



Dissertação

Mestrado em Engenharia Civil - Construções Civas

Drenagem Urbana: Centro Histórico de Leiria

Wilson Antunes Xavier Martins

Leiria, Setembro de 2016



Dissertação

Mestrado em Engenharia Civil - Construções Cívicas

Drenagem Urbana: Centro Histórico de Leiria

Wilson Antunes Xavier Martins

Dissertação de Mestrado realizada sob a orientação do Doutor Ricardo de Jesus Gomes e coorientação do Engenheiro Fernando Ferreira da Cruz, Professores da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria.

Leiria, Setembro de 2016

Dedicatória

À minha companheira Alícia Jessara Spencer Fortes pela compreensão, atenção e apoio dado durante a realização desta dissertação, ao meu filho William Xavier Spencer Martins, à minha irmã Rosemary Xavier Martins, ao meu irmão Carlos Manuel Cansado Martins, aos meus pais Antonino Silva Martins e Hermínia Silva Xavier Martins, à minha avó Domingas Furtado, ao meu falecido avô João Xavier e também aos meus amigos que me apoiaram durante esta etapa.

Agradecimentos

Ao Professor Doutor Ricardo Jesus Gomes e ao Professor Fernando Ferreira da Cruz, pela disponibilidade e por todo o apoio e partilha de conhecimentos, que tornou possível a realização deste trabalho. À Câmara Municipal de Leiria pela autorização concedida para a utilização de dados do sistema de drenagem do Centro Histórico de Leiria.

“Depois de termos subido uma grande montanha, só descobrimos que existem ainda mais grandes montanhas para subir”.

Nelson Mandela

Resumo

No que concerne ao funcionamento de um sistema de drenagem urbana a maior preocupação é o encaminhamento das águas provenientes de precipitações ocorrentes em áreas urbanas para pontos de descarga no meio recetor fora das zonas urbanas, o mais rápido possível.

Os centros urbanos estão munidos de diversos tipos de ocupação do solo, conduzindo ao aumento da impermeabilização do solo, que em termos de drenagem urbana não é vantajoso porque reduz a capacidade de infiltração no solo, aumentando o volume de escoamento superficial, reduzindo os tempos de concentração nas áreas de drenagem e aumento do caudal de ponta.

Os sistemas públicos de drenagem devem ser implantados de acordo com o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPDADAR). A implantação de sistemas de drenagem nos pontos baixos das bacias de drenagem pode, por vezes, introduzir efeitos nefastos ao nível do desempenho global do sistema, já que dificulta o escoamento por gravidade das águas pluviais para jusante.

Nesta dissertação é estudado o desempenho hidráulico do sistema público de drenagem urbana do Centro Histórico da cidade de Leiria. O conhecimento do cadastro da rede e o modo de funcionamento do sistema torna-se imperativo para uma análise mais pormenorizada da situação existente, bem como para propor as medidas mais adequadas para melhorar o seu desempenho. O desempenho da rede de drenagem foi estudado tendo por base a análise dos resultados obtidos através do software Storm Water Management Model (SWMM).

Palavras-chave: Drenagem urbana; Hidrologia; SWMM

Abstract

Regarding the operation of an urban drainage system the biggest concern is the routing of rainwater occurring in urban areas to discharge points in the receiving environment outside urban areas, as soon as possible.

The urban centers are fitted with different types of land use, leading to increased soil sealing, which in terms of urban drainage is not advantageous because it reduces the infiltration capacity of the soil, increasing the volume of runoff, reduces the times of concentration in the areas of drainage and increase the peak flow rate.

Public drainage systems should be implanted in accordance with the General Regulations of the Public Systems and Building Services Water Distribution and Wastewater Drainage (RGSPDADAR). The implementation of drainage systems at low points of the catchment areas can sometimes introduce adverse effects on the overall performance level of the system, since it hinders the gravity flow of rainwater to downstream.

This dissertation studied the hydraulic performance of the public system of urban drainage Leiria city's historic center. Knowledge of network registration and operation of the system so it becomes imperative for a more detailed analysis of the situation and to propose the most appropriate measures to improve their performance. The performance of the drainage system was studied based on the analysis of the results obtained from the Storm Water Management Model software (SWMM).

Keywords: Urban drainage; Hydrology, SWMM

Índice

DEDICATÓRIA	III
AGRADECIMENTOS	V
RESUMO	VII
ABSTRACT	IX
ÍNDICE	XI
1. INTRODUÇÃO	7
1.1. Enquadramento	7
1.2. Objetivos da dissertação	8
1.3. Estrutura da dissertação	8
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	10
2.1. Contexto histórico	10
2.2. Sistemas de drenagem urbana	12
2.3. Tipo de sistemas	13
2.3.1. Sistemas unitários	14
2.3.2. Sistemas separativos	15
2.3.3. Sistemas mistos	15
2.3.4. Sistemas separativos parciais ou pseudo-separativos	16
2.4. Principais componentes dos sistemas de drenagem urbana	17
2.4.1. Dispositivos de entrada	17
2.4.2. Dispositivos de transporte	20
2.4.3. Bacias de retenção	23
2.4.4. Dispositivos de descarga no meio recetor	24
3. CAUDAIS PLUVIAIS AFLUENTES À REDE DE DRENAGEM	25
3.1. Estimativa do caudal de ponta de cheia	26
3.2. Estimativa do caudal de ponta mínimo	32
3.3. Critérios de dimensionamento dos dispositivos de entrada	33
3.3.1. Caudal de cálculo	34
	11

3.3.2.	Dimensionamento de sarjetas de passeio	34
3.3.3.	Dimensionamento de sumidouros	36
4.	CASO DE ESTUDO	38
4.1.	Localização geográfica	38
4.2.	Caracterização do sistema de drenagem	39
4.2.1.	Sistema de drenagem unitário	41
4.2.2.	Sistema de drenagem separativo	46
4.3.	Pontos de interface entre sistemas de drenagem	52
4.3.1.	Ponto de entrada 1 (PE1)	53
4.3.2.	Ponto de entrada 2 (PE2)	53
4.3.3.	Ponto de entrada 3 (PE3)	54
4.3.4.	Ponto de entrada 4 (PE4)	55
4.3.5.	Ponto de entrada 5 (PE5)	56
4.3.6.	Ponto de entrada 6 (PE6)	57
4.3.7.	Ponto de entrada 7 (PE7)	58
4.3.8.	Ponto de entrada 8 (PE8)	59
4.3.9.	Ponto de entrada 9 (PE9)	60
4.3.10.	Ponto de entrada 10 (PE10)	61
4.3.11.	Ponto de entrada 11 (PE11)	62
4.3.12.	Ponto de entrada 12 (PE12)	63
4.3.13.	Ponto de entrada 13 (PE13)	64
5.	METODOLOGIA	66
5.1.	Método Racional	66
5.1.1.	Cálculo dos caudais de ponta de cheia	66
5.2.	Modelação hidrológica e hidráulica	70
5.2.1.	Introdução	70
5.2.2.	Descrição do modelo	71
5.2.2.1.	Cadastro da rede de drenagem	71
5.2.2.2.	Hietograma de precipitação	72
5.2.2.3.	Sub-bacias de drenagem	73
5.2.2.4.	Opções de projeto	74
5.2.3.	Simulação 1	76
5.2.4.	Simulação 2	80
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	85
7.	BIBLIOGRAFIA	87

