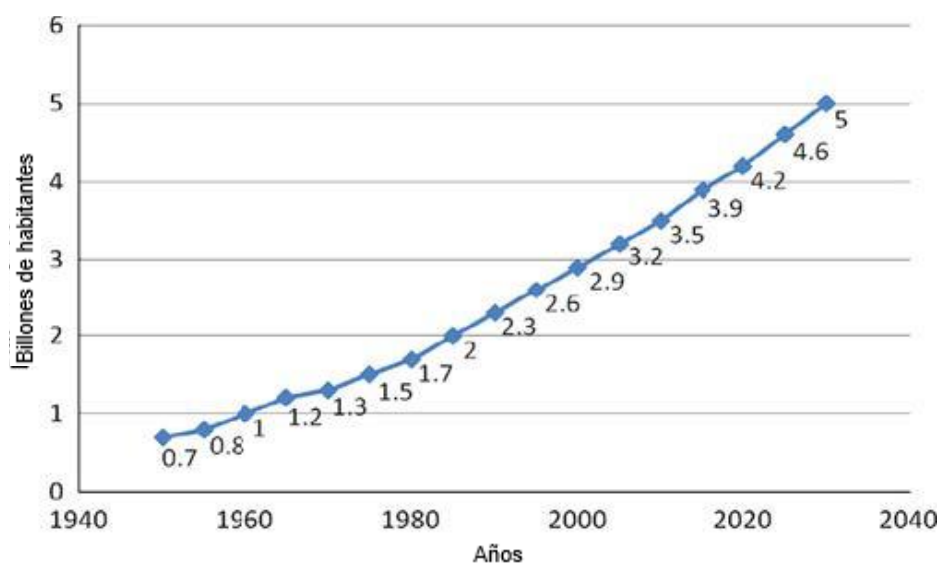


Gráfico 1 - Incremento de la población mundial (Adaptado de: Agencia Europea de Medio Ambiente)

El crecimiento de las ciudades requiere más infraestructuras de transporte y conlleva un mayor consumo de energía y una incesante ocupación de suelo. Estos factores van en detrimento del medio ambiente y aumentan las emisiones de gases de efecto invernadero. Entre las consecuencias cabe mencionar el cambio climático y una mayor contaminación del aire y acústica. Así, la expansión urbana descontrolada afecta directamente a la calidad de vida de la población que vive en las ciudades o cerca de ellas.

Por tanto el impacto del continuo crecimiento exponencial de las zonas impermeables en las ciudades, combinado con el aumento progresivo de las precipitaciones extremas debido al cambio climático y la construcción de redes de drenaje de aguas pluviales que aceleran la conducción de la escorrentía aguas

abajo, provoca en ocasiones un problema notorio en cuanto a la paralización de ciertas zonas de las ciudades, en nuestro caso Oporto, provocada por las inundaciones derivadas de las fuertes precipitaciones.

Las zonas más escénicas de las ciudades no fueron dimensionadas teniendo en cuenta algunos parámetros de infiltración, por lo que el crecimiento de las periferias alrededor del núcleo central hace que, en las lluvias más intensas, estos núcleos centrales se inunden, causando grandes problemas en el antiguo aglomerado.

Estas zonas exteriores tampoco se construyen teniendo en cuenta la necesidad de implantar un sistema de drenaje de aguas pluviales integrado con los diferentes colindantes de este municipio. Esto se puede observar en la falta de planificación y regulación que provoca las inundaciones aguas abajo.

Por lo tanto, el planteamiento de la gestión de los sistemas de drenaje de aguas pluviales, así como sus posibles soluciones y el dimensionamiento de los elementos, será la cuestión principal y fundamental que se abordará en esta disertación.

Este enfoque implica soluciones que permiten utilizar las aguas pluviales y, por lo tanto, no considerarlas como aguas residuales, permitiendo el uso de sistemas separativos que dan lugar a una gestión más eficiente de los sistemas de drenaje.

Para hacer frente a este problema, se necesitan sistemas de drenaje urbano sostenibles e innovadores ya que la demanda de agua y la impermeabilización del suelo aumentarán. Uno de los organismos que permite controlar los flujos de agua de lluvia es un organismo similar a los sistemas de drenaje tradicionales, como los estanques de retención.

Este elemento permite el restituir los caudales aguas abajo que no excedan los caudales de diseño para estos sistemas de drenaje, no superando así la capacidad de los mismos permitiendo un funcionamiento eficaz y continuo.

1.2. ÁMBITO Y OBJETIVOS

El desarrollo de esta disertación tiene como propósito realizar un proyecto de dimensionamiento del Sistema de Drenaje de Aguas Pluviales y su comportamiento ante diferentes escenarios. El objetivo principal es analizar el comportamiento hidráulico e hidrológico de una red de drenaje de aguas pluviales ante diferentes posibles situaciones reales y por consiguiente la respuesta de cada uno de los elementos que conforman el sistema con el fin de analizar los resultados de tales elementos para entender un poco mejor como incluir de una manera eficaz el elemento de drenaje sostenible como es el estanque de retención.

Basado en una intensiva impermeabilización de los suelos debido al crecimiento urbanístico, el modelo actual de desarrollo urbano modifica profundamente el ciclo natural del agua con los consecuentes impactos tanto en el aumento de la vulnerabilidad de las poblaciones como en la salud de los ecosistemas acuáticos, por ello la necesidad de introducir un elemento de drenaje sostenible en la zona de estudio.

Por ello la necesidad de implantación de un elemento menos convencional como es el estanque de retención, que sea de fácil implementación y que permitan un mejor comportamiento con un nuevo enfoque con el fin de retener y atenuar en origen los caudales pico y la contaminación difusa, consiguiendo así que el hidrograma de caudal de la red de drenaje de aguas pluviales se aproxime lo máximo posible a un hidrograma de caudal correspondiente a un terreno natural.

Otro objetivo importante de esta tesis es entender a través de las simulaciones y por consiguiente poner en valor los efectos dramáticos que la impermeabilización provocada por el aumento descontrolado del suelo urbanizado ocasiona directamente en los sistemas de drenaje de aguas pluviales.

Además, se pretende realizar una comparación entre las diferentes legislaturas españolas y portuguesas con el fin de establecer una comparación de criterios para el diseño de los sistemas de drenaje urbanos sostenibles y proponer algunos aspectos a mejorar para ambas legislaciones.

Por último, este documento pretende reunir la información necesaria de libros y publicaciones acerca de órganos tradicionales que conforman las redes de drenajes de aguas pluviales y técnicas para la reducción de caudales pluviales y retención de los contaminantes asociados.

1.3. ESTRUCTURA DE LA DISERTACIÓN

La presente disertación se organiza en 7 capítulos.

En el primero, el presente, se inicia con un capítulo introductorio, donde se definen los conceptos básicos de introducción y objetivos de la presente tesis.

En el segundo capítulo, se aborda tanto los sistemas convencionales de aguas pluviales y sus respectivos inconvenientes e impactos a la población como la solución a estos sistemas con la implantación sistemas sustentables llamados Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible. también se analiza detalladamente el funcionamiento, beneficios, plan de trabajo de los estanques de retención que son un elemento de almacenamiento que forman parte de los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible.

En el tercer capítulo se detalla los reglamentos y criterios legislativos en los cuales se apoya esta tesis. Tanto el Marco legislativo del Estado portugués como el Marco legislativo del Estado español, autonómico. También se exponen los diferentes aspectos a mejorar en ambas legislaciones.

En el cuarto capítulo se describe las primeras experiencias de SUDS en España. Así como la primera red de colaboración llamado RedSuDS con el objetivo de impulsar el cambio en España en cuando a sistema de drenaje sostenible. Además, se muestra una experiencia piloto concreta de implantación de SUDS como complemento a una infraestructura hídrica existente en Xátiva y Benaguasil. El proyecto AQUAVAL implementó y monitorizó algunos SUDS en Valencia (Xátiva y Benaguasil). Por último, se aborda los principales tipos de SUDS más utilizado en España como son los pavimentos permeables y los tanques de retención.

En el quinto capítulo se realiza una contextualización del caso de estudio, así como el encuadramiento histórico y las características más importantes donde se encuentra ubicada como la hipsometría, precipitaciones, clasificación y calificación del suelo etc. También se interpreta el principal objetivo del presente trabajo que es analizar el comportamiento hidráulico de una red de drenaje de aguas pluviales para la Rua das Laranjeiras, S. Mamede de Infesta, ante una serie temporal para el correcto funcionamiento hidráulico e hidrológico. También debido a la impermeabilización del territorio desde el punto de vista hidráulico, se proyectará un estanque de retención que reduzcan los efectos negativos de una gran tormenta reduciendo los caudales al final del sistema.

En el sexto capítulo se realizó diferentes simulaciones en el Software Stormwater Management Model (modelo de gestión de aguas pluviales) de la EPA (SWMM). Se trata de un modelo dinámico de simulación de precipitaciones, que se utilizará para realizar una simulación continua en periodo extendido. El programa permite simular tanto la cantidad como la calidad del agua evacuada,

especialmente en alcantarillados urbanos. Así, para verificar las hipótesis tratadas en el Software se introdujeron todas las variables necesarias para cada uno de los elementos que conforman el sistema de drenaje de aguas pluviales. También en este capítulo se ejecutarán 3 simulaciones diferentes de 3 sistemas de drenaje pluvial con las mismas características como por ejemplo el área o misma serie temporal de precipitación., solo modificando la forma de las cuencas hidrográficas concretamente sus larguras.

Por último y para terminar el capítulo séptimo se realiza una conclusión sobre la presente disertación.

2

SISTEMAS DE DRENAJE URBANA

2.1. INTRODUCCIÓN A LA GESTIÓN DE AGUAS DE LLUVIAS

Tanto en España como Portugal disponemos de edificios e infraestructuras creadas ya en la Edad Clásica que ilustran la importancia del aprovechamiento del agua de la lluvia. Y es que el agua de lluvia es un recurso alternativo para el suministro de agua en los edificios y viviendas que resulta de especial interés medioambiental y económico. Particularmente allí donde el agua disponible es escasa y/o donde ya tiene una tarifa ajustada a su coste real, de acuerdo a los preceptos de la Directiva Marco del Agua (Tormo *et al.*, 2016).

Existen multitud de aplicaciones diarias que no requieren una calidad de agua potable y para las cuales el agua de lluvia es una alternativa eficaz y adecuada: cisternas de inodoros, lavado de ropa, riego, limpieza. Aplicando estas medidas se puede reducir un 40% el consumo de agua de nuestros hogares (Tormo *et al.*, 2016).

España y Portugal fueron hace siglos pioneras en Europa en el aprovechamiento del agua, pero hoy están en la cola del continente en la instalación de estas soluciones que tanta aplicación tienen en el centro y norte europeo como medida sostenible en el uso del agua. Las inercias normativas, técnicas y de mercado son los principales obstáculos que han frenado y siguen frenando una amplia implementación de estas tecnologías, incluso cuando éstas están contrastadas ya en otros países (Tormo *et al.*, 2016).

A nivel mundial se está experimentando un crecimiento urbano exponencial. Muchas de las grandes ciudades son ahora megalópolis, ciudades cuyo desarrollo ha sido tan grande y acelerado que han provocado que su área de influencia entre en contacto con área de otras ciudades. Tokio, Nueva York, Shangái son ejemplos de estas megalópolis. La impermeabilización asociada junto con el incremento de la frecuencia de lluvias torrenciales modifica profundamente el ciclo natural del agua, lo que provoca la disminución de la capacidad de infiltración del terreno transformando la precipitación en escorrentía. Esto se traduce en altas cargas contaminantes, enormes caudales punta e impactos en el medio receptor (Arbelo, 2017).

2.2. PROBLEMAS DE LOS SISTEMAS CONVENCIONALES

Basado en una intensiva impermeabilización de los suelos, el modelo actual de desarrollo urbano modifica profundamente el ciclo natural del agua en las ciudades con los consecuentes impactos tanto en el aumento de la vulnerabilidad de las poblaciones como en la salud de los ecosistemas acuáticos (Soriano *et al.*, 2017).

La drástica reducción de la capacidad de infiltración del terreno hace que gran parte de la precipitación se transforme en escorrentía superficial, que se concentra rápidamente originando grandes caudales punta. Por otra parte, el lavado de las superficies urbanas aporta altas cargas de contaminación a la escorrentía que producen importantes impactos en los medios receptores. La Figura 1 muestra la evolución del grado de impermeabilización de las cuencas en el proceso de urbanización (Soriano *et al.*, 2017).

A continuación, en la Figura 1 se muestra la relación entre el grado de impermeabilización y el proceso de urbanización:

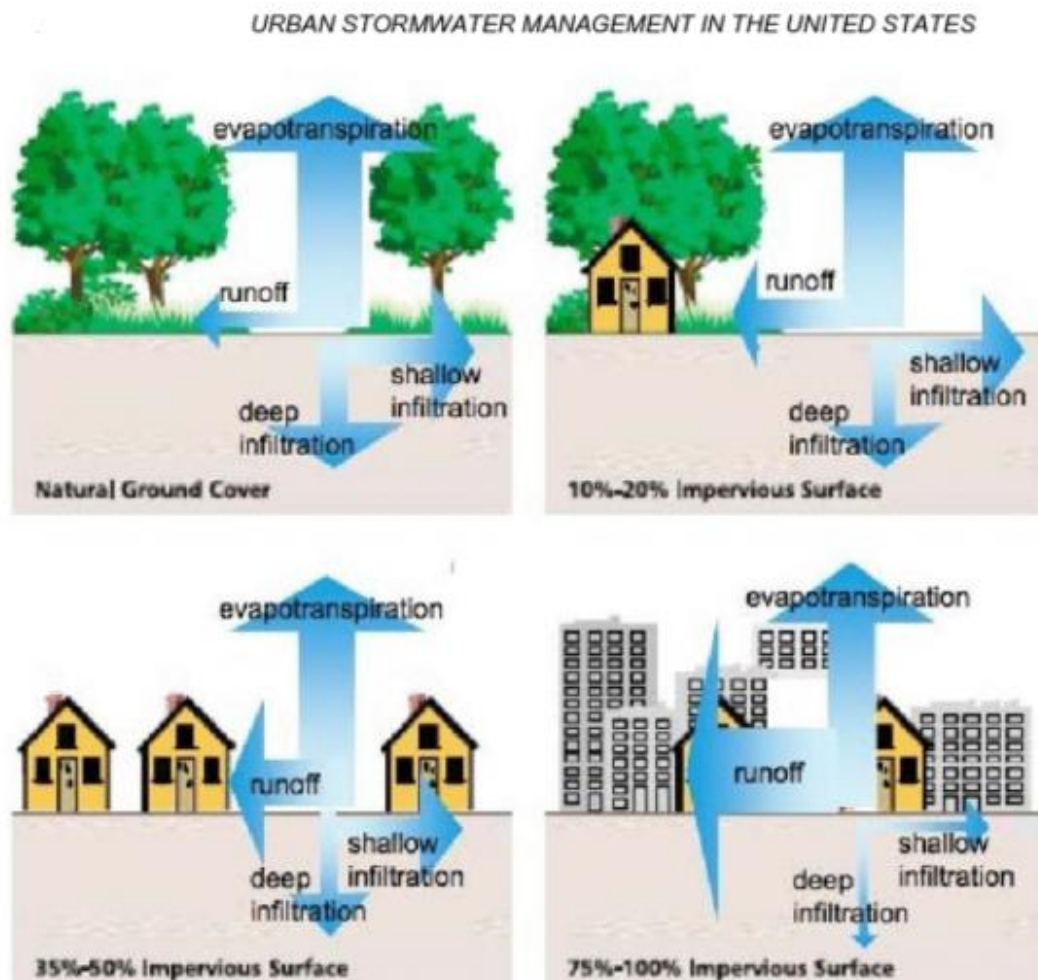


Figura 1 - Relación entre el grado de impermeabilización y el proceso de urbanización (Fuente: Urban Stormwater Management in the United States)

La escorrentía es directamente proporcional al grado de impermeabilización del suelo, pasando del 10% de la precipitación en entornos naturales, al 55% en ciudades altamente impermeabilizadas (Soriano *et al.*, 2017).

Por lo tanto, los problemas más destacados debidos a este crecimiento urbano son:

Inundaciones: las soluciones que se han tomado actualmente están relacionadas con las capacidades de la infraestructura. Estas soluciones son caras e ineficientes a largo plazo, ya que se sigue creciendo e

impermeabilizando el suelo. Contaminación difusa: el agua de lluvia pierde calidad con la suciedad de las calles, es canalizada por los sistemas convencionales que las juntan con las aguas grises y fecales. Desnaturalización: cada vez es más difícil encontrar una masa verde natural en el entorno de las ciudades. Esto altera el ciclo de agua, se pierde la recarga de los acuíferos y genera el efecto isla de calor (Arbelo, 2017).

Hasta hace poco, los proyectos de drenaje urbano solo se centraban en la “cantidad” de agua de escorrentía no se tenía en cuenta la “calidad” del agua drenada que se vertía al medio. Actualmente este modelo de drenaje está cambiando. Esto se puede observar en muchas publicaciones de expertos que promueven un cambio en el planeamiento urbano en el que se incorporen nuevas técnicas de gestión de las aguas y se integren en los espacios verdes como es el caso de la edición 23 de octubre de 2018, de los Diálogos América Latina-España en Casa América de Madrid, una conferencia cuyo objetivo fue reforzar el valor de la innovación como una herramienta esencial para la gestión eficiente del agua y debatir sobre los nuevos avances que se están desarrollando en esta materia. En esta conferencia expertos como Michel, Chairman de la Plataforma Tecnológica del Agua Potable y Saneamiento de la Unión Europea, señaló que “Europa falla estrepitosamente en transformar su liderazgo en investigación y ciencia, en liderazgo en innovación y emprendimiento” o también cabe destacar las palabras de Hugo Morán, Secretario de Estado de Medio Ambiente de España “En España consideramos que es necesario reconducir la política del agua con la mira puesta en la incidencia del cambio climático”, sin embargo, es necesario “implantar políticas que aborden la transversalidad de la gestión del agua anticipándose a los posibles efectos del cambio climático” (Arbelo, 2017).

2.3. IMPACTO DE LAS AGUAS PLUVIALES EN EL AUMENTO DEL RIESGO DE INUNDACIÓN Y DE LA VULNERABILIDAD DE LAS POBLACIONES

Existe una relación bidireccional entre la gestión de inundaciones y la gestión de las aguas de lluvia en las ciudades (Soriano *et al.*, 2017).

Las inundaciones provocadas por las masas de agua superficiales afectarán al funcionamiento del sistema de saneamiento, cuyas principales infraestructuras suelen estar alineadas con los sistemas naturales de drenaje (Soriano *et al.*, 2017).

Algunas componentes esenciales como las Estaciones depuradoras de aguas residuales (EDAR), habitualmente situadas en zonas inundables con periodos de retorno inferiores a 50 años, pueden quedar fuera de servicio provocando graves impactos sobre los ecosistemas receptores. Por otra parte, en episodios de lluvia intensa, la falta de capacidad hidráulica del sistema, incapaz de transportar los caudales punta, puede provocar que la red de alcantarillado entre en presión aliviando el exceso de caudal por las tapas de alcantarillado, siendo el propio sistema de saneamiento el causante de la inundación (Soriano *et al.*, 2017).

Así, en un contexto de cambio climático, que anuncia el incremento de la frecuencia de fenómenos extremos como lluvias torrenciales, la minimización de la vulnerabilidad de las poblaciones urbanas ante las inundaciones apunta hacia la necesidad de optimizar la convivencia de la red de drenaje artificial, mejorando su funcionamiento hidráulico y energético, y la red de drenaje natural, ganando espacio funcional para el río (Soriano *et al.*, 2017).

Se trata por tanto de reconocer y poner en valor las funciones esenciales de la red de drenaje natural (barrancos, arroyos, etc.) y/o antrópica (acequias de riego) para conseguir una mejora no sólo de la evacuación de la escorrentía urbana, sino también del ciclo natural del agua que sustenta las necesidades de la ciudad (recarga de acuíferos, reutilización, etc.) (Soriano *et al.*, 2017).

A continuación, en el Gráfico 2 se representa un esquema convencional del ciclo urbano del agua convencional, el cual intenta deshacerse del agua lo más rápido posible:

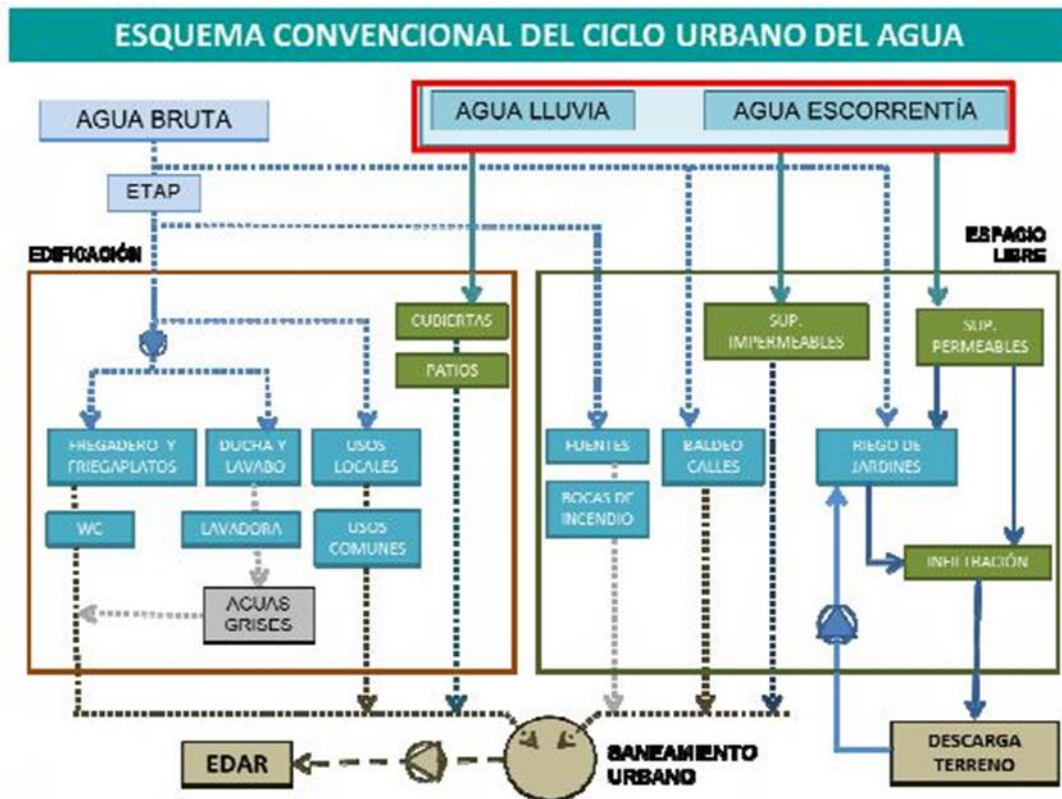


Gráfico 2 - Esquema convencional del ciclo urbano del agua (Fuente: Equipo de investigación Aqua-Riba)

2.4. DEFINICIÓN GENERAL DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO Y ALMACENAMIENTO

Los sistemas de tratamiento y almacenamiento permiten gestionar grandes cuencas urbanas, proporcionando una laminación de la cantidad de aguas pluviales a drenar, una depuración de su calidad mediante procesos naturales y un servicio a la comunidad aportando un valor paisajístico y natural al entorno urbano (Sanudo-Fontaneda et al., 2012).

Los sistemas de tratamiento y almacenamiento se pueden clasificar según la presencia continua de la lámina de agua. Si la lámina de agua desaparece al cabo del tiempo se tratan de depósitos de detención. Sin embargo, si la lámina de agua permanece, los sistemas reciben el nombre de estanques de retención o humedales artificiales, en función de su área de ocupación (Sanudo-Fontaneda et al., 2012).

2.5. SISTEMAS DE DRENAJE SUSTENTABLE

Como ya he dicho anteriormente las soluciones convencionales que solo se preocupan por la cantidad de agua a evacuar no funcionan a largo plazo. Las estrategias para la gestión del agua de lluvia deben planificarse en función del propósito y las condiciones locales (Arbelo, 2017).

De modo que se ordena en relación a la escala de intervención como se muestra en la Figura 2 las estrategias para la gestión del agua de lluvia llamada Cadena de Gestión:



Figura 2 - Cadena de Gestión del Agua (Fuente: Sara Perales Momparler)

Prevención: controlar la contaminación de la escorrentía con: sensibilización, educación, buena gestión de residuos, planificación y diseño urbano (Arbelo, 2017).

Gestión en origen: el control de la escorrentía lo más cerca posible del lugar donde se genera intentando evitar que se contamine y que se concentre en un volumen de agua mayor: pozos de infiltración, cubiertas verdes, superficies permeables, etc (Arbelo, 2017).

Gestión en entorno urbano: gestión de áreas mayores (barrios o pequeñas ciudades), a través de sistemas de retención, infiltración, laminación o infraestructuras de transporte (Arbelo, 2017).

Gestión en cuencas: técnicas que gestionan la escorrentía de grandes áreas, requieren mucho espacio: humedales artificiales, lagunajes, grandes estanques de retención (Arbelo, 2017).

2.5.1. OBJETIVOS DE LOS SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE (SUDS)

Los Sistemas de Drenaje Sostenible se perfilan como una herramienta fundamental para una gestión más integrada del agua en la ciudad, que aumente la resiliencia de los sistemas actuales. Promueven dar soluciones innovadoras a problemas relacionados con la cantidad y la calidad de las escorrentías urbanas (Momparler, 2012).

Se tratan de unas de las soluciones a implementar de manera innegociable en el futuro de ciudades sostenibles, creando así un sistema urbano proactivo integrado en un ambiente sostenible desde el punto de vista medioambiental.

En la siguiente figura 4, se observa de manera representativa el aporte de los SUDS a las ciudades que disponen de esta herramienta con el objetivo de combatir y paliar los problemas emergentes de ciudades que no están comprometidas con el medio ambiente.

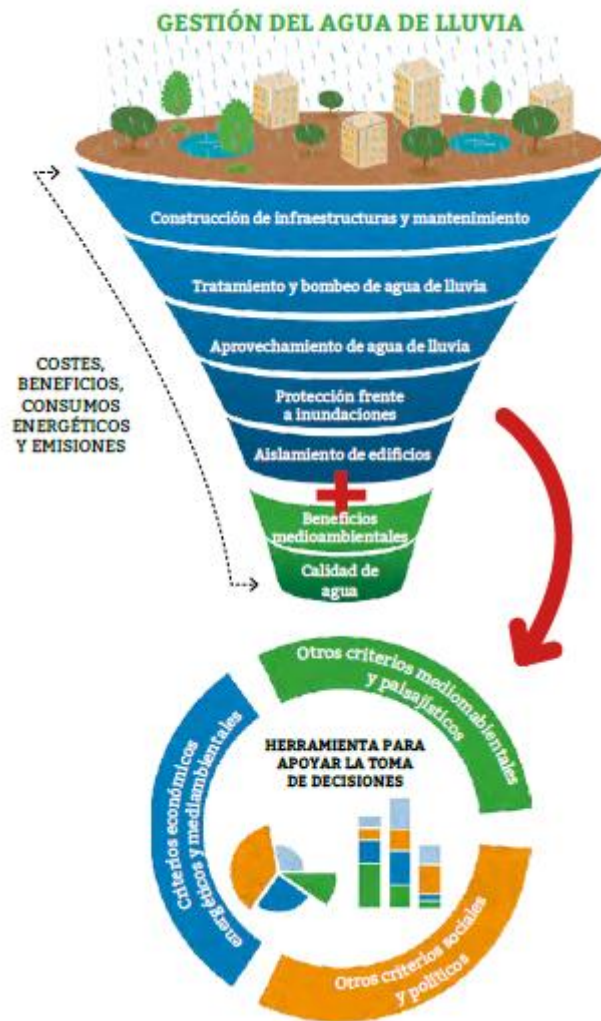


Figura 3 - Estructura de la herramienta para la toma de decisiones (fuente: E²STORMED)

2.5.2. SISTEMA DE DRENAJE CONVENCIONAL VS. SISTEMA DE DRENAJE URBANO SUSTENTABLE

Los sistemas sostenibles pretenden mitigar los impactos ambientales asociados al urbanismo tradicional. Estos sistemas, desde el punto de vista de la ingeniería, buscan un vínculo efectivo entre el servicio que presta el sistema urbano y el problema que provoca su impermeabilidad. Por tanto, se plantea un nuevo enfoque en el diseño del drenaje urbano. Para el diseño de las ciudades desde el punto de vista del drenaje es fundamental considerar equilibradamente los aspectos relacionados con la cantidad de agua, su calidad y el servicio que ofrece a la sociedad.

A continuación, en la Figura 4 se expone la diferencia entre los sistemas convencionales y los sostenibles en relación a los aspectos mencionados anteriormente.

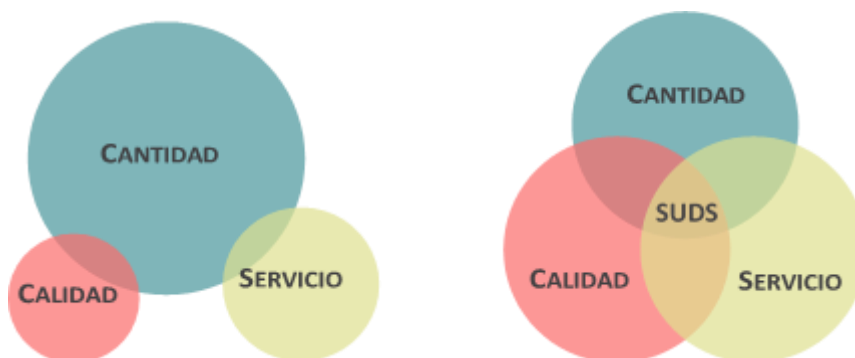


Figura 4 - Objetivos de los Sistemas de Drenaje (Fuente: Proyecto E²Stormed)

El enfoque tradicional intenta deshacerse del agua de lluvia lo más rápido posible lejos del lugar de origen, en el mejor de los casos previo tratamiento. El nuevo enfoque trata de retener y atenuar en origen los caudales pico y la contaminación difusa. Siempre que sea posible intenta controlar y tratar el agua usando sistemas naturales como los suelos, la vegetación o los estanques, evitando la sobrecarga en la EDAR, permitiendo la infiltración en los acuíferos y protegiendo los ecosistemas urbanos. Además, reducen los riesgos de inundación e introducen nuevos recursos de aprovechamiento de agua pluvial (Arbelo, 2017).

En el Gráfico 3 se muestra tres gráficas superpuestas comparando la respuesta de la cuenca frente a inundaciones en tres situaciones diferentes: cuenca urbanizada con sistemas SUDS, sin SUDS y anterior al desarrollo urbano.

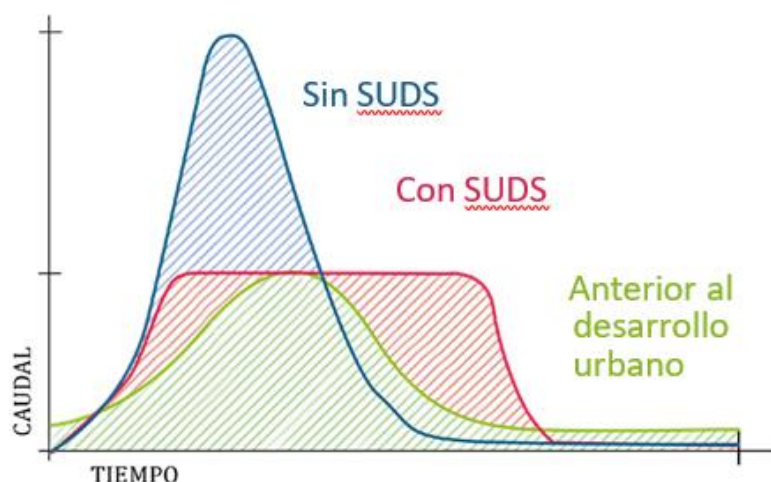


Gráfico 3 - Volúmenes de escorrentía (Fuente: Construction Industry Research and information Association)

Por otra parte, la gestión del agua requiere mucho consumo eléctrico. Los SUDS ayudan a reducirlo, controlando el volumen de escorrentía, los costes asociados en el tratamiento de las aguas, aprovechando el agua de lluvia, mejorando el aislamiento de los edificios con cubiertas vegetales... Además, reduce el efecto de “isla de calor” en las ciudades, al aumentar las masas verdes.

La Figura 5 nos resume las distintas tipologías SUDS y los beneficios que aportan:

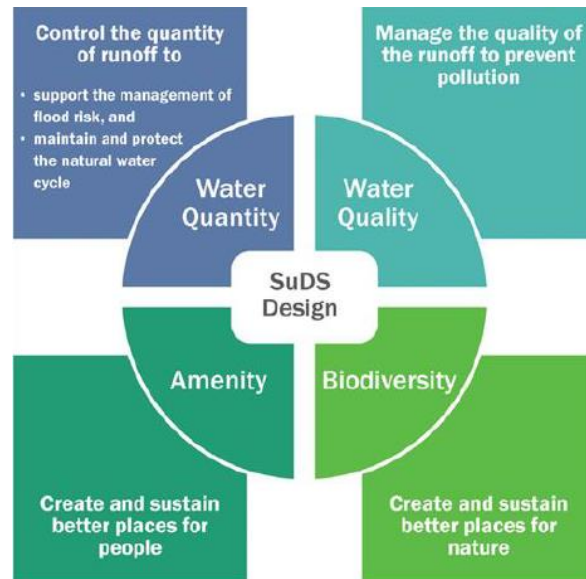


Figura 5 - Los cuatro pilares del drenaje sostenible (Fuente: Woods-Ballard et al., 2015).

2.5.3. REQUISITOS FUNDAMENTALES DE LOS SUDS

Las dimensiones de los SUDS dependen de la tormenta de diseño y del área de la cuenca vertiente que determinan tanto la cantidad de agua a almacenar o laminar como la cantidad de agua a tratar (Sanudo-Fontaneda et al., 2012).

Para ser funcional un SUDS debe ofrecer unas adecuadas capacidades de laminación y depuración. Respecto a la capacidad de laminación, el SUDS debe cumplir las siguientes misiones fundamentales:

- Captar un determinado volumen de agua afluente.
- Gestionar un determinado volumen de agua efluente: gracias a diseño interior adecuado y a una salida del agua bien dimensionada.

El volumen de agua afluente que recibe un SUDS proviene de la suma de la precipitación directa sobre el propio SUDS (parte normalmente despreciable), más la escorrentía superficial proveniente de las zonas impermeables adyacentes que drenen a dicho. Este volumen afluente se puede estimar en base a:

- El clima del emplazamiento del SUDS para realizar un correcto diseño es el régimen de precipitaciones. Así, se debe contar con el máximo de datos posible referidos a las lluvias, destacando precipitaciones máximas y curvas de intensidad-duración-frecuencia.
- Respecto a la topografía, identificando las cuencas vertientes del área de actuación y entre ellas el área impermeable que drene sobre el emplazamiento del SUDS.

La precipitación de diseño de un SUDS debe tener un periodo de retorno y una duración determinados, afectando la intensidad resultante a una superficie de cuenca conocida. Normalmente, es suficiente considerar un periodo de retorno entre 2 y 10 años, si bien en zonas urbanas muy pobladas se puede ir a los 25 o 50 años. Respecto a la duración de la precipitación, como en el cálculo del drenaje de carreteras, esta se toma igual al correspondiente tiempo de concentración de la cuenca impermeable vertiente al SUDS, considerando un mínimo de 5 minutos. En el caso que no sea posible estimar el tiempo de concentración, se considerará el mínimo para quedarse del lado de la seguridad en el diseño. Con la precipitación correspondiente sobre la cuenca del SUDS es posible obtener el volumen afluente (Sanudo-Fontaneda et al., 2012).

Por otro lado, existe un riesgo variable de colmatación a lo largo del tiempo que debe ser tenido en cuenta. Así, se deben evaluar aspectos como: riesgo de heladas, posibles acumulaciones de nieve, zonas de sombra (Sanudo-Fontaneda et al., 2012).

Respecto a la gestión del volumen efluente, se debe analizar la información disponible sobre la geotecnia e hidrogeología del área de actuación. Se debe conocer la estratificación del terreno, los tipos de suelos presentes, sus espesores y permeabilidades, localizando la profundidad del estrato permeable y del nivel freático, situando sus máximos y mínimos a lo largo del año. Así, dependiendo de las condiciones del terreno del emplazamiento y de la calidad obtenida en el agua tras el paso por el SUDS, se comprobará si es posible la opción de infiltrar el agua efluente directamente al terreno para la recarga de acuíferos (Sanudo-Fontaneda et al., 2012).

En caso de no ser posible la infiltración al terreno, se analizará la información disponible sobre el abastecimiento de agua y drenaje de la zona de actuación. Se identificarán posibles usos no potables en las proximidades, como jardines o la limpieza de calles de manera que el SUDS suponga un almacén para la valorización del agua de lluvia (Sanudo-Fontaneda et al., 2012).

Si ni la infiltración ni el almacenamiento resultan factibles, se analizará la conexión al siguiente SUDS de la cadena de tratamiento o al sistema de drenaje convencional correspondiente (Sanudo-Fontaneda et al., 2012).

Una vez comprobada la elección del tipo de gestión del agua efluente, se deben diseñar las distintas partes del SUDS a tal efecto. Así, por ejemplo, en los firmes permeables, se debe asegurar una permeabilidad creciente con la profundidad a partir del pavimento permeable, siendo los geotextiles de filtro y separación los principales puntos de comprobación. Estos geotextiles deben tener una abertura de poro y una permeabilidad adecuadas. Respecto a la capa subbase, su espesor será el necesario para albergar la diferencia de volumen entre el afluente y el efluente durante un determinado periodo de tiempo. Este espesor será mayor o menor en función de la porosidad del material, que se puede considerar en el rango 30-40% para capas granulares, y en torno al 90% para estructuras de plástico. Por último, para las opciones sin infiltración, el volumen de la subbase debe estar perfectamente impermeabilizado, contando el firme con los correspondientes sistemas de bombeo, desagües de fondo y aliviaderos (Sanudo-Fontaneda et al., 2012).

2.6. DEFINICIÓN DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN

Un tipo de SUDS corresponde en la lengua castellana a los estanques de retención, también conocidos en portugués como “Bacias de retenção” o en inglés “Retention ponds”, los cuales son lagunas artificiales con lámina permanente de agua (de profundidad entre 1,2 y 2 m) con vegetación acuática, tanto emergente como sumergida. Están diseñadas para garantizar largos periodos de retención de la escorrentía (2-3 semanas), promoviendo la sedimentación y la absorción de nutrientes por parte de la vegetación. Se diseñan para que tengan una masa de agua permanente, y el fondo es impermeable, además contienen un volumen de almacenamiento adicional para la laminación de los caudales punta (Trapote e Fernández, 2016).

El principal mecanismo de eliminación de contaminantes es la sedimentación mientras la escorrentía está almacenada en el estanque. La presencia de algas permite el tratamiento biológico de las aguas pluviales. Los estanques de retención se diferencian de los humedales artificiales en que los primeros son más profundos (E2STORMED, [s.d.]).

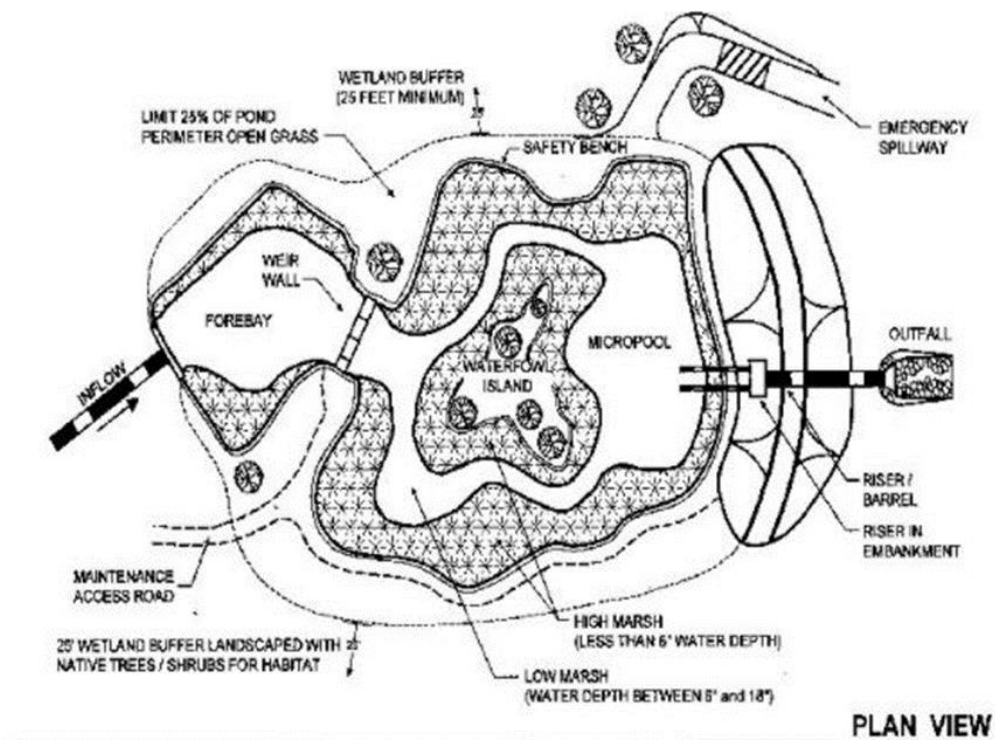
2.7. OBJETIVO DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN

La principal función de los estanques de retención es el control, tanto de la cantidad como de la calidad de las aguas de escorrentía urbana, pero no es el único objetivo. Estos estanques reducen considerablemente el volumen de escorrentía y son muy efectivos en la eliminación de sólidos en suspensión y metales pesados, pero requieren de mucho espacio (Trapote e Fernández, 2016).

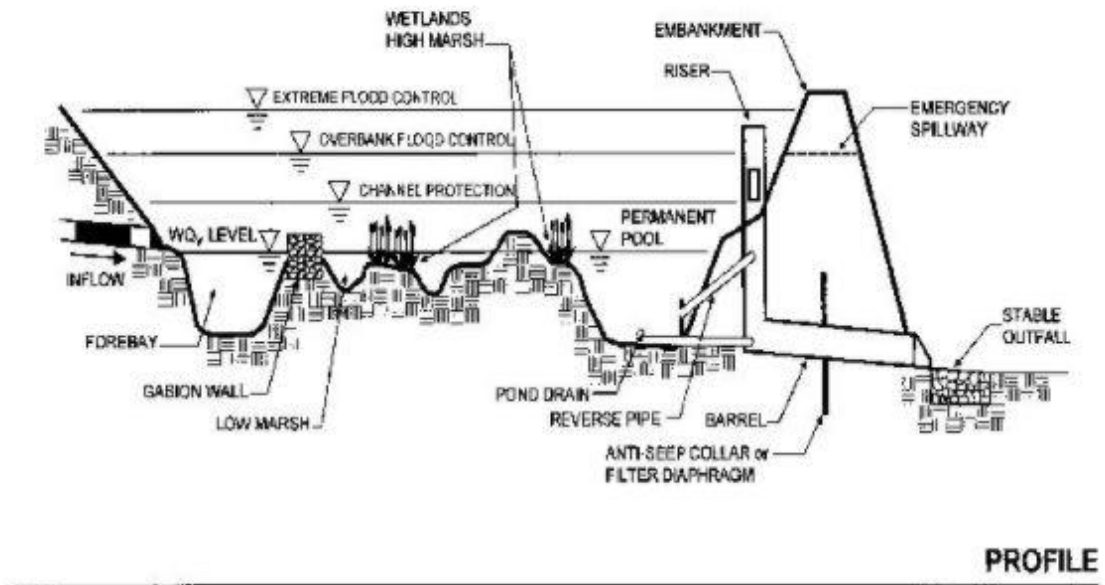
2.8. CONFIGURACIÓN DEL ESTANQUE DE RETENCIÓN

La configuración típica de un estanque de retención incluye una obra de entrada, un almacenamiento permanente y un volumen variable de almacenamiento temporal. La obra de entrada permite la sedimentación de sedimentos gruesos y medios. El almacenamiento permanente se refiere a la lámina de agua que permanece en el estanque entre tormenta y tormenta. El almacenamiento variable se refiere a la capacidad de almacenamiento restante en el estanque que variará en función de la entrada de escorrentía. La escorrentía en la zona variable de almacenamiento temporal generalmente se drenará entre 24 y 48 horas después de la tormenta (E2STORMED, [s.d.]).

En la Fotografía 1 y Fotografía 2 se puede observar el esquema completo de un estanque de retención con una parte inicial de pretratamiento y una parte central de almacenamiento y tratamiento (Sañudo-Fontaneda, Rodriguez-Hernandez e Castro-Fresno, 2012).



Fotografía 1 – Esquema de un estanque de retención (Fuente: Stormwatercenter)



Fotografía 2 – Esquema de un estanque de retención (Fuente: Stormwatercenter)

Aplicando estos esquemas u otros semejantes se pueden obtener estanques de retención con alto valor paisajístico como el de la Fotografía 3.



Fotografía 3 – Estanque de retención en una zona deportiva. (Fuente: Gallery New Construction In Manhattan).

Estos estanques están formados por una serie de elementos básicos cuya disposición general se ilustra en la Figura 6 siguiente. Cada elemento realiza una función básica para el funcionamiento eficiente del estanque, siendo así esenciales cada uno de ellos.



Figura 6 – Componentes del estanque de retención (Fuente: Eficiencia energética en la gestión de las aguas de Benaguasil)

Las funciones que desempeñan cada uno de los componentes son (Urbanismo, 1995):

- 1.- Entrada: debe disiparse la energía del flujo a la entrada al estanque tanto para evitar la erosión como para facilitar la sedimentación. Para ello se puede recurrir a disipadores de energía convencionales o protecciones de enrocados.
- 2.- Cuenca disipador de energía: elemento encargado de evitar la erosión y favorecer el proceso de disipación.
- 3.- Franja de vegetación: la vegetación en el fondo del estanque ayuda al control de la erosión y a atrapar sedimento. Se recomienda encarecidamente que tanto el fondo, como las bermas, los taludes y zonas laterales se planten con vegetación natural o con pasto regado, dependiendo de las condiciones del lugar y de los usos adicionales de la superficie del estanque.
- 4.- Volumen variable: es un volumen adicional destinado a amortiguar las crecidas provocadas por las aguas lluvias, depende de las épocas estivales en la zona local del proyecto.
- 5.- Volumen permanente: este volumen depende de los otros fines de regulación de la laguna, los aportes que reciba, o los niveles del agua subterránea en el lugar. Para ello el fondo de la laguna debe colocarse a un nivel que asegure que esta zona esté permanentemente con agua. Corresponde a un nivel de almacenamiento bajo el nivel del umbral de la cámara de descarga, desde el fondo del estanque. Se calcula para almacenar el volumen generado por crecidas provocadas por tormentas menores, del orden de 2 a 5 años de periodo de retorno, con la cuenca totalmente desarrollada.
- 6.- Válvula para drenaje y mantenimiento: esta permite controlar los caudales que el estanque entrega hacia aguas abajo, de manera que para las tormentas de diseño no se sobrepasen los caudales máximos permitidos. El volumen de almacenamiento del estanque hasta el nivel del umbral de la cámara de descarga permite almacenar las crecidas que llegan a él provocadas por lluvias de periodo de retorno correspondientes a lluvias menores, evacuándolos de manera continua a través del desagüe de fondo.
- 7.- Estructura de rebose: el Vertedero de seguridad debe diseñarse sin elementos de control, con capacidad para evacuar crecidas de periodo de retorno de lluvias grandes (con TV igual a 100 a 200

años a lo menos según corresponda) considerando la cuenca aportante totalmente desarrollada, es decir con el máximo de áreas impermeables que pueda haber en el futuro.

8.- Conducto de salida: el conducto de salida desde la cámara de descarga se dimensiona de manera que, en las condiciones de descarga máxima, con el estanque lleno hasta el umbral del vertedero de seguridad, no se sobrepase el gasto máximo permitido hacia aguas abajo, considerando una tormenta de periodo de retorno correspondiente a lluvias medianas.

9.- Resguardo mínimo de 0,3 m: los muros deben diseñarse de manera que no sean sobrepasados por tormentas mayores o extraordinarias de periodo de retorno de 100 a 200 años. El nivel del coronamiento debe considerar al menos un borde libre o revancha de 0,3m sobre el nivel máximo del agua para las condiciones indicadas. Los taludes del muro deben ser por lo menos 3/1=H/V o más tendidos, idealmente 4/1. Preferiblemente los muros deben plantarse con pasto. Los suelos de mala calidad o pobremente compactados deben removerse y reemplazarse en las zonas de fundación del muro. Los suelos de éste deben compactarse al menos hasta un 95% del Proctor Modificado.

2.9. FUNCIONAMIENTO DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN

Una laguna de retención mantiene un volumen permanentemente ocupado por agua, el cual es reemplazado total o parcialmente durante las tormentas. Sobre este volumen permanente se provee un volumen adicional destinado a amortiguar las crecidas provocadas por la escorrentía de lluvia. De este modo, el estanque captura y realiza el tratamiento de aguaceros que generalmente movilizan grandes cantidades de contaminación. Están diseñados para garantizar largos periodos de retención de la escorrentía (2-3 semanas), promoviendo la sedimentación y la absorción de nutrientes por parte de la vegetación (Ituarte *et al.*, 2015).

En aquellos climas, como el Mediterráneo, que se caracterice por tener largos periodos de sequía, los estanques de retención pueden permanecer secos durante la época estival o bien, ser alimentados con una fuente alternativa de agua si se pretende mantener el hábitat acuático durante todo el año. La existencia de un volumen de agua permanente es la que asegura buenos niveles de tratamiento de la contaminación (Ituarte *et al.*, 2015).

Para cumplir con el objetivo principal de disminuir los caudales máximos se debe colocar la laguna inmediatamente aguas abajo de la zona urbanizada que sirve, descargando hacia el sistema de drenaje (Ituarte *et al.*, 2015).

2.10. CLASIFICACIÓN DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN

Un factor importante en el diseño de los estanques de retención es su localización. Dependiendo de su localización y de otras características, los estanques de retención se clasifican en:

Estanque de retención estándar

Es aquel en el que el volumen de agua permanente es igual al volumen de calidad de agua.

Estanque de retención extendido

Es aquel en el que el volumen de agua permanente es un porcentaje mayor del 50% al volumen de cantidad de agua.

Microestanque de retención

Es aquel en el que el volumen de agua a tratar es inferior a una quinta parte del volumen de calidad, pero el rendimiento de tratamiento es bueno para pequeñas cuencas de unas 4 hectáreas.

Sistemas de estanques múltiples

En este caso, la suma del volumen de todos los estanques componentes del sistema es igual al volumen de calidad de agua.

Al incrementar los tiempos de retención del agua, la eliminación de sustancias no deseables es más efectiva, pero en contraposición necesitan de más espacio, menor profundidad y otra central más profunda (Ituarte *et al.*, 2015).

Es recomendable sellar tanto el fondo como las paredes del volumen permanente y dejar solamente las áreas de contacto con los volúmenes superiores sin sellar. No obstante, determinados terrenos pueden reunir condiciones de impermeabilidad suficientes, que se mejoran con los procesos iniciales de sedimentación de finos (Ituarte *et al.*, 2015).

2.11. CONSTRUCCIÓN DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN

Las condiciones de la construcción son similares a las de los depósitos de detención superficiales. Los estanques habitualmente se construyen excavados en el terreno con pequeños muros que repasan las zonas bajas del terreno. La inclinación de los taludes está muy por el lado de la seguridad, de manera que aspectos constructivos ligados a la estabilidad de taludes en cortes y muros no es habitualmente una condición crítica (Ituarte *et al.*, 2015).

En relación a la excavación del terreno, se deben apreciar previamente todos los aspectos que pueden resultar en conflictos durante la construcción: problemas geológicos o ambientales, existencia de otras obras o construcciones, infraestructuras subterráneas, etc. Será necesario comprobar que las condiciones de mecánicas e hidráulicas del terreno son las previstas y comprobar que se mantienen las previsiones en cuanto a impermeabilización, uso de los terrenos para estabilizar taludes, etc. Otro aspecto importante es el control de los niveles de todas las obras, especialmente en los dispositivos de evacuación y descarga (Ituarte *et al.*, 2015).

2.12. MANTENIMIENTO DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN

Las principales actividades de mantenimiento de este tipo de lagunas están relacionadas con la remoción de sedimentos, cuya frecuencia depende de la producción de ellos en la cuenca aportante, y por lo tanto de las medidas de control de erosión y actividades de construcción que se desarrollen. Con un programa de control de erosión bien desarrollado en la cuenca aportante se estima que la frecuencia de remoción de sedimentos de estas lagunas es del orden de una vez cada 5 a 20 años (Ituarte *et al.*, 2015).

Hay que inspeccionarlas y limpiarlos periódicamente y necesitan el cuidado de la vegetación presente. Son necesarios:

- La eliminación de residuos y cualquier elemento que obstruya la circulación del agua.
- Cortar periódicamente la hierba y eliminar los restos.
- Reparar las áreas erosionadas o dañadas.

2.13. CONSIDERACIONES DE PROYECTO DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN

El diseño de los SUDS se basa principalmente en tres factores determinantes (Ituarte *et al.*, 2015):

- Entorno físico y disponibilidad de usos.
- Condiciones climáticas de la zona. Lluvia de diseño.
- Permeabilidad del terreno existente subyacente.

A continuación, se enumeran y describen los pasos requeridos para la realización del diseño de estos los sistemas de drenaje sostenibles. Son los siguientes (Ituarte *et al.*, 2015):

1. Estudio del ciclo hidrológico a escala local. Es necesario conocer qué características tiene la lluvia y las tormentas que caen alrededor de la zona donde se quiera ejecutar un drenaje sostenible.
2. Realización de los cálculos hidrogeológicos. Una vez calculado el caudal que llegará hasta el SUDS, hay que obtener que capacidad de infiltración permite el terreno a partir de la permeabilidad de este.
3. Procedimientos constructivos y mantenimiento de los SUDS. Habrá que analizar que sistemas permiten optimizar la infiltración en el terreno y calcular su coste de mantenimiento.
4. Análisis ambiental del ciclo del agua. La creación de zonas pavimentadas aumenta la escorrentía superficial, con los SUDS se disminuye este volumen con la consecuente disminución de aporte a la red de drenaje convencional.
5. Ventajas de utilización de los SUDS. Comparativa entre el sistema de drenaje convencional y el SUDS tanto a nivel económico y técnico.
6. Contexto legal y normativa actual. Estudio de la normativa vigente en España sobre el uso de los SUDS y comparativa con otros países del entorno.

Se verá que la utilización de los SUDS en España es algo novedoso, no existe una legislación particular y es necesario fijarse en países vecino tener puntos de referencia.

2.14. DIMENSIONAMIENTO SEGÚN EL CRITERIO ESPAÑOL

El uso de los SUDS, al igual que el drenaje urbano, se diseña a escala local. Para su diseño, el primer paso que hay que dar es realizar un estudio del ciclo hidrológico local. Esto implica definir el diseño de las precipitaciones que permitirá dimensionar el sistema de drenaje.

Existen varios métodos para obtener los parámetros de la lluvia de diseño. Uno de los métodos más utilizados es el método racional establecido en la "Instrucción 5.2. IC Drenaje Superficial" del Ministerio de Fomento, que permitirá obtener los caudales de diseño mediante la siguiente expresión.

Según el método racional, el caudal máximo anual QT, correspondiente a un período de retorno T, se calcula mediante la fórmula:

$$Q_T = \frac{I(T, t_c) * C * A * K}{3.6}$$

QT (m³/s): caudal máximo anual correspondiente al periodo de retorno T;

I (T, tc) (mm/h): intensidad de la precipitación (apartado 2.2.2 de la Instrucción 5.2. IC) correspondiente al periodo de retorno T considerado, para una duración de la lluvia igual al tiempo de concentración tc, de la cuenca;

C (adimensional): un coeficiente de escorrentía de 0,90, habitual en áreas urbanas de alta densidad de población;

A (km²): área de la cuenca o superficie considerada;

Kt (adimensional): coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación (sección 2.2.5 de la Instrucción 5.2. IC).

Para el cálculo de una red de drenaje convencional de implantación local, se suele tomar una lluvia de diseño definida para un periodo de retorno (T) de 10 años.

En cambio, para el drenaje sostenible sería contraproducente utilizar periodos de retorno elevados, ya que el objetivo es gestionar el volumen de agua y no garantizar un buen drenaje superficial en situaciones extraordinarias. Tomar periodos de retorno elevados supondría un sobredimensionamiento de los SUDS de forma que el volumen de agua gestionado en periodos de tiempo elevados apenas aumentaría.

Intensidad de precipitación

La intensidad de la lluvia I (T, t) correspondiente a un período de retorno T, y una duración de la lluvia:

$$I(T, t_c) = I_d * F_{int}$$

I_d (mm/h): intensidad media diaria corregida de las precipitaciones correspondientes al periodo de retorno T (sección 2.2.2.2.2 de la Instrucción 5.2. IC).

F_{int} (adimensional): factor de intensidad (sección 2.2.2.4 de la Instrucción 5.2. IC).

Intensidad media diaria corregida de las precipitaciones

La intensidad de la lluvia a considerar en el cálculo del caudal máximo anual para el periodo de retorno T, en el punto de desagüe de la cuenca QT, es la correspondiente a una duración de la lluvia igual al tiempo de concentración (t = t_c) de la cuenca (apartado 2.2.2.2.5 de la Instrucción 5.2. IC).

La intensidad de la lluvia media diaria corregida correspondiente al periodo de retorno T, se obtiene mediante la fórmula:

$$I_d = \frac{P_d * K_a}{24}$$

P_d (mm): precipitación diaria correspondiente al periodo de retorno T.

K_a (adimensional): factor de reducción de la precipitación por área de la cuenca (Sección 2.2.2.3 de la Instrucción 5.2. IC).

Para el valor de P_d se puede encontrar su valor en los anexos de la serie de monografías de las "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular" encontrando el valor en los mapas del lugar de estudio.

El factor de reducción de las precipitaciones por superficie de la cuenca K_A tiene en cuenta la no simultaneidad de las precipitaciones en toda su superficie. Se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$\text{Se } A < 1 \text{ km}^2$$

$$K_A = 1$$

Factor de intensidad F_{int}

Se tomará el mayor de los siguientes valores:

$$F_{int} = \max(F_a, F_b)$$

Fa (adimensional): factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_1/I_d);

Fb (adimensional): factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviómetro cercano.

Obtención de Fa:

$$Fa = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{3.5287 - 2.5287 * t^{0.1}}$$

I_1/I_d (adimensional): índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad horaria de las precipitaciones y la media diaria corregida. Su valor se determina en función de la zona geográfica, a partir del mapa de la Figura 7;

t (horas): duración del aguacero.

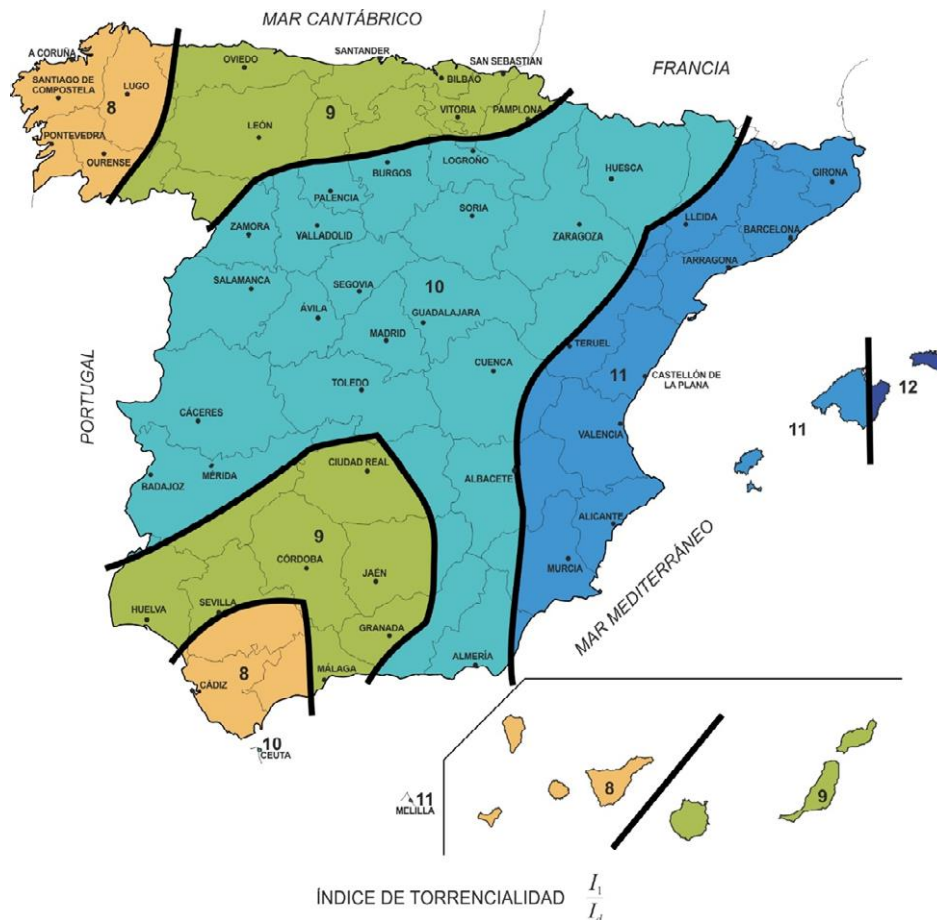


Figura 7 – Mapa del índice de torrencialidad (I_1/I_d) (Fuente: “Instrucción 5.2. IC Drenaje Superficial”)

Obtención de Fb:

$$Fb = kb \frac{I_{idf}(T, t_c)}{I_{idf}(T, 24)}$$

$I_{idf}(T, t_c)$ (mm/h): intensidad de la lluvia correspondiente al periodo de retorno T y al tiempo de concentración t_c , obtenida a través de las curvas IDF del pluviómetro (Figura 9).

$I_{idf}(T, 24)$ (mm/h): intensidad de la lluvia correspondiente al periodo de retorno T y a un tiempo de lluvia igual a veinticuatro horas ($t = 24$ h), obtenida a través de las curvas IDF (Figura 9).

K_b (adimensional): factor que tiene en cuenta la relación entre la intensidad máxima anual en un período de veinticuatro horas y la intensidad máxima diaria anual. A falta de un cálculo específico, es posible tomar $k_b = 1,13$.

En pequeñas cuencas principales donde el tiempo de recurrencia del flujo difuso sobre el terreno es apreciable en relación con el tiempo de recurrencia total El valor del tiempo de concentración t_c , a considerar es $t_c = 5$ minutos.

A continuación, en la Figura 8 se muestra la curvas de duración del aguacero frente a la intensidad de precipitación para la obtención del factor f_b :

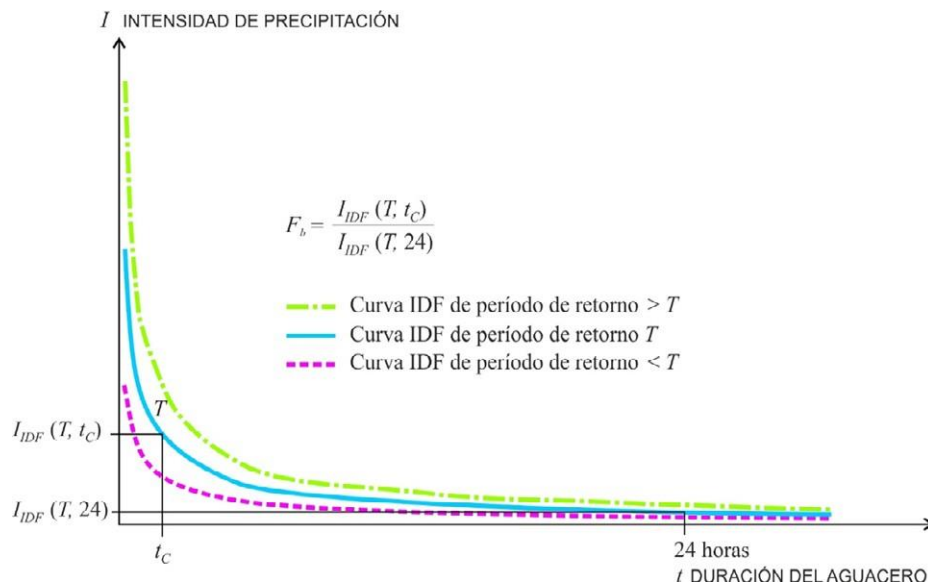


Figura 8 – Obtención del factor f_b (Fuente: "Instrucción 5.2. IC Drenaje Superficial")

Coefficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación, K_t

Se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14}$$

K_t (adimensional): coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de las precipitaciones.

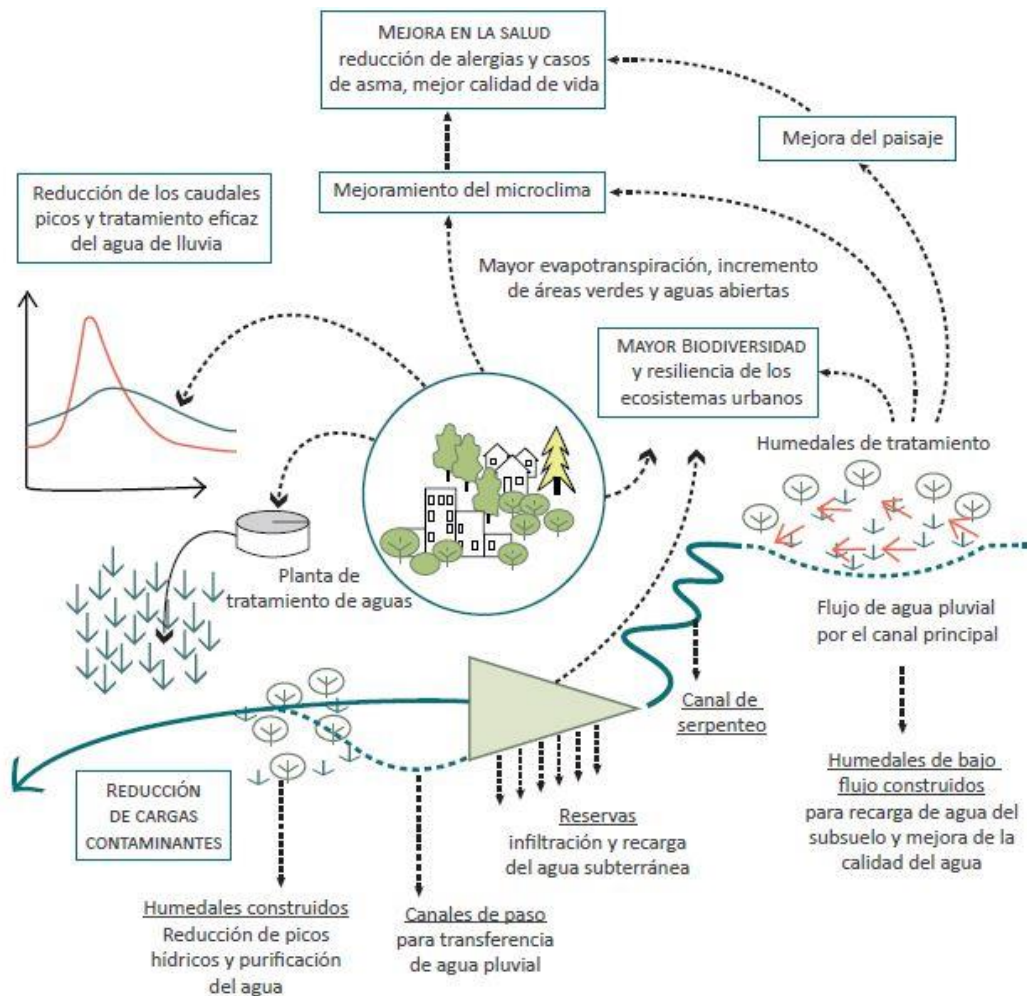
2.15. BENEFICIOS DE LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN

Este sistema nace para dar una alternativa mucho más ecológica al sistema de drenaje tradicional en respuesta a la mayor demanda social para hacer las construcciones cada vez más sostenibles medioambientalmente. Las ventajas medioambientales y por consecuencia sociales de este sistema son (Urbanismo, 1995):

- Tratamiento efectivo de las escorrentías: como una ventaja adicional al control de crecidas la retención del agua lluvia durante tiempos prolongados en el estanque, del orden de 12 a 36 horas, puede tener efectos deseables en la calidad del efluente, debido a que la remoción de sólidos suspendidos y metales puede ser de moderada a alta;

- Reducción del caudal punta: el principal efecto corresponde a la regulación de la crecida que se traduce en una disminución del caudal máximo a la salida del estanque en comparación con el que llega a él, mientras la remoción de nutrientes es de moderada a baja;
- Disminución del riesgo de inundación: debido a que son diseñados para vaciarse lentamente, sus fondos y las partes más bajas son inundados frecuentemente y por periodos relativamente prolongados, dependiendo de la frecuencia de lluvias en el lugar. Por ello la evacuación paulatina del caudal reduce los efectos de precipitación abundante en intensidades extremas;
- Capaces de adaptarse bien a episodios de precipitación de diferentes magnitudes: debido a que son diseñados para vaciarse lentamente, sus fondos y las partes más bajas son inundados frecuentemente y por periodos de tiempo relativamente prolongados, dependiendo de la frecuencia de lluvias en el lugar;
- Incrementan la biodiversidad del entorno urbano: proteger los sistemas naturales y mejorar el ciclo del agua en entornos urbanos. Se refiere tanto a la calidad (reducir la contaminación de las aguas de escorrentía, el “first flush”) como a la cantidad (reducir volúmenes de escorrentía y caudales punta mediante elementos de retención y minimizando las áreas impermeables). Las ciudades deben apostar por la biodiversidad como elemento transversal, no sólo desde el punto de vista de la responsabilidad en su conservación, tanto en el propio entorno urbano como más allá de sus límites, sino también teniendo en cuenta el importante papel que debe tener la biodiversidad en la construcción de ciudades resilientes, su relevancia en la aportación de servicios ambientales básicos y, en definitiva, su repercusión en la mejora de la calidad de vida de los habitantes de los entornos urbanos;
- Proporcionan espacio recreacional: estos espacios al aire libre reducen la contaminación y crean zonas adecuadas para el desarrollo de la flora y fauna, permitiendo que los habitantes disfruten de la recreación, contemplación y ocio contribuyendo a la mejora de la salud social, física y psicológica de los individuos;
- Ahorro energético: el agua que vuelve al subsuelo no debe ser transportada ni tratada en depuradoras. Utilizados en cubiertas, también permiten una regulación térmica natural del edificio;
- Recuperación de acuíferos: el sistema permite recargar los acuíferos de forma natural. Esto permite evitar el aumento de la salinidad en las zonas costeras y recuperar el nivel freático previo a la construcción, que puede ser fuente de suministro de agua a la población. Se consigue respetar el régimen hidrológico natural de las cuencas.

En la fotografía 4 siguiente se muestra de manera más representativa, la integración de los beneficios definidos anteriormente de los sistemas de drenajes al entorno urbano.



Fotografía 4 – Esquema de SUDS (Fuente: Arbelo, 2017)

2.16. ASPECTOS QUE CONDICIONAN LOS ESTANQUES DE RETENCIÓN

Aunque existen algunas limitaciones en la incorporación de estos sistemas de drenaje en el entorno urbano, los beneficios son más significativos en las funciones para las que son requeridos. Los principales inconvenientes de los estanques de retención:

- No se reduce considerablemente el volumen de escorrentía: normalmente ni se pretende reducirlo del todo. No son apropiados para el drenaje de zonas donde se concentran altas cargas de contaminantes en las aguas de escorrentía (E2STORMED, [s.d.]);
- La profundidad del depósito puede quedar limitada por las cotas de los dispositivos de entrada y salida: sin una entrada de agua regular, se pueden dar condiciones de anaerobiosis (E2STORMED, [s.d.]);
- Más adecuados para áreas de más de 2 ha: en zonas densamente pobladas existe limitación de espacio (E2STORMED, [s.d.]).

3

MARCO LEGISLATIVO

En este capítulo se pretende realizar una comparación entre las diferentes legislaturas españolas y portuguesas con el fin de establecer una comparación de criterios para el diseño de los sistemas de drenaje urbanos sostenibles y concretamente los estanques de retención.

3.1. NIVEL REGLAMENTAR DEL TERRITORIO ESPAÑOL

A nivel español se destaca los diferentes niveles de legislación a los que el diseño de SUDS se refiere.

3.1.1. A NIVEL NORMATIVO EN ESPAÑA

En primer lugar, a nivel europeo, las principales normativas relacionadas con el drenaje urbano, la Directiva Marco del Agua (DMA 200/60/EC) y la Directiva de Vertidos (91/271/CEE) no contemplan explícitamente la problemática de la gestión del drenaje urbano en episodios de lluvia (Soriano *et al.*, 2017).

En el marco de aplicación de la Directiva 2007/60/EC, se han elaborado los Planes de Gestión del Riesgo de Inundación, que contemplan el grado de impermeabilización del suelo como una presión significativa. No obstante, la transposición de la Directiva en España, al contrario que en otros Estados Miembro, no incorpora las inundaciones pluviales en su ámbito de aplicación, lo que habría permitido avanzar más fácilmente hacia la integración de los SUDS en el marco de las políticas de ordenación del territorio (Soriano *et al.*, 2017).

En segundo lugar, a nivel Estatal, la aprobación del Real Decreto 1290/2012 ha establecido la obligatoriedad de obtener una Autorización de vertido para los desbordamientos de los sistemas de saneamiento de ciudades con más de 50.000 habitantes equivalentes. Esto supone un avance significativo para la mejora del estado de las masas de agua. No obstante, el planteamiento sobre el que se basa esta iniciativa promueve una mejora en la gestión de las aguas de lluvia en el marco de la gestión hidráulica del sistema de saneamiento, dejando fuera otros aspectos transversales de igual importancia para conseguir una solución efectiva a la problemática. Por otra parte, la aprobación del Real Decreto 638/2016 en el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico incorpora en su artículo 126 ter. como criterio para el diseño de actuaciones en dominio público hidráulico que “las nuevas urbanizaciones, polígonos industriales y desarrollos urbanísticos en general, deberán introducir sistemas de drenaje sostenible, tales como superficies y acabados permeables, de forma que el eventual incremento del riesgo de inundación se mitigue. A tal efecto, el expediente del desarrollo urbanístico deberá incluir un estudio hidrológico-hidráulico que lo justifique.” (Soriano *et al.*, 2017).

Tercero, a nivel Autonómico destacan distintos Planes de Ordenación Territorial como el POT de la comunidad foral de Navarra o la Ley de Ordenación del Territorio, Urbanismo y Paisaje (LOTUP) y el Plan de Acción para la prevención del riesgo de inundación (PATRICOVA) de la Comunitat Valenciana. El título primero de la LOTUP aborda la problemática de la infraestructura verde, el paisaje y la ocupación racional del territorio. La ley explicita, como impulsan las directrices europeas, que la infraestructura verde se potencie en ámbitos urbanos y urbanizables, alcanzando, entre muchos otros objetivos, mejorar la calidad de vida de las personas en las áreas urbanas fomentando una ordenación sostenible del medio ambiente urbano. El PATRICOVA concreta mucho más en materia de gestión de aguas pluviales y en su artículo 23 estipula que, en el diseño de la infraestructura verde como actuación de defensa frente al riesgo de inundación, se fomentará el uso de SUDS. (Perales, S., Andres-Domenech, I., 2015) (Soriano *et al.*, 2017).

Cuarto, a nivel municipal, algunas ciudades como Madrid, Barcelona, Vitoria, Aranguren, Ayegui, Lekumberri, Castejón, etc., promueven en sus ordenanzas municipales la incorporación de SUDS en el planeamiento urbano a través de diversas medidas como la obligatoriedad de uso de un porcentaje determinado de superficies permeables en espacios libres, la captación y reutilización del agua de lluvia para el riego de zonas verdes o en las viviendas unifamiliares. Para ello en muchos casos se ofrecen unas normas técnicas municipales para el diseño y dimensionamiento de las instalaciones. No obstante, no existen a nivel estatal unas normas técnicas consensuadas que sirvan de guía para todos los municipios españoles (Soriano *et al.*, 2017).

3.1.2. MARCO LEGISLATIVO A NIVEL DEL ESTADO ESPAÑOL

En este apartado se destacan los diferentes reglamentos que dictaminan o condicionan el uso y dimensionamiento de los SUDS a nivel nacional.

11411 Orden AAA/2056/2014, de 27 de octubre

Instrucciones para cumplimentar la declaración de vertido formulario 5'.2.

Este formulario deberá cumplimentarse teniendo en cuenta las normas técnicas que dicte el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, en las que se especifiquen y desarrollen los procedimientos de diseño de las obras e instalaciones para la gestión de las aguas de escorrentía, en aplicación del artículo 259.ter.3 del RDPH.

A continuación, se muestra en la Tabla 1 y Tabla 2 el formulario a rellenar para la declaración de vertidos del formulario 5'.2.

DECLARACION DE VERTIDO			
Titular:	DNI/NIF/NIE/Pasaporte:		Nº de Expediente (a rellenar por la Administración):
Actividad:			Formulario 5'2
Municipio:	Provincia:	HOJA Nº:	DE:
DESBOBORDAMIENTOS DE SISTEMAS DE SANEAMIENTO EN EPISODIOS DE LLUVIA Art. 246.2.e') y 246.3.c) RDPH		Formulario 5'2 MEDIDAS, ACTUACIONES E INSTALACIONES PARA LIMITAR LA CONTAMINACIÓN POR DESBOBORDAMIENTOS DE SISTEMAS DE SANEAMIENTO EN EPISODIOS DE LLUVIA	
A) CONJUNTO DE MEDIDAS (1)			
1. Descripción y caracterización detallada del sistema de saneamiento (2)			
2. Actuaciones para controlar la contaminación (3)			
2.1. Programa de operación y mantenimiento del sistema de saneamiento			
2.2. Medidas para la eliminación de desbordamientos de sistema de saneamiento en tiempo seco			
2.3. Medidas para la maximización de la capacidad de almacenamiento en la red de saneamiento			
2.4. Medidas para la maximización de caudales transportados a EDAR para tratamiento			
2.5. Programa de vigilancia y caracterización de los desbordamientos			
2.6. Medidas para la reducción de la contaminación en desbordamientos de sistemas de saneamiento			
2.7. Medidas para limitar la presencia de sólidos y flotantes en desbordamientos de sistemas de saneamiento			
2.8. Otras actuaciones (especificar):			
3. Cronograma de ejecución de las actuaciones (4)			

28

11779 Real Decreto 1290/2012, de 7 de septiembre

«Artículo 295. Liquidaciones complementarias.

2. Los titulares de las autorizaciones de vertido vigentes y las que estuvieran en trámite a la entrada en vigor de este real decreto, así como las que se soliciten hasta el 31 de diciembre de 2015, deberán dotar a los puntos de desbordamiento de sistemas de cuantificación de alivios, en un plazo de 4 años desde la entrada en vigor del presente real decreto y deberán presentar la documentación técnica a la que hacen referencia los artículos 246.2.e') y, en su caso, 246.3.c) como máximo antes del 31 de diciembre de 2019, siempre que estén incluidas en alguno de los siguientes grupos:

a) Vertidos procedentes de aglomeraciones urbanas de más de 50.000 habitantes equivalentes.

«Artículo 259 ter. Desbordamientos de sistemas de saneamiento en episodios de lluvia.

1. En las autorizaciones de vertido de sistemas de saneamiento de zonas urbanas, se tendrán en cuenta los siguientes criterios en relación a desbordamientos en episodios de lluvia:

a) Los proyectos de nuevos desarrollos urbanos deberán justificar la conveniencia de establecer redes de saneamiento separativas o unitarias para aguas residuales y de escorrentía, así como plantear medidas que limiten la aportación de aguas de lluvia a los colectores.

b) En las redes de colectores de aguas residuales urbanas no se admitirá la incorporación de aguas de escorrentía procedentes de zonas exteriores a la aglomeración urbana o de otro tipo de aguas que no sean las propias para las que fueron diseñados, salvo en casos debidamente justificados.

d) Los aliviaderos del sistema colector de saneamiento y los de entrada a la depuradora deberán dotarse de los elementos, pertinentes en función de su ubicación, antigüedad y el tamaño del área drenada para reducir la evacuación al medio receptor de, al menos, sólidos gruesos y flotantes. Estos elementos no deben reducir la capacidad hidráulica de desagüe de los aliviaderos, tanto en su funcionamiento habitual como en caso de fallo

Real Decreto 638/2016, de 9 de diciembre

La norma se refiere a la nueva regulación relativa a los riesgos de inundación, a cuyo respecto cabe destacarse su estrecha vinculación con la normativa europea y el proceso de planificación de la gestión de esos riesgos de inundación que de ella trae causa.

En segundo lugar, la presente norma introduce la identificación de los usos y actividades vulnerables frente a avenidas que no podrán ser autorizados en las zonas de flujo preferente, incluyendo determinados supuestos excepcionales, como un régimen específico previsto para los núcleos urbanos ya consolidados en aquellos casos en los que no sea materialmente posible su instalación fuera de esta zona. La norma regula, por tanto, ciertas limitaciones en la zona de mayor riesgo de inundaciones de las contempladas la normativa en vigor dada su mayor habitualidad, con el fin de proteger adecuadamente bienes jurídicos de primera magnitud. Del mismo modo, se fijan ciertas limitaciones básicas al uso de las zonas inundables, tal y como establece el TRLA, completando de este modo el desarrollo reglamentario en la materia.

Recientemente, la aprobación del Real Decreto 638/2016 impulsa el cambio de paradigma en España desde la óptica convencional del drenaje urbano hacia un drenaje que incorpore SUDS.