Lista de figuras

Figura 1 – Esquema representativo do sistema de drenagem pública de águas pluviais no século XIX	10
Figura 2 – Esquema representativo da ligação da rede de drenagem pública de águas residuais domésticas aos coletores públicos pluviais no século XIX	11
Figura 3 – Sistema separativo de drenagem pública de águas residuais domésticas	11
Figura 4 – Representação esquemática de um sistema unitário	14
Figura 5 – Representação esquemática de um sistema separativo	16
Figura 6 – Representação esquemática do sistema público de drenagem urbana	17
Figura 7 – Sarjetas de passeio no Centro Histórico de Leiria.....	18
Figura 8 - Sumidouros no Centro Histórico de Leiria	19
Figura 9 - Implantação de rede de coletores	21
Figura 10 – Bacias de retenção ao ar livre.....	23
Figura 11 – Esquema representativo de um dispositivo de descarga	24
Figura 12 – Ábaco do coeficiente de escoamento	29
Figura 13 - Regiões pluviométricas	32
Figura 14 – Esquema de sarjetas no passeio sem depressão	34
Figura 15 – Esquema de sarjetas com depressão.....	36
Figura 16 – Esquema de sumidouro sem depressão	36
Figura 17 – Localização geográfica do concelho de Leiria.....	39
Figura 18 – Zona de estudo	41
Figura 19 – Rede unitária do centro histórico	42
Figura 20 – Largo Marechal Gomes Costa.....	43
Figura 21 – Largo 5 de Outubro	43
Figura 22 – Praça Rodrigues Lobo	44
Figura 23 – Largo Cândido dos Reis	45
Figura 24 – Rua Direita	45
Figura 25 – Rua Dom Afonso Henriques	46
Figura 26 – Sistema de drenagem separativo e Sistema de drenagem unitário.....	46
Figura 27 – Bairro dos Capuchos	47
Figura 28 – Largo da República	48
Figura 29 – Avenida Combatentes da Grande Guerra.....	49

Figura 30 – Rua Nuno Álvares Pereira	49
Figura 31 – Avenida Tenente Korrodi, em frente ao estabelecimento da GNR de Leiria	50
Figura 32 – Largo de Santana.....	51
Figura 33 – Rua Machado dos Santos	51
Figura 34 – Área de drenagem do ponto de entrada PE1	53
Figura 35 – Área de drenagem do ponto de entrada PE2.....	54
Figura 36 – Área de drenagem do ponto de entrada PE3.....	55
Figura 37 – Área de drenagem do ponto de entrada PE4.....	56
Figura 38 – Área de drenagem do ponto de entrada PE5.....	57
Figura 39 – Área de drenagem do ponto de entrada PE6.....	58
Figura 40 – Área de drenagem do ponto de entrada PE7.....	59
Figura 41 – Área de drenagem do ponto de entrada PE8.....	60
Figura 42 – Área de drenagem do ponto de entrada PE9.....	61
Figura 43 – Área de drenagem do ponto de entrada PE10.....	62
Figura 44 – Área de drenagem do ponto de entrada PE11	63
Figura 45 – Área de drenagem do ponto de entrada PE12.....	64
Figura 46 – Área de drenagem do ponto de entrada PE13.....	65
Figura 47 - Comparação dos caudais e intensidades de precipitação para os diversos Tr.....	69
Figura 48 – Representação do sistema de drenagem unitário no SWMM	71
Figura 49 – Hietograma de precipitação para diferentes períodos de retorno.....	73
Figura 50 – Representação esquemática das Sub-Bacias de drenagem urbana	74
Figura 51 – Gráfico do Escoamento no PE1	77
Figura 52 – Gráfico Escoamento no PE2	77
Figura 53 – Gráfico do Escoamento no PE10	78
Figura 54 – Gráfico do Escoamento no PE11	78
Figura 55 – Escoamento ao longo da rede de drenagem, correspondente ao caudal de ponta de cheia.	79
Figura 56 – Inclinação dos coletores entre caixas de visita	80
Figura 57 – Hietogramas de precipitação para diferentes cenários.....	81
Figura 58 – Caudal de ponta de cheia ao longo da rede de drenagem, para $I_{max,25\%}$	83
Figura 59 – Caudal de ponta de cheia ao longo da rede de drenagem, para $I_{max,75\%}$	84

Lista de tabelas

Tabela 1 – Evolução dos sistemas de drenagem urbana	12
Tabela 2 – Valores de Ks utilizados na fórmula de Manning-Strickler.....	25
Tabela 3 – Tr a considerar no dimensionamento de redes de drenagem urbana	27
Tabela 4 – Valores médios para o coeficiente de escoamento.....	29
Tabela 5 – Valores médios para o coeficiente de escoamento.....	30
Tabela 6 – Valores de a e b.....	31
Tabela 7 – Caudais de ponta de cheia para o período de retorno de 2 anos	67
Tabela 8 – Caudais de ponta de cheia para o período de retorno de 5 anos	67
Tabela 9 – Caudais de ponta de cheia para o período de retorno de 10 anos	68
Tabela 10 – Caudais de ponta de cheia para o período de retorno de 20 anos	68
Tabela 11 – Características das sub-bacias de drenagem	74
Tabela 12 – Caudais de ponta de cheia à saída de cada uma das sub-bacias de drenagem	76
Tabela 13 – Caudais de ponta de cheia à saída de cada uma das sub-bacias de drenagem	82

1. Introdução

1.1. Enquadramento

O crescimento urbano aconteceu sobretudo a partir do século XIX, no seguimento da Revolução Industrial. Estudos anteriores revelam que em Portugal em 1950 o crescimento da ocupação urbana era de 30%. Atualmente as previsões indicam que o crescimento urbano irá continuar a aumentar no futuro, sendo que, em 2050 se estima que 70% da população se encontre nos centros urbanos (Laurenço, 2014).