«Artículo 126 ter. Criterios de diseño y conservación para obras de protección, modificaciones en los cauces y obras de paso.

7. Las nuevas urbanizaciones, polígonos industriales y desarrollos urbanísticos en general, deberán introducir sistemas de drenaje sostenible, tales como superficies y acabados permeables, de forma que el eventual incremento del riesgo de inundación se mitigue. A tal efecto, el expediente del desarrollo urbanístico deberá incluir un estudio hidrológico-hidráulico que lo justifique.»

3.1.3. MARCO LEGISLATIVO A NIVEL ANDALUZ

En este apartado se destacan los diferentes reglamentos que dictaminan o condicionan el uso y dimensionamiento de los SUDS a nivel andaluz.

Ley 9/2010, de 30 de julio, de Aguas de Andalucía

«Artículo 25. Programas de Medidas.

1. Los programas de medidas concretan las actuaciones y medios para alcanzar los objetivos establecidos en los planes hidrológicos de demarcación.
2. Los programas de medidas incluirán las previsiones de gestión, ya sea de tipo estructural o coyuntural, obras hidráulicas necesarias que demuestren su sostenibilidad ambiental, acciones de fomento y el desarrollo normativo necesario.
4. Las inversiones en obras y servicios de competencia de otras Administraciones Públicas se integrarán como programa específico.
5. Sin perjuicio del contenido obligatorio conforme a la legislación básica que debe quedar resumido en el plan hidrológico de demarcación, el programa de medidas contemplará, al menos, los siguientes aspectos:
 - f) Instrumentos de control de las captaciones y vertidos, basados en la instalación obligatoria de contadores volumétricos, o sistemas alternativos de medición previamente autorizados por la consejería competente en materia de agua.
 - j) Iniciativas de prevención y defensa contra inundaciones.

Decreto 189/2002, de 2 de julio

Por el que se aprueba el Plan de Prevención de avenidas e inundaciones en cauces urbanos andaluces.

Por la gravedad de sus consecuencias en el territorio de la Unión Europea, el Parlamento Europeo y el Consejo han incluido la protección ante los efectos de las inundaciones entre los objetivos básicos a alcanzar por los países miembros en el desarrollo de la política de aguas comunitaria, conforme a lo dispuesto por la Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre.

«Artículo 9. Infraestructuras de prevención de inundaciones

3. Se consideran infraestructuras de prevención de inundaciones de competencia local las que tengan por objeto o incidan en el alcantarillado y drenaje urbano o las actuaciones de integración ambiental y urbana.
4. Las Administraciones Estatal, Autonómica y Local podrán suscribir convenios para la financiación de las infraestructuras de prevención de inundaciones, así como para la limpieza y conservación de aquellas ubicadas en las zonas urbanas de los cauces públicos, de acuerdo con lo establecido en el artículo 2.2 del presente Plan.

3.1.4. DESAFÍOS PARA UNA IMPLEMENTACIÓN AMPLIA Y EFICAZ DE LOS SUDS - DESAFÍOS LEGISLATIVOS

Por un lado, la consolidación de un marco normativo que facilite su implantación en el proceso de planificación territorial y urbanística. Es necesario contar con ordenanzas municipales que incluyan una filosofía y un articulado inequívoco para la promoción de los SUDS, definiendo normas técnicas para su estudio y diseño en cada nuevo proyecto de urbanización. Además, es necesario desarrollar un marco normativo a nivel estatal que defina normas de emisión intermitente adaptadas a la naturaleza de los vertidos de los sistemas de saneamiento en épocas de lluvia y a las características de cada entorno receptor, así como normas técnicas que definan los criterios de diseño de las infraestructuras de saneamiento que sean coherentes con estas normas.

En España en la última década se ha avanzado de manera significativa en el reconocimiento de la necesidad de avanzar hacia una correcta gestión de las aguas de lluvia en entornos urbanos promoviendo principalmente la instalación de tanques de tormenta en los sistemas de saneamiento. No obstante, las experiencias previas en otras ciudades del mundo demuestran que los tanques de tormenta, por sí mismos, no resuelven el problema en su totalidad y son necesarias actuaciones más integrales a distintos niveles (local, regional y nacional) y en diversos ámbitos (normativo, económico, urbanístico, etc.) dirigidos a la prevención y a la mitigación de los impactos de las aguas de lluvia en las aglomeraciones urbanas.

3.2. MARCO LEGISLATIVO DEL ESTADO PORTUGUÉS

Como bien se ha tratado en los apartados anteriores los diferentes decretos que rigen los SUDS tanto a nivel nacional como a nivel regional, en este capítulo se expondrán los diferentes Artículos que definen y establecen el dimensionamiento de los SUDS.

SECCIÓN II Estanques de Retención

Artículo 176.º Finalidad

1 – Los estanques de retención son estructuras diseñadas para regular la escorrentía de las aguas pluviales, amortiguando los caudales máximos y haciéndolos compatibles con los límites previamente establecidos.

2 – Además del aspecto fundamental de la regulación de los caudales de los afluentes, las cuencas de retención también pueden tener las siguientes ventajas, dependiendo de su tipo:

- a) Contribuir a mejorar la calidad de las aguas pluviales;
- b) Contribuir a un mejor rendimiento del sistema global de drenaje donde se integran, cuando se producen precipitaciones excepcionales;
- c) Permitir la creación, en el caso de las cuencas hidrográficas permanentes, de centros de interés turístico y recreativo, especialmente cuando se integran en el tejido urbano o en las zonas verdes;
- d) Acumular reservas contra incendios o para el riego.

Artículo 177.º Tipos

– Los estanques de retención pueden ser:

- a) Subterráneas, formando verdaderos reservorios de regularización enterrados;

b) Superficiales, constituyendo reservas de agua al aire libre.

2 – Las cuencas de retención superficiales pueden clasificarse, según su comportamiento hidráulico, en:

- a) Cuencas secas, si contienen agua sólo durante un período relativamente corto después de las lluvias;
- b) Cuencas permanentes, si contienen agua incluso en períodos de sequía.

Artículo 178.º Elementos constituyentes

Las cuencas de retención superficiales consisten en:

- a) Cuerpo, que incluye el fondo y las bermas y resulta del posible uso de las condiciones topográficas locales;
- b) Dispositivos de funcionamiento normal destinados a garantizar la regulación del caudal de los efluentes y el mantenimiento de un nivel mínimo aguas arriba en el caso de las balsas permanentes;
- c) Dispositivos de seguridad, aliviaderos y, en su caso, diques de desagüe para garantizar el drenaje del agua en condiciones excepcionales
- d) una salida de fondo para garantizar el vaciado de la balsa de retención durante las operaciones de limpieza y mantenimiento; también puede funcionar como sistema de seguridad.

Artículo 179.º Dimensionamiento hidráulico

1 - El dimensionamiento hidráulico de una balsa de retención consiste en calcular el volumen necesario para almacenar el caudal de entrada, correspondiente a la precipitación con un determinado periodo de retorno o a un hidrograma de crecida conocido, de forma que el caudal máximo del efluente no supere un valor preestablecido.

2 - La naturaleza del problema a resolver, el grado de precisión requerido y la información disponible condicionarán el método de cálculo a utilizar.

3 - Si no se dispone de un modelo de flujo para generar el hidrograma de entrada o el hidrograma de afluencia, se puede utilizar el método simplificado.

4 - El método simplificado se basa en el conocimiento de las curvas de intensidad-duración-frecuencia aplicables a la zona de estudio y permite calcular el volumen necesario para almacenar el caudal tributario resultante de la precipitación del periodo de retorno elegido, de forma que en la descarga se obtenga un caudal supuesto constante, correspondiente a la capacidad máxima de caudal aguas abajo.

5 - El predimensionamiento del volumen de almacenamiento puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$Va = 10 * \left(-\frac{bqs}{1+b} \right) * \left(\frac{qs}{a(1+b)} \right)^{1/b} * C.A$$

con:

$$qs = \left(\frac{6q}{CA} \right)$$

Donde:

Va = volumen de almacenamiento, en metros cúbicos;

qs = caudal específico efluente, o sea, el caudal por unidad de superficie activa de la cuenca de drenaje, en milímetros/minuto;

C = coeficiente de escorrentía;

a,b = parámetros de la curva intensidad-duración (anexo IX);

q = caudal máximo efluente, en metros cúbicos/segundo;

A = área de la cuenca de drenaje, en hectáreas.

Artículo 180.º Aspectos construtivos

1 – En las cuencas secas, la pendiente del fondo no será inferior a 1/20 para evitar inundaciones y las pendientes de los taludes de las bermas no superarán 1/6 g o 1/2 según sean o no transitables.

2 – En las cuencas permanentes, es aconsejable disponer, en tiempo seco, de una lámina líquida permanente de no menos de 1,5 m de altura para evitar el crecimiento excesivo de las plantas acuáticas y permitir la vida piscícola.

3 - Como la cuenca permanente está integrada en una zona urbana, se debe prever una variación del nivel de agua de aproximadamente 0,5 m para las precipitaciones del período de retorno elegido y asegurar el tratamiento conveniente de las bermas, considerando a saber:

a) Taludes con césped con una pendiente no superior a 1/6,

b) Parámetros verticales de 0,75 m de altura, a lo largo de los cuales se verifican las variaciones del nivel del agua;

c) Bermas de 2 a 4 m de ancho, en la parte superior de los parámetros verticales, por razones de seguridad.

Se constató que el reglamento anterior referente a la ley portuguesa está a ser revisado y será publicada una actualización de la misma próximamente.

3.3. ASPECTOS A MEJORAR EN LA LEGISLACIÓN PORTUGUESA Y ESPAÑOLA Y COMPARACIÓN ENTRE AMBAS

En la ley portuguesa se observan carencias para definir que se deberá hacer y que se está a realizar con respecto a las medidas a implementar en las actuaciones contra la contaminación por desbordamiento de sistemas de saneamientos en épocas de lluvia. En contra de lo definido en la legislación española, con el Formulario 5.2 de la 11411 Orden AAA/2056/2014, de 27 de octubre, se especifica e interpreta de forma detallada las actuaciones e instalaciones para limitar esa contaminación. Por lo tanto, la diferencia con la ley portuguesa es que España reconoce la existencia de un problema y está trabajando para resolverlo y mejorarlo con el fin de mitigar estas deficiencias.

Otro punto de vista importante a destacar es la falta de unificación de la ley portuguesa con las directrices que marca la Directiva europea como es el caso de la Directiva de Vertidos (91/271/CEE) como fue mencionado en el párrafo anterior. Este distanciamiento de la ley portuguesa puede traducirse a largo plazo con una carencia en la regulación de los nuevos sistemas de drenajes

sostenibles, provocando así problemas en la sostenibilidad ambiental de las ciudades portuguesas de cara al futuro.

Aunque tanto España como Portugal se encuentran a la cola de Europa en la integración de reglamentación para los sistemas de drenaje sostenible, España promulga y desarrolla de manera más activa que nuestro país vecino, actuaciones para integrar en la reglamentación española, las directrices marcadas por los organismos europeos competentes en la materia.

Otro aspecto a mencionar es que la ley portuguesa no permite descargas de vertidos para los desbordamientos de los sistemas de saneamiento mezclados y diluidos, a diferencia de la ley española que sí lo permite de forma controlada y supervisada por la ley española.

Y, para terminar, un punto positivo de la ley portuguesa es la definición de un dimensionamiento hidráulico de los estanques de retención, lo que permite a los ingenieros seguir un procedimiento similar a la hora de realizar los cálculos pertinentes. En la ley española no existe pautas definidas para el cálculo de estos sistemas de drenaje provocando así que los ingenieros españoles tengan que buscar alternativas muy diferentes apoyándose en distintas fuentes desarrolladas en otros países para la proyección de un correcto dimensionamiento cumpliendo así con lo establecido en la ley.

4

IMPLEMENTACIÓN DE SUDS EN ESPAÑA

4.1. PRESENTACIÓN DE REDSUDS EN ESPAÑA

RedSuDS es una red de colaboración que nació en 2008 de un proyecto de difusión llevado a cabo por el Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción (GITECO) de la Universidad de Cantabria, con el apoyo de la Sociedad Regional de I+D+i de Cantabria. Actualmente, RedSuDS es fundamentalmente un grupo de LinkedIn que pretende ser un foro para la discusión y la difusión del conocimiento que permita la generalización del uso de los Sistemas de Drenaje Sostenible (SuDS) en España (València, 2017).

El objetivo que se persigue con RedSuDS es consolidar un grupo de profesionales interesados en los SuDS para impulsar el cambio en España e intentar vencer las barreras institucionales que todavía hoy dificultan el cambio. La experiencia británica de SUDSnet es un excelente ejemplo de cómo una red de profesionales sobre un tema específico puede colaborar efectivamente a dicho impulso (València, 2017).

4.2. ORIGEN DE LAS PRIMERAS CONFERENCIAS REDSUDS EN ESPAÑA

Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) hacen posible mediante una diversidad de técnicas, naturalizadas en la medida de lo posible, la gestión de la escorrentía urbana en origen contribuyendo a la adaptación y mitigación al impacto del cambio climático, y a mejorar la eficiencia de los sistemas más tradicionales (grandes colectores, tanques de tormenta y EDARs), que en muchas ocasiones se vienen mostrando insuficientes en episodios de precipitaciones fuertes.

El interés por este enfoque que potencia las soluciones basadas en la naturaleza ha crecido exponencialmente en los últimos años, como se puso de manifiesto en la Jornada RedSUDS, celebrada en marzo de 2017 en Madrid, donde participaron más de 25 ponentes y 200 asistentes, procedentes de todos los niveles de la administración, el mundo empresarial, la industria, la universidad y los centros de investigación. En el debate se identificó la necesidad de un marco que regule la creación y gestión de SUDS y la cooperación entre administraciones; así como la importancia de divulgar y conocer el inventario de SUDS existentes en España.

En el contenido siguiente se muestra los orígenes de RedSUDS:

2003: Desarrollo de nuevas estructuras de firmes biodegradantes de hidrocarburos (FIDICA) REN2003-05278 (València, 2017).

2006: Desarrollo de nuevos sistemas de captación, pretratamiento y tratamiento in situ de aguas contaminadas con hidrocarburos procedentes de la escorrentía urbana en aparcamientos con firmes impermeables (TRAPI) CTM2006-00310 (València, 2017).

2009: Desarrollo de sistemas de captación y almacenamiento de agua de lluvia, mediante firmes filtrantes en aparcamientos, para usos no potables y como aprovechamiento de energía geotérmica de baja entalpía (València, 2017).

2012: Rehabilitación hidrológica de infraestructuras viales urbanas (RHIVU) BIA2012-32463 (València, 2017).

2015: Superficies urbanas permeables, resilientes, inteligentes y sostenibles (SUPRIS) (València, 2017).

4.3. PRIMERAS EXPERIENCIAS EN ESPAÑA

La gestión de aguas pluviales ha dado enormes pasos desde sus comienzos y es indudable que hoy tiene ante sí una oportunidad única para avanzar en sostenibilidad, resiliencia y generación de mejores condiciones de vida para los ciudadanos.

A continuación, se muestra una Fotografía 5 de los primeros pasos en España en cuanto al desarrollo de sistemas de drenaje urbano sostenible se refiere.



Fotografía 5 – Primeros SUDS en España (Fuente: Jornada RedSuDS 2017)

4.4. PRESENTACIÓN DEL PROYECTO DE AQUAVAL

Dentro de los varios elementos consultados y de las primeras experiencias en el ámbito de los sistemas de drenaje sostenible, resalta de manera relevante el proyecto de AquaVal.

A continuación se muestra una experiencia piloto concreta de implantación de SUDS como complemento a una infraestructura hídrica existente en Xàtiva y Benaguasil, que tiene por objetivo demostrar mediante el seguimiento a lo largo de la duración del proyecto, su eficacia para el clima mediterráneo, reduciendo tanto los impactos del desarrollo urbano y aportando valores sociales y ambientales, como los problemas relacionados con la cantidad y calidad de la escorrentía urbana,

integrando parte de la infraestructura hídrica en el paisaje y la morfología de los municipios (Soriano *et al.*, 2017).

Mediante el proyecto AQUAVAL se generará un Plan de Gestión Sostenible de Aguas Pluviales para cada uno de los dos municipios, así como ordenanzas y normativas que promuevan el uso de SUDS como parte de la estrategia de protección del medio ambiente y de gestión sostenible de los recursos hídricos (Soriano *et al.*, 2017).

4.5. EXEMPLO PILOTO AQUAVAL

El proyecto AQUAVAL (2010-2013) implementó y monitorizó algunos SUDS en Valencia (Xátiva y Benaguasil). Los resultados muestran un alto rendimiento de los SUDS tanto en la atenuación de los caudales punta en episodios de lluvia, como en la reducción de las cargas de contaminación y la mejora de la eficiencia energética (Soriano *et al.*, 2017).

Actuaciones del proyecto

Las actuaciones llevadas a cabo en el proyecto, corresponden a las siguientes:

- Modelación de las redes de saneamiento actuales (en ambos casos redes unitarias) y propuesta de localización de SUDS;
- Construcción de 6 experiencias de demostración SUDS;
- Redacción de 2 Planes de Gestión Sostenible de Pluviales;
- Redacción de ordenanzas y normativas municipales de Pluviales;
- Comunicación y Difusión de este innovador enfoque de gestión eficiente del agua de lluvia.

En la Fotografía 6 se puede observar las actuaciones de los diferentes elementos instalados, con el fin de solventar los problemas presentes:





Fotografía 6 – Imágenes de los SUDS (Fuente: Proyecto Aquaval)

A continuación, se exponen los diferentes elementos correspondientes a las imágenes anteriores:

1. Zona de biorretención y depósito de aprovechamiento de pluviales;
2. Cunetas vegetadas;
3. Cubiertas vegetadas y patio con pavimento permeable;
4. Cuneta de retención;
5. Desconexión de bajante a jardín;
6. Aljibe.

4.6. RESULTADOS DE LOS DIFERENTES USOS DE LOS SUDS EN EL PROYECTO DE AQUAVAL

A nivel de investigación aplicada, diversos grupos (IIAMA – Universidad Politécnica de Valencia, GITECO – Universidad de Cantabria, GEAMA – Universidade da Coruña, Universidad Politécnica de Granada) han monitorizado proyectos piloto de diferentes tipologías de SuDS (pavimentos permeables, cubiertas vegetadas, zanjas filtrantes, etc.) demostrando la eficiencia de los mismos en países como España (Soriano *et al.*, 2017).

En el gráfico 4 la figura muestra los resultados en relación al control de caudales punta de un pavimento permeable instalado en Benaguasil (Valencia).

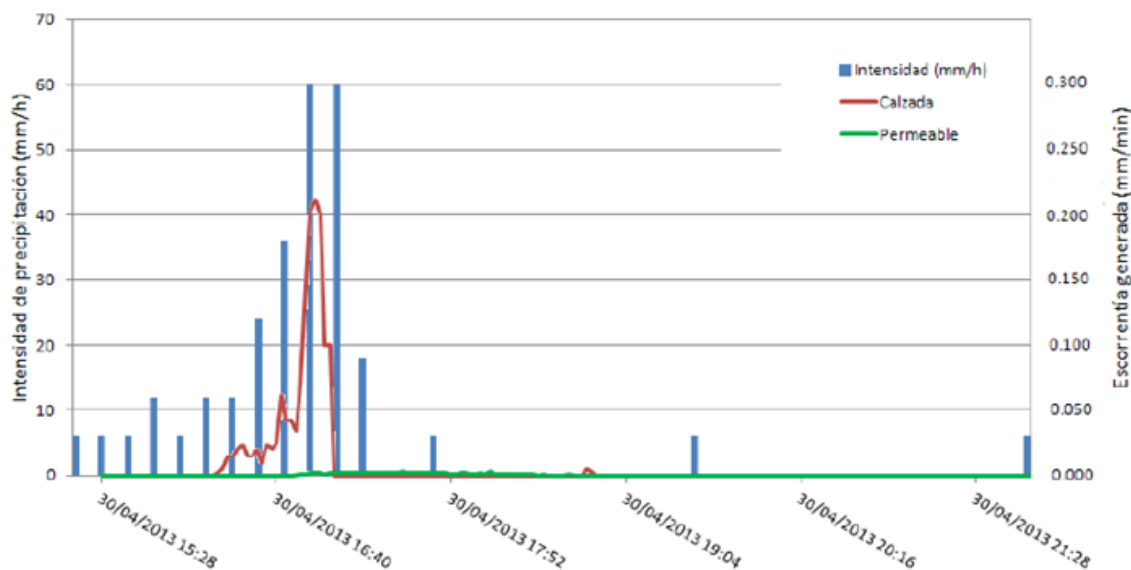


Gráfico 4 – Comparación de la escorrentía generada en un pavimento permeable y en un pavimento convencional. (Fuente: Proyecto Aquaval)

Como se ve en el gráfico 4, el pavimento permeable muestra un alto rendimiento volumétrico de más del 90%, gestionando por completo la escorrentía generada y retardando el vertido. Además, la monitorización dio unos resultados muy positivos en términos de reducción de la contaminación, concluyendo que los pavimentos permeables son un importante filtro de contaminantes, evitando el vertido de materia orgánica y nutrientes tanto disueltos como particulados (Demostración de Benaguasil del proyecto AQUAVAL, 2013) (Soriano *et al.*, 2017).

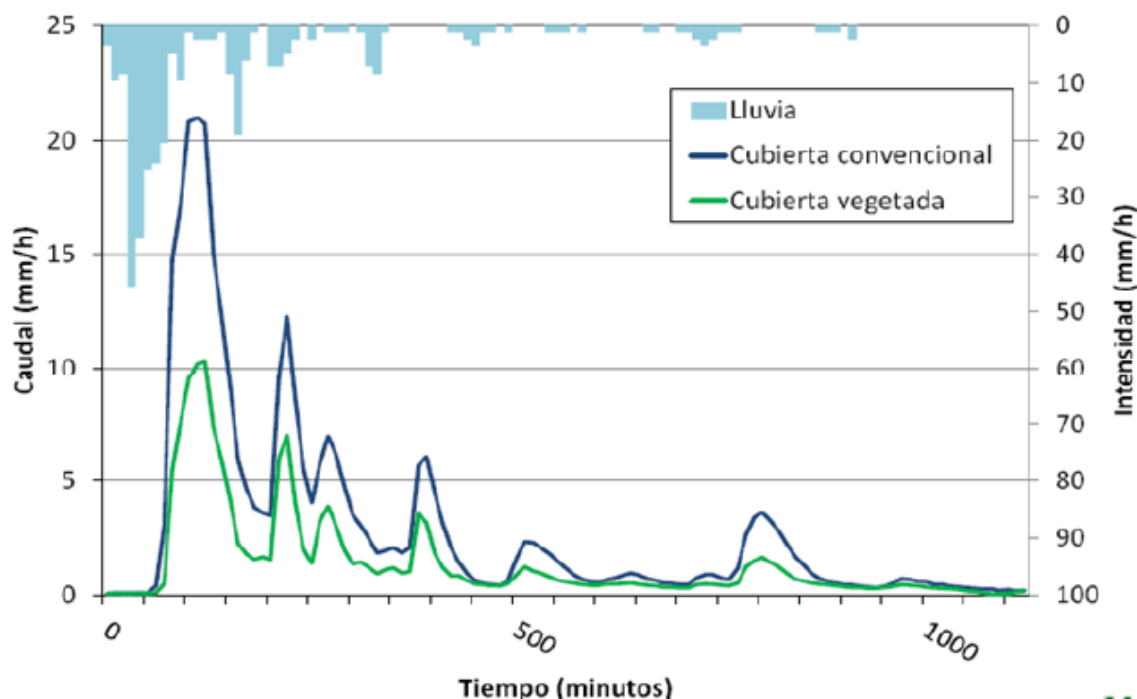


Gráfico 5 – Comparación de la evolución de la escorrentía en cubierta convencional y cubierta vegetada en dos episodios de lluvia. Primer episodio (Fuente: Proyecto Aquaval)

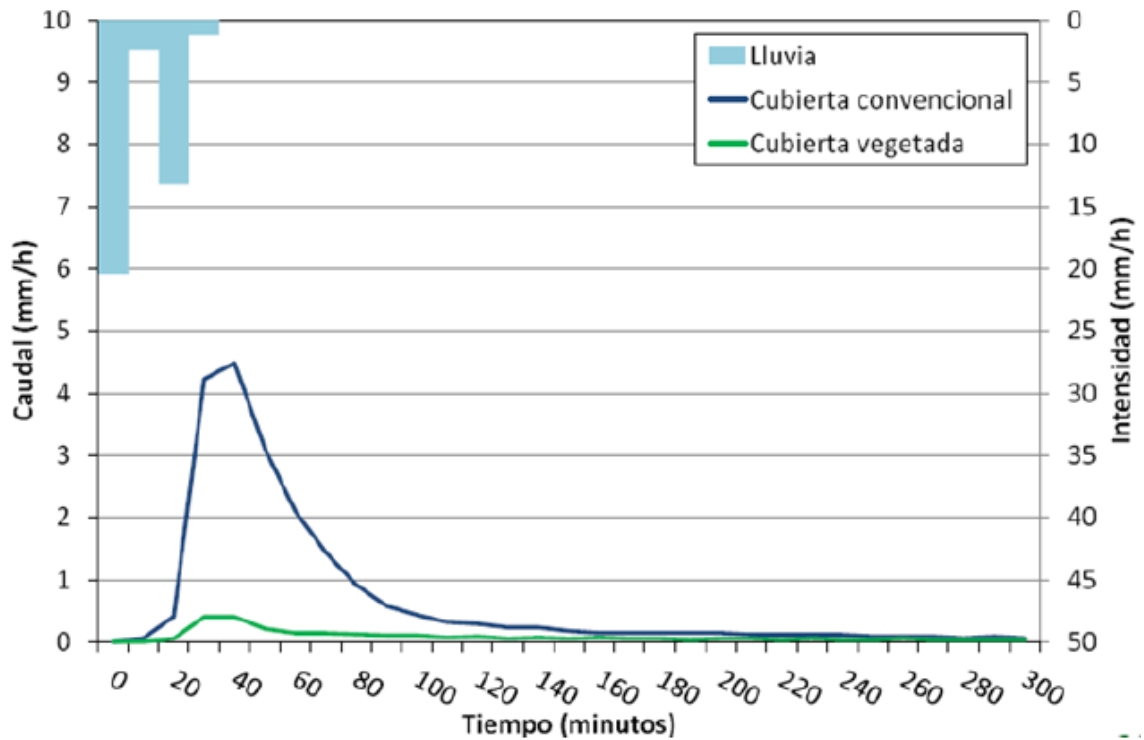
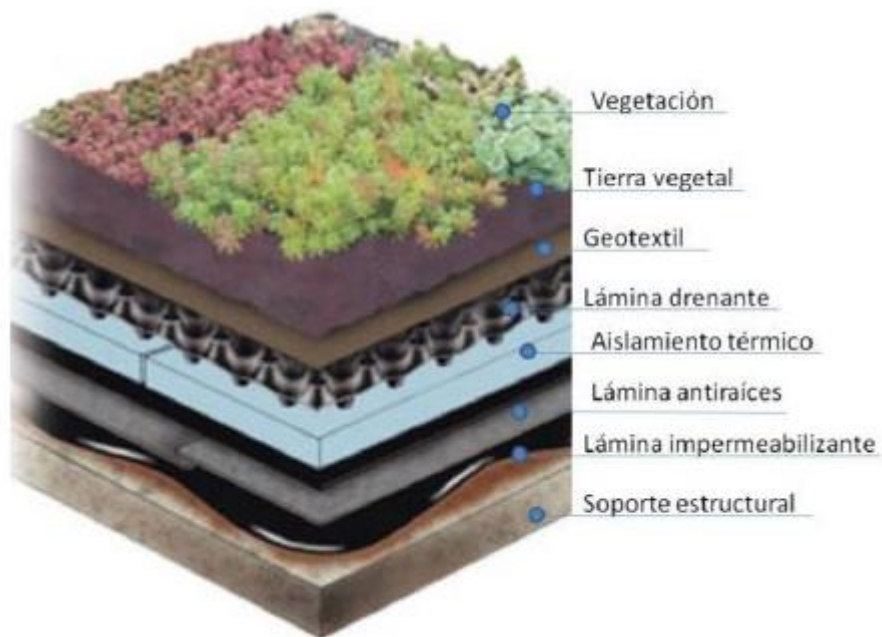


Gráfico 6 – Comparación de la evolución de la escorrentía superficial en los tejados convencionales y de cubierta vegetal en dos episodios de lluvia (Fuente: Proyecto Aquaval)

Por su parte, en los gráficos 5 y 6 muestran los resultados de la monitorización de una cubierta vegetal en Benaguasil, con unos rendimientos volumétricos superiores al 50%. Además, en todos los casos se observa un desfase temporal entre el momento en que drenan las infraestructuras convencionales, y el momento en que empiezan a drenar los pilotos, constatándose el efecto laminador de los mismos (Soriano *et al.*, 2017).



Fotografía 7 – Composición de una cubierta verde (Fuente: Greenroofs)

En la fotografía 6 se muestra la composición de los tejados verdes, definiendo así las diferentes capas que componen el sistema de drenaje.

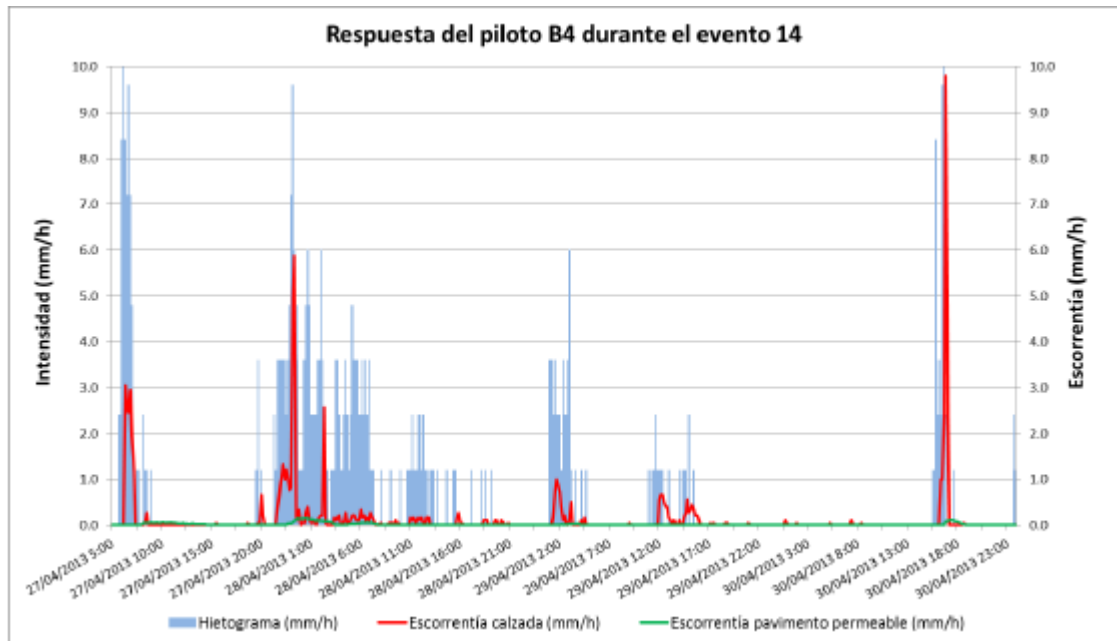


Gráfico 7 – Monitorización de parques de estacionamiento permeables (Fuente: Proyecto Aquaval)

La monitorización de los parques de estacionamiento, reflejan la tremenda eficacia de este tipo de sistemas que disminuyen de manera notable la escorrentía sobre los pavimentos permeables. Bien ya sea en periodos de intensidad elevada, la respuesta de los sistemas permeables frente a posibles inundaciones es positiva y eficiente.

En las fotografías 7 y 8 se muestra la monitorización de los parques de estacionamiento permeables.



Fotografía 8 – Monitorización de parques de estacionamiento permeables (Fuente: Proyecto Aquaval)

En la fotografía 9 se muestra la monitorización de la cubierta vegetal:



Fotografía 9 – Monitorización cubierta vegetalada (Fuente: Proyecto Aquaval)

4.7. TIPOS DE PAVIMENTOS PERMEABLES EN ESPAÑA

La primera investigación sobre pavimentos permeables en España data de 1995, encuadrada dentro del concepto de Técnicas Compensatorias de Infiltración-Retención (Tecir) (Malgrat, 1995), donde se destacó el potencial de reducción y depuración de escorrentía de estos sistemas. En paralelo, Temprano González et al. (1996) clasificaron las Tecir en medidas estructurales y no estructurales, introduciendo el concepto de control en origen de la escorrentía por primera vez en España (Piqueiro, 2014).

Fue en la siguiente década, coincidiendo con la adopción del término SUDS en España por parte del Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción (GITECO), cuando se desarrolló el primer proyecto de investigación específico sobre pavimentos permeables. Desde entonces, se han desarrollado más de 10 proyectos de investigación en distintas universidades, cuyo principal objetivo ha sido el estudio, análisis e implementación de los pavimentos permeables (Piqueiro, 2014).

La investigación llevada a cabo sobre pavimentos permeables hasta la fecha demuestra que la integración de estos sistemas en el entorno urbano es viable y tiene una influencia positiva en la gestión de la cantidad y calidad de las aguas de escorrentía. Las capas de los pavimentos permeables ofrecen una oportunidad para valorizar residuos y subproductos industriales, permitiendo mejorar la capacidad portante y de almacenamiento de agua de estos sistemas (Piqueiro, 2014).

Los pavimentos permeables se postulan como una potente herramienta para la mitigación de los efectos del Cambio Climático y la urbanización, dos de los aspectos que comprometen en mayor medida el desarrollo sostenible de las sociedades futuras. Por tanto, la implementación de estos sistemas debe considerarse en el diseño de planes y estrategias urbanas orientadas a salvaguardar el medio ambiente y asegurar el bienestar humano (Piqueiro, 2014).

4.8. DEPÓSITOS DE TORMENTA PARA LOS SISTEMAS DE SANEAMIENTO

Las infraestructuras más utilizadas en España para mejorar el funcionamiento del sistema de saneamiento en episodios de lluvia son los tanques de retención o tanques de tormenta (Ministerio de Agricultura, 2014).

Un tanque o depósito de tormenta puede definirse como aquella infraestructura hidráulico-sanitaria destinada a optimizar la gestión de los flujos de los sistemas unitarios en tiempo de lluvia mediante estrategias de regulación y tratamiento de los mismos; se pueden definir como infraestructuras de regulación y tratamiento (IRT). Esta gestión de los flujos de aguas residuales (mezcla de aguas residuales de tiempo seco y aguas de escorrentía pluvial) permitirá evitar, o reducir, inundaciones, cuando para ello hayan sido diseñados, y también permitirá minimizar los vertidos de un sistema de saneamiento al medio receptor. La regulación de los caudales hacia la EDAR permitirá que ésta sufra menos sobrecargas hidráulicas y los flujos de contaminantes tengan menos oscilaciones, permitiendo que trabaje de forma más eficiente en tiempo de lluvia (Ministerio de Agricultura, 2014).

La expresión tanque de tormentas puede substituirse por tanque “anti-vertidos” o depósito “anti-DSU” (anti Desbordamientos de los Sistemas Unitarios) (Ministerio de Agricultura, 2014).

Los tanques de tormenta se basan en la utilización de volúmenes de almacenamiento no solamente para minimizar el número de alivios, sino también para mejorar la calidad del efluente bien por almacenamiento de las aguas de primer lavado (Ministerio de Agricultura, 2014).

La instalación de tanques de tormenta en las principales áreas metropolitanas españolas supone un importante avance en la resolución de la problemática de gestión de las aguas pluviales. Cabe destacar que el Plan Nacional de Calidad de las Aguas 2007-2015 (PNCA), incluye una inversión de 3.106 millones de euros para tanques de tormenta, que supone un 16,3% de las inversiones totales y un 27,5% del presupuesto (Ministerio de Agricultura, 2014).

Las descargas de los sistemas unitarios (DSU) son una de sus principales fuentes de contaminación y para reducirlas, en los últimos años se ha ido acometiendo la construcción de tanques de tormenta en toda España, pero con criterios y soluciones técnicas muy dispares (Ministerio de Agricultura, 2014).

Es por ello que la Subdirección General de Infraestructuras y Tecnología consideró necesario la elaboración de un manual de recomendaciones para el diseño de tanques de tormenta con el cual uniformizar los criterios de diseño de este tipo de infraestructuras (Ministerio de Agricultura, 2014).

Los trabajos han sido dirigidos por José Ramón Barro Bernaldo de Quirós, jefe de Servicio de Estudios y Proyectos de la Dirección General del Agua (Ministerio de Agricultura, 2014).

El principal objetivo de dicho documento es establecer unas recomendaciones para el dimensionamiento, diseño y posterior construcción de los tanques de tormenta que forman parte de las redes unitarias de saneamiento (Ministerio de Agricultura, 2014).

A continuación, en la Fotografía 10 se muestra un ejemplo de un tanque de tormenta para redes de saneamiento ubicado en Cantarranas, Madrid:



Fotografía 10 – Ejemplo de tanque de tormentas de Cantarranas (Madrid) (Fuente: Manual de recomendaciones de la Subdirección General de Infraestructuras de España)

5

CASO DE ESTUDIO

5.1. CONTEXTUALIZACIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

El objetivo del presente trabajo es analizar el comportamiento hidráulico de una red de drenaje de aguas pluviales para la Rua das Laranjeiras, S. Mamede de Infesta, ante una serie temporal y asemejar lo máximo posible el caudal originado por la alteración del territorio debido a la impermeabilización del mismo con el caudal expresado anterior al desarrollo del territorio. Por ello la necesidad, desde el punto de vista hidráulico, de construir un estanque de retención que reduzcan los efectos negativos de una gran tormenta, estos efectos negativos de grandes caudales se producen debido a la ocurrencia de elevadas precipitaciones. Por tanto, la principal función de los estanques de retención es el control del caudal pico, tanto de la cantidad como de la calidad de las aguas de escorrentía urbana para grandes avenidas potenciando así, la gestión de la escorrentía urbana, mejora del estado de las masas de agua (reduciendo el impacto de los desbordamientos de los sistemas de saneamiento en episodios de lluvia) y protección frente a inundaciones y sequías. Con ello se evita que el agua se dirija directamente aguas abajo del sistema, reduciendo los problemas asociados a la gestión del sistema de alcantarillado municipal en tiempo de lluvia, como inundaciones y vertidos por desbordamiento de los sistemas unitarios, haciéndolo más resiliente.

En primer lugar, se debe reducir la escorrentía generada en origen a través del diseño, tratando de minimizar las superficies impermeables. De este modo se pretende contribuir a reproducir las condiciones iniciales al desarrollo o, liberar parte de la red comprometida inicialmente. Con este enfoque se pretende, por ejemplo, modificar el diseño tradicional de impermeabilización, introduciendo más zonas verdes que disminuyan la generación de escorrentía y, además, almacenen la escorrentía generada en las zonas impermeables adyacentes.

El proceso de dimensionamiento de la red puede dividirse en diferentes fases, como: la definición del periodo de retorno, la intensidad de las precipitaciones, el dimensionamiento de los desagües, dimensionamiento de los colectores, arquetas y cuerpos necesario para el funcionamiento de la red de aguas pluviales. Para el correcto funcionamiento, se han utilizado como base los artículos sobre aguas pluviales del DL 23/95

El criterio de diseño que habrá que seguir es almacenar el volumen de lluvia que no es superado por los eventos de precipitación y verterlo lentamente tras su filtrado. Con este almacenamiento temporal se producirá una reducción de los caudales pico (laminación) que generarían las tormentas más cortas e intensas.

Además, utilizando el SWMM, fue posible simular la esorrentía en urbanas en función del día más lluvioso del año meteorológico 2019/2020, este refiriéndose al 19 de octubre de 2019.