De um modo geral o crescimento urbano vem acompanhado de diversas preocupações. Uma delas é o aumento de zonas impermeáveis devido à remoção de grande parte da cobertura vegetal existente até então, substituindo a vegetação e as camadas superiores do solo por asfalto, calçada e betão, tornando-o menos permeável (Santos, 2010).

Quando os centros urbanos apresentam grandes áreas impermeáveis, as águas superficiais que resultam das chuvas têm de ser bem escoadas por forma a evitar que aconteçam inundações e alagamentos dos coletores e, conseqüentemente, dos centros urbanos. As causas das inundações urbanas é já objeto de vários estudos e, na sua maioria, estão relacionadas com o inadequado desempenho dos sistemas de drenagem existentes (De Paula, 2013), pelo que a resolução destes problemas têm custos elevados e pode demorar muito tempo a ser resolvido, sobretudo no caso de bacias de drenagem de grande dimensão e com taxas de ocupação do solo muito elevadas. Essa complexidade poderá acontecer em sistemas de drenagem com muitos anos de funcionamento sem manutenção ou qualquer reparação, uma vez que é complicada a correção de erros (falta de manutenção) cometidos durante várias décadas, principalmente ao nível das infraestruturas de saneamento. Nesse âmbito é importante conhecer o cadastro das redes e o modo de funcionamento dos sistemas de drenagem, a fim de serem impostas as medidas corretivas adequadas.

Através da modelação do comportamento hidráulico dos sistemas de drenagem urbana, podem ser retiradas ilações de grande relevância para a melhoria do desempenho desses sistemas, tendo em vista a remodelação dos sistemas de drenagem existentes assim como a criação de sistemas de drenagem que se adaptem às características das urbanizações e evitem

as inundações nos pontos de cota mais baixos nas bacias de drenagem (Sousa, 2012; Machado, 2013).

1.2. Objetivos da dissertação

Esta dissertação tem como objetivo o estudo pormenorizado dos caudais pluviais afluentes ao sistema público de drenagem urbana existente no Centro Histórico da cidade de Leiria, através da análise de modelos hidrológicos/hidráulicos que permitam perceber o funcionamento global do sistema de drenagem existente.

Pretende-se com esse estudo:

- Contribuir para a melhoria do estado de conhecimento;
- Potenciar o uso dos modelos de simulação de drenagem urbana como instrumento de trabalho em Engenharia;
- Analisar e avaliar o funcionamento de redes de drenagem urbana;
- Contribuir para a melhoria do desempenho dos sistemas de drenagem da área de estudo;
- Contribuir para a resolução dos problemas existentes a nível de drenagem urbana noutras áreas;
- Elaborar um documento que sirva de referência para estudos futuros.

1.3. Estrutura da dissertação

Este documento encontra-se organizado em seis capítulos:

O Capítulo 1 é destinado à introdução, onde se faz um enquadramento do estudo a desenvolver, os objetivos do trabalho e a organização do documento.

No Capítulo 2 faz-se uma revisão bibliográfica que serve de base de trabalho para o estudo realizado, nomeadamente o contexto histórico. Neste capítulo são descritos ainda os tipos de sistemas de drenagem urbana existentes e os seus componentes principais.

No Capítulo 3 é descrito o método de cálculo utilizado para a estimativa dos caudais pluviais afluentes à rede pública de drenagem de águas pluviais.

O Capítulo 4 é direcionado para a apresentação do caso de estudo, nomeadamente, o enquadramento geográfico, a descrição do cadastro da rede e o modo de funcionamento do sistema de drenagem existente.

No Capítulo 5 são descritas duas metodologias de estudo para a rede existente. A primeira está relacionada com o uso do Método Racional para a estimativa dos caudais de ponta de cheia, tal como preconizado no Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPDADAR). A segunda resulta da aplicação de conceitos de modelação hidrológica/hidráulica para a estimativa dos caudais pluviais afluentes à rede de drenagem. Para o efeito, foi utilizado o software Storm Water Management Model (SWMM).

O Capítulo 6 é dedicado às considerações finais e recomendações para trabalhos futuros.

2. Revisão bibliográfica

2.1. Contexto histórico

Os sistemas de drenagem foram desenvolvidos há milhares de anos por muitas civilizações, cada um adaptado ao seu sistema construtivo.

As primeiras evidências de drenagem urbana provêm dos Séculos VII e III A.C., onde foram desenvolvidos pela civilização grega sistemas de captação e condução de águas pluviais para posterior utilização e sistemas de eliminação de esgotos. Mais desenvolvimentos dos sistemas de drenagem são do ano 4000 A.C. na Mesopotâmia, onde foram descobertos tubos e reservatórios de resíduos, e na Suméria. Foram também descobertos na Índia construções de galerias de condução de esgotos em 3750 A.C. (Botica, 2012).

Na civilização romana foi contruído na capital do Império (Roma) um sistema de esgotos com o nome “Cloaca Máxima”, construído em pedra, adaptado para a rede de esgotos por volta de 500 A.C. Na China foram descobertas ruínas de 200 D.C. que integraram o sistema de drenagem de águas residuais (Botica, 2012).

Séculos mais tarde apareceriam trabalhos relevantes relativos aos sistemas de drenagem em Paris entre os séculos XIV e XVII, com o primeiro coletor de águas enterrado de Paris em 1370.

Mais registos de sistemas de saneamento voltariam a aparecer na metade do século XIX, época em que na maioria das capitais europeias foram implementados sistemas de drenagem unitários. O desenvolvimento industrial, com a consequente concentração da população nas grandes cidades, levou a que no século XIX tivesse sido autorizada a ligação das águas residuais domésticas às redes de drenagem pluvial existentes, tal como ilustra a Figura 1, o que agravou significativamente os riscos de transmissão de doenças de origem hídrica, devido às condições precárias dos sistemas de drenagem existentes (Matos, 2003).

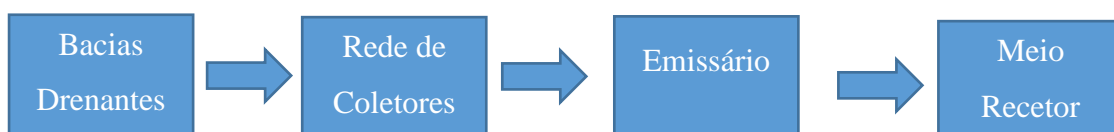


Figura 1 – Esquema representativo do sistema de drenagem pública de águas pluviais no século XIX (Fonte: Padrão, 2016)

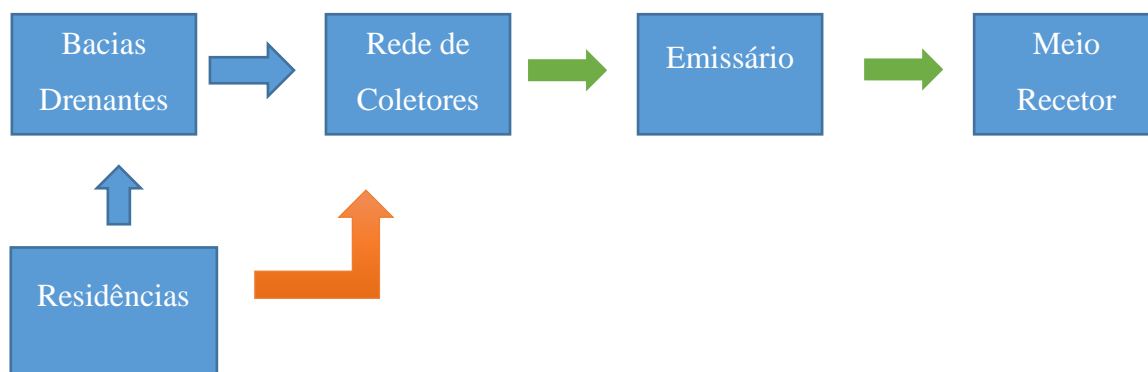


Figura 2 – Esquema representativo da ligação da rede de drenagem pública de águas residuais domésticas aos coletores públicos pluviais no século XIX (Fonte: Padrão, 2016)

Na Figura 2 o sentido de orientação “a cor azul” representa a rede pluvial, “a cor laranja” a rede de drenagem de águas residuais domésticas e “a cor verde” o sistema é unitário.

As descargas diretas das águas provenientes dos sistemas unitários no meio recetor têm como consequência a degradação da qualidade da água desses meios recetores.

A partir do século XX iniciou a correção dos problemas ambientais originados devido à descarga da rede pública de drenagem que advinham do século passado, com a implementação dos primeiros sistemas separativos e a construção das primeiras Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETARs) – Tabela 1. A função principal do sistema separativo é encaminhar as águas residuais domésticas para a ETARs (antes de serem lançadas no meio recetor, Figura 3), enquanto as águas pluviais são conduzidas diretamente para o meio recetor (geralmente, linhas de água).



Figura 3 – Sistema separativo de drenagem pública de águas residuais domésticas (Fonte: Padrão, 2016)

Tabela 1 – Evolução dos sistemas de drenagem urbana (Fonte: Adaptado de Laureção, 2014)

Período	Conceito	Características
Até 1970	Higienista	Escoamento pluvial transferido para jusante, por meio de coletores enterrados.
De 1970 até 1990	Corretivo	Construção de sistemas de drenagem separativos e de ETARs, por forma a melhorar a qualidade das massas de água no meio recetor.
De 1990 até presente	Sustentável	Planeamento e ocupação do espaço urbano, obedecendo aos mecanismos naturais de escoamento, controlo da qualidade das massas de água e recuperação da infiltração por meio de técnicas sustentáveis.

2.2. Sistemas de drenagem urbana

As águas pluviais são resultante da água proveniente de precipitação atmosférica, que ao dar origem ao escoamento superficial, são recolhidas através de dispositivos de entrada geralmente localizados ao longo dos arruamentos (sarjetas de passeio e/ou sumidouros), e posteriormente encaminhadas para o meio recetor através de uma rede de coletores enterrados.

A drenagem urbana é muito condicionada pelo uso do solo e pela impermeabilização das superfícies, aumentando o volume de escoamento superficial. Neste enquadramento, destacam-se como vantagens dos sistemas de drenagem, os seguintes (Marques et al, 2013):

- Rapidez no escoamento das águas superficiais;
- Expulsão de águas estagnadas no pavimento;
- Diminuição de gastos de manutenção das vias públicas e áreas adjacentes;
- Diminuição de áreas inundadas.

Pode-se definir que um sistema de drenagem de águas pluviais é um serviço público que visa garantir o conforto da população, protegendo-a da ação das águas que escoam pela superfície do terreno como é o caso de inundações urbanas.

As inundações urbanas são prejudiciais para a saúde pública, ao ambiente, ao património cultural e às atividades económicas. As inundações podem ter origem na falta de dispositivos de recolha (sarjetas de passeio e/ou sumidouros), da falta de manutenção dos

sistemas de drenagem e muitas vezes por falta de capacidade de resposta ao volume de escoamento afluyente e à obstrução dos dispositivos de entrada.

O escoamento superficial tem algumas desvantagens como a erosão dos solos, o transporte de sedimentos, impactos ambientais no ecossistema aquático, provocando por vezes (em caso de grandes volumes de precipitação) o deslizamento de terras e consequente desabamento de construções (Montes, 2009).

As alterações dos cursos da água devido à ocupação do solo, principalmente nos meios urbanos modificando o escoamento natural com a construção de infraestruturas e edifícios, leva à criação de redes de drenagem com o objetivo principal de facilitar o escoamento de águas superficiais (Cândido, 2013).

Na fase de conceção e dimensionamento de redes de drenagem urbana, a solução de projeto deve ter em consideração um compromisso entre o custo da infraestrutura e o risco associado às inundações urbanas. Os sistemas devem ser gravíticos, tendo em consideração as inclinações do terreno de modo a evitar grandes volumes de escavação e consumos energéticos durante a fase de exploração. Por outro lado, devem também ser projetados para dar resposta a eventos meteorológicos com determinada magnitude, a que corresponde um dado período de retorno (risco de inundação), sendo que em Portugal os eventos pluviométricos são estimados através das curvas IDF (Intensidade-Duração-Frequência), definidas para cada região do país.

2.3. Tipo de sistemas

Segundo o Artigo 116.º do Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPPDADAR), os sistemas públicos de drenagem urbana podem ser:

- Sistemas unitários;
- Sistemas separativos;
- Sistemas mistos;
- Sistemas pseudo-separativos.

2.3.1. Sistemas unitários

O sistema unitário é constituído por uma única rede de coletores, onde são admitidas conjuntamente as águas residuais domésticas, industriais e pluviais, Figura 4.

Aquando da ocorrência de precipitações elevadas o emissário que drena para a ETAR é sobrecarregado com caudais de grandes volumes, o que por vezes pode exceder a capacidade de armazenamento da ETAR. Nestes casos, os caudais em excesso são encaminhados diretamente para as linhas de água mais próximas através de sistemas de descarga conhecidos como descarregadores de tempestade, ou armazenados temporariamente em bacias de retenção.