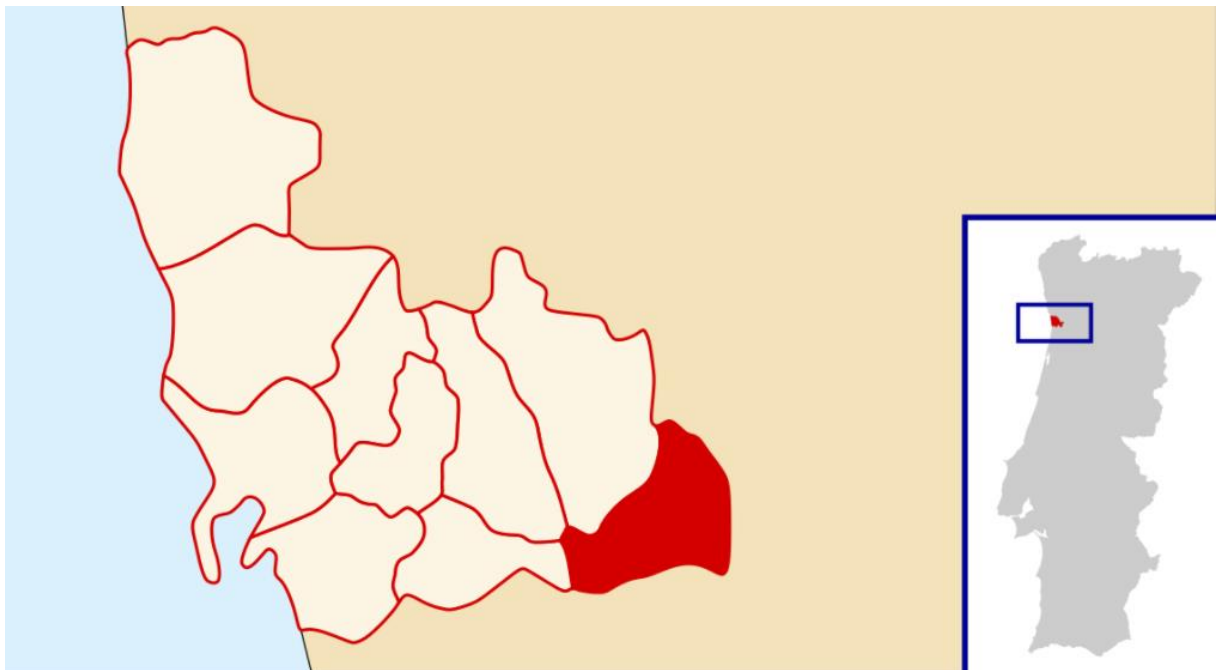
La determinación de esta precipitación se obtuvo a través del Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos conocido como SNIRH, y con el uso del software SWMM se procedió a su simulación.

5.2. DISTRITO SÃO MAMEDE DE INFESTA Y EL MUNICIPIO DE MATOSINHOS

São Mamede de Infesta es una localidad y fue una parroquia portuguesa del municipio de Matosinhos, con una superficie de 5,21 km² y 23 122 habitantes (2011). Su densidad de población es de 4 438 hab/km²(Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

Fue sede de una parroquia extinguida (agregada) en 2013, en virtud de una reforma administrativa nacional, para, junto con Senhora da Hora, formar una nueva parroquia llamada União das freguesias de São Mamede de Infesta e Senhora da Hora (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

A continuación, se muestra en la Fotografía 11 la ubicación del municipio de Matosinhos:



Fotografía 11 - Localización del municipio de Matosinhos (Fuente: Wikipedia)

5.2.1. ENCUADRAMIENTO HISTÓRICO

La historia y el desarrollo de S. Mamede de Infesta están estrechamente ligados a la situación geográfica de la localidad (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

Ya en la época de la ocupación romana, S. Mamede desempeñaba un papel destacado como espacio privilegiado para el despliegue de infraestructuras que conectaban Oporto, inmediatamente al sur, con otras ciudades más importantes, situadas al norte (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

S. Mamede de Infesta fue elegido como lugar de la calzada romana que unía Lisboa con Braga y su prolongación hasta la Serra do Gerês. El Ponte de Pedra, una típica construcción romana, hoy un lugar destacado en S. Mamede, se señala como una de las posibles rutas de esta vía (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

También desde la época de la ocupación romana, S. Mamede mantenía fuertes vínculos, derivados de su contigüidad territorial con las tierras de cultivo de Maia y con Oporto, ciudad comercial (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

Fue esta creciente implantación y desarrollo de vías de comunicación lo que originó y condicionó, en cierta medida, el crecimiento poblacional de S. Mamede de Infesta (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

Otra construcción reveladora de la importancia que las vías de comunicación han tenido siempre en S. Mamede de Infesta es la capilla del Lugar do Telheiro. Según relatos antiguos, en el viaje de Lisboa a Padua, San Antonio habría pasado la noche bajo un cobertizo, y allí recuperó fuerzas para retomar el camino. Fue este cobertizo el que le valió el nombre y los honores de capilla (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

También hay varias referencias a la importancia del río Leça, que atraviesa S. Mamede, en la vida de la localidad de Mamede a lo largo de los siglos. En 1809, el general Soult, que comandaba las tropas francesas en la invasión de Oporto, eligió las orillas del río Leça para instalar sus tropas, habiéndose alojado en el palacio de sus orillas, donde urdió su plan de invasión (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

Años más tarde, en 1833, época de otras disputas, se sitió un reduto de las tropas de Miguel en el Lugar do Telheiro, para cortar la carretera que unía Oporto con Braga (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

El potencial urbanístico y la riqueza de los recursos naturales hicieron que, tanto a finales del siglo XIX como en los dos primeros trimestres del siglo XX, S. Mamede fuera reconocido como un "hermoso balneario" (según el periódico *Lidador*) donde abundaban los paseos en barco, los picnics, los bailes dominicales y las tertulias que a menudo tenían lugar allí (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

La actual ciudad de São Mamede de Infesta tiene unos 25 mil habitantes y 19.900 votantes.

5.2.2. ENCUADRAMIENTO GEOGRÁFICO Y DISTRIBUCIÓN DE POBLACIÓN

El municipio de Matosinhos está situado en la Región Norte de Portugal, forma parte del NUT III del Gran Oporto, pertenece al distrito de Oporto y está integrado en la nueva Gran Área Metropolitana de Oporto (Guedes, 2015).

La densidad de población de Matosinhos, y la región en la que se integra, hace que sus límites se desdibujen con las comarcas que la confrontan (Guedes, 2015).

Matosinhos se compone actualmente de 4 distritos, resultantes de la agrupación de 10 distritos en 2013:

- Unión de freguesias de Custóias, Leça do Balio y Guifões;
- Consejos parroquiales de Matosinhos y Leça da Palmeira;
- Asociaciones parroquiales de Perafita, Lavra y Santa Cruz do Bispo;
- Consejos parroquiales de São Mamede Infesta y Senhora da Hora.

El municipio de Matosinhos tiene unos 175 478 habitantes (Censo de 2011). La densidad de población es de 1274,3 personas/km² distribuidas en 62,42km² (Guedes, 2015).

5.2.3. CARACTERIZACIÓN DEMOGRÁFICA DEL CONCEJO DE MATOSINHOS

La población del municipio de Matosinhos, registrada por el Instituto Nacional de Estadística (INE) en 2001, está compuesta por 167 026 individuos, Los distritos más poblados son Matosinhos, São Mamede de Infesta y Senhora da Hora (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

A continuación, en el Gráfico 8 se muestra una estimativa de la evolución de la población residente de Matosinhos:

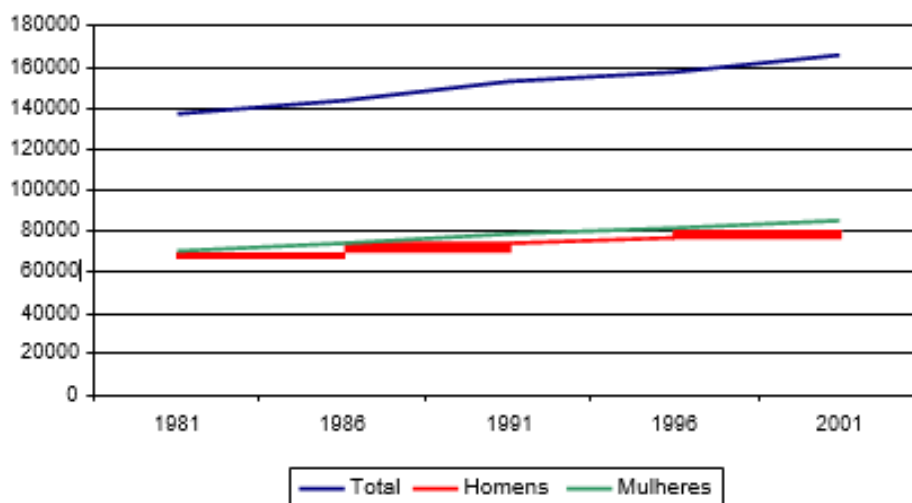


Gráfico 8 – Estimativa de la población residente, evolución de la población residente, (1981 - 2001) (Fuente: INE)

Los distritos que más contribuyeron al crecimiento demográfico del municipio fueron Senhora da Hora y Custóias, que tuvieron, entre 1991 y 2001, un crecimiento del 32,79% y del 22,09%, respectivamente (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

A continuación, se muestra en la Tabla 3 la población residente y variación porcentual de la población residente, 1981, 1991 y 2001.

	População residente			Variação percentual	
	1981	1991	2001	1981 e 1991	1991 e 2001
Custóias	12.302	14.797	18.065	20,28%	22,09%
Guifões	8.407	10.925	9.686	29,95%	-11,34%
Lavra	7.682	8.894	9.408	15,78%	5,78%
Leça do Balio	13.681	14.329	15.673	4,74%	9,38%
Leça da Palmeira	15.214	15.605	17.215	2,57%	10,32%
Matosinhos	30.471	29.798	28.488	-2,21%	-4,40%
Perafita	10.053	11.340	12.298	12,80%	8,45%
Santa Cruz do Bispo	6.414	5.538	6.108	-13,66%	10,29%
São Mamede de Infesta	18.953	20.468	23.542	7,99%	15,02%
Senhora da Hora	13.321	19.988	26.543	50,05%	32,79%
Concelho	136.498	151.682	167.026	11,12%	10,12%

Tabla 3 - Censos (Fuente: INE)

En el Gráfico 9, se muestra la distribución porcentual de la población residente, por distritos, 1981,1991,2001.

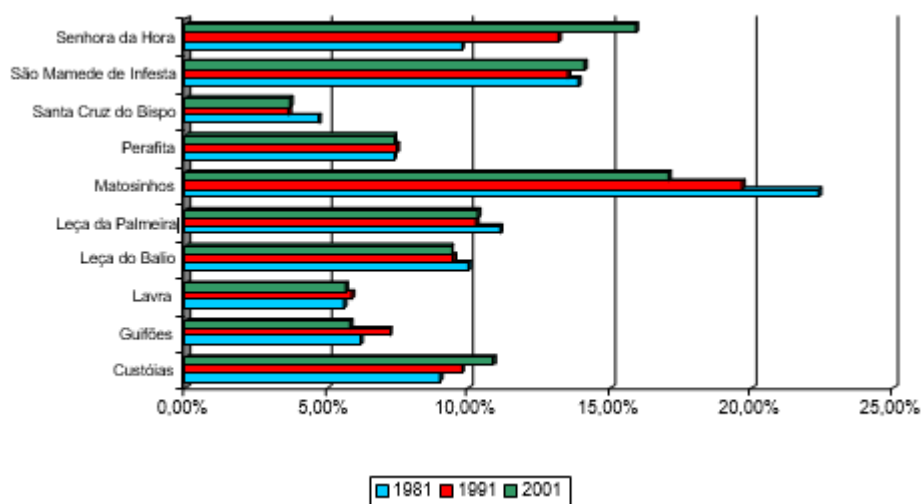


Gráfico 9 - Censos (Fuente: INE)

5.2.4. DENSIDAD DE POBLACIÓN

La evolución de la densidad de población en el municipio muestra naturalmente una tendencia al crecimiento, siguiendo el crecimiento de la población residente (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

A excepción de Lavra y Perafita, todos los demás distritos que integran el municipio de Matosinhos tienen densidades de población superiores a las medias de la región Norte y de Portugal (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

En la Tabla 4 se muestra la densidad de población en 2001 por distritos en Matosinhos:

Freguesias	Área Total (km ²)	Populaçã o residente (n.º)	Densidade populacional (Hab/km ²)
Custóias	6,05	18.065	2.986,0
Guifões	3,68	9.686	2.632,1
Lavra	10,3	9.408	913,4
Leça do Balio	9,08	15.673	1.726,1
Leça da Palmeira	7,16	17.215	2.404,3
Matosinhos	4,8	28.488	5.935,0
Perafita	8,67	12.298	1.418,5
Santa Cruz do Bispo	3,64	6.108	1.678,0
São Mamede de Infesta	4,83	23.542	4.874,1
Senhora da Hora	3,7	26.543	7.173,8

Tabla 4 - Densidad de población en 2001, por distrito (Fuente: INE, Censos y Pesquisa por Unidade Territorial)

Los distritos de Senhora da Hora, Matosinhos y São Mamede de Infesta tienen valores de densidad de población excepcionalmente altos (Tabla 4), muy por encima de la media del municipio (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

A continuación, se muestra en el Gráfico 10 la densidad de población por distritos en 1981, 1991 e 2001, respectivamente:

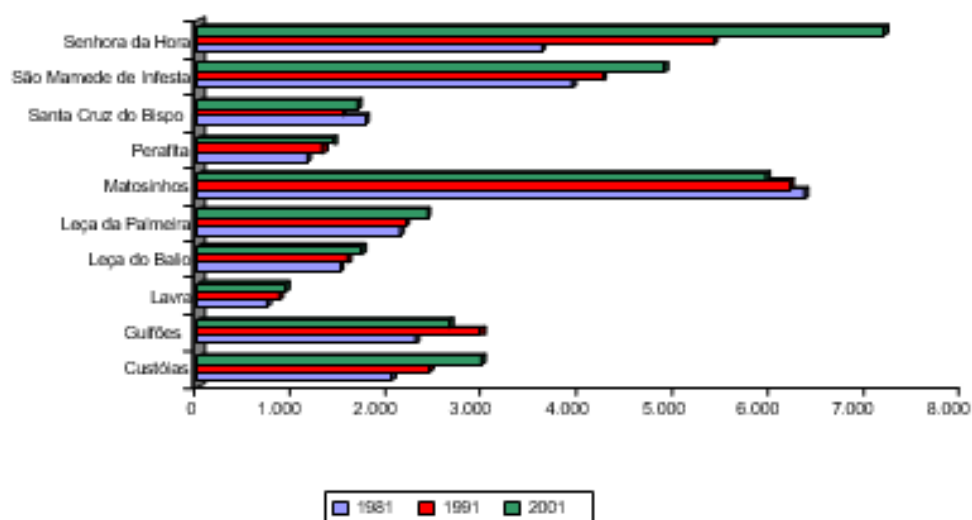


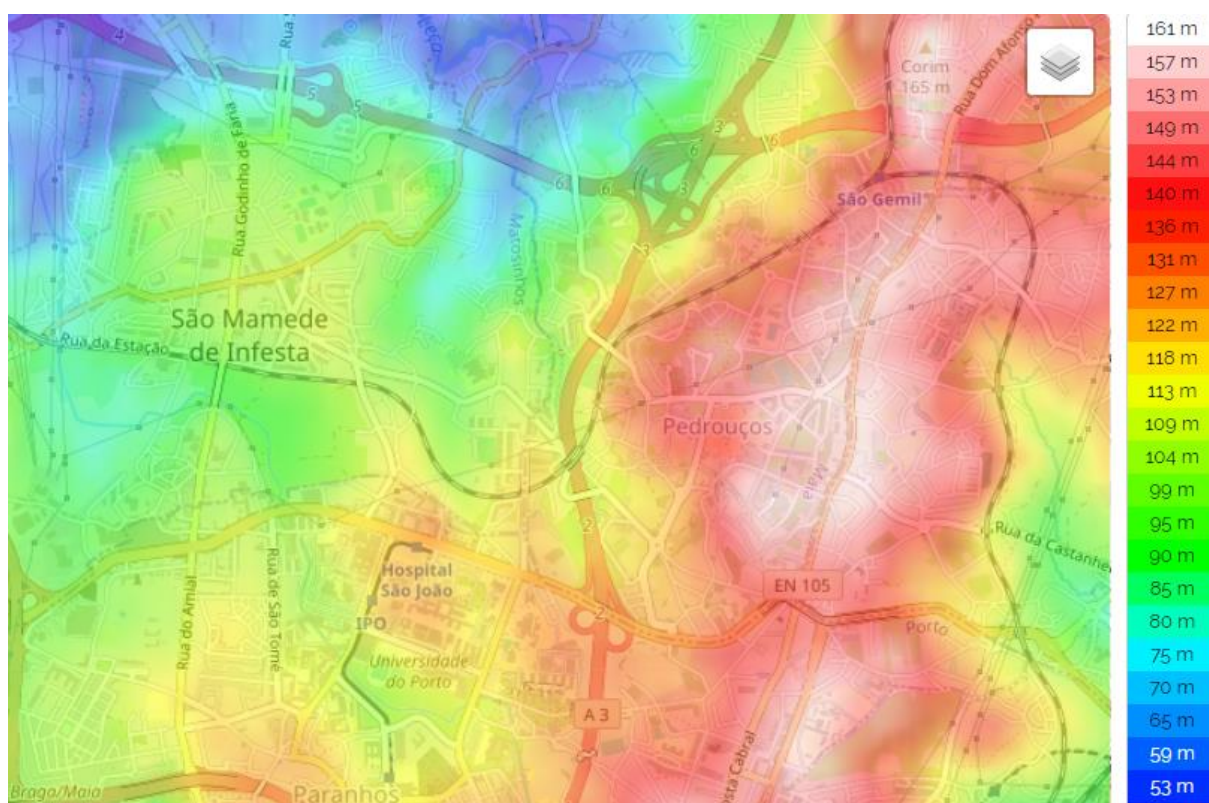
Gráfico 10 - Densidad de población (Fuente: INE, Censos y Pesquisa por Unidade Territorio)

5.2.5. HIPSOMETRÍA

En el siguiente análisis de un mapa hipsométrico del distrito de São Mamede de Infesta, permite estimar una suave gama de amplitudes altimétricas, que corresponde a 49 metros entre el punto más bajo y aproximadamente 125 metros el punto más alto.

Una parte importante del distrito se encuentra entre los 90 y 110 metros de altitud, mientras que las áreas con altitudes superiores a los 110 metros son muy escasas. La clase de altitudes más bajas (0-80 metros) corresponden en torno al 20% del territorio. La clase de altitudes medias (entre 80-100 metros) corresponden al 55% de la superficie estudiada. Por último, más alta del distrito corresponde a unas altitudes de entre 100-120 metros con una superficie del 25%. Esta escasa amplitud de altitudes va a tener una relevancia significativa a la hora de proyectar el sistema de aguas pluviales ya que el sistema será drenado por gravedad.

A continuación, se representa en la Fotografía 12 el análisis de un mapa hipsométrico de São Mamede de Infesta que interpreta una gama de amplitudes altimétricas:



Fotografia 12 – Mapa topográfico (Fuente: Topographic-map)

5.2.6. PRECIPITACIONES

El clima de la región del Plan de la Cuenca Hidrográfica del Río Leça (PBH) resulta de su posición geográfica y de su proximidad al Atlántico, así como de la forma y disposición de los principales relieves (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

Estos factores determinan que la región de Matosinhos sea relativamente lluviosa, con valores de precipitación media anual que oscilan entre los 900 y los 2.400 mm, donde, en los sectores altos de la cuenca, se registran valores de precipitación media anual en torno a los 2.000 mm, repartidos en unos 130 días. Se observa una tendencia estable de precipitación media a lo largo de las últimas décadas. El valor registrado en el último año corresponde a 1.354,6 milímetros en 2020. La frecuencia de las precipitaciones muestra la ocurrencia de lluvias de gran intensidad (Câmara Municipal de Matosinhos, 2006).

En el Gráfico 11 se muestra la alta intensidad registrada a lo largo de las décadas:

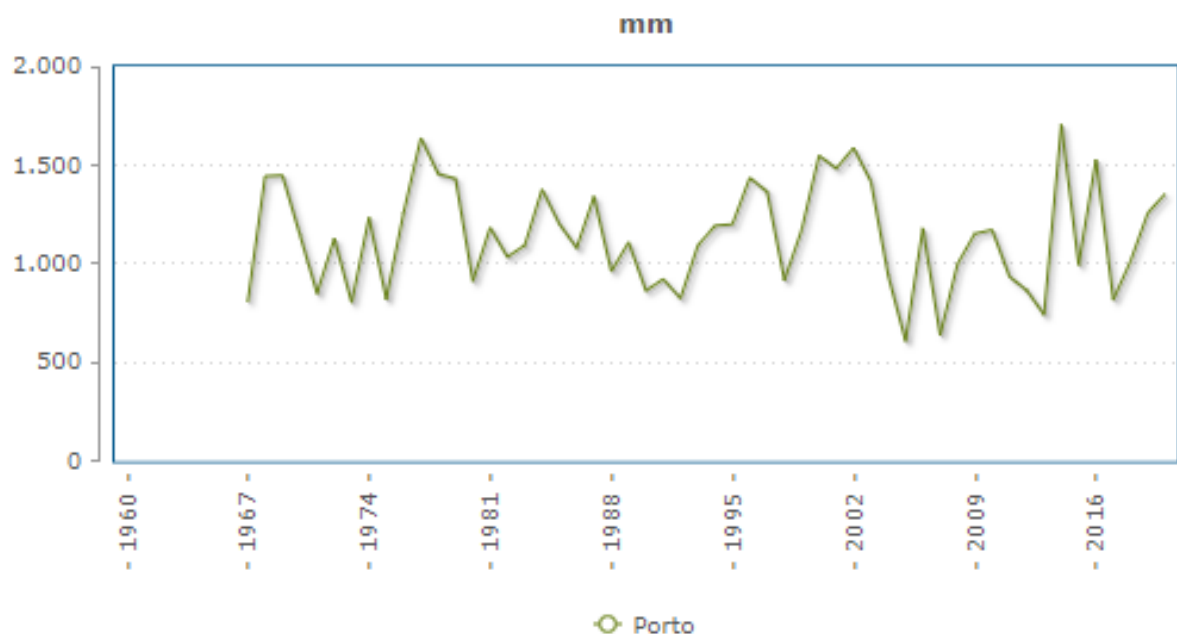


Gráfico 11 – Valores de precipitación anual de la estación Porto (Fuente: (PORDATA, 2021))

5.2.7. CLASIFICACIÓN Y CALIFICACIÓN DEL SUELO

La conformidad del estado de la calificación del territorio clasificado como suelo rural en relación con lo caracterizado y previsto por la ley, no es tan distante en el caso del municipio de Matosinhos, ya que, como se comprobó, cerca de 1/3 de los municipios sigue correspondiendo a una zona con características ambientales, físicas, sociales y funcionales y características funcionales de la ruralidad. Sin embargo, la fragmentación de esta ocupación territorial es la más preocupante prioridad al cambio, mediante intervenciones adecuadas (Simoni e Silva, 2019).

La Fotografía 13 representa la clasificación y cualificación del suelo en el municipio de Matosinhos:



Fotografia 13 – Plano Director Municipal de Matosinhos, Clasificación y cualificación del suelo (Fuente: Câmara Municipal de Matosinhos)

El Plan Director Municipal de Matosinhos se encuentra, en 2015, en proceso de revisión. Dado que el PDM actualmente en vigor está regulado por la Orden nº 92/927, de 3 de septiembre de 1992, todavía bajo el Decreto Ley nº 69/90, ya derogado (Câmara municipal de matosinhos, 2013).

En el reglamento de la PDMM se define en el artículo 2, que el territorio de El municipio de Matosinhos está cubierto por tres tipos de áreas con lo siguiente designaciones:

- a) Zona urbana y urbanizable;
- b) Zona no urbanizable;
- c) Zona de protección estricta.

La "Zona Urbana y Urbanizable", designada por el artículo 4, comprende las siguientes áreas:

- Zona predominantemente residencial;
- Zona exclusiva para viviendas unifamiliares;
- Predominio del área de servicio;

- Predominantemente área de servicio y almacenamiento;
- Exclusivo espacio de almacenamiento abierto:
- Zona exclusiva de almacenamiento de combustible;
- Zona predominantemente industrial;
- Área de equipamiento;
- Zona verde, zona de parque y cortina de protección ambiental;
- Conjunto arquitectónico/paisajístico a salvaguardar.

Haciendo una comparación global del territorio de la malla de Porto es difícil entender qué municipio es más o menos rural y aunque las áreas brutas nos permiten establecer una segmentación, sólo el análisis por separado para cada municipio nos permite obtener una mejor comprensión de la proporción entre Suelo Rural y Urbano (Câmara municipal de matosinhos, 2013).

En la siguiente Tabla 5 se muestra la proporción de la clasificación del suelo de cada uno de los municipios:

Superfície da Classificação do Solo	Porto	Matosinhos	Maia	Gondomar	Vila Nova de Gaia
Proporção	0	0,35	0,58	1,60	0,45

Tabla 5 – Proporción de la Clasificación del suelo de cada municipio (Fuente: Luís Guedes)

Comprobamos, por tanto, que este ratio no es igual para todos los municipios, de hecho, Gondomar es el único cuyo ratio es superior a 1. Por el contrario, Oporto cuenta con un ratio de 0, ya que el Suelo Rústico es inexistente en este municipio siendo un suelo impermeabilizado en su totalidad. Matosinhos tiene 0,35 y Vila Nova de Gaia 0,45. Maia, a pesar de tener una superficie bruta de Suelo Rural menor que la de Vila Nova de Gaia, tiene un ratio mayor, de 0,58, lo que puede indicar la mayor ruralidad de este municipio (Guedes, 2015) evitando así problemas relacionados con la impermeabilización de la zona y sus respectivos impactos negativos.

5.3. EMPLAZAMIENTO DEL CASO DE ESTUDIO

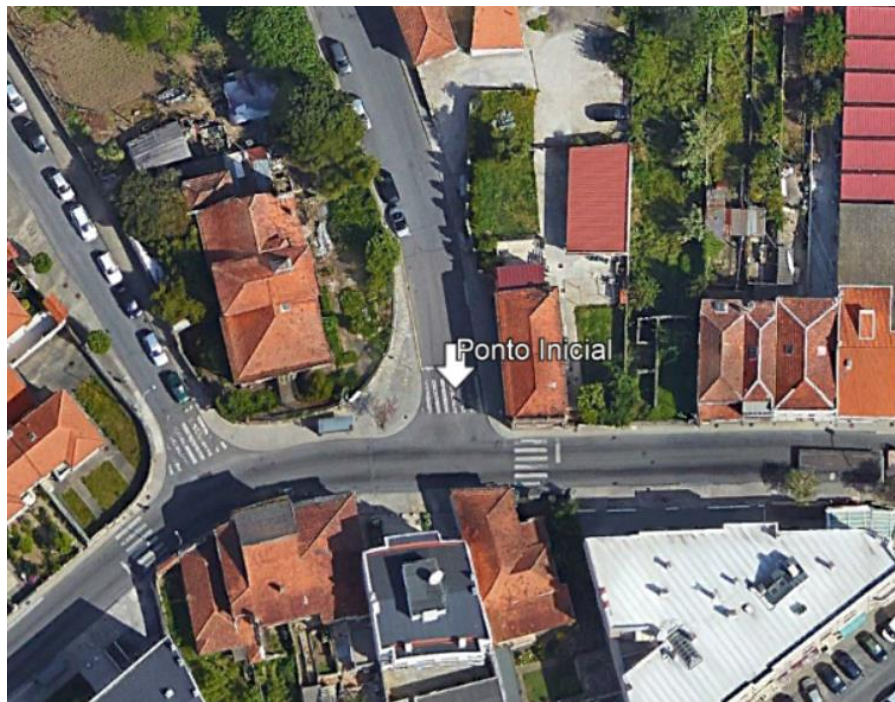
No todas las técnicas SUDS son adecuadas para todos los lugares y, por ello, es importante que las oportunidades y las restricciones sean identificadas en las primeras fases del proceso de diseño.

Por ello, el proceso de diseño comienza con un profundo reconocimiento del lugar, pues tiene implicaciones directas en los objetivos de diseño, la selección del tipo de SUDS, el emplazamiento y la integración con el entorno.

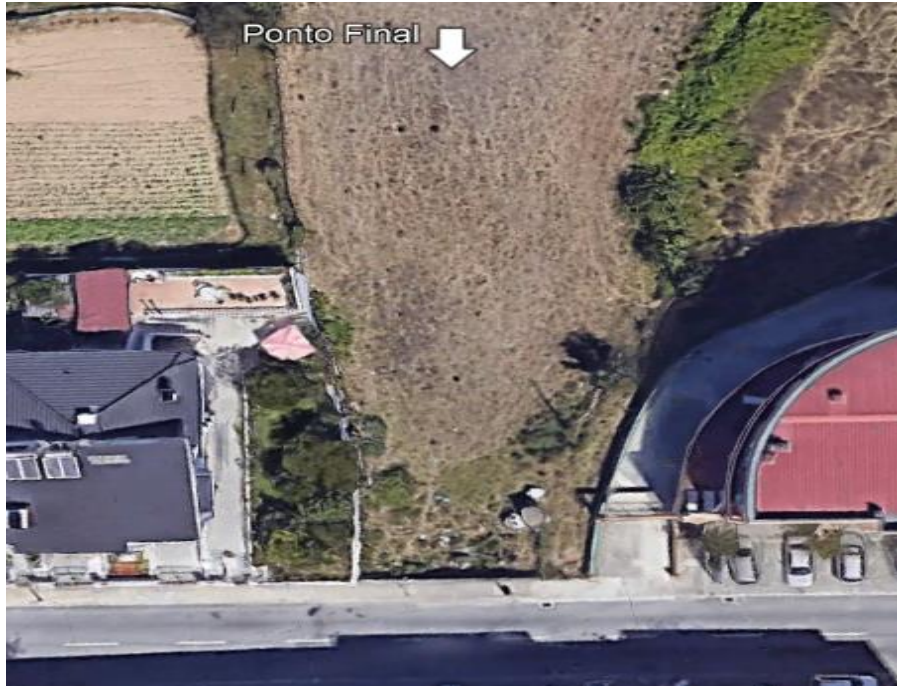
Para completar satisfactoriamente este paso puede ser útil visitar la zona de estudio durante un episodio de lluvia y tomar fotografías.

Dependiendo de la complejidad de la zona de estudio, será necesario o no recurrir a un equipo de expertos para realizar la evaluación de alguno de los aspectos como la infiltración, usos del suelo, etc.

El área de estudio de este proyecto pertenece al distrito de São Mamede de Infesta y Senhora da Hora en la cuenca hidrográfica nº22 del municipio de Matosinhos, concretamente en la Rua Das Laranjeiras teniendo como inicio la propia calle y el final ubicado aguas abajo del estanque de retención localizado junto a la Rua das Laranjeiras como se indica en las siguientes Fotografía 14 y Fotografía 15.

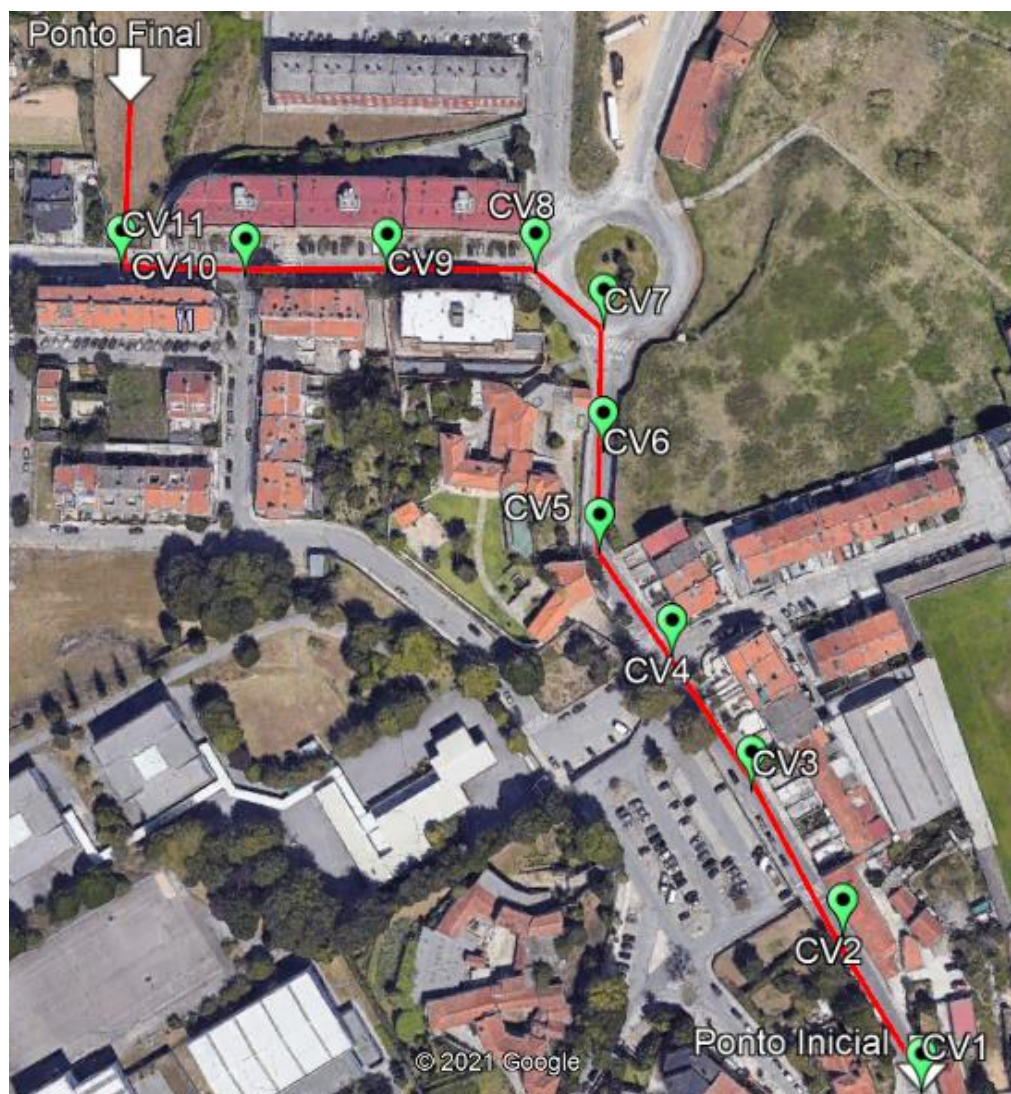


Fotografía 14 – Punto inicial de la red de drenaje (Fuente: Google Earth)



Fotografía 15 - Punto final de la red de drenaje (Fuente: Google Earth)

A continuación, se muestra en la Fotografía 16 el tramo completo de los colectores que cuenta con doce colectores y once pozos de registro.



Fotografia 16 – Ramal del colector de la Rua das Laranjeiras (Fuente: Google Earth)

5.4. IMPLANTACIÓN DE COLECTORES

Como criterio general, el trazado de las redes de drenaje pluvial, tanto en planta como en alzado, deberá evitar pérdidas puntuales de energía, por el contrario, en los flujos con superficie libre es incluso beneficioso tener pérdida de energía, para lo cual se prestará especial atención al diseño de la unión de las conductas, los cambios de alineación, pendiente o sección y demás circunstancias que puedan alterar o distorsionar el flujo hidráulico. El trazado de las redes de alcantarillado será lo más recto posible.

En cuanto a los pozos de registro, son elementos que se instalan para permitir el acceso, la inspección y/o la limpieza de la red, resultando preceptiva su instalación en los puntos siguientes:

- Cabecera de la red;
- Cambios de alineación;

- Cambios de sección;
- Cambios de rasante;
- Unión de ramales.

Con carácter general las superficies funcionales de las uniones deben estar exentas de irregularidades que impidan la realización de una unión estanca de forma duradera.

Los pozos de registro se colocaron, cerca del eje de la calzada y de acuerdo con las exigencias de la normativa, en lo que dice al respecto de las pendientes máximas y las distancias entre los pozos de registro.

A continuación, se muestra en la Fotografía 18 el área a drenar de todo el sistema de aguas pluviales:



Fotografía 17 – Área a drenar (Fuente: Google Earth)

En cuanto a las profundidades mínimas a las que se han de instalar las redes de saneamiento, se procurará que la clave de las conductas de la red de pluviales y de la red unitaria en su caso, tenga una

profundidad mínima $\geq 1,00$ m respecto a la rasante del pavimento. Se ha considerado, por tanto, una profundidad de instalación constante de 1 metro para los pozos de registro. Siempre que la pendiente natural de las calles lo permita, la conducción se procurará instalar paralelamente a la rasante de las mismas con el objetivo de reducir al mínimo el movimiento de tierras necesario. Por ello gracias a la no pronunciada inclinación de las calles, los colectores se instalarán paralelos a la carretera, es decir, con una pendiente igual a la del terreno. Teniendo en cuenta las condiciones mencionadas anteriormente, se obtuvo en la Tabla 6 esquema de distribución:

Tramo	L (m)	Cotas a montante			Cotas a jusante			Inclinaciones	
		Terreno (m)	h (m)	Solera (m)	Terreno (m)	h (m)	Solera (m)	Terreno (%)	Colector (%)
Topo-CV1	5.60	99.85	1.00	98.85	99.60	1.00	98.60	4.46	4.46
CV1-CV2	60.00	99.60	1.00	98.60	96.00	1.00	95.00	6.00	6.00
CV2-CV3	50.00	96.00	1.00	95.00	93.60	1.00	92.60	4.80	4.80
CV3-CV4	56.45	93.60	1.00	92.60	91.45	1.00	90.45	3.81	3.81
CV4-CV5	44.00	91.45	1.00	90.45	89.00	1.00	88.00	5.57	5.57
CV5-CV6	44.00	89.00	1.00	88.00	87.00	1.00	86.00	4.55	4.55
CV6-CV7	30.00	87.00	1.00	86.00	85.30	1.00	84.30	5.67	5.67
CV7-CV8	28.14	85.30	1.00	84.30	84.20	1.00	83.20	3.91	3.91
CV8-CV9	50.00	84.20	1.00	83.20	82.00	1.00	81.00	4.40	4.40
CV9-CV10	50.61	82.00	1.00	81.00	79.70	1.00	78.70	4.54	4.54
CV10-CV11	42.67	79.70	1.00	78.70	79.10	1.00	78.10	1.41	1.41
CV11-A1	20.00	79.10	1.00	78.10	78.45	1.00	77.45	3.25	3.25
A1-E1	20.00	78.45	1.70	76.75	77.10	2.00	75.10	6.75	8.25

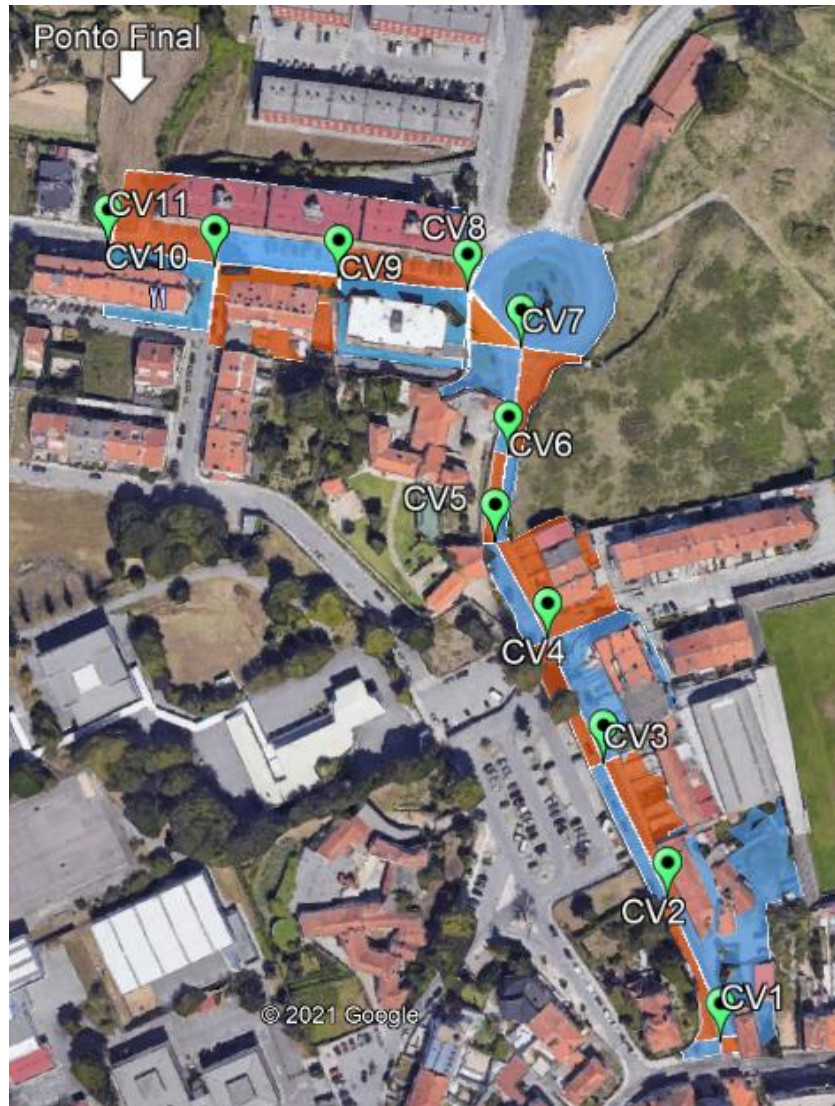
Tabla 6 – Análisis de los pozos de registro

El sistema cuenta con 11 pozos de registro, un estanque de retención denominado A1 y un exutorio que correspondería a la salida fuera del sistema de estudio de aguas pluviales.

5.5. ÁREA A DRENAR

Para diseñar los sistemas de drenaje de aguas pluviales es necesario calcular la escorrentía de las aguas pluviales, es decir, calcular la parte de la lluvia que se convierte en escorrentía. Ese caudal, por tanto, dependerá de las características de las subcuencas que drenen hacia el sistema de aguas pluviales (COSTA, 2012).