Uma vez que, ao longo do ano, o caudal devido às águas residuais domésticas é relativamente uniforme, e existem grandes variações de caudal devido às águas pluviais, os sistemas unitários têm o problema de terem de ser dimensionados para um grande caudal, para fazer face a situações de grande pluviosidade. Isto resulta num coletor de diâmetro demasiado elevado para o caudal reduzido da época de estio, resultante apenas das águas residuais domésticas. Logo, existe o risco de depósito de partículas sólidas nos coletores, o que pode causar maus cheiros, obrigando a lavagens periódicas durante este período.

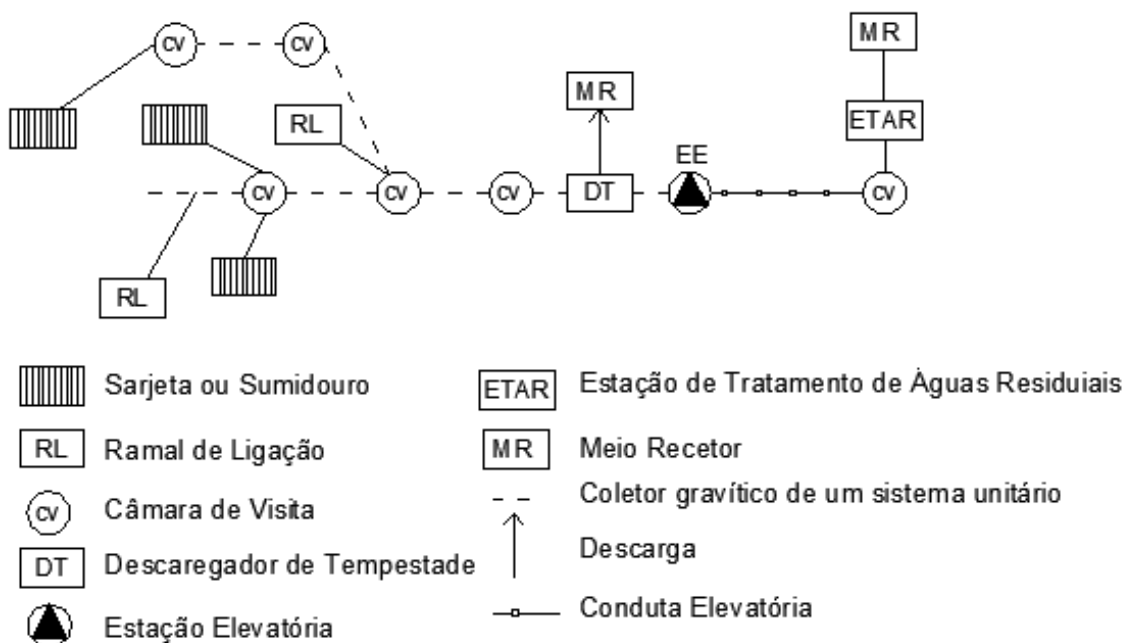


Figura 4 – Representação esquemática de um sistema unitário (Fonte: Adaptado de Laureço, 2014)

2.3.2. Sistemas separativos

Estes sistemas são constituídos por duas redes de coletores, uma para a águas residuais domésticas e industriais e outra para águas pluviais ou similares.

No Artigo 119.º do RGSPDADAR é referido que na conceção dos sistemas de drenagem pública, em novas áreas de urbanização deve, em princípio, ser adotado o sistema separativo. Um sistema separativo evita o problema associado aos sistemas unitários, como é o caso do depósito de partículas nos coletores durante a época de estio, uma vez que um sistema separativo inclui duas redes de coletores (uma rede destinada à drenagem de águas pluviais e outra para drenagem das águas residuais domésticas) com diâmetros que resultam dos caudais afluentes e inclinações que permitem reduzir o depósito de partículas nos coletores e os custos escavação. As águas pluviais são encaminhadas diretamente para o meio recetor, enquanto as águas residuais domésticas são direcionadas para as ETARs para serem tratadas e depois devolvidas ao meio recetor (ver, Figura 5).

2.3.3. Sistemas mistos

Os sistemas mistos de drenagem urbana são constituídos pela conjugação dos sistemas unitários e sistemas separativos, anteriormente referidos. Estes sistemas prevalecem nas grandes cidades que possuem centros históricos com sistemas de drenagem unitários já com muitos anos de funcionamento e as novas urbanizações que possuem sistemas de drenagem separativos.