A través de Google Earth se efectuó las áreas de las diferentes zonas a drenar como se representa en la siguiente Fotografía 18.



Fotografia 18 - Áreas a drenar entre CV1 e CV11 (Fuente: Google Earth)

Algunas de las consideraciones impuestas son que el punto de separación es el eje medio de la vía pública y que justo al inicio de la Rua das Laranjeiras se encuentra una serie de viviendas que se representan en azul a la derecha (en el sentido del flujo) de la CV2 y se consideró que, por las características geométricas de las viviendas, el área de la subcuenca estaría representada como:



Fotografia 19 - Áreas a drenar a CV2 (Fuente: Google Earth)

En la CV5 y CV6 no puede haber escorrentía procedente del terreno de la derecha porque presenta una gran pared como se puede ver en la Fotografía 20



Fotografía 20 - Áreas a drenar a CV6 (Fuente: Google Earth)

Con estas áreas definidas a través de Google Earth, fue posible calcular las áreas a considerar en la Tabla 7:

Tramo	Área a drenar	
	Esq (m ²)	Dir (m ²)
Topo-CV1	72.8	67.6
CV1-CV2	257	2768
CV2-CV3	277	1228
CV3-CV4	342	1647
CV4-CV5	293	1213
CV5-CV6	179	138
CV6-CV7	489	383
CV7-CV8	186	1868
CV8-CV9	1490	1339
CV9-CV10	1476	1496
CV10-CV11	1070	1239
CV11-A1	0	0
A1-E1	0	0

Tabla 7 - Áreas de las subcuencas

A1 es el elemento estanque de retención necesario para el SWMM donde el flujo es controlado para ser drenado de manera limitada.

5.6. DECRETO NORMATIVO

El dimensionamiento de una red pluvial tiene varios condicionantes, similares a los que se encuentran en el Reglamento General de Distribución de Agua y Saneamiento de Edificios (Decreto Regulator n° 23/95, 1995).

5.6.1. SUMIDEROS

Artículo 164 - "Para la escorrentía de las aguas pluviales en las cunetas deben considerarse los siguientes criterios, de forma acumulativa, para períodos de retorno de 2 a 10 años”:

- Criterio de no desbordamiento: se impone que la altura máxima de la lámina de agua junto a la acera sea la altura del bordillo descontada de 2 cm para la holgura.
- Criterio de limitación de velocidad: la velocidad de escorrentía debe limitarse a 3 m/s para evitar el desgaste del pavimento.
- Criterio para limitar la anchura máxima de la lámina en el barranco del bordillo: la anchura máxima de la lámina en los barrancos del bordillo se reducirá a 1 m.

El periodo de retorno, la región de precipitación, el tiempo de precipitación y el coeficiente de escorrentía se detallan en los siguientes subcapítulos.

5.6.2. COLECTORES

- Para la red general de pluviales, y para redes unitarias, por razones de explotación y mantenimiento, el diámetro nominal mínimo del colector para la conexión de los canales de desagüe (conocidos en portugués como sarjetas) y sumideros (conocidos en portugués como sumidouros) a la red pública de saneamiento es de 200 mm.

Artículo 166 – “La velocidad máxima del flujo para el diseño no debe superar los 5 m/s en los colectores de aguas pluviales unitarios y separativos”. Así mismo, se deberá limitar la velocidad máxima de circulación del agua para evitar que los materiales arrastrados generen erosiones o desgastes en los conductos, debiendo considerarse en cada caso que la resistencia a la abrasión de la red dependerá del material con que esté fabricada la tubería.

Artículo 133 – “La velocidad del flujo para el diseño no será inferior a 0,9 m/s para los colectores de lluvia unitarios y separativos”. Deberá procurarse que las aguas circulen con una velocidad mínima que permita la auto limpieza de las tuberías para evitar la sedimentación o depósito de las materias que las aguas residuales llevan en suspensión.

Artículo 133 – “La pendiente de los colectores no será en general inferior al 0,3% ni superior al 15%”. Las pendientes mínimas y máximas de las conducciones vendrán impuestas por los condicionantes de velocidades de circulación mínimas y máximas fijados en el artículo precedente.

Artículo 165. – “El criterio para limitar la anchura máxima de la lámina de agua en la cuneta junto al bordillo debe reducirse a 1 m”.

5.6.3. PERÍODO DE RETORNO

En el cálculo de los caudales máximos para los que deben diseñarse los sistemas de drenaje es fundamental de tamaño, la elección del tiempo de retorno es fundamental.

Es un parámetro estadístico que, según el artículo 130 "Los periodos de retorno más utilizados son de 5 o 10 años, que pueden reducirse a 2 o incluso 1 año en situaciones cuidadosamente estudiadas de cuencas muy planas, con un alto porcentaje de espacios abiertos permeables, o aumentar a 20 o 25 años en grandes cuencas densamente edificadas y con pendiente".

Para un drenaje sostenible, sería contraproducente el uso de periodos de retorno elevados, ya que lo que se pretende es gestionar volumen de agua y no asegurar un buen drenaje superficial en situaciones extraordinarias. (SUDS,2020)

Para el cálculo de una red de drenaje convencional de implantación local se suele tomar una lluvia de diseño definida para un periodo de retorno (T) de 10 años. (SUDS,2020)

En el presente proyecto, la cuenca no reúne ninguna de las características de las cuencas muy planas, densamente edificadas y con pendiente, ni de los espacios abiertos elevados, por lo que se considera un valor de 10 años para el tiempo de retorno.

5.6.4. DURACIÓN DE LAS PRECIPITACIONES

Según el artículo 128 "Las duraciones a considerar son el equivalente al tiempo de concentración, que es la suma del tiempo de recorrido y el tiempo inicial, que puede variar entre cinco minutos en zonas de pendiente y con alta densidad de canales de desagüe (denominadas en portugués sarjetas), y quince minutos en zonas llanas con baja densidad de estos elementos accesorios".

El tiempo de concentración, t_c , es el tiempo necesario para que una gota de agua caiga sobre el el punto hidráulicamente más alejado de la cuenca llega a la sección en estudio (COSTA, 2012).

Los factores que influyen en el tiempo de concentración de una cuenca son:

- Forma de la cuenca;
- Pendiente media de la cuenca;
- Tipo de cubierta vegetal;
- Longitud y pendiente del curso de agua principal y de los afluentes;
- Distancia horizontal entre el punto más alejado de la cuenca y su salida;
- Condiciones del suelo en las que se encuentra la cuenca al inicio de las precipitaciones.

La zona estudiada tiene zonas inclinadas y partes más planas, por lo que se consideró un valor intermedio de 8 minutos.

5.7. REGIONES PLUVIOMÉTRICAS

Las zonas incluidas en las diferentes regiones pluviométricas se indican en el anexo IX del Reglamento, pero se puede decir lo siguiente (COSTA, 2012):

- La región A: incluye la generalidad del país;
- La región B: incluye una serie de municipios, situados en su mayoría en Trás-os-Montes, en los que la intensidad de las precipitaciones puede considerarse el 80% de los valores de la región A;
- La región C incluye comarcas con lluvias intensas, en las que la intensidad de las precipitaciones puede considerarse en torno al 120% de los valores de la región A.

El decreto normativo prevé 3 regiones pluviales diferentes, denominadas A, B y C, como se indica en el anexo IX expresado en la Tabla 8:

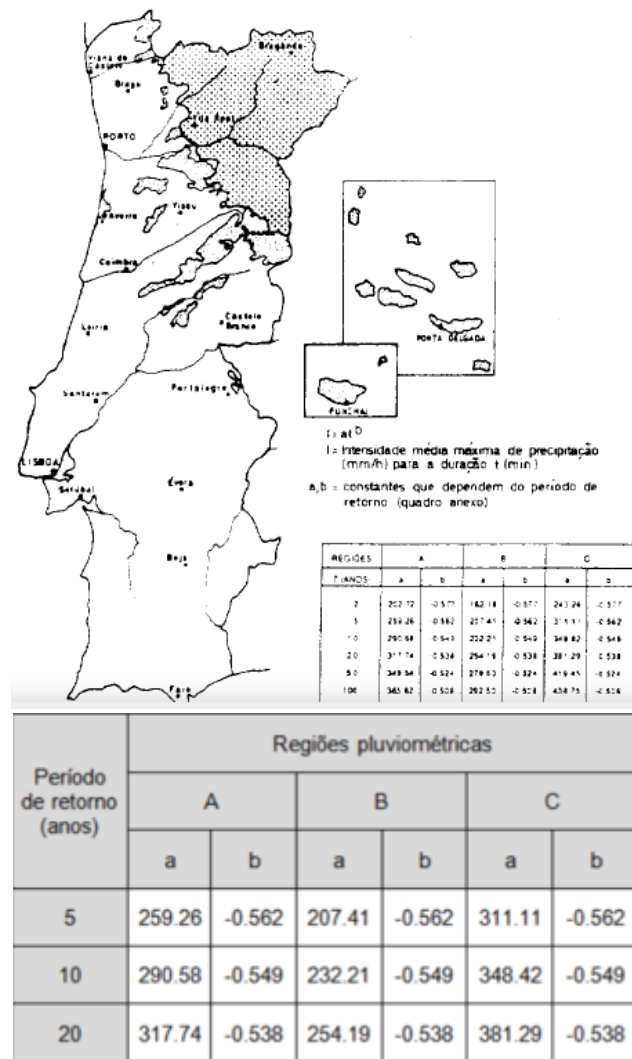


Tabla 8 - Regiones pluviales (Fuente: Decreto Regulamentar nº 23/95 de 23-08-1995)

El área de estudio se encuentra en el municipio de Matosinhos por lo que se encuentra en la Región A, identificada en el mapa anterior, para un período de retorno de 10 años que se discutió anteriormente tenemos los valores de a igual a 290,58 y b igual a -0,549.

5.8. COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA

Se define como coeficiente de escorrentía al cociente del caudal que discurre por la superficie en relación con el caudal total precipitado, variando su valor según las características propias de cada zona de la cuenca en estudio.

De los diferentes modelos de producción de escorrentía superficial, se ha seleccionado el método de coeficiente de escorrentía por ser el más sencillo.

Debido a la variedad de superficies de drenaje es necesario utilizar un coeficiente para cada tipo de ellas, para este proyecto se consideró la siguiente Tabla 9:

Ocupação do solo	C
Zonas verdes:	
- baldios	0.1 - 0.3
- relvados em solos arenosos	0.05 - 0.20
- relvados em solos pesados	0.15 - 0.35
- campos desportivos	0.20 - 0.35
Zonas comerciais:	
- centro da cidade	0.70 - 0.95
- periferia	0.50 - 0.70
Zonas residenciais:	
- habitações individuais no centro da cidade	0.30 - 0.50
- habitações individuais na periferia	0.25 - 0.40
- habitações colectivas	0.50 - 0.70
- telhados e Coberturas	0.75 - 0.95
Zonas industriais:	
- dispersa	0.50 - 0.80
- concentrada	0.60 - 0.90
Vias de comunicação:	
- asfaltadas	0.70 - 0.90
- de betão	0.80 - 0.95
- passeios	0.75 - 0.85

Tabla 9 – Ocupación del suelo (Fuente: ASCE/WEF, citado en Chow,1962)

En determinadas zonas se consideraron valores intermedios como el valor de 0,8 para las zonas de vías de comunicación asfaltadas, y para casos más detallados en los que había una mezcla de zonas siendo la media de las mismas.

En algunos tramos debido a la diversidad presente en el terreno se hizo una media aritmética entre ellos con por ejemplo las zonas de comunicación y cubierta en las que se consideró un coeficiente de comunicación vial de 0,8 y un valor de cubiertas y tejados de 0,85 por lo que se hizo la media aritmética y tiene un valor de 0,825.

Los diferentes valores de los Coeficientes de escorrentía serán expresados en la Tabla 10:

Tramo	Área a drenar			
	Esq (m ²)	C	Dir (m ²)	C
Topo-CV1	72.8	0.8	67.6	0.825
CV1-CV2	257	0.8	2768	0.45
CV2-CV3	277	0.8	1228	0.75
CV3-CV4	342	0.8	1647	0.75
CV4-CV5	293	0.8	1213	0.75
CV5-CV6	179	0.8	138	0.8
CV6-CV7	489	0.475	383	0.8
CV7-CV8	186	0.75	1868	0.75
CV8-CV9	1490	0.75	1339	0.75
CV9-CV10	1476	0.75	1496	0.7
CV10-CV11	1070	0.75	1239	0.7
CV11-A1	0	0	0	0
A1-E1	0	0	0	0

Tabla 10 – Coeficientes de escorrentía

Para calcular el coeficiente medio de escorrentía de la cuenca afluente al punto en estudio, utilizaremos la expresión siguiente:

$$C_m = \frac{\sum A_i \times C_i}{A} \text{ (Adimensional)}$$

Siendo A_i y C_i las superficies y los coeficientes de escorrentía respectivos de cada una de las zonas parciales de que se compone el área total A de la cuenca afluente al punto objeto de estudio.

5.9. MATERIALES

Con carácter general, las tuberías empleadas en las redes de saneamiento deberán ser capaces de soportar los esfuerzos a los que van a estar sometidos durante su almacenamiento, transporte, acopio en obra, montaje y puesta en funcionamiento siendo sus características fundamentales a considerar las siguientes:

- Resistencia a las sollicitaciones internas o externas, tanto mecánicas como químicas y biológicas.
- Resistencia a la abrasión de las partículas arrastradas por el efluente.
- Estandeidad e impermeabilidad, para evitar tanto las pérdidas hacia el exterior como la penetración de aguas exteriores al interior de los mismos.

Para la elección del tipo de conducta a utilizar en cada caso se habrá de tener en cuenta, además de las características específicas de los materiales empleados en la fabricación de las tuberías, criterios de funcionalidad de la red, debiendo procurarse la homogeneidad entre las conducciones a instalar y las existentes en el sector.

Hay dos elementos diferentes, que son los sumideros y los colectores, cada uno con características hidráulicas diferentes.

5.9.1. SUMIDEROS

Denominados sumidouros en portugués a las rendijas que conectan el pavimento con la red de drenaje subterránea. Los elementos que recogen el agua desde el pavimento hasta los sumideros son las valetas que están asociadas a una carretera y que es necesario conocer su composición, ya que es un elemento ausente, se arbitró un pavimento bituminoso con K_s igual a $65 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$.

5.9.2. COLECTORES

La marca Politejo Grupo fue utilizada para las redes pluviales de Ambidur (PP), que son tubos de Polipropileno o Polietileno de Alta Densidad para sistemas de drenaje, saneamiento y cableado, con los siguientes diámetros.

A continuación, se expresa en la Tabla 11 los diámetros nominales según su rigidez:

Tubos Polipropileno Corrugados (6 metros úteis)

Diámetro Nominal (mm)	Clase de Rigidez SN (kN/m ²)	
125	6	8
160	6	8
200	6	8
250	6	8
315	6	8
400	6	8
500	6	8
630	6	8
800	6	8
1000	6	8
1200	6	8

Tabla 11 – Diámetros tubos de polipropileno (Fuente: Politejo, 2018)

El valor de K_s se toma del contenido de la unidad de la asignatura SDUR

Material	$K_s \text{ (m}^{1/3}\text{s}^{-1}\text{)}$
Ferro fundido não revestido	60
Ferro fundido revestido	70
Betão liso	75
PVC	110
PEAD	125

Tabla 12 - Valores de k_s , para diferentes materiales (Fuente: SDUR, 2020)

Para el material Polietileno de Alta Densidad fue considerado un valor de $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$.

5.10. CÁLCULOS

En este capítulo se dispone a dimensionar los elementos de drenaje como son los sumideros y colectores a través del cálculo del caudal máximo utilizando la fórmula de Manning Strickler.

Para el dimensionamiento hidráulico de la conducción se considerará, exclusivamente, el caudal de diseño de aguas pluviales correspondiente al periodo de retorno adoptado.

Las precipitaciones presentan una gran variabilidad espacial y temporal y las cuencas de drenaje de las zonas urbanas tienen características muy variadas, sobre todo en cuanto a la impermeabilidad de las superficies y las dimensiones.

Estos flujos pueden calcularse mediante métodos simplificados o métodos más elaborados basados en formulaciones más o menos complejas.

5.10.1. INTENSIDAD DE LA LLUVIA

La precipitación utilizada en el método racional está representada por la intensidad media máxima para un período igual al tiempo de concentración de la cuenca. La intensidad de las precipitaciones depende de la duración de la precipitación y el tiempo de retorno.

Cuanto mayor sea el tiempo de retorno, mayor será la intensidad de las precipitaciones y tiempo de precipitación considerado, menor es la intensidad de la precipitación (COSTA, 2012).

La intensidad media de precipitación I_t , correspondiente a un periodo de retorno determinado y a un intervalo de tiempo t , la obtendremos empleando la fórmula:

$$I = a * t^b \left(\frac{mm}{h} \right)$$

Siendo:

I – Intensidad media máxima (mm/h);

t – Tiempo de precipitación (min).

Los parámetros a y b son adimensionales y dependen de la región pluvial y del periodo de retorno considerado.

A partir de los datos registrados en las estaciones pluviométricas existentes en la zona, siendo que los valores ya han sido determinados previamente con a igual a 290,58 y b igual a -0,549 y el valor de t igual a 8 minutos, dando un valor de 92,78 mm/h.

5.10.2. CAUDAL DRENADO

Para su diseño, el primer paso que se debe dar es la realización del estudio del ciclo hidrológico local. Para ello hay de definir la lluvia de diseño que permitirá dimensionar el sistema de drenaje. (SDUR, 2020)

Se determina en función de la superficie a drenar:

$$Qa \text{ drenar} = \frac{I * C * (Area \text{ a drenar})}{3600} \left(\frac{L}{s} \right)$$

Donde:

Q: Caudal de cálculo en (L/s);

C: coeficiente de escorrentía de la superficie drenada;

It: intensidad media de la precipitación en mm/h;

A: área de la superficie drenada en metros cuadrados.

5.11.3. DIMENSIONAMIENTO DE LOS SUMIDEROS

El caudal se realiza en superficie libre utilizando la siguiente fórmula de Manning Strickler:

$$Q_{max} = K_s * \left(\frac{\alpha}{2} \right)^{5/3} (1 + \alpha)^{-2/3} * L^{8/3} * i^{1/2} \left(\frac{L}{s} \right)$$

Con los valores de:

Ks: 65 m^{1/3}/s⁻¹;

α: 2.5%;

L: Igual al ancho máximo de 1 metro;

i: Inclinación longitudinal.

El flujo a drenar se hará por separado a la derecha y a la izquierda en base a la fórmula anteriormente:

$$Qa \text{ drenar} = \frac{I * C * (Area \text{ a drenar})}{3600} \left(\frac{L}{s} \right)$$

El número mínimo de sumideros es calculado mediante el máximo de los tres valores siguientes:

$$N \text{ minimo sumideros} = \text{Maximo} \left\{ \frac{Qa \text{ drenar derecha}}{Q_{max}}; \frac{Qa \text{ drenar izquierda}}{Q_{max}}; 1 \right\}$$

Una vez determinado el número mínimo de sumideros, se comprueba la anchura utilizando la misma ecuación que para el caudal máximo, pero restando la anchura.

$$Q_{\max} = K_s * \left(\frac{\alpha}{2}\right)^{5/3} (1 + \alpha)^{-2/3} * L^{8/3} * i^{1/2} \left(\frac{L}{s}\right)$$

Y la velocidad:

$$U = \frac{\frac{Q \text{ a drenar}/1000}{n \text{ de sumidouros}}}{\frac{L^2 * \tan(i \text{ transversal})}{2}} \left(\frac{m}{s}\right)$$

Mediante las fórmulas anteriores se obtiene en la Tabla 13 las verificaciones de la velocidad:

Tramo	Nº min de sumideros en cada lado	Verificación			
		L _{Esq} (m) Máx: 1 m	U _{Esq} (m/s) Máx: 3 m/s	L _{Dir} (m) Máx: 1 m	U _{Dir} (m/s) Máx: 3 m/s
Topo-CV1	1	0.51	0.46	0.50	2.90
CV1-CV2	4	0.46	0.50	0.90	0.26
CV2-CV3	3	0.55	0.51	0.94	0.29
CV3-CV4	4	0.56	0.45	0.98	0.17
CV4-CV5	3	0.55	0.54	0.91	0.33
CV5-CV6	1	0.71	0.58	0.64	1.77
CV6-CV7	1	0.82	0.72	0.91	1.00
CV7-CV8	5	0.40	0.37	0.94	0.15
CV8-CV9	4	0.92	0.68	0.88	0.23
CV9-CV10	4	0.91	0.69	0.89	0.23
CV10-CV11	5	0.92	0.39	0.95	0.09

Tabla 13 – Verificación de la velocidad

Se observan valores aceptables de la velocidad tanto por el lado izquierdo como por el lado derecho, cumpliendo con las verificaciones impuestas por el artículo 164.

Debido al tamaño de la hoja de cálculo, se ha añadido la versión completa en los anexos, concretamente, la Tabla 22.

5.10.4. DIMENSIONAMIENTO DE LOS COLECTORES

De la misma forma que para el dimensionamiento de los sumideros, se proporcionó una hoja de cálculo, introduciendo los valores de la distancia entre los pozos de registro, cotas aguas arriba y aguas abajo del terreno y solera, junto con las áreas a desaguar, que siendo para un colector de sección circular no es la diferenciación de izquierda y derecha como en el caso de los sumideros sino una única área que equivaldría a la suma del área izquierda y derecha en los sumideros, el valor del coeficiente de escorrentía que será la media del coeficiente de escorrentía izquierda y derecha en los sumideros.

En el cálculo de la intensidad se mantienen los valores de a 290,58 y b igual a -0,549 debido a que se mantiene en la misma región, pero el tiempo aumentará a medida que avance la escorrentía, este tiempo se llama tiempo de recorrido.

$$I = a * (t + t_{rec})^b \left(\frac{mm}{h}\right)$$

El caudal para sección circular se calcula de la siguiente manera:

$$Q = \frac{I}{1000} * \frac{\sum(C * A)}{3600} \left(\frac{L}{s}\right)$$

Posteriormente se busca determinar el y/d, la velocidad y el tiempo de recorrido a añadir para el siguiente tramo.

Primero se elige un diámetro en un proceso iterativo. Para este diámetro se calcula el caudal de la sección completa:

$$Q_0 = 2 * K_s * \left(\frac{\pi * D^2}{8}\right) * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * i^{0.5} \left(\frac{L}{s}\right)$$

Con este caudal y el obtenido anteriormente, se determina la relación entre ambos para utilizar las expresiones de Malafaya-Proença:

$$q = \frac{Q}{Q_0} \text{ (adimensional)}$$

Así, permite determinar y/d con la siguiente ecuación:

$$\frac{y}{d} = 0.603 * q^{0.466} * e^{q*0.282} \text{ (adimensional)}$$

A continuación, el valor de y y x, con el valor del diámetro en milímetros:

$$y = \frac{\frac{y}{d} * \text{Diametro interior}}{1000} \text{ (m)}$$

$$x = \arccos\left(1 - 2 * \frac{y}{\frac{\text{Diametro interior}}{1000}}\right) \text{ (m)}$$

Así se alcanza la velocidad que permite hacer el segundo control:

$$U = \frac{Q}{\left(\frac{\text{Dinterno}}{1000}\right)^2 * (2 * x - \sin(2 * x))} \left(\frac{m}{s}\right)$$

Finalmente se calcular el tiempo de recorrido para sumarlo al anterior y así poder pasar al siguiente tramo de la red:

$$t_{\text{recorrido}} = \frac{L}{\bar{U}} \left(\text{min} \right)$$

Con estos valores se puede comprobar en la Tabla 14 el tiempo de recorrido de los diferentes tramos:

Tramo	L (m)	D (mm)		Q ₀ sección llena	q (Q/Q ₀)	y/D	y (m)	x (rad)	U (m/s)	t _{recorrido} (min)
		nominal	interior							
Topo-CV1	5.60	250	218.4	0.091	0.03	0.12	0.03	0.72	1.12	0.08
CV1-CV2	60.00	250	218.4	0.106	0.49	0.49	0.11	1.56	2.78	0.36
CV2-CV3	50.00	250	218.4	0.095	0.84	0.70	0.15	1.99	2.81	0.30
CV3-CV4	56.45	315	274.8	0.155	0.74	0.65	0.18	1.87	2.84	0.33
CV4-CV5	44.00	315	274.8	0.188	0.75	0.65	0.18	1.88	3.45	0.21
CV5-CV6	44.00	315	274.8	0.170	0.86	0.72	0.20	2.02	3.21	0.23
CV6-CV7	30.00	315	274.8	0.189	0.83	0.70	0.19	1.98	3.55	0.14
CV7-CV8	28.14	315	274.8	0.157	1.22	0.93	0.26	2.61	3.33	0.14
CV8-CV9	50.00	400	348.6	0.315	0.76	0.66	0.23	1.89	3.59	0.23
CV9-CV10	50.61	400	348.6	0.320	0.89	0.73	0.26	2.06	3.79	0.22
CV10-CV11	42.67	500	437.2	0.326	0.98	0.79	0.34	2.18	2.52	0.28
CV11-A1	20.00	500	437.2	0.495	0.63	0.58	0.26	1.74	3.45	0.10
A1-E1	20.00	315	274.8	0.180	1.20	0.96	0.20	1.88	4.89	0.07

Tabla 14 – Comprobaciones referentes al dimensionamiento y tiempo de recorrido

Con este dimensionamiento se pueden garantizar los requisitos de velocidad mínima y máxima incluyendo también que el flujo no esté bajo presión, condición importante para no ocasionar roturas en los tubos por compresión.

Con un diámetro inferior correspondiente al último colector se pretende conseguir una evacuación de los flujos de aguas procedentes del estanque de retención de manera más prolongada en el tiempo acercándose así a volúmenes de escorrentía similares al anterior al desarrollo urbano como se muestra en el Gráfico 3

Debido al tamaño de la hoja de cálculo, la versión completa se ha añadido al anexo concretamente a la Tabla 23 que se muestra en la parte final del presente trabajo.

5.10.5. DIMENSIONAMIENTO DEL ESTANQUE DE RETENCIÓN

El dimensionamiento hidráulico de un Estanque de Retención consiste, fundamentalmente, en la definición del volumen necesario para regular el caudal afluente, de modo que el caudal máximo efluente no supere, para un período de retorno determinado, un límite preestablecido.

Este volumen corresponderá a una determinada superficie inundada y a una determinada carga hidráulica en la cuenca, que se determinan en el proceso de dimensionamiento.

La naturaleza del problema, el grado de precisión requerido y la información disponible determinarán el método de de cálculo que se utilizará.

Un método de cálculo simplificado (comúnmente conocido como método holandés) se basa en el conocimiento de las curvas de intensidad-duración-frecuencia (I-D-F) de las precipitaciones en la zona estudiada. Permite calcular el volumen necesario para almacenar la afluencia resultante de la precipitación crítica, de período de retorno T, con el fin de garantizar un caudal constante q, correspondiente a la capacidad máxima de flujo de la estructura de drenaje aguas abajo (Carlos *et al.*, [s.d.]).

El caudal efluente corresponde a la capacidad máxima de caudal aguas abajo, o el caudal efluente anterior a la urbanización para el mismo periodo de retorno (Avilez- Valente, 2020).

La precipitación crítica es la precipitación que, para un caudal determinado efluente, conduce al mayor volumen de almacenamiento.

5.10.5.1. Situación Original

Caudal de inundación

El coeficiente de escorrentía del terreno donde se va a construir la urbanización ($A = 19518,4 \text{ m}^2$), antes de cualquier construcción, es de 0,4.

El diseño del volumen se analiza para un evento de lluvia con un período de retorno de $T = 10$ años. La descarga máxima de la cuenca de retención es compatible con la descarga natural de la cuenca para $T = 10$ años, sabiendo que antes de la construcción de la urbanización el tiempo de concentración de la cuenca era de 20 minutos.

Se calcula la intensidad de precipitación:

$$I = a * t^b \left(\frac{mm}{h} \right)$$

Los parámetros a y b son adimensionales y dependen de la región pluvial y del periodo de retorno considerado.

A partir de los datos registrados en las estaciones pluviométricas existentes en la zona, siendo que los valores ya han sido determinados previamente con a igual a 290,58 y b igual a -0,549 y el valor de t igual a 20 minutos, dando un valor de 56.10 mm/h.

Una vez se ha calculado la intensidad de precipitación, se procede a calcular el caudal de inundación, el cual corresponde al caudal límite donde no se consigue drenar de manera eficiente, antes de la construcción de la urbanización. Los caudales de diseño en los sistemas de drenaje de aguas pluviales se obtienen a través del método racional.

$$Q = \frac{C * I * A}{3600} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

Q: caudal de proyecto;

C: coeficiente de escorrentía (adimensional);

I: intensidad de precipitación (mm/h);

A: área a drenar (m²).

Este caudal $Q_{\text{natural}} = 121.68$ litros por segundo será el valor máximo admisible de descarga, q_R , como caudal efluente de la cuenca de retención, antes de la construcción de la urbanización, para el caso de las escorrentías resultantes de una precipitación con un periodo de retorno de $T = 10$ años.

5.10.5.2. Situación Após Construcción

Caudal de inundación

En este caso, tras la construcción de la urbanización y el sistema de drenaje ha provocado la impermeabilización de las áreas en las cuales se localizaba el terreno sin construir. Esto ha provocado el aumento del coeficiente de escorrentía, provocando diferentes valores para diferentes subcuencas. Por tanto, se calculará $C \cdot A$ total como la suma de las parcelas parciales de cada zona $\sum C \cdot A$.

A continuación, se muestra en la Tabla 15 los valores de cada parcela:

Tramo	Área a drenar (m ²)	C	C.A (m ²)	$\sum C.A$ (m ²)
Topo-CV1	140.4	0.8125	114.1	114.1
CV1-CV2	3025	0.625	1890.6	2004.7
CV2-CV3	1505	0.775	1166.4	3171.1
CV3-CV4	1989	0.775	1541.5	4712.6
CV4-CV5	1506	0.775	1167.2	5879.7
CV5-CV6	317	0.8	253.6	6133.3
CV6-CV7	872	0.6375	555.9	6689.2
CV7-CV8	2054	0.75	1540.5	8229.7
CV8-CV9	2829	0.75	2121.8	10351.5
CV9-CV10	2972	0.725	2154.7	12506.2
CV10-CV11	2309	0.725	1674.0	14180.2

Tabla 15 – Cálculo de áreas y escorrentía

El diseño del volumen se analiza para un evento de lluvia con un período de retorno de $T = 10$ años. La descarga máxima de la cuenca de retención es compatible con la descarga natural de la cuenca para $T = 10$ años, sabiendo que después de la construcción de la urbanización el tiempo de concentración de la cuenca es de 8 minutos.

Se calcula la intensidad de precipitación:

$$I = a * t^b \left(\frac{mm}{h} \right)$$

Los parámetros a y b son adimensionales y dependen de la región pluvial y del periodo de retorno considerado.

A partir de los datos registrados en las estaciones pluviométricas existentes en la zona, siendo que los valores ya han sido determinados previamente con a igual a 290,58 y b igual a -0,549 y el valor de t igual a 8 minutos acordado con el orientador correspondiente al artículo 128, dando un valor de 92.78 milímetros por hora.

Una vez se ha calculado la intensidad de precipitación, se procede a calcular el caudal de inundación después de la construcción de la urbanización. Los caudales de diseño en los sistemas de drenaje de aguas pluviales se obtienen a través del método racional.

$$Q = \frac{C * I * A}{3600} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

Este caudal $Q = 365.47$ litros por segundo será el valor máximo admisible de descarga, q_R , como caudal efluente de la cuenca de retención, após la construcción de la urbanización, para el caso de las escorrentías resultantes de una precipitación con un periodo de retorno de $T = 10$ años, provocando el territorio urbanizado, una mayor impermeabilización del área global y por consiguiente un aumento del valor del coeficiente de escorrentía.

Tiempo crítico

Se define como duración de la lluvia crítica que originará el mayor volumen de agua a almacenar (función de T).

$$t_{cr} = \left(\frac{3600 \times q}{CA \times a(1 + b)} \right)^{\frac{1}{b}} (\text{min})$$

t_{cr} : duración crítica (min);

A : área a drenar (m^2);

C : coeficiente de escorrentía;

q : caudal efluente (L/s);

a, b : parámetros de las curvas I D F.

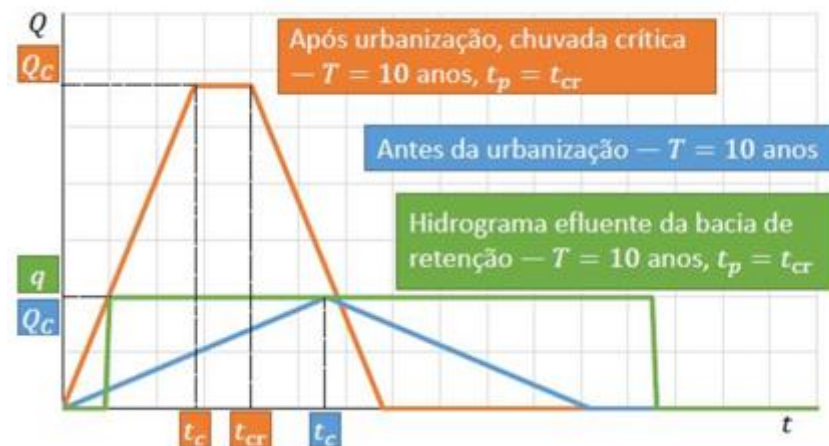


Gráfico 12 – Impacto en el hidrograma de inundación (Fuente: SDUR,2020)

Con los valores anteriormente referidos siendo a igual a 290,58 y b igual a -0,549, siendo $\sum C \cdot A$ igual a 14180.2 metros cuadrados y q igual al caudal de salida del caudal de inundación anterior a la urbanización porque de ese modo estamos imponiendo una limitación del mismo. Se procura buscar el volumen ideal para esta cuenca de retención de forma que aguas abajo el caudal límite no fuese superior al caudal máximo con terreno natural. Por tanto, el valor de q es 121.68 litros por segundo.

Con esta información se concluye que el valor del tiempo crítico para esta situación de estudio es 13.91 minutos.

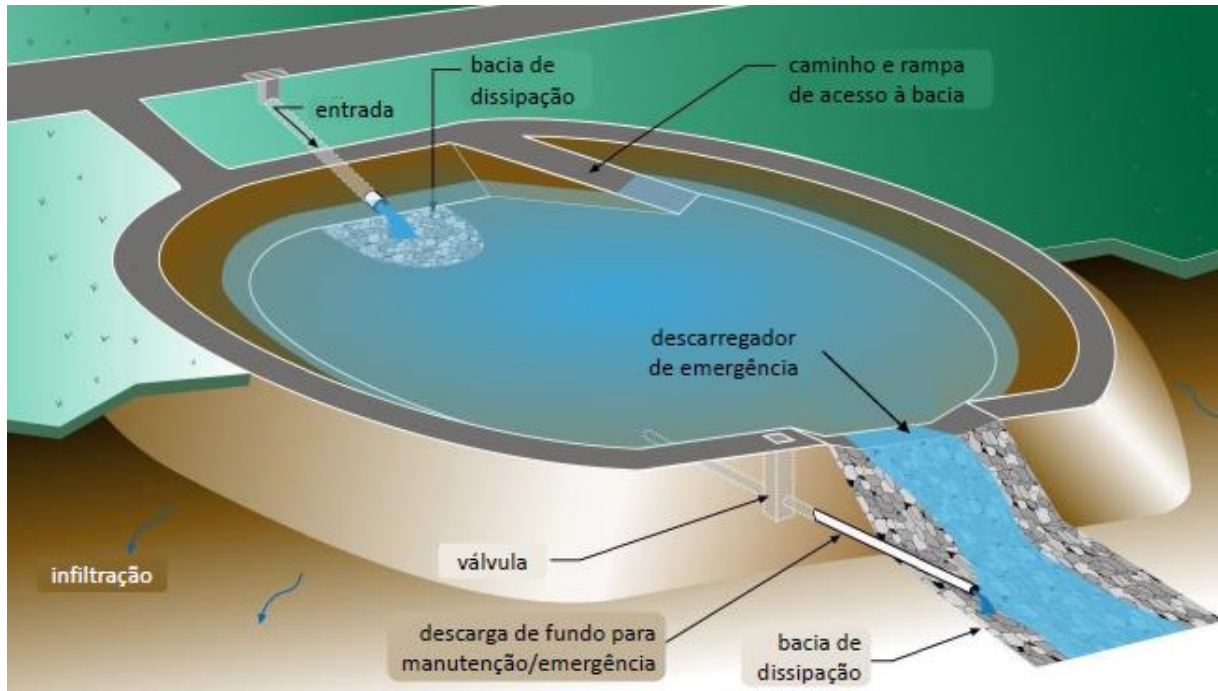
Volumen necesario para cuenca de retención

La regularización de los caudales requiere la existencia de aliviadero y es necesario calcular los respectivos volúmenes de retención:

$$V_{br} = \frac{-b}{1+b} \times q \times t_{cr} \text{ (m}^3\text{)}$$

Con respecto al caudal afluente el tiempo de retención de este volumen debe estar entre 12 y 24 horas, para ello se instala una entrada de agua con control de caudal.

A continuación se muestra en la Fotografía 21 los elementos del estanque de retención:



Fotografia 21 – Elementos del estanque de retención (Fuente: SDUR2020)

Con los valores anteriormente referidos siendo a igual a 290,58 y b igual a -0,549, q igual a al caudal após la urbanización 365.47 litros por segundo y el tiempo crítico de 13.91 minutos. Se concluye que el volumen necesario para el estanque de retención es 371.20 metros cúbicos.

6

SIMULACIÓN EN EL SWMM

6.1. INTRODUCCIÓN

El Stormwater Management Model (modelo de gestión de aguas pluviales) de la EPA (SWMM) es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones, que se puede utilizar para un único acontecimiento o para realizar una simulación continua en periodo extendido. El programa permite simular tanto la cantidad como la calidad del agua evacuada, especialmente en alcantarillados urbanos. El módulo de escorrentía o hidrológico de SWMM funciona con una serie de cuencas en las cuales cae el agua de lluvia y se genera la escorrentía. El módulo de transporte o hidráulico de SWMM analiza el recorrido de estas aguas a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores. Asimismo, SWMM es capaz de seguir la evolución de la cantidad y la calidad del agua de escorrentía de cada cuenca, así como el caudal, el nivel de agua en los pozos o la calidad del agua en cada tubería y canal durante una simulación compuesta por múltiples intervalos de tiempo (SWMM, 2007).

Así, para verificar las hipótesis de cálculo definidas en el Excel, se insertó en el Software la imagen georreferenciada de la Rua das Laranjeiras, con el marcador de los pozos de registro definidas en Google Earth. En esta simulación también se definieron las longitudes de las conductas (nunca mayores de 60 metros para el correcto funcionamiento de la red) y las cotas de los nodos. Además, también se introdujeron los valores de profundidad máxima, correspondientes al diámetro nominal dimensionado para los colectores.

6.2. DATOS DE PARTIDA

6.2.1. NUDOS DE CONEXIÓN

Las conexiones son nudos del sistema de drenaje donde se conectan diferentes líneas entre sí. Físicamente representan la confluencia de pozos de registro del sistema de drenaje, o elementos de conexión de tuberías. Los aportes externos de caudal entran en el sistema a través de las conexiones.

El exceso de agua en un nudo se traduce en un flujo parcialmente presurizado mientras las conducciones conectadas se encuentren en carga. Este exceso de agua puede perderse completamente del sistema o por el contrario estancarse en la parte superior para posteriormente volver a entrar de nuevo en la conexión (SWMM, 2007).

Los parámetros principales de entrada de una conexión son:

- Cota de fondo o fondo del pozo que puede encontrarse en la conexión;
- Profundidad del pozo;
- Área superficial del área estancada cuando se produce un fenómeno de inundación. Es un parámetro opcional de entrada;
- Datos de aportes externos de caudal. Es también otro parámetro opcional.