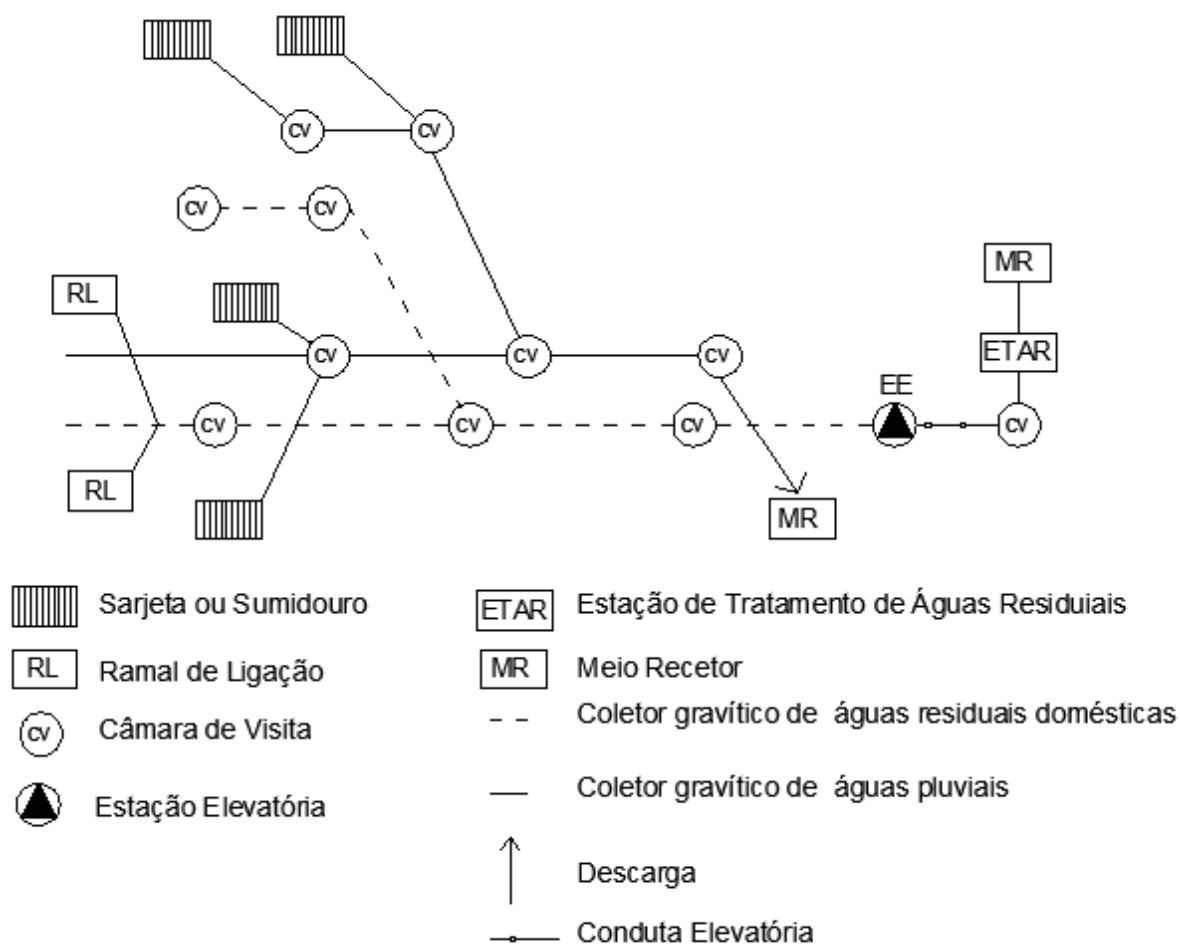


Figura 5 – Representação esquemática de um sistema separativo (Fonte: Adaptado de Laurenço, 2014)

2.3.4. Sistemas separativos parciais ou pseudo-separativos

É o sistema em que se admite, em condições excepcionais, a ligação de águas pluviais de pátios interiores ao coletor de águas residuais domésticas. Por outras palavras, ocorre devido a dificuldades relacionadas com inclinações adversas e grandes distâncias em relação a coletores pluviais, pelo que, nestes casos, são permitidas ligações de tubagens de drenagem de telhados, pátios e logradouros à rede separativa de águas residuais domésticas.

2.4. Principais componentes dos sistemas de drenagem urbana

O sistema de drenagem urbana é composto por um conjunto de dispositivos de entrada (sarjetas de passeio e/ou sumidouros), dispositivos de transporte (ramais de ligação, coletores e emissários) e dispositivos de descarga no meio recetor. A Figura 6 mostra uma representação esquemática do sistema unitário e separativo de drenagem urbana.

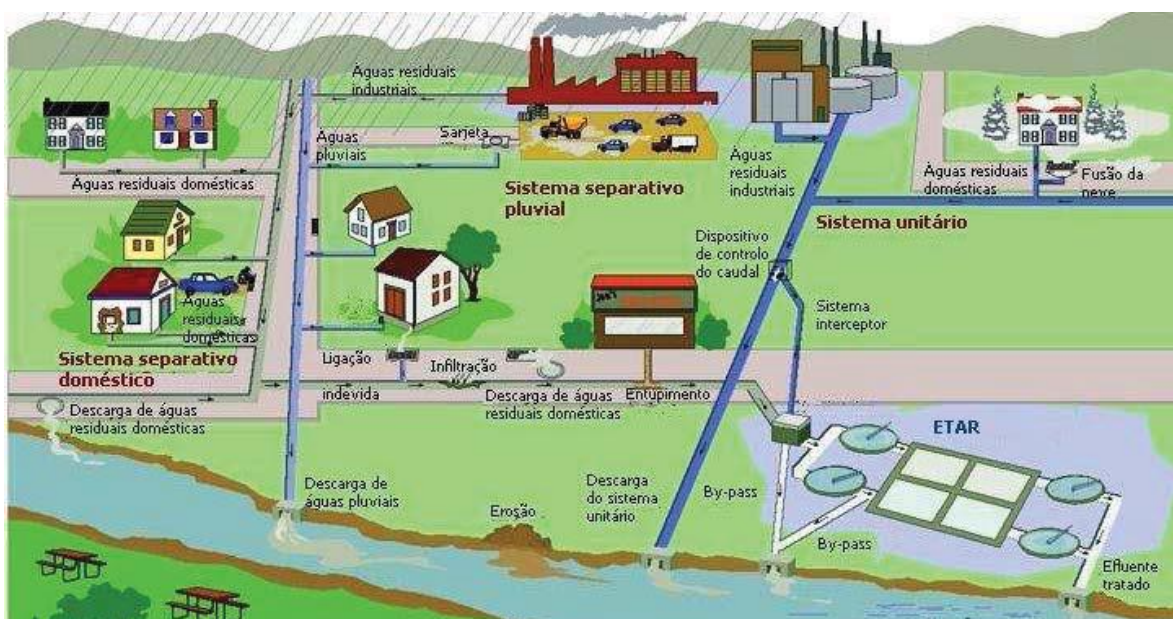


Figura 6 – Representação esquemática do sistema público de drenagem urbana (Fonte: Marques et al, 2013)

2.4.1. Dispositivos de entrada

As sarjetas e sumidouros fazem parte dos dispositivos de entrada das redes públicas de drenagem de águas pluviais. As sarjetas (ver, Figura 7) são dispositivos com entrada lateral das águas de escorrência superficial, que normalmente são instaladas no passeio da via pública e os sumidouros (ver, Figura 8) tem entrada superior das águas de escorrência e implicam necessariamente que sejam compostos por grades, de modo a que a água entre no sistema sem interferir com a circulação na rede viária e pedonal (Artigo 163º, RGSPDADAR).



Figura 7 – Sarjetas de passeio no Centro Histórico de Leiria (Fonte: autor)

As sarjetas de passeio e os sumidouros devem respeitar as dimensões mínimas impostas no Artigo 164.º do RGSPDADAR:

- As sarjetas de passeio devem ter as dimensões de 45 cm de largura lateral e 10 cm de altura;
- Os sumidouros devem ter as dimensões de 35 cm na largura das grades e 60 cm do comprimento das grades.

Estes dispositivos de entrada são, por norma, instalados nos pontos de cota mais baixos, em cruzamentos e ao longo dos percursos das valetas/passeios.