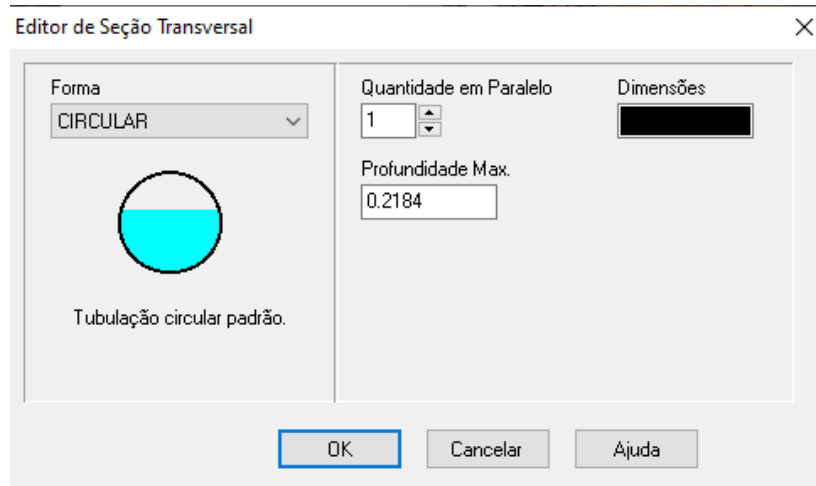
A continuación, se representa en la Fotografía 22 la ventana para la introducción de las características geométricas del nudo de conexión, en este caso del nudo N1:

Nó N1	
Propriedades	Valor
identificador	N1
X-Coordinate	-957868.457
Y-Coordinate	5041201.589
Descrição	
Etiqueta	
Afluência	NO ...
Tratamento	NO
Cota do radier	100.09
Profundidade	1
Profundidade I	0
Profundidade c	0
Área alagada	0
Atribuir afluência externa direta	

Fotografía 22 – Nudo conexión N1

6.2.2. CONDUCTAS

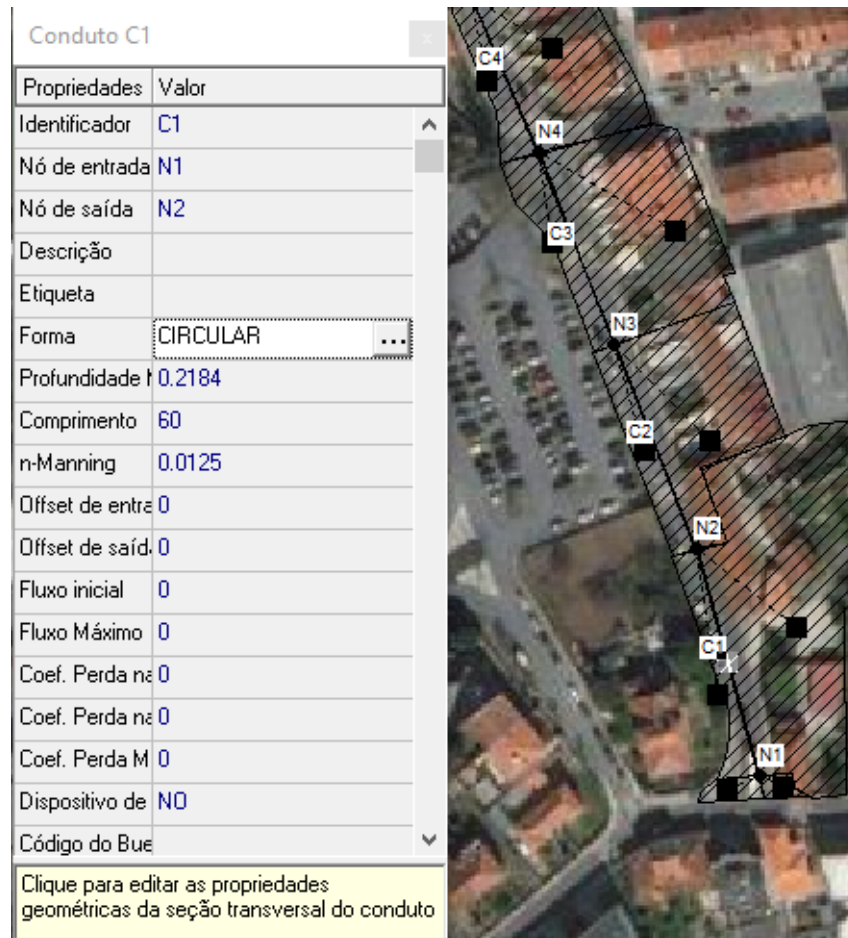
Los conductos son tuberías o canales por los que se desplaza el agua desde un nudo a otro del sistema de transporte. La sección transversal que se muestra en la Fotografía 23 seleccionada es de tipo sección circular, con características de geometrías cerradas definidas en el programa.



Fotografia 23 – Sección transversal de la conducta 1

SWMM emplea la ecuación de Manning para establecer la relación entre el caudal que circula por el conducto (Q), la sección del mismo (A), su radio hidráulico (R_h) y la pendiente (S) tanto para canales abiertos como para conductos cerrados parcialmente llenos. En unidades del Sistema Internacional la ecuación de Manning se escribe:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} * S^{1/2} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$



Fotografia 24 – Características de la conducta 1

Los principales parámetros de entrada para las conducciones son:

- Nombres de los nudos de entrada y salida;
- Alturas del conducto respecto de la cota de fondo de los nudos inicial y final;
- Longitud del conducto;
- Coeficiente de Manning;
- Geometría de la sección transversal del conducto;
- Coeficiente de pérdidas tanto para la entrada como para la salida del conducto;
- Presencia de una válvula de compuerta para prevenir el flujo inverso.

Una vez definida las variables que pueden ser introducidas en las conducciones, solo se utilizaron las variables de longitud del conducto, coeficiente de Manning (constante de 0,0125) y la geometría de la sección transversal del conducto, siendo sus respectivos valores los expuestos en el capítulo 9.9.4.

6.2.3. ÁREA DE LAS SUBCUENCAS

Las cuencas son unidades hidrológicas de terreno cuya topografía y elementos del sistema de drenaje conducen la escorrentía directamente hacia un punto de descarga. El usuario del programa es el encargado de dividir el área de estudio en el número adecuado de cuencas e identificar el punto de salida (outlet) de cada una de ellas. Los puntos de salida (outlet) de cada una de las cuencas pueden ser bien nudos del sistema de drenaje o bien otras cuencas (SWMM, 2007).

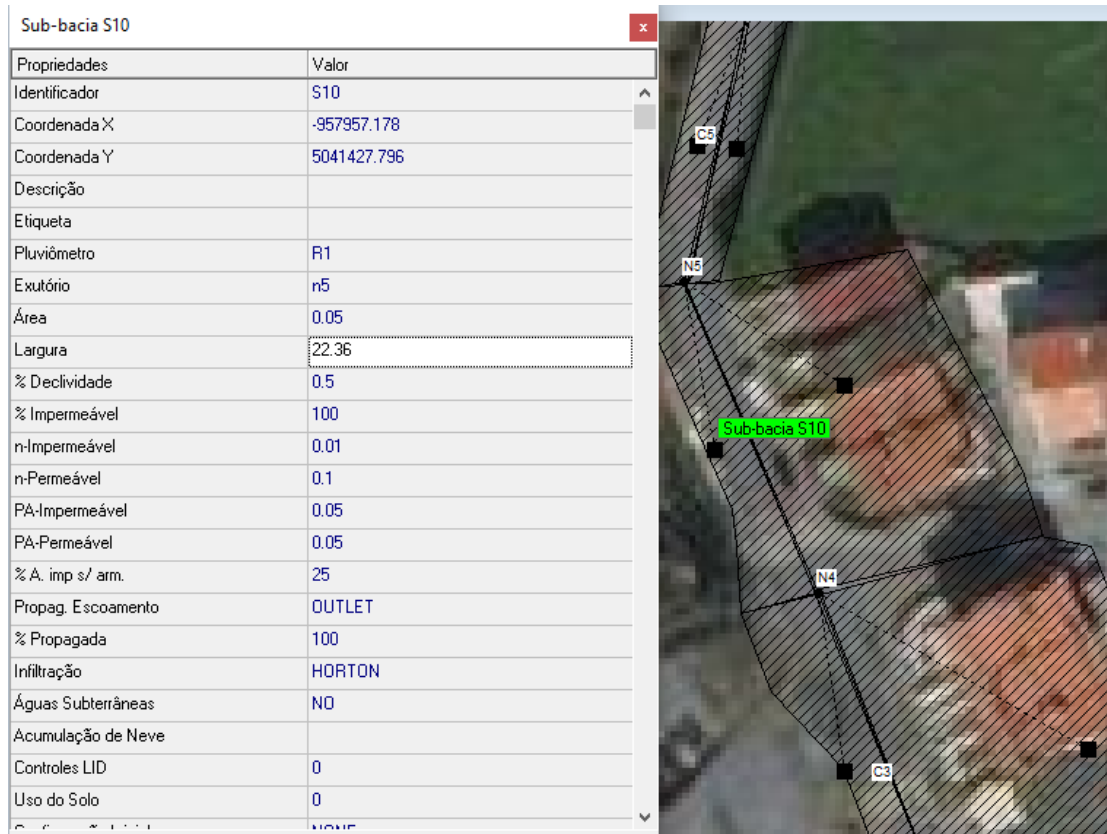
Las áreas, ya dibujadas en Google Earth, se diseñaron también para cada lado de la calzada, donde el exutorio de cada área se definió hacia el nodo de enfrente. Las subcuencas hacen un total de 22 (siendo la primera de ellas denominada por S2 y la última S23) representadas en la Fotografía 25.



Fotografía 25 – Emplazamiento de las subcuencas

Por ejemplo:

El área S10, tiene su exutorio definido como 5, pozo de registro 5 representado por la Fotografía 26:



Fotografia 26 – Subcuenca 10

Las variables que han sido consideradas en esta tesis son aquellas que interfieren con mayor o menor grado las características fundamentales de las subcuencas y su simulación lo más parecido tanto hidrológica como hidráulicamente a un posible caso real pero sin abordar todos los parámetros ya que para tener en cuenta todas las variables sería necesario algunos estudios de campo como un estudio de impacto ambiental, un estudio geotécnico para el caso de la impermeabilización del suelo, características exactas del suelo, caso de la infiltración. Sin realizar un análisis exhaustivo real de la zona se llegó a la conclusión que las variables que más interfieren en estas subcuencas son:

Pluviómetro: suministra los datos de entrada de las precipitaciones que ocurren sobre las cuencas;

Exutorio: parámetro que conecta hacia dónde va a ser drenada la escorrentía de la subcuenca;

Área: característica fundamental de las subcuencas;

% Impermeabilidad: cantidad de área de la subcuenca que permanece impermeable. Afectará directamente a la cantidad de escorrentía generada por la serie temporal;

Largura: parámetro que está relacionado con el área. Su importancia será expuesta a continuación.

A continuación, se muestra en la Tabla 16 los parámetros de todas las subcuencas:

Subcuenca	Pluviómetro	Exutorio	Área (Ha)	%Impermeabilidad	Largura (m)
S2	R1	N1	0.01	100.00	10.00
S3	R1	N1	0.01	100.00	10.00
S4	R1	N2	0.05	80.00	22.36
S5	R1	N2	0.52	70.00	72.11
S6	R1	N3	0.06	100.00	24.49
S7	R1	N3	0.22	100.00	46.90
S8	R1	N4	0.06	100.00	24.49
S9	R1	N4	0.28	100.00	52.92
S10	R1	N5	0.05	100.00	22.36
S11	R1	N5	0.20	80.00	44.72
S12	R1	N6	0.03	100.00	17.32
S13	R1	N6	0.03	100.00	17.32
S14	R1	N7	0.08	50.00	28.28
S15	R1	N7	0.07	100.00	26.46
S16	R1	N8	0.31	40.00	55.68
S17	R1	N8	0.03	70.00	17.32
S18	R1	N9	0.24	90.00	48.99
S19	R1	N9	0.27	70.00	51.96
S20	R1	N10	0.26	100.00	50.99
S21	R1	N10	0.26	100.00	50.99
S22	R1	N11	0.19	70.00	43.59
S23	R1	N11	0.20	100.00	44.72

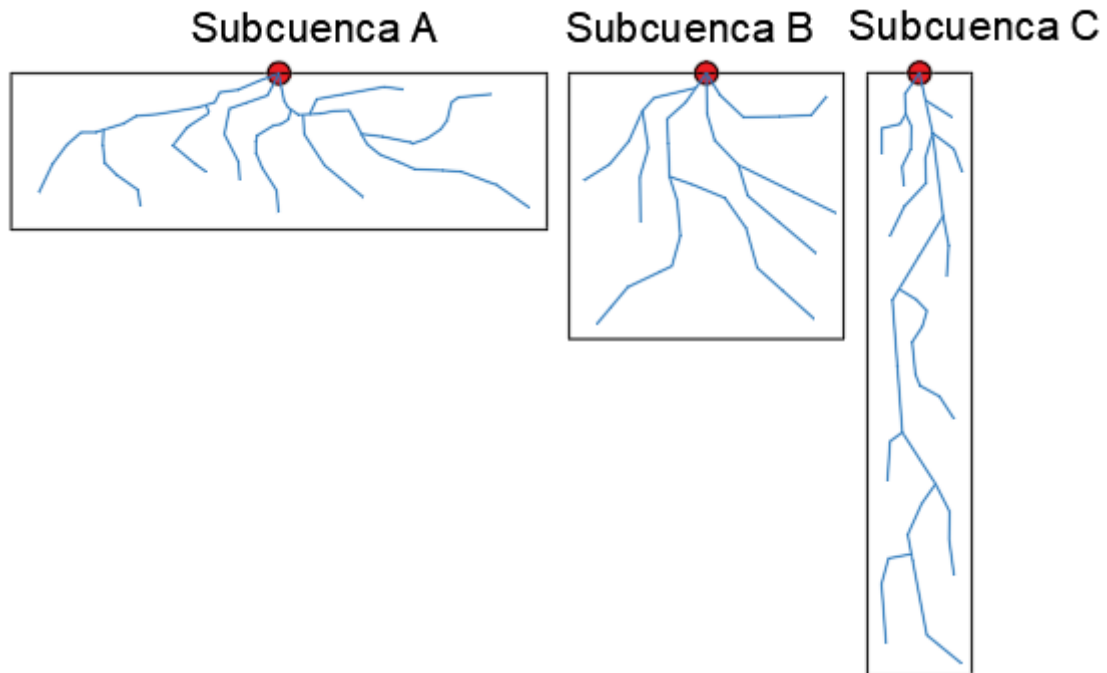
Tabla 16 – Parámetros de las subcuencas

En este capítulo se muestra la sensibilidad del programa al considerar diferentes formas de la cuenca hidrográfica por tanto se muestra la importancia de la caracterización de las cuencas hidrográficas para la definición de las escorrentías.

Se dispone a realizar una comparación para diferentes anchos de cuenca con el objetivo de demostrar la importancia de este parámetro el cual está muy relacionado con el caudal máximo que llega a la cuenca de retención.

Se analizarán 3 situaciones diferentes de 3 cuencas con las mismas características como por ejemplo el área o misma serie temporal de precipitación., solo modificando la forma de la cuenca hidrográfica concretamente su largura como se muestra en la Fotografía 27:

- Con la anchura de la raíz cuadrada del área;
- Con el ancho real;
- Con la anchura de una décima de la longitud del área.



Fotografía 27 – Subcuencas hidrográficas con diferente anchura

La forma en que la precipitación se transforma en escorrentía tiene que ver con las características de la cuenca, por lo que, aunque deje de llover en ese momento, en los próximos minutos o en algunas horas, seguirá habiendo escorrentía resultante de lo que llovió en la cuenca.

Si imaginamos una cuenca muy cuadrada, caso de la cuenca B, cuando llueve, el tiempo que tarda una partícula de agua en un extremo en llegar a la salida es prácticamente igual al tiempo que tarda otra en el otro extremo. Esto provoca una acumulación de las partículas que cayeron al mismo tiempo en la salida. Este efecto se traduce en que el flujo sigue rápidamente las variaciones de las precipitaciones.

Si la zona fuera mucho más plana, como ocurre en la cuenca A, también tiene una respuesta rápida.

Si la cuenca es muy alargada (cuenca C), naturalmente cuando empieza a llover, las partículas que están cerca de la salida empiezan a manifestarse como escorrentía, por el contrario, las que están al principio de la cuenca y más alejadas de la zona de desagüe, las que cayeron lejos tardarán mucho en adherirse. Por lo tanto, el tiempo de concentración de esta cuenca será mucho mayor.

Podemos concluir que cuanto más alargada sea el área de la cuenca, menor será la acumulación de escorrentía en la zona de salida de la misma y por tanto la representación en el hidrograma de caudal con respecto al tiempo será representada por una curva más suave y de menor caudal pico que en el caso de una cuenca con una forma más cuadrada. Las cuencas alargadas favorecerán en mayor medida la función del estanque de retención aguas abajo del sistema de drenaje.

Simulación entre cuenca con ancho unitario y ancho raíz cuadrada del área

En cuanto al programa SWMM, realizamos una comparación entre dos subcuencas (subcuenca 20 y 21) en las cuales una tiene como anchura, distancia perpendicular a la pendiente máxima que describe la escorrentía que corresponde a la raíz cuadrada del área de la cuenca y la otra con una largura unitaria.

Con un metro de anchura tenemos una cuenca muy alargada. Comparando ambas subcuencas, una con una anchura unitaria (subcuenca verde) y otra con la anchura de la raíz de la zona (subcuenca roja), se observa que los caudales en la cuenca verde son mucho menores y, como es de esperar, los volúmenes de escorrentía se extenderán mucho más en el tiempo debido a que los puntos más alejados de la salida tardarán más en aportar escorrentía, es decir, los puntos extremos se encuentran a diferentes niveles en relación con la distancia de la salida mientras que en la cuenca cuadrada casi todos los puntos más alejados llegarán al mismo tiempo al punto de evacuación, ya que están a la misma distancia unos de otros, lo que dará lugar a un mayor caudal punta. Por tanto, en el caso de la cuenca verde, el caudal máximo será menor, pero provocará una escorrentía más prolongada. Esto se traducirá una respuesta mucho más tardía de la escorrentía en relación a la precipitación.

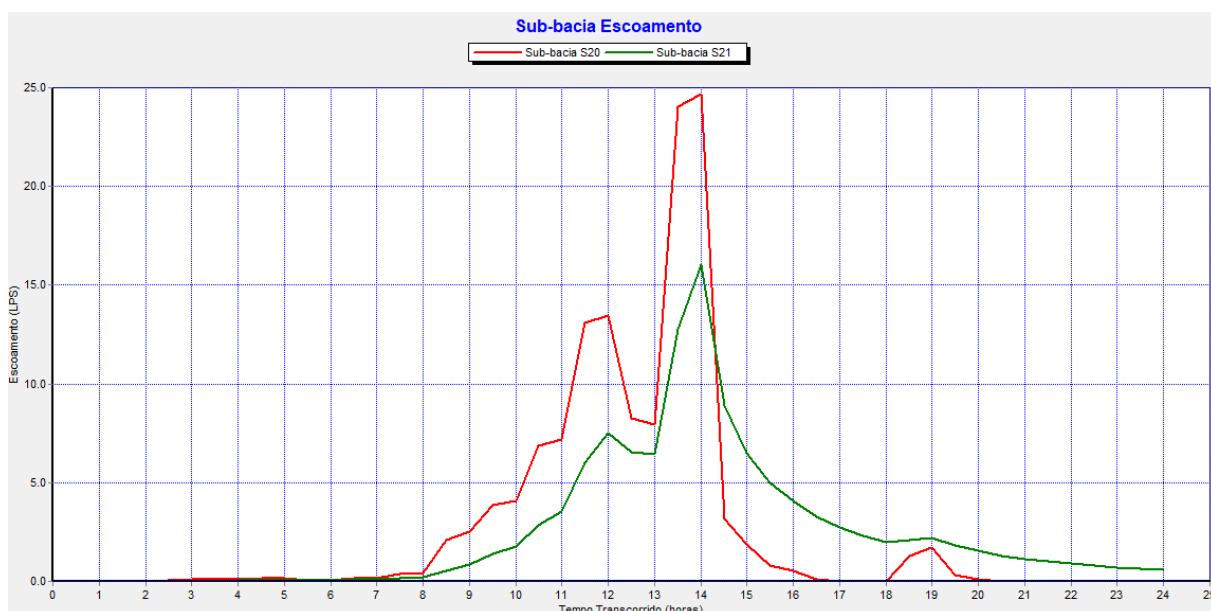


Gráfico 13 – Subcuencas hidrográficas

Volviendo al caso de las subcuencas 20 y 21, donde la cuenca 20 tiene como ancho la raíz cuadrada del área y la cuenca 21 tiene como ancho unitario, entre las 7 horas y media en que se empieza a sentir el efecto de la lluvia hasta las 14 horas y media, los caudales del rojo son superiores, significa que hay una mayor cantidad de volumen que ya ha pasado en la sección de la cuenca. Si las cuencas son iguales, si el coeficiente de escorrentía es igual y si la precipitación es igual, el mismo volumen precipitado cae sobre las cuencas y, en consecuencia, el volumen tiene que ser el mismo. Por tanto, si los volúmenes de escorrentía fueran iguales en ambas cuencas, habiendo pasado ya una parte importante de la escorrentía en la cuenca 20 hasta la hora 14 y media, a partir de esa hora, la escorrentía en la cuenca 21 debe prolongarse más en el tiempo para drenar hasta la desembocadura el mismo volumen total que en el caso de la cuenca 20. Como conclusión, las cuencas más próximas a ser cuadradas provocan un caudal máximo mayor que las cuencas con anchuras más pequeñas y alargadas.

Simulación entre cuenca con ancho unitario, ancho raíz cuadrada del área y ancho igual a 100 metros

Realizando ahora una comparación entre las tres simulaciones siguientes se muestra en el siguiente gráfico los diferentes tipos de caudal en función de la anchura. En el Gráfico 14, El caudal referido al trazado rojo corresponde a la subcuenca alargada (ancho unitario), el color magenta correspondería a una subcuenca con un ancho igual a la raíz cuadrada del área de la subcuenca y el caudal de color verde corresponde a una subcuenca con una anchura igual a 100 metros.

La diferencia de caudales máximos, considerando la anchura de la cuenca como la raíz cuadrada de la superficie o la anchura de la cuenca igual a 100 metros son muy pequeñas y estas diferencias estarían al nivel de lo que sería la dificultad de caracterizar otros detalles de la cuenca, como la superficie impermeabilizada, el porcentaje de pendiente, etc. Es evidente que todos estos parámetros contribuyen a caracterizar de forma diferente la cuenca y a caracterizar cómo se transforman las precipitaciones en escorrentía.

Lo que conseguimos con esta simulación condicionada es muy interesante desde el punto de vista hidrográfico porque con este parámetro (anchura de la cuenca) sólo muestra resultados realmente dramáticos si la cuenca es muy alargada, lo que se traduce con una reducción notoria del caudal punta. En el caso de cuencas consideran no alargadas, la variación de caudal respecto a la variación de la anchura es poco significativa como ocurre en el caso de la subcuenca verde S19 y la subcuenca magenta S20. Cualquier variación de las intensidades en el caso de la cuenca alargada, tardará mucho tiempo en hacerse notar en las variaciones de la escorrentía, es decir, la transformación de la lluvia en agua que discurre por la superficie del suelo.

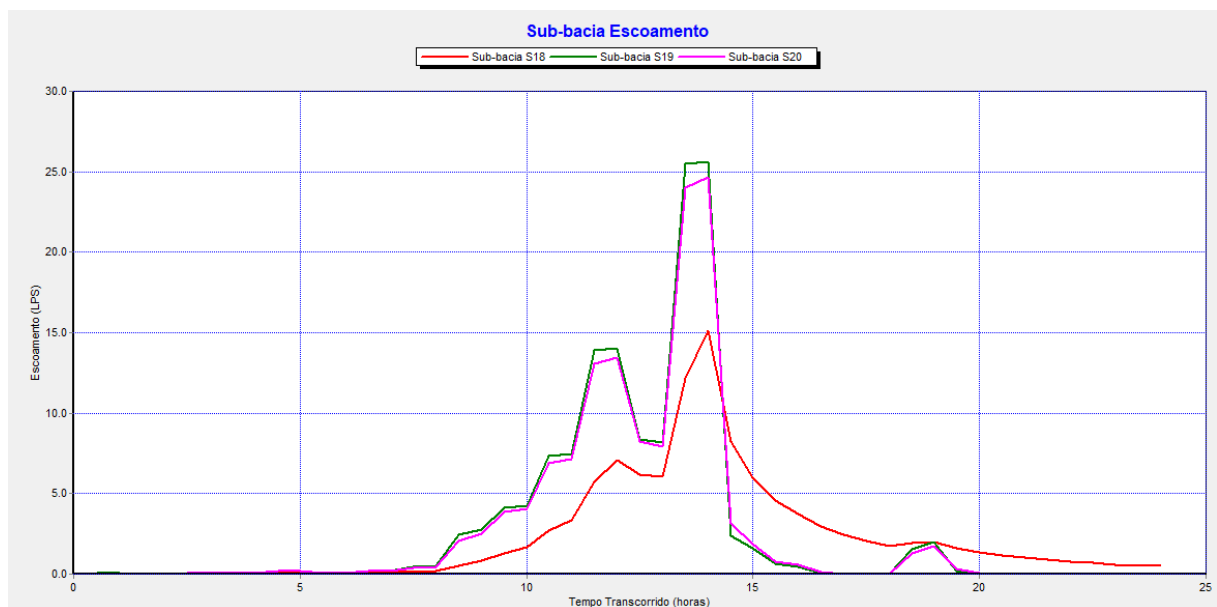


Gráfico 14 – Subcuencas hidrográficas

Denótese que para las simulaciones y comprobaciones realizadas en capítulos posteriores será utilizado como anchura de las subcuencas, una anchura igual a la raíz cuadrada del área de la misma.

6.2.4. PLUVIÓMETRO

Los Pluviómetros (Rain Gages) suministran los datos de entrada de las precipitaciones que ocurren sobre las cuencas definidas en el área de estudio. Los datos de lluvia son definidos por el usuario mediante series temporales de datos (SWMM, 2007).

Las propiedades principales de entrada de un pluviómetro son:

- Tipo de datos de lluvia (por ejemplo, intensidad de lluvia, volumen o volumen acumulado);
- Intervalo de tiempo de los datos (por ejemplo, cada hora, cada 15 minutos, etc.);
- Origen de los datos de lluvia (especificando si es una serie temporal o un archivo externo);
- Nombre del origen de datos de lluvia.

Una vez diseñada la red, se decidirá el pluviómetro-R1. Este elemento se basó en la definición anterior de las Series Temporales. En este punto se han insertado los datos referidos a las lluvias más intensas del año hidrológico desde el 01/01/2019 hasta el 01/01/2020, correspondientes al 19 de octubre de 2019.

LEÇA DA PALMEIRA (06E/02UG) - Rede Meteorológica																												
Precipitação horária (mm) - Ano Hidrológico 2019/20																												
OUTUBRO 2019																												
Dia	0h	1h	2h	3h	4h	5h	6h	7h	8h	9h	10h	11h	12h	13h	14h	15h	16h	17h	18h	19h	20h	21h	22h	23h	N. Valores	Min.	Máx.	Soma
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	1.7	1.9
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	24	0.0	0.3	0.3
4	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.1	0.5
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.1	0.1
8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	4.9	0.1	0.3	0.6	0.2	0.2	0.6	0.4	0.5	0.5	0.7	0.9	0.9	1.1	0.9	0.8	24	0.0	4.9	16.1
14	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	1.0	1.0	16.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.1	0.1	0.0	24	0.0	16.7	27.4
15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.1	0.1
16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	5.1	2.1	1.2	4.8	3.6	7.5	2.7	5.2	24	0.0	7.5	32.5
17	0.1	0.0	0.1	0.6	0.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.6	1.7
18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.1	2.2	24	0.0	2.2	3.2
19	0.2	0.0	0.3	0.3	0.6	0.2	0.6	1.1	4.1	6.0	10.3	19.0	11.2	34.5	2.2	0.8	0.0	0.0	3.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	24	0.0	34.5	94.7
20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.1	0.1
22	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
23	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
24	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
27	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	0.1	0.3	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.2	0.1	0.5	0.6	0.2	0.2	0.0	24	0.0	1.5	3.9
29	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.1	2.0	1.2	1.6	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24	0.0	2.0	5.6
30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	4.4	9.3	1.3	2.8	6.8	12.0	1.9	0.3	0.1	0.1	0.4	0.9	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1	0.1	24	0.0	12.0	41.3
31	0.0	0.1	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.3	0.8	0.2	0.3	0.1	24	0.0	0.8	2.4
NOVEMBRO 2019																												
Dia	0h	1h	2h	3h	4h	5h	6h	7h	8h	9h	10h	11h	12h	13h	14h	15h	16h	17h	18h	19h	20h	21h	22h	23h	N. Valores	Min.	Máx.	Soma
1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.3	0.1	0.2	1.0	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	24	0.0	1.0	3.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.1	0.0	2.8	0.0	0.7	0.0	0.0	0.7	24	0.0	2.8	5.1
3	0.0	0.3	0.0	4.3	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.3	24	0.0	4.3	6.4
4	0.1	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	2.1	0.2	0.2	0.7	0.0	0.0	0.6	0.0	0.7	0.5	0.3	0.1	0.0	0.2	0.1	24	0.0	2.1	6.9
5	0.1	0.0	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.2	1.5

Tabla 17 – Red meteorológica, precipitación horaria (Fuente: SNIRH)

Estos datos pueden ser obtenidos por el SNIRH - Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos, en la Búsqueda Rápida de Bases de Datos, donde se selecciona la cuenca hidrográfica que contiene la calle en estudio - Leça/Corrientes Costeras a Redes Meteorológicas.

Consultar dados	Código da Estação	Nome	Bacia	Rede
i INFO DADOS MAPA	06F/03UG	ERMESINDE	LEÇA	Meteorológica
i INFO DADOS MAPA	06E/02UG	LEÇA DA PALMEIRA	LEÇA	Meteorológica

Tabla 18 – Consulta de datos en Leça de Palmeiras (Fuente: SNIRH)

Seleccionando los datos de Leça da Palmeira como se muestra en la Tabla 19, para una Precipitación Horaria y para el año hidrológico ya mencionado:

Estações Seleccionadas para Análise

■ LEÇA DA PALMEIRA (06E/02UG)

[Limpar Lista](#) [Limpar Sel.](#) [VALIDAR Lista](#)

Ao alterar as estações seleccionadas click **VALIDAR Lista** para identificar as estações no mapa/listar parâmetros.

Parâmetros com Dados

■ Direcção do vento horária
 ■ Precipitação anual
 ■ Precipitação diária
 ■ Precipitação diária máxima anual
 ■ **Precipitação horária**
 ■ Precipitação mensal
 ■ Velocidade do vento horária
 ■ Velocidade do vento máxima horária

Período de Análise (dia/mês/ano)

De: 01/10/2019 A: 30/09/2020

[Ano Hidrológico](#) [Semestre](#) [Este Mês](#)

Informação Disponível

[Características das Estações](#) [Parâmetros](#)

Selecione estações e parâmetros até um máximo de 50 conjuntos. [Ver/Guardar Dados](#)

Selecione um parâmetro e uma estação. [Relatório](#)

Tabla 19 – Estación seleccionada (Fuente: SNIRH)

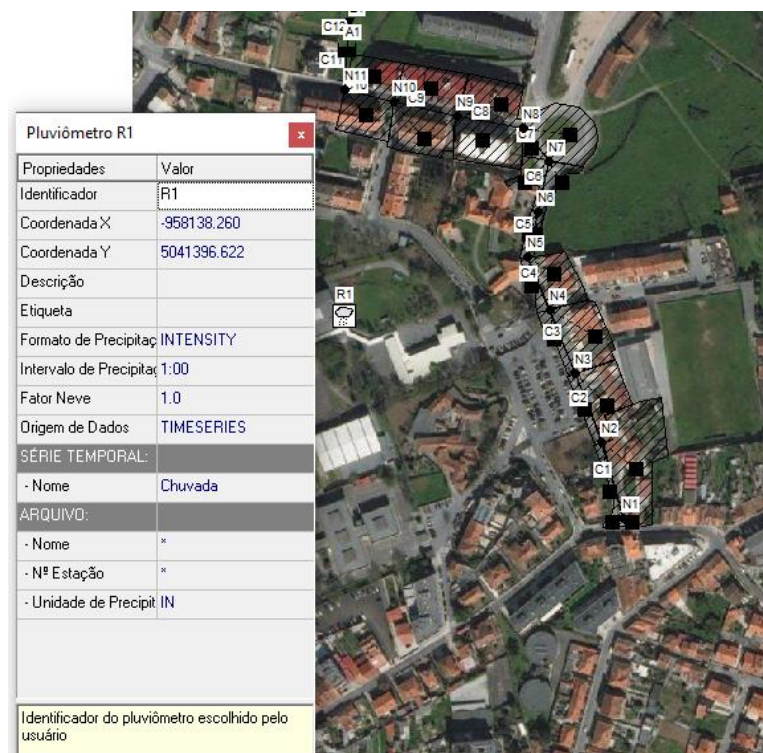
El informe proporcionará los datos en cuestión.

Así, definido en la Serie Temporal, un fenómeno "Precipitación", insertamos los datos obtenidos en la Fotografía 28:

Data (D/M/Y)	Tempo (H:M)	Valor
	00:00	0.2
	01:00	0
	02:00	0.3
	03:00	0.3
	04:00	0.6
	05:00	0.2
	06:00	0.6
	07:00	1.1
	08:00	4.1

Fotografía 28 – Serie temporal

Ahora, en el Pluviómetro R1, podemos asociar las series temporales definidas:

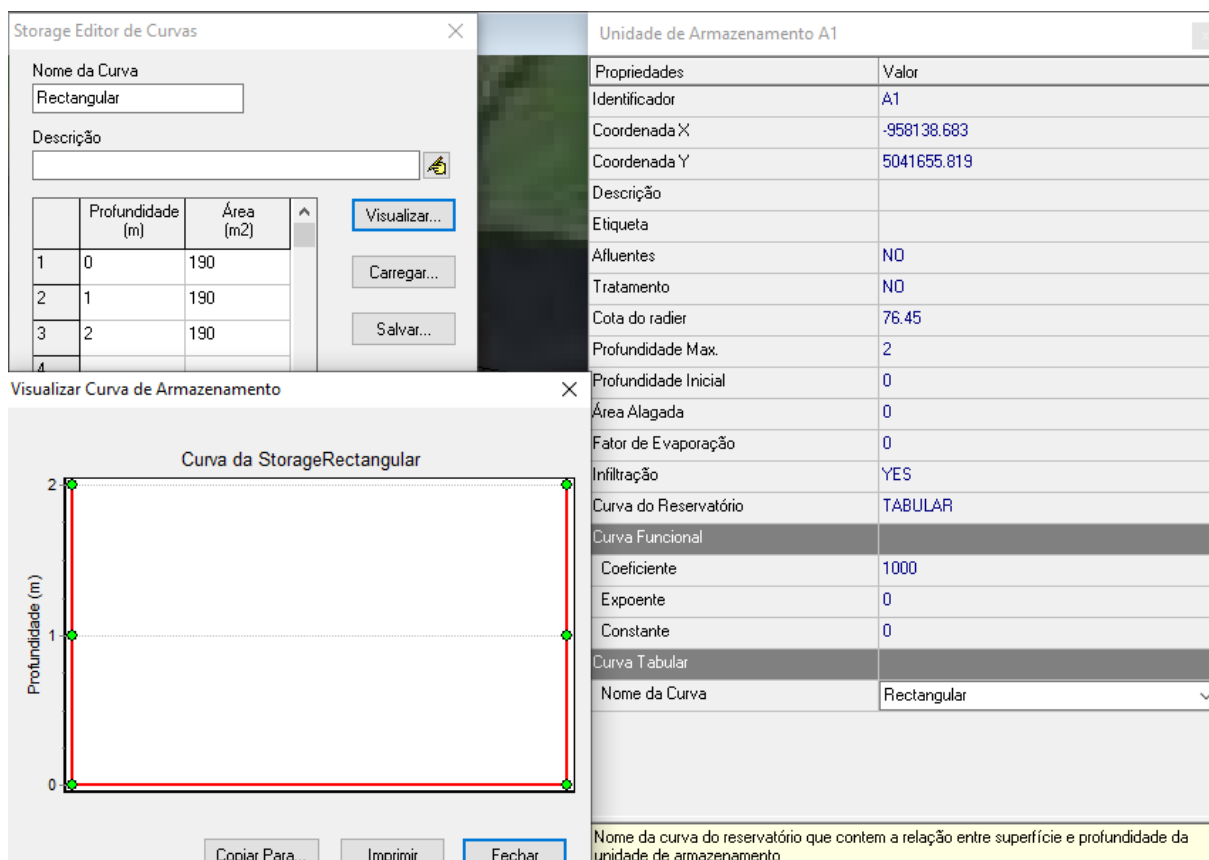


Fotografia 29 – Pluviômetro R1

Una vez asignado la serie temporal con los valores correspondientes a las precipitaciones en función del tiempo al pluviómetro, se le asignará dicho pluviómetro R1 a las subcuencas mencionadas en capítulos anteriores.

6.2.5. ESTANQUE DE RETENCIÓN

En el programa SWMM los estanques de retención están representados como sistemas de almacenamiento con nudos del sistema de drenaje con la capacidad para almacenar determinados volúmenes de agua. Físicamente pueden representar desde sistemas de almacenamiento pequeños como reducidas cuencas hasta sistemas grandes como lagos. En este caso este sistema de almacenamiento va a representar como bien se ha dicho anteriormente un estanque de retención. Las propiedades volumétricas del sistema de almacenamiento se representan como una tabla o una función que indica la superficie de almacenamiento en función de la altura del mismo. En este proyecto estos datos han sido introducidos mediante una tabla al ser la geometría del mismo tipo rectangular como se puede apreciar en la Fotografía 30.



Fotografia 30 – Características del estanque de retención

Los principales parámetros de entrada de un sistema de almacenamiento son:

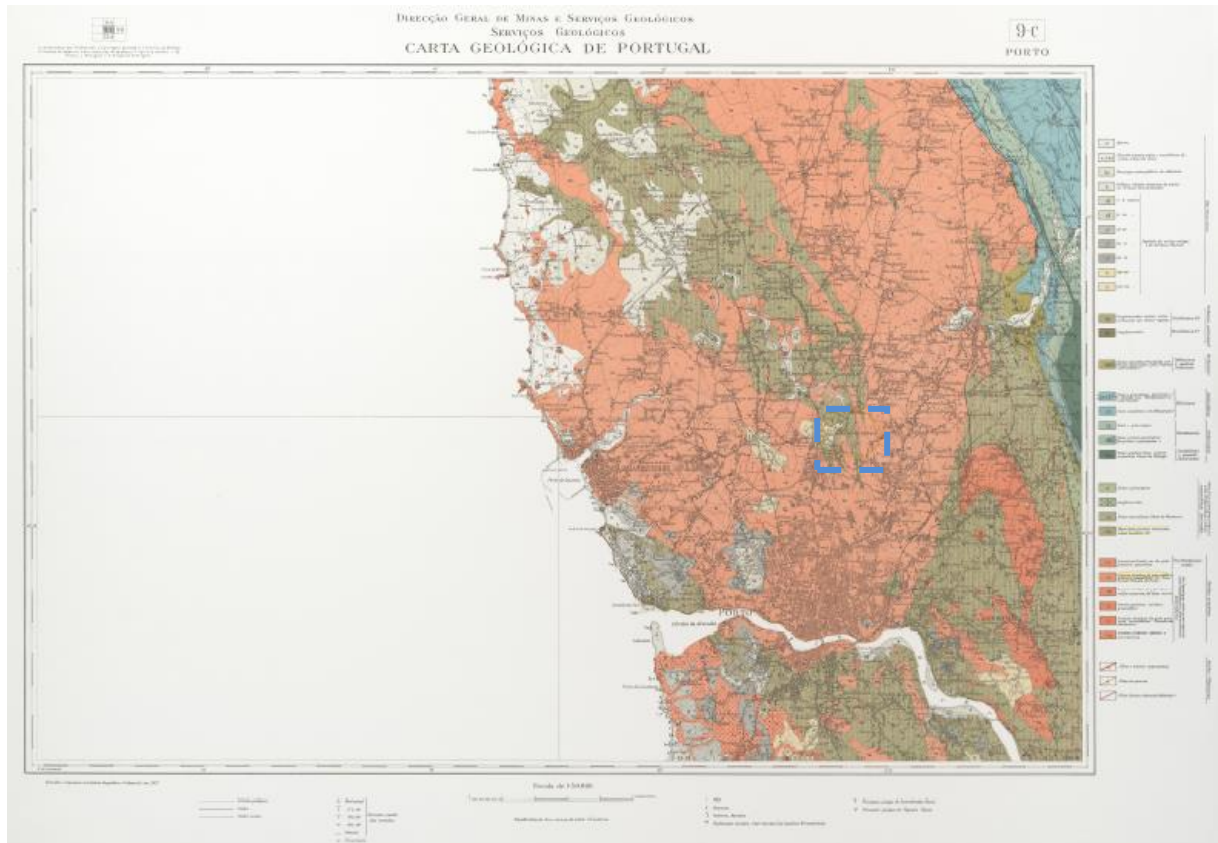
- La cota de fondo: que correspondería con la cota de solera representado por el valor 76.45 metros;
- La altura máxima del mismo: en este caso se acordó junto con el profesor una altura igual a 2 metros;
- La tabla de datos que relaciona la altura del sistema de almacenamiento con la superficie del mismo: se optó por simplicidad introducir la superficie de manera tabular al ser rectangular;
- La proporción de evaporación que se produce en el sistema de almacenamiento;
- Superficie de almacenamiento del agua estancada cuando se produce inundación. Es un parámetro opcional que depende de si se encuentra activada o no la opción Allow Ponding (Permitir Inundación): en el caso de estudio no se realizó ninguna alteración sobre este parámetro;
- Los datos de aportes externos de caudal. Es otro dato opcional: en el caso de estudio no se realizó ninguna alteración sobre este parámetro.