Figura 8 - Sumidouros no Centro Histórico de Leiria (Fonte: autor)

A Norma Portuguesa NP 676/73 refere a existência de doze tipos de sarjetas em função da sua localização, da existência ou não de câmara de retenção de sólidos e de vedação hidráulica:

- *Sarjetas do tipo L* – São de entrada lateral do escoamento, assim designadas por serem utilizadas em passeios com lancil com altura suficiente para a sua implantação e em arruamentos com inclinações não superiores a 5%, quando o lancil do passeio tiver altura suficiente para permitir localizar a entrada da sarjeta na face do lancil. São designadas por LC se dispõem de câmara de retenção, LH se dispõem de vedação hidráulica ou LHC se dispõem das duas funções.
- *Sarjetas do tipo F* – A entrada do escoamento é feita pela lateral, com maior utilização em arruamentos com passeios cujo lancil não tenha altura suficiente

para permitir localizar a entrada da sarjeta na face do lancil, ou mesmo que a altura seja suficiente o arruamento tenha inclinação superior a 5%. São designadas por FC se dispõem de câmara de retenção, FH se dispõem de vedação hidráulica ou FHC se dispõem das duas funções.

- *Sarjetas do tipo V ou sumidouros* – O seu ponto de entrada do escoamento é na parte superior, são mais comuns em arruamentos onde as valetas não dispõem de lancis. São implementadas no pavimento, tendo como desvantagem principal uma menor eficiência hidráulica. São designadas por VC se dispõem de câmara de retenção, VH se dispõem de vedação hidráulica, VHC se dispõem das duas funções.

2.4.2. Dispositivos de transporte

Segundo o Artigo 131.º do RGSPDADAR os coletores têm como principal finalidade assegurar o transporte de águas pluviais, residuais e industriais, de destinos diversos até um ponto final mais adequado. Os coletores podem assumir diversas dimensões tendo em conta o caudal afluente. De um modo geral, os coletores apresentam uma secção circular que pode ser em betão, PP corrugado, PV ou PEAD ou também coletores em Ferro Fundido como demonstra a Figura 9. O traçado em planta e perfil dos coletores deve respeitar as condições planimétricas e altimétricas das zonas de estudo e ainda, deve ter em consideração a implementação de outras infraestruturas e o tipo de sistema a adotar (ver, Figura 9).

A escolha do tipo de coletor a utilizar num determinado sistema de drenagem de águas pluviais baseia-se em diversos fatores, tais como:

- Fatores de resistência estrutural – durante a fase de exploração os coletores podem transportar diversas substâncias com características diversas (ácidos, gases, solventes), logo os coletores têm que apresentar resistência à corrosão;
- Fatores de construção – estes fatores estão relacionados com o transporte e facilidade de manuseamento e assentamento dos coletores;
- Fatores de exploração – fatores do qual depende a qualidade das impermeabilizações das juntas dos coletores, a solidez face aos acidentes estruturais, a facilidade nas ligações dos ramais de ligação e a necessidade de observação;

- Fatores económicos – relacionados com o custo inicial de implementação e durante a vida útil, custos de reparação, manutenção e substituição;
- Fatores hidráulicos – relacionados com a capacidade máxima e mínima de transporte de caudais e com a rugosidade interior dos coletores.



Figura 9 - Implantação de rede de coletores (Fonte: anteprojetos.com.pt)

Baseado no Artigo 26.º do RGSPDADAR a largura das valas (L) deve respeitar as seguintes dimensões mínimas, para profundidades até 3 metros:

$$L = D_e + 0,50 \text{ para condutas de diâmetro (D) até 0,50 metros}$$

$$L = D_e + 0,70 \text{ para condutas de diâmetro (D) superior a 0,50 metros}$$

Para valas com profundidade superiores a 3 metros, a largura pode ser alterada em função do tipo de terreno.

No que se refere às condições de assentamento dos coletores, no Artigo 27.º do RGSPDADAR vem indicado o seguinte:

- As tubagens devem ser assentes por forma a assegurar-se que cada troço de tubagem se apoie continua e diretamente sobre terrenos de igual resistência;
- Quando, pela sua natureza, o terreno não assegure as necessárias condições de estabilidade das tubagens ou dos acessórios, deve fazer-se a sua substituição por material mais resistente devidamente compactado;
- Quando a escavação for feita em terreno rochoso, as tubagens devem ser assentes, em toda a sua extensão, sobre uma camada uniforme previamente preparada de 0,15 m a 0,30 m de espessura, de areia, gravilha ou material similar cuja maior dimensão não exceda 20 mm;
- Devem ser previstos maciços de amarração nas curvas e pontos singulares, calculados com base nos impulsos e resistência dos solos.

O acesso aos coletores enterrados dá-se a partir de câmaras de visita, sendo que estas deve ser implantadas na confluência dos coletores, em alinhamentos retos com afastamentos de 60 e 100 metros (consoante se trate de coletores não visitáveis ou visitáveis), nos pontos de mudança de direção, de inclinação e de diâmetro dos coletores. Existe diferentes tipos de câmaras de visita, tal como está indicado no Artigo 156.º do RGSPDADAR:

- *Tipo P* – constituída por secção retangular ou quadrada com cobertura plana;
- *Tipo CP* – constituída por secção circular e de cobertura plana;
- *Tipo CT* – constituída por secção circular com abertura troncocónica.

As câmaras de visita são os dispositivos em maior número nas redes públicas de drenagem, sendo o objetivo primordial possibilitar operações de manutenção nos coletores, precisamente as operações de limpeza, permitir a verificação das condições de escoamento e a possibilidade de recolha de amostras para o controlo da qualidade das águas na rede drenagem (Cândido, 2013).

A instalação das câmaras de visita deve ser feita de modo a minimizar as perturbações do escoamento nos coletores, sem que haja pontos de estagnação das águas, levando à sua obstrução. As câmaras de visita devem ser constituídas com materiais que garantam a respetiva durabilidade e a resistência mecânica para resistir às cargas aplicadas. Podem ser pré-fabricadas (betão, PVC ou PEAD) ou construídas *in situ*.

2.4.3. Bacias de retenção

Devido à existência de zonas densamente habitadas (centros urbanos) a drenagem das águas pluviais pode tornar-se complexa, já que podem haver situações em que a rede é sujeita a travessias de grandes distâncias.

Os coletores utilizados para o transporte das águas pluviais em meios urbanos podem ter dimensões significativas, acarretando assim um investimento vultoso. A existência de bacias de retenção surge como uma solução para este tipo de problema que passa muitas vezes pela recolha e armazenamento temporário dos caudais que ultrapassem um determinado valor definido, através do seu encaminhamento para bacias projetadas para esse efeito (Sousa, 2005).