La infiltración es el fenómeno por el cual el agua de lluvia penetra la superficie del terreno de los suelos no saturados de las áreas permeables de la cuenca. SWMM permite seleccionar tres modelos diferentes de infiltración (SWMM, 2007):

- La ecuación de Horton. Este método se basa en observaciones empíricas y propone que la infiltración decrece exponencialmente desde un valor inicial máximo hasta un cierto valor mínimo a lo largo del evento de lluvia.
- El método Green-Ampt. Para modelar el fenómeno de la infiltración este método asume la existencia de un frente húmedo brusco (sharp wetting front) en el suelo que separa el suelo con un determinado contenido inicial de humedad del suelo completamente saturado de la parte superior. Los parámetros necesarios son el valor del déficit inicial de humedad del suelo, la conductividad hidráulica del suelo y la altura de succión en el frente húmedo.
- El método del Número de Curva. Este método es una aproximación adoptada a partir del denominado número de Curva de NRCS (SCS) para estimar la escorrentía. Se asume así que la capacidad total de infiltración del suelo puede encontrarse en una tabla de Números de Curva tabulados. Los parámetros de entrada para este método son el número de curva, la conductividad hidráulica del suelo (utilizada para estimar un tiempo de separación mínimo entre los distintos eventos de lluvia) y el tiempo que tarda el suelo en saturarse completamente cuando inicialmente era un suelo completamente seco.

En la presente tesis se adoptó usar el método Green-Ampt debido a su simplicidad para el uso de la infiltración que acontece en el fondo del estanque de retención. Los parámetros necesarios son el valor del déficit inicial de humedad del suelo, la conductividad hidráulica del suelo y la altura de succión en el frente húmedo.

Estos parámetros de acuerdo con lo discutido con el Orientador y Profesor Don Francisco Manuel de Oliveira Piqueiro fueron calculados apoyándose en la carta geológica de la Fotografía 31 del lugar de estudio y atendiendo a las diferentes características del suelo se concluyó que se trataban margas arenosas.



Fotografía 31 – Carta geológica de portugal (Fuente: geoPortal do LNEG)

Para la programación en SWMM del modelo Green-Ampt aparecen los siguientes parámetros:

- Altura de Succión – Valor medio de la capacidad de succión capilar del suelo a lo largo del frente mojado (en mm o in).
- Conductividad – Conductividad hidráulica del suelo completamente saturado (mm/h o in/h).
- Déficit Inicial – Diferencia entre la porosidad del suelo y la humedad inicial (ambas expresadas como fracción volumétrica). Para un suelo completamente drenado, será la diferencia entre la porosidad del suelo y su capacidad.

Valores típicos de estos parámetros se pueden encontrar en la Tabla 20 de características del suelo que se muestra a continuación:

Textura del suelo	K (mm/h)	Ψ (mm)	ϕ	FC	WP
Arena	120,40	49	0,437	0,062	0,024
Arena margosa	29,97	61	0,437	0,105	0,047
Marga Arenosa	10,92	110	0,453	0,190	0,085
Marga	3,30	89	0,463	0,232	0,116
Sedimentos de marga	6,60	170	0,501	0,284	0,135
Marga areno-arcillosa	1,52	220	0,398	0,244	0,136
Marga arcillosa	1,02	210	0,464	0,310	0,187
Sedimentos de marga arcillosa	1,02	270	0,471	0,342	0,210
Arcilla arenosa	0,51	240	0,430	0,321	0,221
Sedimentos de arcilla	0,51	290	0,479	0,371	0,251
Arcilla	0,25	320	0,475	0,378	0,265

K = Conductividad hidráulica saturada (mm/h)

Ψ = Altura de succión (mm)

ϕ = Porosidad (fracción)

FC = Capacidad del campo (fracción)

WP = Punto de marchitamiento (fracción)

Tabla 20 – Características del Suelo (Fuente: Rawls, W.J. et al. (1983). ASCE Journal of Hydraulic Engineering, N° 109; p. 1316.)

Según los valores de las características del suelo de la tabla anterior se llega a la conclusión que la altura de Succión se corresponde un valor de 110 milímetros, la conductividad hidráulica sería igual a 10.92 milímetros por hora y el déficit inicial del suelo que corresponde a la diferencia entre la porosidad y la capacidad de campo sería igual a 0.263.

Introduciendo estos valores en las características del estanque de retención como se muestra en la Fotografía 32:

Editor de Infiltração

Modelo de Infiltração

GREEN_AMPT

Propriedade	Valor
Sucção Capilar	110
Condutividade	10.92
Déficit Inicial	0.263

Valor médio da sucção capilar do solo ao longo da frente umedecida [pol ou mm]

OK

Cancelar

Ajuda



Unidade de Armazenamento A1

Propriedades	Valor
Identificador	A1
Coordenada X	-958138.683
Coordenada Y	5041655.819
Descrição	
Etiqueta	
Afluentes	NO
Tratamento	NO
Cota do radier	76.45
Profundidade Max.	2
Profundidade Inicial	0
Área Alagada	0
Fator de Evaporação	0
Infiltração	YES
Curva do Reservatório	TABULAR
Curva Funcional	
Coefficiente	1000
Expoente	0
Constante	0
Curva Tabular	
Nome da Curva	Rectangular

fornecer um conjunto de parâmetros de Green-Ampt que descrevem como a água pode infiltrar no solo nativo abaixo do reservatório

Fotografia 32 – Infiltração en SWMM

En la Tabla 21 siguiente se muestra la sensibilidad del estanque de retención antes de introducir los parámetros para la infiltración y después de formar parte del estanque de retención correspondiente al caudal afluente que llega al estanque de retención:

Sin infiltración		Con infiltración	
Hora (H:M:S)	Caudal (L/S)	Hora (H:M:S)	Caudal (L/S)
10:00:00	74.33	10:00:00	74.17
10:30:00	80.20	10:30:00	80.06
11:00:00	80.35	11:00:00	80.21
11:30:00	91.00	11:30:00	90.86
12:00:00	91.16	12:00:00	91.03
12:30:00	81.70	12:30:00	81.58
13:00:00	81.54	13:00:00	81.42
13:30:00	205.45	13:30:00	203.81
14:00:00	370.15	14:00:00	365.98
14:30:00	102.37	14:30:00	96.59
15:00:00	67.70	15:00:00	67.51
15:30:00	64.22	15:30:00	63.96
16:00:00	63.40	16:00:00	63.10
16:30:00	60.97	16:30:00	60.53
17:00:00	59.56	17:00:00	58.85
17:30:00	58.85	17:30:00	57.75

Tabla 21 – Sin y con Infiltración estanque de retención

Se observa según los resultados mostrados en la tabla, una diferencia importante en ambos resultados favoreciendo la disminución del caudal en la recepción del mismo dentro del estanque de retención.

6.2.6. NUDOS DE VERTIDO O EXUTORIO

Los Nudos de Vertido son nudos terminales del sistema de drenaje utilizados para definir las condiciones de contorno finales aguas abajo del sistema en el caso de utilizar el modelo de flujo de la Onda Dinámica (Dynamic Wave) (SWMM, 2007).

En este caso corresponde al siguiente elemento con la nomenclatura E1. Este exutorio está conectado a aguas arriba con el estanque de retención a través de un colector con diámetro interior de 274.8mm.

La única variable alterada en este apartado fue la cota del radier igual a 75 metros. Esta cota fue escogida atendiendo a las necesidades del estanque de retención para su máximo rendimiento, a la cota del terreno y realizando las verificaciones oportunas y pertinentes para el colector que une el estanque de retención con el exutorio. Dichas verificaciones fueron expuestas en el subcapítulo 9.9.

Nó Exutório E1	
Propriedades	Valor
Identificador	E1
Coordenada X	-958134.115
Coordenada Y	5041683.665
Descrição	✂ Herramienta Recortes
Etiqueta	
Afluência	NO
Tratamento	NO ...
Cota do Radier	75
Comporta antiretorno	NO
Tipo	FREE
Exutório Fixo	
Estado Fixo	0
Tidal Outfall	
Nome da Curva	*
Série Temporal do Exutório	
Nome da Série	*
Conjunto de funções de tratamento para poluentes entrando no nó	

Fotografia 33 – Características del nudo de vertido

6.3. SIMULACIONES ALTERNATIVAS

6.3.1. EXUTORIO CON UN DIÁMETRO MENOR

Una vez se calculó todo el sistema de drenaje y se incluyó el estanque de retención, la primera intención que se barajó fue proyectar una conducta C12 desde el estanque de retención hasta el exutorio de salida de diámetro interior 218.4 milímetros.

La finalidad del dimensionamiento hidráulico de la conducta de salida del estanque de retención era proyectarla de manera que la ley de caudal a la entrada y salida de sistema de almacenamiento se aproximase lo máximo posible al siguiente hidrograma del Gráfico 3, con el fin de rentabilizar el funcionamiento del estanque de retención lo máximo posible. Donde el caudal drenado por el estanque de retención fuese alrededor de un cuarto el caudal que llega al estanque de almacenamiento.

En cuanto a la interpretación física, a la hora de proyectar la conducta C12 con un diámetro interior de 218.4 milímetros se obtuvo el siguiente gráfico.

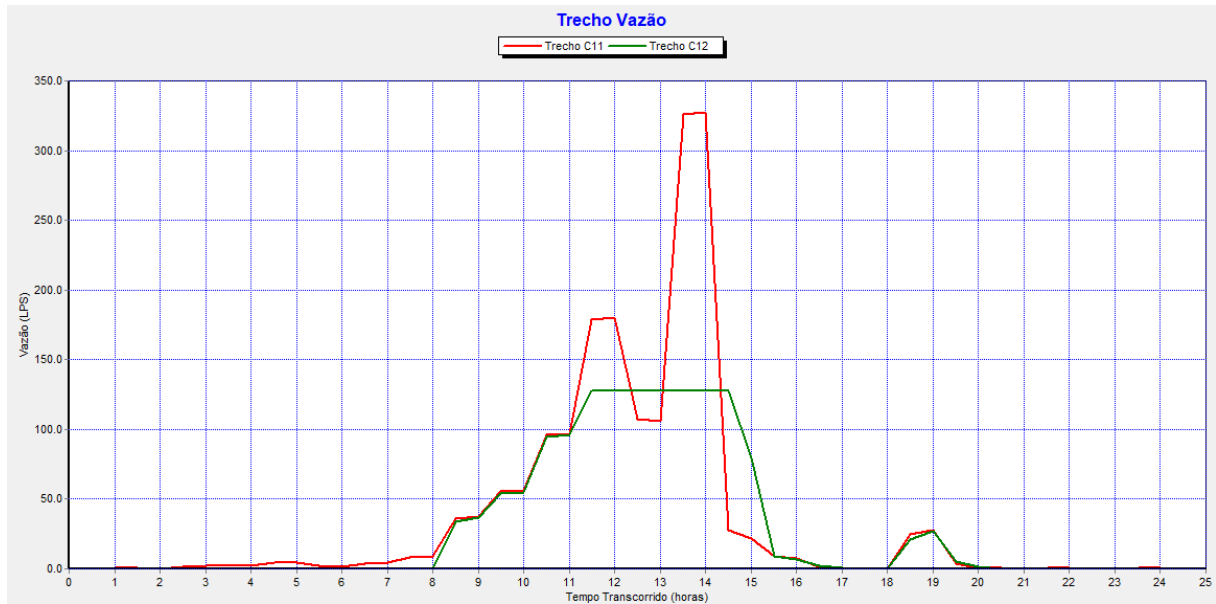


Gráfico 15 – Hidrograma de ambas condutas entrante y saliente del estanque de retención

Como se muestra en la representación del Gráfico 15 la respuesta de la conducta C12, conducta de salida del estanque de retención, no satisface de manera eficaz el flujo de caudal procedente del estanque de retención que correspondería drenar a esa conducta. Dicho de otra manera, el volumen no equilibrado existente entre la cantidad de área trazada por la línea roja durante los intervalos [11:00;12:30] y [13:00;14:30] que existe encima de la línea verde no es equivalente al área trazada por la línea verde correspondiente a la conducta de salida entre el instante [14:30;15:30]. Ese volumen no equilibrado es provocado debido a que el estanque de retención ha sido ultrapasado en sus capacidades transbordando agua fuera del sistema a lo largo del tiempo transcurrido durante la precipitación. La cota del estanque de almacenamiento no era suficiente para funcionar de manera correcta como se muestra en el Gráfico 15 en el intervalo [13:30;14:00], teniendo así que aumentar el desnivel entre el elemento de almacenamiento y el exutorio o aumentar el área de la superficie hasta dimensiones desmesuradas del orden de mil metros cuadrados. Por tanto, no es plausible la proyección de la conducta C12 en términos hidráulicos.

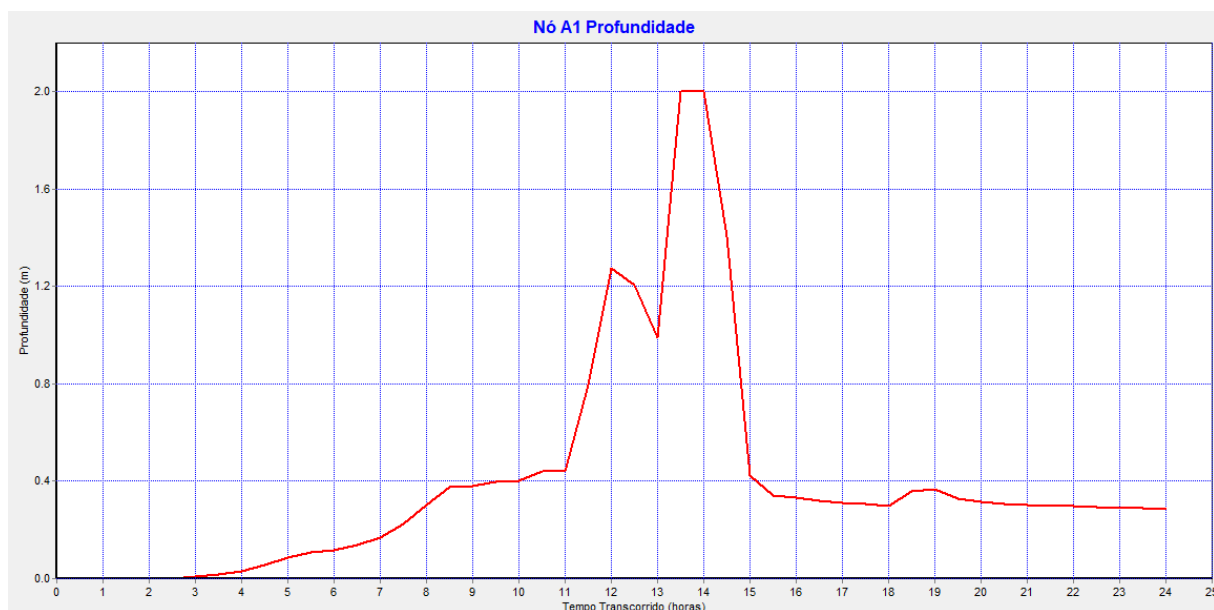


Gráfico 16 – Hidrograma de la profundidad del estanque de retención

Por ello en todas las simulaciones que se ejecutaron, la conducta C12 fue dimensionada con un diámetro interior de 274.8 milímetros ya que con estas dimensiones la conducta satisface el análisis de este tramo tanto hidráulico como hidrológico verificado en el subcapítulo 9.9.4.

Nótese que la simulación fue realizada con una anchura para las subcuencas igual a la raíz cuadrada del área de cada una de ellas.

6.3.2. DIMENSIONAMIENTO CORRECTO DEL SISTEMA DE RETENCIÓN

Ante la imposibilidad de dimensionar el colector que conecta con el exutorio con un diámetro interior de 218.4 milímetros, se procedió al aumento del diámetro nominal al siguiente establecido a nivel comercial. Este diámetro nominal es igual a 315 milímetros con un diámetro interior de 274.8 milímetros.

Una vez realizada las verificaciones oportunas impuestas por la reglamentación pertinente (subcapítulo 9.5.2.) comprobadas en el subcapítulo 9.9.4. se representa a continuación un hidrograma de las conductas a la entrada y a la salida del estanque de retención.

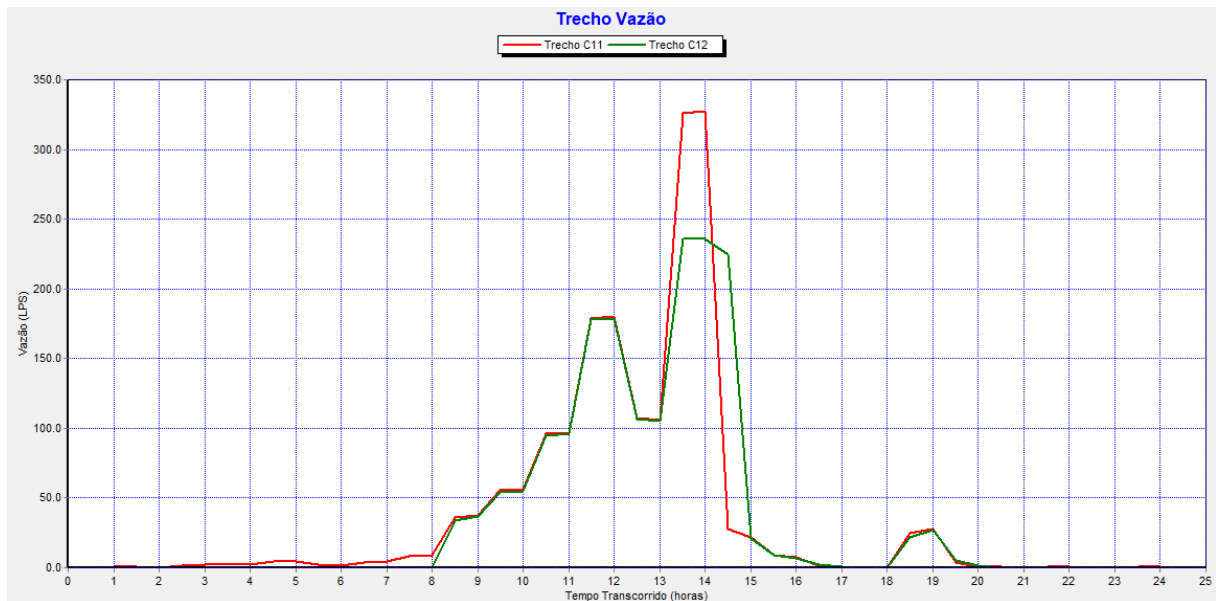


Gráfico 17 – Hidrograma de ambas condutas entrante y saliente del estanque de retención

Volviendo a la interpretación física, en el Gráfico 17 la diferencia de área existente entre la línea roja (conducta de entrada del estanque de retención) que está encima de la línea verde (conducta de salida del estanque de retención) y la línea verde, las cuales corresponden al caudal recorrido por las conductas a lo largo del tiempo, define el volumen que está a llegar al estanque de retención y no consigue ser drenado aguas abajo, por tanto, se considera que ese volumen está almacenado en el estanque de retención.

En la intersección de ambas líneas entre las horas 14:15 y las 15:00, a partir de este instante, los caudales que están a llegar (línea roja) pasaron a ser inferiores a los caudales que están siendo drenados por la cuenca de retención. Por consiguiente, a posteriori el caudal que está siendo drenado por la cuenca de retención es mayor que el caudal recibido por la misma cuenca. El área que está encima de la verde hasta la roja es el volumen que estaba siendo reservado en el estanque de retención y a partir de la intersección de ambas curvas va a ser liberado aguas abajo.

Se puede concluir que esa área que está encima de la línea verde desde el instante 13:00h hasta 14:15h es igual al área que está siendo drenada desde el instante 14:15h hasta 15:00h. Esto ocurre ya que se dimensionó el estanque de retención de manera eficaz con el fin de evitar que la cuenca entre en carga, o sea, la cota a la que se diseñó el estanque de retención es suficiente para no ser ultrapasado en su capacidad de almacenamiento. A nivel gráfico esto se traduce como todo el volumen de agua recibida por el estanque de retención será igual al volumen de agua drenado aguas abajo.

Podemos concluir por tanto que el dimensionamiento hidráulico realizado en capítulos anteriores y el comportamiento hidrológico tanto de las conductas de salida y entrada y del estanque de retención actúan de manera correcta y eficaz ante la esorrentía provocada por la serie temporal de estudio durante la simulación.

Nótese que la simulación fue realizada con una anchura para las subcuencas igual a la raíz cuadrada del área de cada una de ellas.

6.3.3. DIFERENTES SIMULACIONES DEL SISTEMA PLUVIAL ATENDIENDO A LA ANCHURA DE LAS SUBCUENCAS

Como se realizó en las simulaciones de las subcuencas dependiendo de la anchura de las mismas, en este capítulo se ejecutarán 3 simulaciones diferentes de 3 sistemas de drenaje pluvial con las mismas características como por ejemplo el área o misma serie temporal de precipitación., solo modificando la forma de las cuencas hidrográficas concretamente sus larguras con base en la configuración real:

- Con la anchura de la raíz cuadrada del área;
- Con el ancho real;
- Con la anchura de una décima de la longitud del área.

A continuación, se representan diferentes gráficos de las profundidades y volumen almacenado y la ley de caudal de los colectores a salida y entrada del estanque de retención con cada una de las diferentes larguras mencionadas anteriormente.

Profundidad del estanque de retención con anchura de las subcuencas la raíz cuadrada del área de las mismas

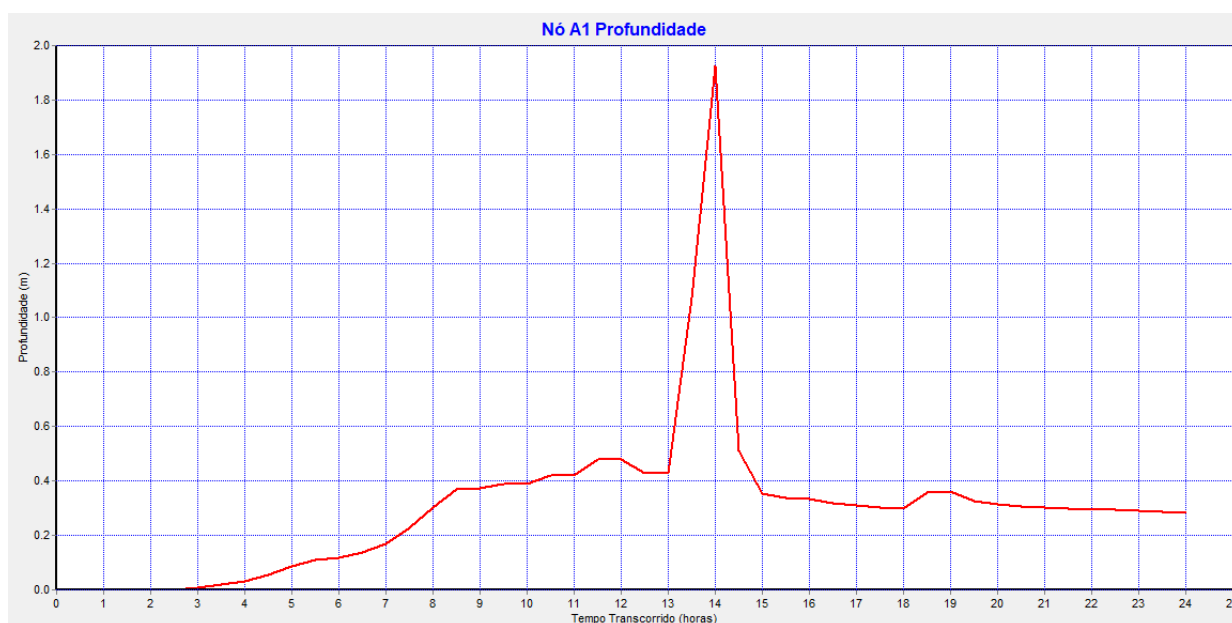


Gráfico 18 – Profundidad del estanque de retención

Profundidad del estanque de retención con anchura real de las subcuencas

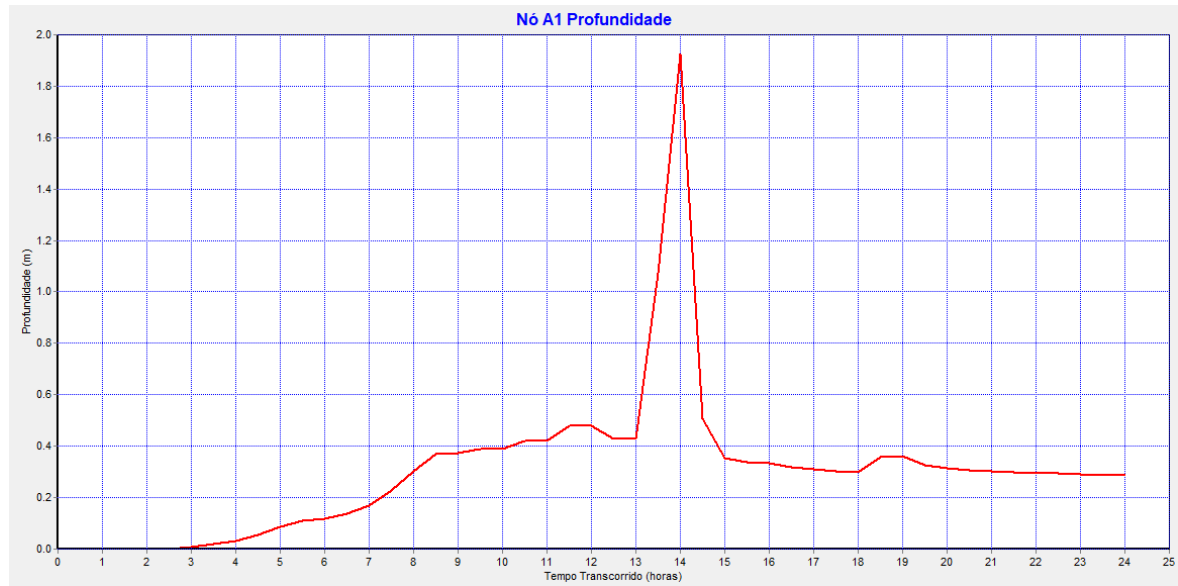


Gráfico 19 – Profundidade del estanque de retención

Profundidade del estanque de retención con anchura de las subcuencas de una décima de la longitud del área

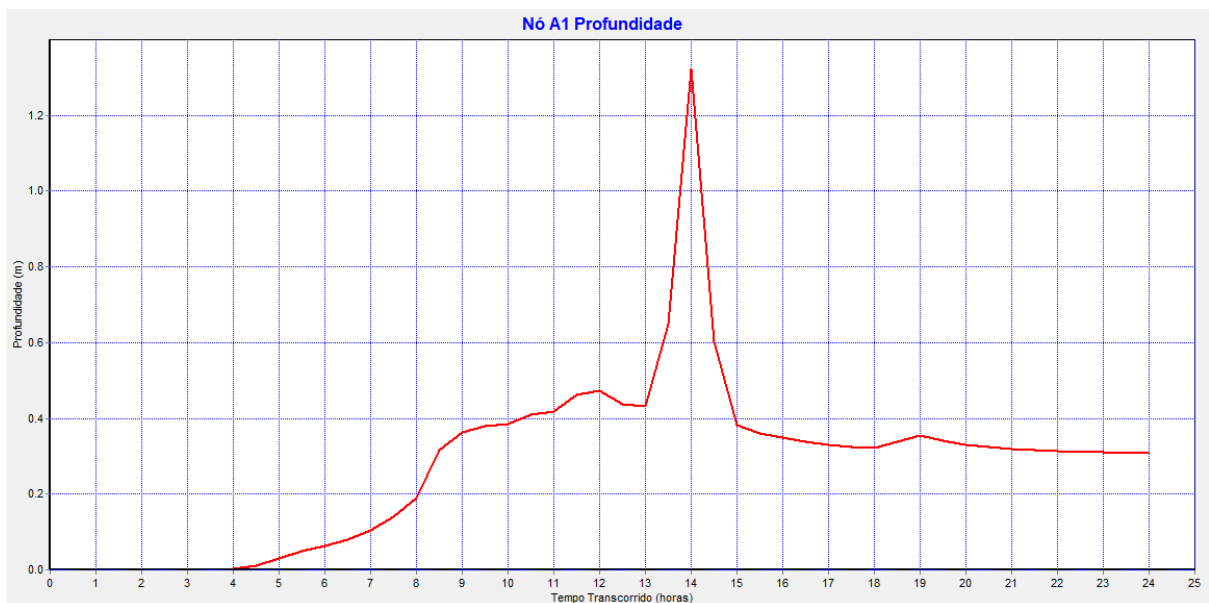


Gráfico 20 – Profundidade del estanque de retención

Como ya se expuso en el apartado 10.2.3.1. si la cuenca es muy alargada, naturalmente cuando empieza a llover, las partículas que están cerca de la salida empiezan a manifestarse como escorrentía, por el contrario, las que están al principio de la cuenca y más alejadas de la zona de desagüe, las que cayeron lejos tardarán mucho en adherirse. Esta observación se ve reflejado en el Gráfico 20 dónde la lámina de agua llega a su punto más elevado en 1.3 metros al contrario que los Gráfico 18 y Gráfico

19 , los cuales no se aprecia una reducción tan dramática de la lámina de agua como sucede para un sistema con subcuencas más alargadas en cuanto a su forma.

Se puede concluir que la importancia de la forma de las cuencas del sistema está altamente relacionada con la altura de la lámina de agua que atinge dentro del estanque de retención.

Volumen almacenado del estanque de retención con anchura de las subcuencas la raíz cuadrada del área de las mismas

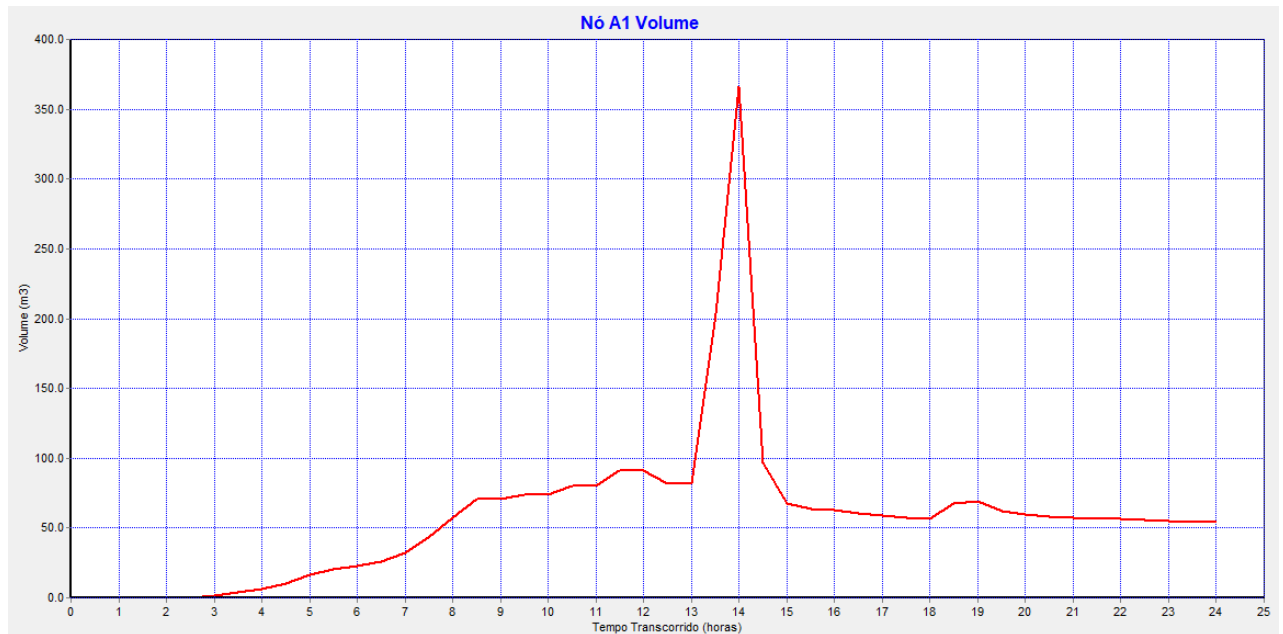


Gráfico 21 – Volumen almacenado del estanque de retención

Volumen almacenado del estanque de retención con anchura real de las subcuencas

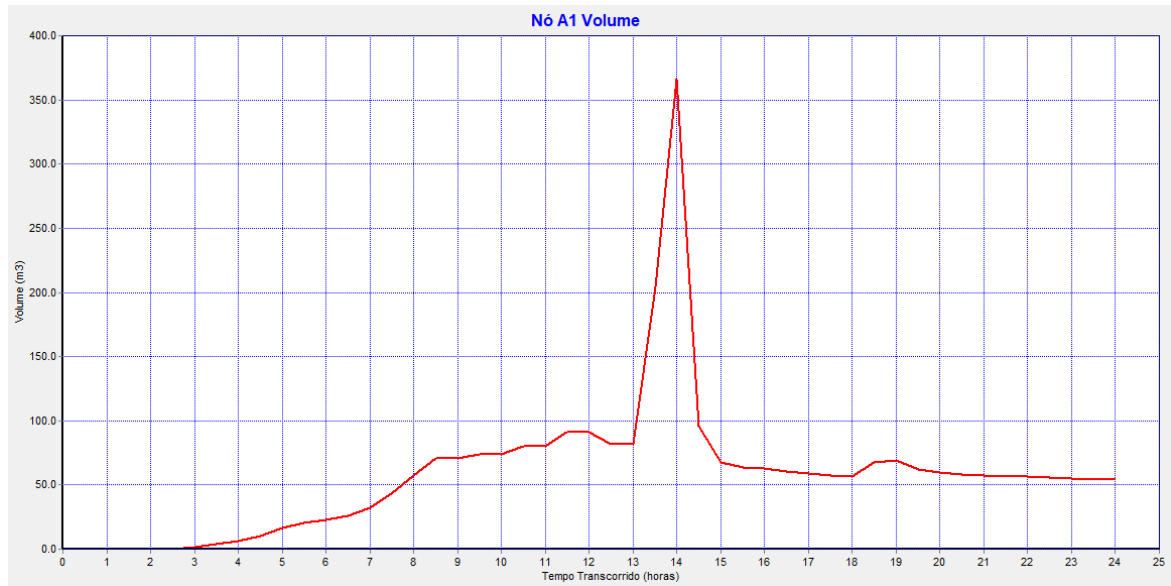


Gráfico 22 – Volumen almacenado del estanque de retención

Volumen almacenado del estanque de retención con anchura de las subcuencas de una décima de la longitud del área

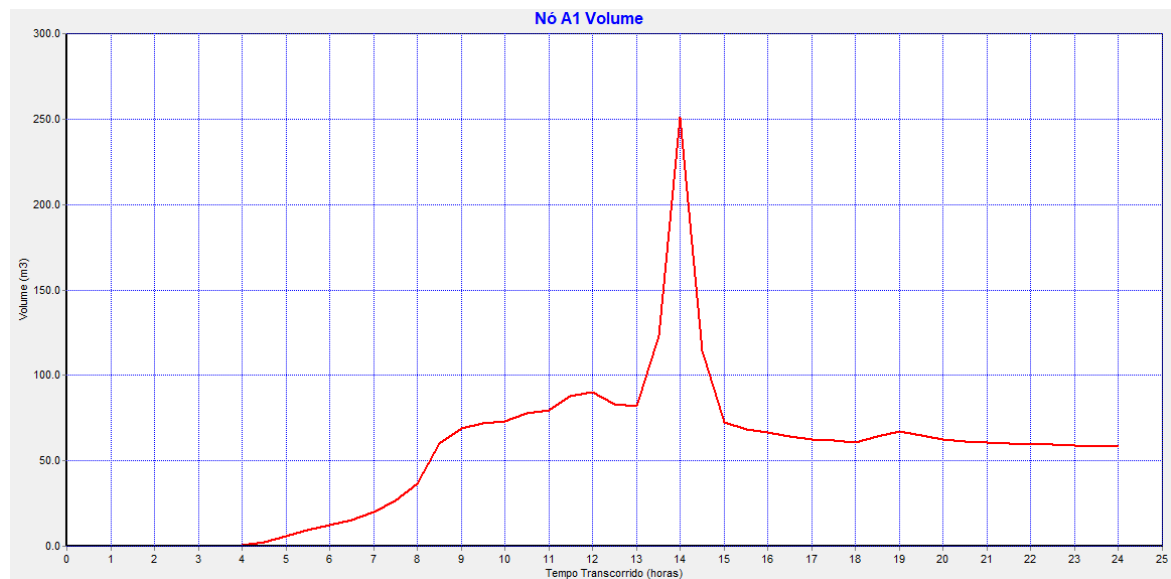


Gráfico 23 – Volumen almacenado del estanque de retención

De igual forma a como se analizó en el apartado 10.2.3.1. cuanto más dilatada en cuanto a su longitud se refiere sea el área de la cuenca, menor será la acumulación de escorrentía en la zona de salida de la misma y por tanto la representación en el hidrograma de caudal con respecto al tiempo en el estanque de almacenamiento será representada por una curva de menor caudal pico que en el caso de una cuenca con una forma más cuadrada.

Esto se ve reflejado en cada uno de los tres gráficos anteriores en los cuales las dos primeras representaciones con cuencas más semejantes a formas cuadradas no se aprecia una variación del volumen relevante, sin embargo, en la cuenca con forma más prolongada en su longitud se denota una clara disminución del volumen almacenado en el momento más crítico de la serie temporal.

Por tanto, cabe destacar una relación directa entre la forma del sistema de cuencas con el volumen almacenado que será retenido por el estanque de retención durante la duración de las precipitaciones.

Ley del caudal de las conductas a entrada y salida del estanque de retención con anchura de las subcuencas la raíz cuadrada del área de las mismas

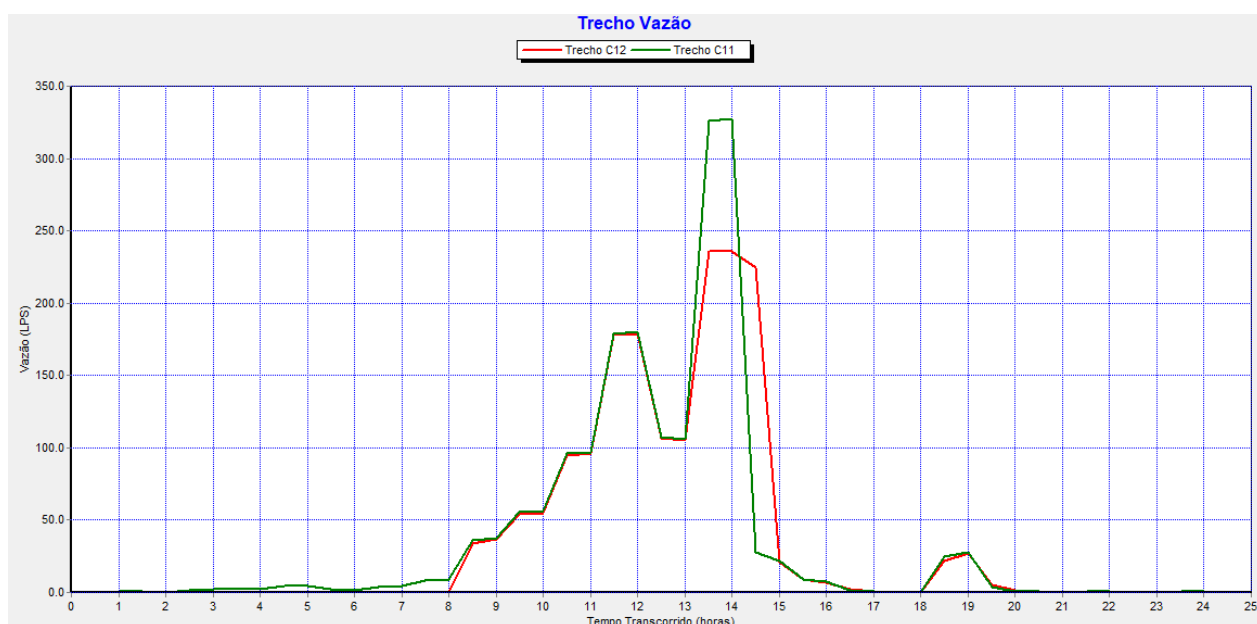


Gráfico 24 – Ley del caudal de las conductas a entrada y salida del estanque de retención

Ley del caudal de las conductas a entrada y salida del estanque de retención con anchura real de las subcuencas

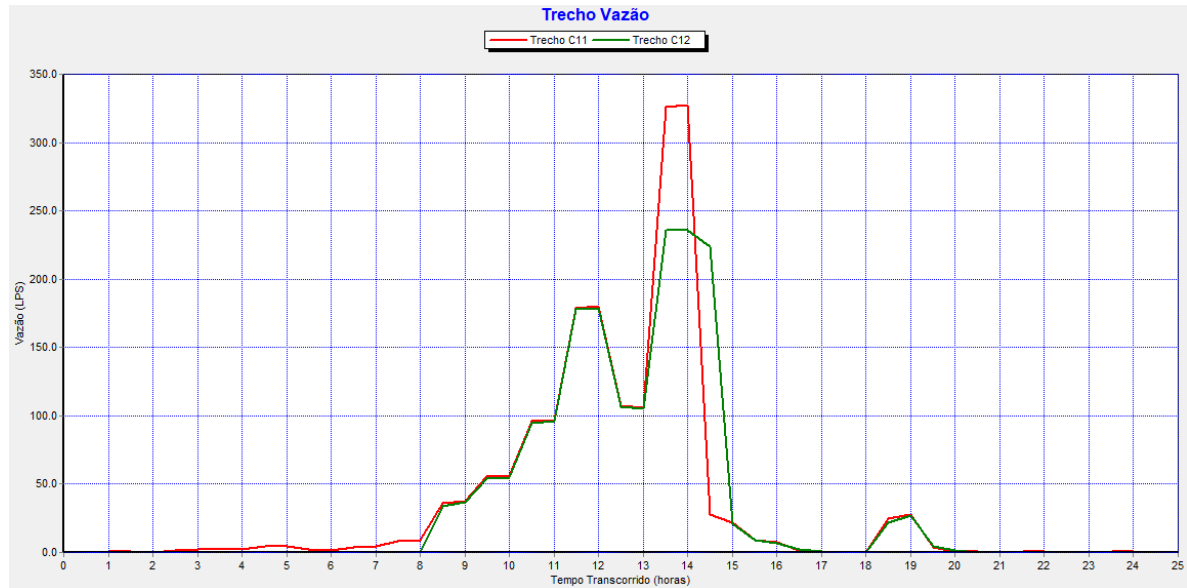


Gráfico 25 – Ley del caudal de las conductas a entrada y salida del estanque de retención

Ley del caudal de las conductas a entrada y salida del estanque de retención con anchura de las subcuencas de una décima de la longitud del área

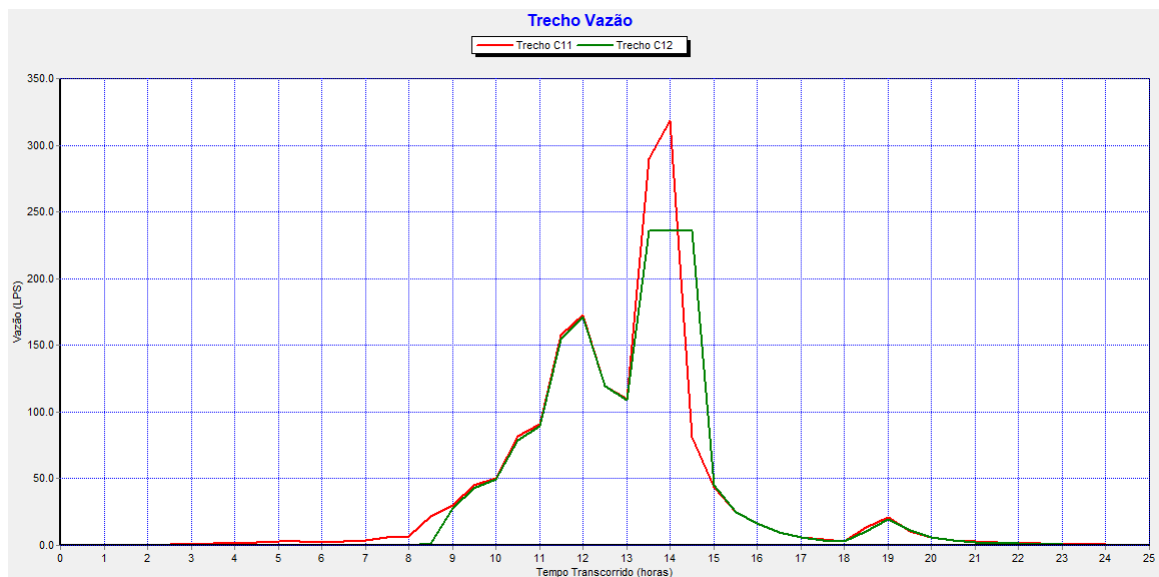


Gráfico 26 – Ley del caudal de las conductas a entrada y salida del estanque de retención

Por último, comparando la ley de caudales del Gráfico 24, Gráfico 25 y Gráfico 26 se llega a la conclusión que en el caso tanto del Gráfico 24 como del Gráfico 25, el área que está debajo de la línea verde después las 14:30 horas, ese volumen (si multiplicamos ese área por tiempo) es mayor que el mismo volumen ubicado en el Gráfico 26. Esto ocurre porque el propio caudal de punta que está a llegar en el caso del sistema con cuencas con forma más alargadas es menor. Prueba de ello es que en

este hidrograma en el sistema de cuencas alargadas el caudal punta se aproxima a 325 litros por segundo mientras que en el sistema de subcuencas menos alargadas el caudal punta llega entorno los 350 litros por segundo.

Otro aspecto importante a mencionar es que en el caso del Gráfico 25, los caudales pasan a ser cero sobre las 16:30 horas mientras que en Gráfico 26 solo vuelven ser cero cerca de las 18:00 horas, lo que se comprende que siendo el sistema de cuencas con formas más alargadas en el Gráfico 26, los caudales de punta son reducidos sin embargo van a demorar más tiempo a que el efecto de las precipitaciones comience a manifestarse conforme ya vimos en la Fotografía 27.

Como se vuelve a demostrar tras la comparación de estos tres gráficos anteriores, es de esperar en términos físicos que para un sistema de drenaje pluvial con subcuencas alargadas en cuanto a su forma se refiere para igual área y para igual coeficiente de escorrentía, el caudal de punta será menor, siendo los volúmenes de escorrentía los mismos, comparado con un sistema de drenaje con subcuencas más cuadradas, sin embargo esos caudales en el caso de las subcuencas alargadas van a tener que manifestarse a lo largo de mayor tiempo. Esto se traduce en un hidrograma con una curva que va a terminar más tarde como es el caso del Gráfico 26, que se aproxima a valor cerca de cero sobre las 18:00 horas mientras que en el Gráfico 24 y Gráfico 25 con subcuencas bastante menos alargadas se aproxima a cero sobre las 16:30 horas.

La diferencia entre los caudales que corresponde al área encima de la línea roja hasta la verde del Gráfico 25 y Gráfico 26 son aquellos volúmenes que hay que liberar del estanque de retención al quedar almacenados durante un periodo de tiempo. En el caso del Gráfico 25 esa diferencia de área es mayor por las diferentes razones expuestas anteriormente lo que nos demuestra que la colocación del estanque de retención es coherente con aquello que es la influencia de la forma del elemento de almacenamiento del sistema en los caudales afluentes.

6.3.4. ANTES Y DESPUÉS DE LA IMPERMEABILIZACIÓN DEL SUELO

Como apartado final a esta tesis y principal problema ambiental, económico y social que supone la impermeabilización de la zona de estudio en São Mamede de Infesta, se representa a continuación una comparación entre la capacidad de transporte de la conducta C11, conducta que drena el caudal procedente de todo el sistema de aguas pluviales, antes y después de la construcción y por consiguiente impermeabilización de la superficie de la zona proyectada. Este análisis es de vital importancia ya que el estudio y dimensionamiento del estanque de retención en esta zona de estudio es llevada a cabo precisamente para mitigar los impactos ambientales asociados al urbanismo tradicional presente en esta zona. El enfoque tradicional intenta deshacerse del agua de lluvia lo más rápido posible lejos del lugar de origen, en el mejor de los casos previo tratamiento. El nuevo enfoque trata de retener y atenuar en origen los caudales pico y la contaminación difusa.

Ya no solo es interesante este apartado desde el punto de vista de lo que está construido hasta el momento sino también es importante para el estudio de una posible construcción en un futuro de una nueva urbanización en este terreno, construcción que iría conectada a la actual red de drenaje de aguas pluviales. Por tanto, la construcción de una nueva urbanización debe ser ejecutada de tal manera que se garantizase desde el punto de vista hidráulico que no iba a colocar en carga la estructura que ya

estaba instalada. El caudal máximo que se descargaría referente a la nueva urbanización no podría ultrapasar la capacidad de transporte de esa estructura en adelante.

Para la simulación correspondiente a antes de la impermeabilización del suelo, se proyectará un terreno en el cual no existe ninguna subcuenca construida por ninguna vivienda o calle, simplemente terreno natural. Para la programación en el programa SWMM, esta simulación con terreno natural será reflejada por los siguientes parámetros:

% Impermeabilidad: porcentaje del área superficial impermeable. Este parámetro sería igual a 0 ya que se considerará terreno natural;

% Área impermeable sin almacenamiento: porcentaje del área impermeable sin almacenamiento en depresión. Este parámetro sería igual a 0 ya que se considerará terreno natural;

A continuación, se muestra en la Fotografía 34 estos parámetros introducidos en una de las subcuencas:

Sub-bacia S22

Propriedades	Valor
Identificador	S22
Coordenada X	-958111.463
Coordenada Y	5041630.159
Descrição	
Etiqueta	
Pluviômetro	R1
Exutório	n11
Área	0.19
Largura	43.59
% Declividade	0.5
% Impermeável	0
n-Impermeável	0.01
n-Permeável	0.1
PA-Impermeável	0.05
PA-Permeável	0.05
% A. imp s/ am.	0
Propag. Escoamento	OUTLET
% Propagada	100
Infiltração	HORTON
Águas Subterrâneas	NO
Acumulação de Neve	
Controles LID	0
Uso do Solo	0
Área da sub-bacia (ha)	

Fotografía 34 – Parámetros de la subcuenca 22 con terreno natural

El resultado de este análisis en terreno natural está representado en el Gráfico 27 por el caudal en litros por segundo drenado por la conducta C11 que se encuentra al final del sistema de aguas pluviales:

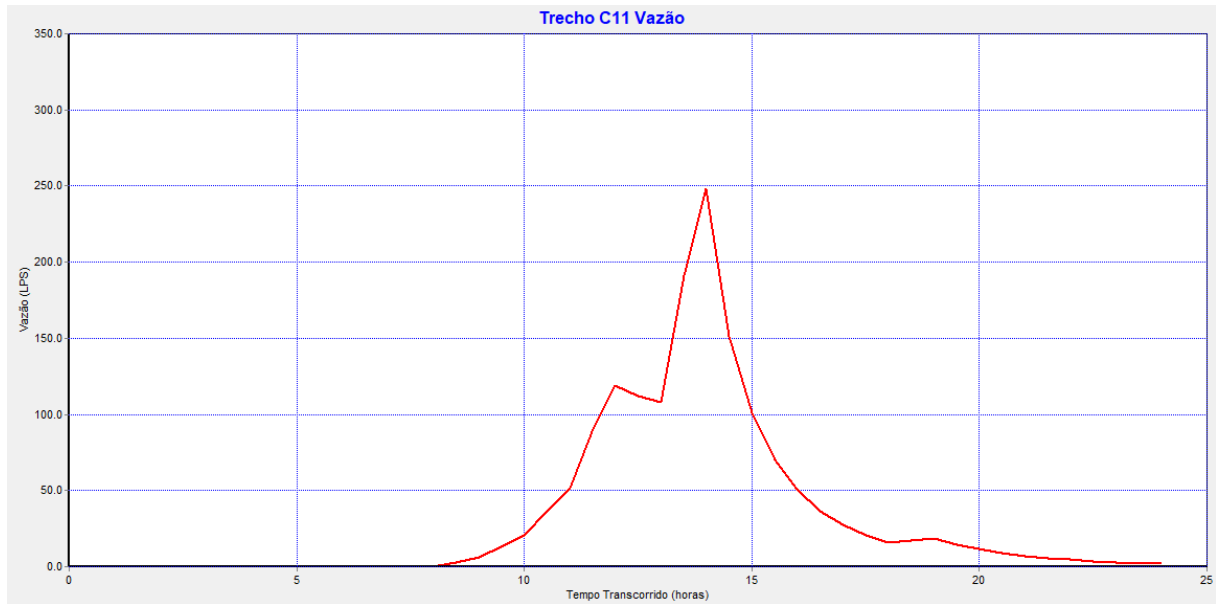


Gráfico 27 – Caudal drenado por la conducta C11 antes de la urbanización

Comparando este gráfico con un análisis del colector C11 después de la construcción e impermeabilización de la zona representado en el Gráfico 28:

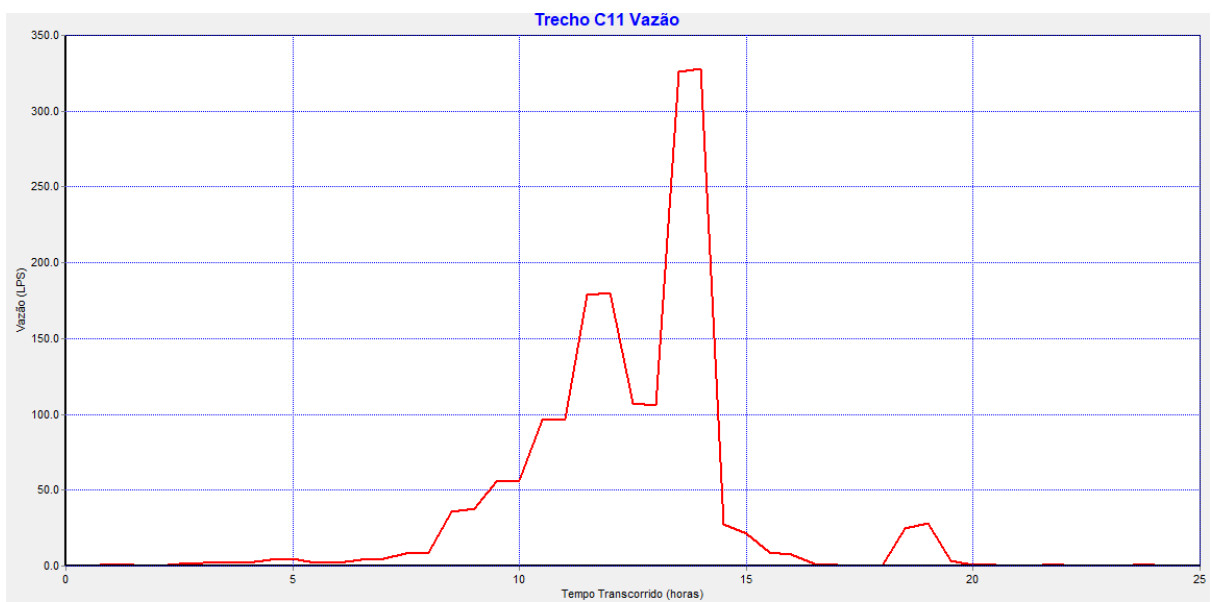


Gráfico 28 – Caudal drenado por la conducta C11 após urbanización

Nótese que las subcuencas del sistema de drenaje após la urbanización del terreno están dimensionadas con la anchura igual a la raíz cuadrada del área de las subcuencas.

Como resultado de la comparación de ambos gráficos se destaca que la impermeabilización del suelo es un condicionante en la gestión del agua de lluvia dentro de la ciudad. Una intensiva impermeabilización de los suelos modifica profundamente el ciclo natural del agua de la región.

La drástica reducción de la capacidad de infiltración del terreno hace que gran parte de la precipitación se transforme en escorrentía superficial, que se concentra rápidamente originando grandes caudales punta.

En ambas representaciones se muestra una diferencia notable en cuanto al flujo del caudal a través de la misma conducta, provocando así en el Gráfico 28 una circulación del flujo mucho mayor en cuanto a la cantidad de caudal y una variación del caudal con pendientes muy abruptas a lo largo del tiempo que derivan en dificultades a la hora de gestionar y tratar esas aguas creando desbordamientos de los sistemas actuales de drenaje pluvial. Nada más lejos de la realidad de lo que se produce en el Gráfico 27 que representa el caudal de la conducta C11 con subcuencas de terreno natural.

Existe una relación bidireccional entre la gestión de inundaciones y la gestión de las aguas de lluvia. Como resultante de la comparación de ambos gráficos, la mayor preocupación por la gestión de las inundaciones favorece la coordinación en la cantidad y calidad de las aguas procedentes de las precipitaciones y viceversa.

Por tanto, el impacto del continuo crecimiento exponencial de las zonas impermeables, combinado con el aumento progresivo de las precipitaciones extremas debido al cambio climático y la construcción de redes de drenaje de aguas pluviales que aceleran la conducción de la escorrentía aguas abajo, provoca un problema notorio en cuanto a la paralización de ciertas zonas, en nuestro caso São Mamede de Infesta, derivadas por las inundaciones que ocasionan las fuertes precipitaciones.

Así, en un contexto de cambio climático, que anuncia el incremento de la frecuencia de fenómenos extremos como lluvias torrenciales, la minimización de la vulnerabilidad de las poblaciones urbanas ante las inundaciones apunta hacia la necesidad de optimizar la convivencia de la red de drenaje artificial, mejorando su funcionamiento hidráulico y energético, y la red de drenaje natural.

7

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1. CONCLUSIONES GENERALES

Una intensiva impermeabilización de los suelos urbanos modifica profundamente el ciclo natural del agua con los consecuentes impactos tanto en el aumento de la vulnerabilidad de las poblaciones como en la salud de los ecosistemas acuáticos.

La escorrentía superficial, más concretamente su cantidad, calidad y origen, constituye el principal problema del drenaje urbano. Las soluciones convencionales que solo se preocupan por la cantidad de agua a evacuar no funcionan a largo plazo. Las estrategias para la gestión del agua de lluvia deben planificarse en función del propósito y las condiciones locales.

Así, en un contexto de cambio climático, que anuncia el incremento de la frecuencia de fenómenos extremos como lluvias torrenciales, la minimización de la vulnerabilidad de las poblaciones urbanas ante las inundaciones apunta hacia la necesidad de vital importancia optimizar la convivencia de la red de drenaje artificial, mejorando su funcionamiento hidráulico y energético.

Los sistemas sostenibles pretenden mitigar los impactos ambientales asociados al urbanismo tradicional. Estos sistemas, desde el punto de vista de la ingeniería, buscan un vínculo efectivo entre el servicio que presta el sistema urbano y el problema que provoca su impermeabilidad. Por tanto, se plantea un nuevo enfoque en el diseño del drenaje urbano.

Como se describe en el capítulo dos y tres, los Sistemas de Drenaje Sostenible se perfilan como una herramienta fundamental para una gestión más integrada del agua en la ciudad, que aumente la resiliencia de los sistemas actuales. Promueven dar soluciones innovadoras a problemas relacionados con la cantidad y la calidad de las escorrentías urbanas.

Como se analizó en los cálculos efectuados, existe una relación bidireccional entre la gestión de inundaciones y la gestión de las aguas de lluvia en las ciudades.

En relación a las simulaciones realizadas en el programa SWMM, se puede concluir que la importancia de la forma de las cuencas del sistema está altamente relacionada con la altura de la lámina de agua que atinge dentro del estanque de retención.

Por tanto, cabe destacar una relación directa entre la forma del sistema de cuencas con el volumen almacenado que será retenido por el estanque de retención durante la duración de las precipitaciones.

Como resultado de la comparación de ambos gráficos antes y después del proceso de urbanización se destaca que la impermeabilización del suelo es un condicionante en la gestión del agua de lluvia

dentro de la ciudad. Una intensiva impermeabilización de los suelos modifica profundamente el ciclo natural del agua de la región.

Se trata por tanto de reconocer y poner en valor las funciones esenciales de la red de drenaje natural para conseguir una mejora no sólo de la evacuación de la escorrentía urbana, sino también del ciclo natural del agua que sustenta las necesidades de la ciudad.

7.2. DIFICULTADES SENTIDAS DURANTE EL DESARROLLO DEL TRABAJO

Durante la realización de este trabajo, la mayor dificultad sentida fue tanto la falta de legislación que regulen los sistemas de drenaje sostenible como su difusa información. Esto se debe a la carencia en la integración y unificación de la ley con las directrices que marca la Directiva europea de reglamentación para los sistemas de drenaje sostenible tanto España como Portugal.

El dimensionamiento hidráulico de la red de drenaje de aguas pluviales incluyendo el estanque de retención para un correcto funcionamiento, supuso una hazaña y desafío que fue solventado con una mejora comprensión y entendimiento de las variables y parámetros que entraban en juego gracias a la ayuda del profesor Don Francisco Piqueiro.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ARBELO, Antonio Rodríguez - S.U.D.S, Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles: Hacia una gestión integral del ciclo urbano del agua. [Em linha] Disponível em WWW:<URL:http://oa.upm.es/47528/1/TFG_Rodriguez_Arbelo_AntonioMiguel.pdf>.
- [2] AVILEZ- VALENTE, P. - Sistemas de drenagem pluvial. 2020) 76.
- [3] CÂMARA MUNICIPAL DE MATOSINHOS - Carta Educativa do Conselho de Matosinhos [Em linha], atual. 2006. Disponível em WWW:<URL:https://www.cm-matosinhos.pt/cmmatosinhos2020/uploads/writer_file/document/23266/carta_educativa_do_concelho_de_matosinhos.pdf>.
- [4] CARLOS, José et al. - Sistemas de Abastecimento de Água e Drenagem Urbana – 1a Parte Bacias e Câmaras de Retenção. [s.d.]).
- [5] COSTA, JOÃO MANUEL RODRIGUES - Gestão De Águas Pluviais Em Áreas Urbanas [Em linha] Disponível em WWW:<URL:https://sigarra.up.pt/feup/pt/pub_geral.pub_view?pi_pub_base_id=119160>.
- [6] E2STORMED - Centro polivalente de la juventud benaguasil [Em linha] Disponível em WWW:<URL:http://observatoriaigua.uib.es/repositori/asoc_benaguasilb.pdf>.
- [7] GUEDES, Luís - Análise comparativa do território nos Planos Diretores do Porto e concelhos limítrofes [Em linha]. [S.l.] : Universidade Fernando Pessoa, 2015 Disponível em WWW:<URL:http://hdl.handle.net/10284/4940>.
- [8] ITUARTE, Leandro Del Moral et al. - Guía Para La Incorporación De La Gestión Sostenible Del Agua En Áreas Urbanas [Em linha] Disponível em WWW:<URL:https://www.upo.es/giest/wp-content/uploads/2020/04/GUIA_AQUARIBA.pdf>.
- [9] MINISTERIO DE AGRICULTURA, Alimentación Y Medio Ambiente - Manual Nacional de Recomendaciones para el Diseño de Tanques de Tormenta. 2014) 185.
- [10] MOMPARTLER, Sara Perales - Primeras experiencias de Drenaje Sostenible (SuDS) en España Proyecto AQUAVAL (Life+). 2012).
- [11] PORDATA - Página 1 de 3, 2021. Disponível em WWW:<URL:https://www.pordata.pt/Portugal/Precipitação+total-1070>.
- [12] SAÑUDO-FONTANEDA, Luis A.; RODRIGUEZ-HERNANDEZ, Jorge; CASTRO-FRESNO, Daniel - Diseño y Construcción de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) [Em linha] Disponível em WWW:<URL:https://www.researchgate.net/publication/257231993_Diseño_y_Construcción_de_Sistemas_Urbanos_de_Drenaje_Sostenible_SUDS>.
- [13] SIMONI, Dayanne; SILVA, De Castro - Contributo para uma estratégia de promoção e valorização do solo rústico de Matosinhos [Em linha] Disponível em WWW:<URL:https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/125022/2/372372.pdf>.
- [14] SORIANO, Lucía et al. - LOS SISTEMAS DE DRENAJE URBANO SOSTENIBLE: DESARROLLO ACTUAL Y TENDENCIAS DE FUTURO [Em linha] Disponível em WWW:<URL:https://fnca.eu/images/documentos/Documentos sin clasificar/04_Memoria Proyecto3.SUDS.pdf>.
- [15] SWMM - SWMM Modelo de Gestión de Aguas Pluviales [Em linha] Disponível em WWW:<URL:http://www.instagua.upv.es/swmm/descargas/Manual_SWMM5vE.pdf>.
- [16] TORMO, Vicente et al. - Guía Técnica de aprovechamiento de aguas pluviales en edificios [Em linha] Disponível em WWW:<URL:https://aquaespana.org/sites/default/files/documents/files/2016.Guia_.tecnica.pluviales>.

pdf>. ISBN 0000000000000.

[17] TRAPOTE, Arturo; FERNÁNDEZ, Héctor - Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible [Em linha] Disponível em WWW:<URL:<http://agroambient.gva.es/documents/163005665/163975683/AGRICULTURA8-16I+memoria/1d8cb413-3eb3-4f5e-a247-e4466a59b21c>>.

[18] URBANISMO, Ministerio De Vivienda Y - 4.3. Obras De Almacenamiento. Em Técnicas alternativas para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos [Em linha] Disponível em WWW:<URL:[http://serviu10.minvu.cl/documentos/Urbanismo y Construccion/Normativa Tecnica/aguas lluvias/Capitulo4_3.pdf](http://serviu10.minvu.cl/documentos/Urbanismo_y_Construccion/Normativa_Tecnica/aguas_lluvias/Capitulo4_3.pdf)>. p. 227.

[19] VALÈNCIA, Universidad De Cantabria Y El Instituto De Ingeniería Hidráulica Medio Ambiente (IIAMA) De La Universitat Politècnica De - Jornada RedSuDS 2017. 2017).

ANEXOS

L _{máx} na valeta (art. 165º):		1. m	tp (art. 128º):		8 min	Região pluv.:		A									
Incl. Transv.:		2.5%	T (art. 129º):		10 anos	a =		290.58									
Ks (m ^{1/3} /s):		65				b =		-0.549									
U _{max} :		3.00															
Tramo	L (m)	Cota del terreno		Inclinación de la vía (%)	Área a drenar				Q a drenar		Q _{máx} canales desagüe (L/s)	I (mm/h)	Nº min de sumideros en cada lado	Verificación			
		Mont (m)	Jus (m)		Esq (m²)	C	Dir (m²)	C	Esq (L/s)	Dir (L/s)				L _{Esq} (m) Máx: 1 m	U _{Esq} (m/s) Máx: 3 m/s	L _{Dir} (m) Máx: 1 m	U _{Dir} (m/s) Máx: 3 m/s
Topo-CV1	5.60	99.85	99.60	4.46	72.8	0.8	67.6	0.825	1.50	1.44	9.09	92.78	1	0.51	0.46	0.50	2.90
CV1-CV2	60.00	99.60	96.00	6.00	257	0.8	2768	0.45	5.30	32.10	10.54	92.78	4	0.46	0.50	0.90	0.26
CV2-CV3	50.00	96.00	93.60	4.80	277	0.8	1228	0.75	5.71	23.74	9.43	92.78	3	0.55	0.51	0.94	0.29
CV3-CV4	56.45	93.60	91.45	3.81	342	0.8	1647	0.75	7.05	31.84	8.40	92.78	4	0.56	0.45	0.98	0.17
CV4-CV5	44.00	91.45	89.00	5.57	293	0.8	1213	0.75	6.04	23.45	10.16	92.78	3	0.55	0.54	0.91	0.33
CV5-CV6	44.00	89.00	87.00	4.55	179	0.8	138	0.8	3.69	2.85	9.18	92.78	1	0.71	0.58	0.64	1.77
CV6-CV7	30.00	87.00	85.30	5.67	489	0.475	383	0.8	5.99	7.90	10.25	92.78	1	0.82	0.72	0.91	1.00
CV7-CV8	28.14	85.30	84.20	3.91	186	0.75	1868	0.75	3.60	36.11	8.51	92.78	5	0.40	0.37	0.94	0.15
CV8-CV9	50.00	84.20	82.00	4.40	1490	0.75	1339	0.75	28.80	25.88	9.03	92.78	4	0.92	0.68	0.88	0.23
CV9-CV10	50.61	82.00	79.70	4.54	1476	0.75	1496	0.7	28.53	26.99	9.17	92.78	4	0.91	0.69	0.89	0.23
CV10-CV11	42.67	79.70	79.10	1.41	1070	0.75	1239	0.7	20.68	22.35	5.10	92.78	5	0.92	0.39	0.95	0.09
CV11-A1	20.00	79.10	78.45	3.25	0	0	0	0	0.00	0.00	7.76	92.78	0	-	-	-	-
A1-E1	20.00	78.45	77.1	6.75	0	0	0	0	0.00	0.00	11.18	92.78	0	-	-	-	-

Tabla 22 – Dimensionamiento hidráulico de los sumideros

Región plu:	A	L (128º):		Exigencias regulatorias (art. 133º):																									
a =	290.58	m	Ks (m ^{1/3} /s):	80	U _{lim} 30 min		0.3%																						
b =	0.549	m			U _{lim} 5 min		15%																						
Tramo	L (m)	Cotas a montante				Cotas a jusante				Inclinaciones		Área a drenar (m²)	C	CA (m²)	ECA (m²)	tc (min)	I (mm/h)	Q (m³/s)	Tramo	L (m)	D (mm)		Q _s sección llena	q (Q/Q _s)	yD	y (m)	x (m)	U (m/s)	V _{sección} (m/s)
		Terreno (m)	h (m)	Solera (m)	Terreno (m)	h (m)	Solera (m)	Terreno (m)	h (m)	Solera (m)	Colector (m)										nominal	interior							
Topo-CV1	5.60	99.85	1.00	99.85	99.60	1.00	98.60	4.46	4.46	145.4		0.8125	114.1	114.1	114.1	8.0	92.8	0.003	Topo-CV1	5.60	250	218.4	0.091	0.03	0.12	0.03	0.72	1.12	0.08
CV1-CV2	60.00	99.60	1.00	99.60	96.00	1.00	95.00	6.00	6.00	3025		0.625	1890.6	2004.7	8.1	92.3	0.051	CV1-CV2	60.00	250	218.4	0.106	0.49	0.49	0.11	1.56	2.78	0.36	
CV2-CV3	50.00	96.00	1.00	96.00	93.60	1.00	92.60	4.80	4.80	1505		0.775	1166.4	3171.1	8.4	90.1	0.079	CV2-CV3	50.00	250	218.4	0.095	0.84	0.70	0.15	1.99	2.81	0.30	
CV3-CV4	56.45	93.60	1.00	93.60	91.45	1.00	90.45	3.81	3.81	1989		0.775	1541.5	4712.6	8.7	88.4	0.116	CV3-CV4	56.45	315	274.8	0.155	0.74	0.65	0.18	1.87	2.84	0.33	
CV4-CV5	44.00	91.45	1.00	90.45	89.00	1.00	88.00	5.57	5.57	1506		0.775	1167.2	5879.7	9.1	86.6	0.141	CV4-CV5	44.00	315	274.8	0.188	0.75	0.65	0.18	1.88	3.45	0.21	
CV5-CV6	44.00	89.00	1.00	88.00	87.00	1.00	86.00	4.55	4.55	317		0.8	253.6	6133.3	9.3	85.5	0.146	CV5-CV6	44.00	315	274.8	0.170	0.86	0.72	0.20	2.02	3.21	0.23	
CV6-CV7	30.00	87.00	1.00	86.00	85.30	1.00	84.30	5.67	5.67	872		0.6375	555.9	6889.2	9.5	84.4	0.157	CV6-CV7	30.00	315	274.8	0.189	0.83	0.70	0.19	1.98	3.55	0.14	
CV7-CV8	28.14	85.30	1.00	84.30	84.20	1.00	83.20	3.91	3.91	2254		0.75	1540.5	6228.7	9.7	83.7	0.191	CV7-CV8	28.14	315	274.8	0.157	1.22	0.93	0.26	2.61	3.33	0.14	
CV8-CV9	50.00	84.20	1.00	83.20	82.00	1.00	81.00	4.40	4.40	2829		0.75	2121.8	10551.5	9.8	83.0	0.239	CV8-CV9	50.00	400	348.6	0.315	0.78	0.66	0.23	1.89	3.59	0.23	
CV9-CV10	50.61	82.00	1.00	81.00	79.70	1.00	78.70	4.54	4.54	2972		0.725	2154.7	12506.2	10.0	82.0	0.285	CV9-CV10	50.61	400	348.6	0.320	0.89	0.73	0.26	2.06	3.79	0.22	
CV10-CV11	42.67	79.70	1.00	78.70	79.10	1.00	78.10	1.41	1.41	2309		0.725	1674.0	14180.2	10.2	81.0	0.319	CV10-CV11	42.67	500	437.2	0.326	0.98	0.79	0.34	2.18	2.52	0.28	
CV11-A1	20.00	79.10	1.00	78.10	78.45	1.00	77.45	3.25	3.25	0		0	0	0	14180.2	10.5	79.8	0.314	CV11-A1	20.00	500	437.2	0.495	0.63	0.58	0.29	1.74	2.45	0.10
A1-E1	20.00	78.45	1.70	78.75	77.10	2.00	75.10	6.75	8.25	0		0	0	0	14180.2	10.8	79.4	0.229	A1-E1	20.00	315	274.8	0.229	1.00	0.80	0.22	2.22	4.50	0.07

Tabla 23 – Dimensionamiento hidráulico de los colectores

Hora (H:M:S)	Volumen (m3)	Hora (H:M:S)	Volumen (m3)	Hora (H:M:S)	Volumen (m3)
00:30:00	0.01	09:30:00	74.02	18:30:00	67.83
01:00:00	0.03	10:00:00	74.17	19:00:00	68.92
01:30:00	0.01	10:30:00	80.06	19:30:00	62.12
02:00:00	0.01	11:00:00	80.21	20:00:00	59.66
02:30:00	0.07	11:30:00	90.86	20:30:00	58.34
03:00:00	1.40	12:00:00	91.03	21:00:00	57.34
03:30:00	3.56	12:30:00	81.58	21:30:00	56.58
04:00:00	5.98	13:00:00	81.42	22:00:00	56.31
04:30:00	10.39	13:30:00	203.81	22:30:00	55.95
05:00:00	16.74	14:00:00	365.98	23:00:00	55.13
05:30:00	20.77	14:30:00	96.59	23:30:00	54.38
06:00:00	22.49	15:00:00	67.51	00:00:00	54.11
06:30:00	26.20	15:30:00	63.96		
07:00:00	32.46	16:00:00	63.10		
07:30:00	43.13	16:30:00	60.53		
08:00:00	57.34	17:00:00	58.85		
08:30:00	70.38	17:30:00	57.75		
09:00:00	70.89	18:00:00	56.77		

Tabla 24 – Volumen almacenado en el estanque de retención (nótese: subcuencas con anchuras raíz cuadrada del área de la misma)

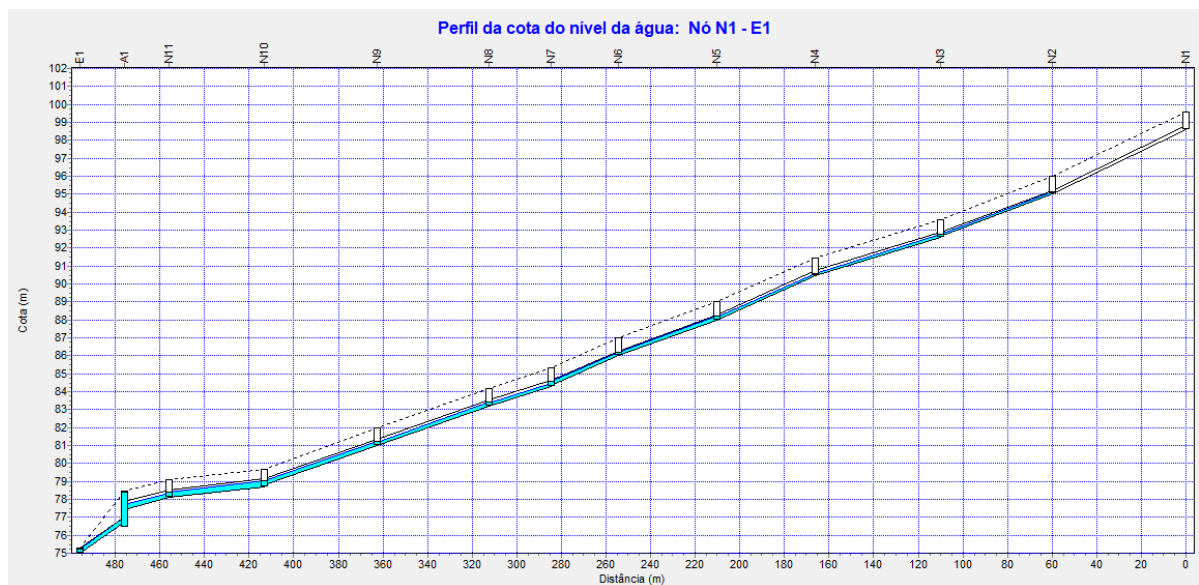
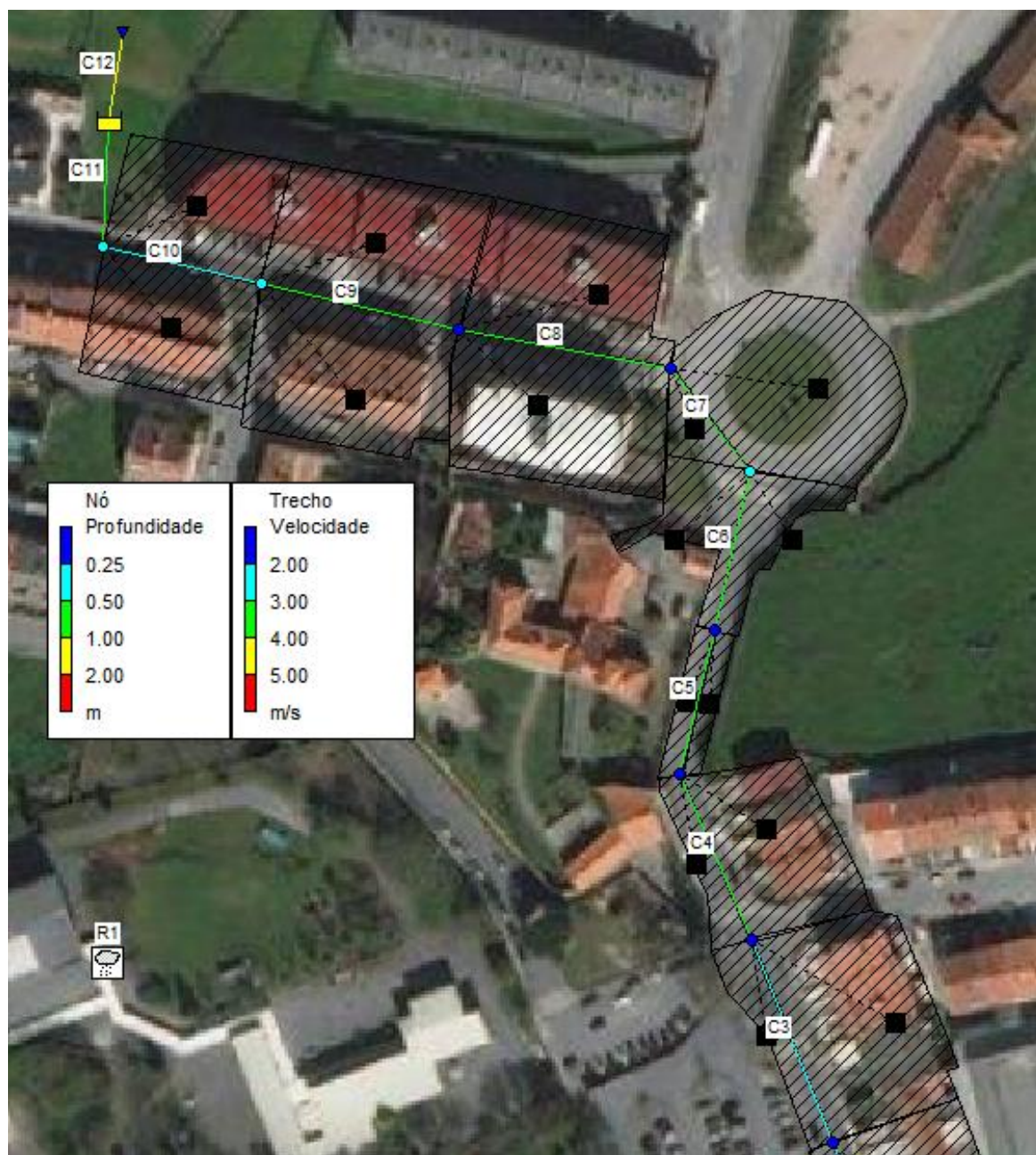


Gráfico 29 – Perfil del sistema con la lámina de agua en el momento más crítico [14:00:00] horas (nótese: subcuencas con anchuras raíz cuadrada del área de la misma)



Fotografia 3525 – Profundidad de los nodos y velocidad de los colectores en el momento más crítico de la parte final del sistema de drenaje [14:00:00] horas (nótese: subcuencas con anchuras raíz cuadrada del área de la misma)



Fotografia 36 – Impermeabilidade de las subcuencas y flujo de caudales de los colectores en el momento más crítico de la parte final del sistema de drenaje [14:00:00] horas (nótese: subcuencas con anchuras raíz cuadrada del área de la misma)