Segundo o Artigo 176.º do RGSPDADAR, referem-se como as principais finalidades das bacias de retenção as seguintes:

- Destinam-se a regularizar o escoamento pluvial afluyente, amortecendo os caudais de ponta e permitindo compatibilizar o seu valor com limites previamente estabelecidos;
- Para além de regularização dos caudais, apresenta outras vantagens:
 - Contribuir para o melhoramento da qualidade das águas pluviais;
 - Contribuir para o melhor comportamento do sistema de drenagem global;
 - Constituir reservas contra incêndios ou para fins de rega.

As bacias de retenção podem ser enterradas, constituindo reservatórios subterrâneos, e também podem ser construídas ao ar livre como demonstra a Figura 10 (Artigo 177.º, RGSPDADAR).



Figura 10 – Bacias de retenção ao ar livre (Fonte: (Laurenço, 2014))

2.4.4. Dispositivos de descarga no meio recetor

Os dispositivos de descarga de águas pluviais (ver, Figura 11) são configurados essencialmente para assegurar as boas condições de escoamento na transição através da concordância com a linha de água, ou do meio recetor, com bocas de saída junto às linhas de água (Marques et al, 2013).



Figura 11 – Esquema representativo de um dispositivo de descarga (Fonte: Adaptado de Marques et al, 2013)

3. Caudais pluviais afluentes à rede de drenagem

O dimensionamento dos coletores de drenagem deve ser feito obedecendo a critérios regulamentares e às boas práticas em Engenharia Civil, de modo a que o seu funcionamento hidráulico-sanitário seja adequado.

A lei de resistência mais usada em escoamentos com superfície livre é a equação de Manning-Strickler, Eq. (1); sendo esta a equação utilizada para analisar o comportamento hidráulico de sistemas de drenagem. Para seções circulares cheias a fórmula de cálculo vem dada pela Eq. (2).

$$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

$$Q = 0,312 \cdot K_s \cdot D^{\frac{8}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

onde: Q = caudal escoado (m^3); A = área molhada (m^2); K_s = coeficiente de rugosidade ($m^{\frac{1}{3}}/s$) (ver, Tabela 2); R_h = raio hidráulico (m); i = inclinação do coletor; D = corresponde ao diâmetro do coletor (m).

Tabela 2 – Valores de K_s utilizados na fórmula de Manning-Strickler (Marques et al, 2013)

Material	K_s
Ferro fundido não revestido	60
Ferro fundido revestido	70
Betão liso	75
PVC	110
PEAD	125

De acordo com o Artigo 133º do RGSPDADAR, as disposições regulamentares a serem cumpridas no dimensionamento hidráulico-sanitário dos coletores de drenagem, são as seguintes:

- A velocidade máxima de escoamento para o caudal de ponta no horizonte de projeto não deve exceder 5 m/s nos coletores unitários e separativos pluviais;

- A velocidade de escoamento para o caudal de ponta no início de exploração não deve ser inferior a 0,6 m/s para coletores domésticos e a 0,9 m/s para coletores unitários e separativos pluviais;
- Sendo inviáveis os limites referidos na alínea b), como sucede nos coletores de cabeceira, devem estabelecer-se declives que assegurem estes valores limites para o caudal de secção cheia;
- Nos coletores unitários e separativos pluviais, a altura da lâmina líquida para a velocidade máxima referida na alínea a) deve ser igual à altura total;
- Nos coletores domésticos, a altura da lâmina líquida não deve exceder 0,5 da altura total para diâmetros iguais ou inferiores a 500 mm e 0,75 para diâmetros superiores a este valor;
- A inclinação dos coletores não deve ser, em geral, inferior a 0,3 % nem superior a 15 %;
- Admitem-se inclinações inferiores a 0,3 % desde que seja garantido o rigor do nivelamento, a estabilidade do assentamento e o poder de transporte;
- Quando houver necessidade de inclinações superiores a 15 % devem prever-se dispositivos especiais de ancoragem dos coletores.

O Artigo 134º do RGSPDADAR estabelece ainda que o diâmetro mínimo nominal admitido nos coletores é de 200 mm.

3.1. Estimativa do caudal de ponta de cheia

Para a frequência de cálculo a adotar em determinadas regiões pluviométricas são definidos valores, onde o predominante é a avaliação dos prejuízos ou inconvenientes que resultam ou podem resultar quando os caudais produzidos são transportados pelos coletores e transbordam para os arruamentos (Martins, 2000).

As situações de prejuízo mais sensíveis, verificam-se em áreas de forte densidade de edificação, mínimos espaços livres e ruas bastante inclinadas, e serão tanto mais graves quanto maior for a área da bacia de drenagem.

O Artigo 130.º do RGSPDADAR refere que os períodos de retorno de 5 ou 10 anos são os mais frequentemente utilizados (ver, Tabela 3). Estes valores podem ser reduzidos para 1 ou 2 anos em situações criteriosamente estudadas de bacias muito planas, com uma

percentagem elevada de espaços livres permeáveis, ou aumentados para 20 ou 25 anos em grandes bacias densamente edificadas e com muito declive. Em situações de descontinuidade topográfica de difícil ou impossível escoamento superficial podem ser mais elevados os períodos de retorno.

Tabela 3 – Período de retorno a considerar no dimensionamento de redes de drenagem urbana (Fonte: Marques et al,2013)

Tipo de ocupação urbana	Período de retorno
Residencial	2 anos
Áreas comerciais	5 anos
Áreas industriais	10 anos
Áreas comerciais muito valorizadas	5 a 10 anos

Na literatura da especialidade existem vários procedimentos de cálculo para estimativa dos caudais de ponta de cheia, utilizados no dimensionamento de sistemas públicos de drenagem de águas pluviais. Entre estes, destacam-se, os métodos cinemáticos por terem em consideração o tempo de concentração nas bacias de drenagem:

Método do Soil Conservation Service – Este método é utilizado para bacias com áreas inferiores a 8 km² e com declives médios inferiores a 30%. Parte do pressuposto de que quando uma bacia for submetida a uma precipitação com intensidade constante uniformemente distribuída sobre toda ela, é atingida uma situação de equilíbrio quando a duração da precipitação útil ultrapassa o tempo de concentração. Nestas condições, o caudal escoado na secção de saída da bacia é igual a intensidade de precipitação útil e pode ser calculado a partir da Eq. (3):

$$Q_{Pluvial} = \frac{I_u \cdot A_b \cdot K}{3,6} \quad (3)$$

onde: $Q_{Pluvial}$ = caudal de ponta de cheia no ano horizonte de projeto (l/s); I_u = intensidade da precipitação útil (m/s); A_b = área da bacia de drenagem (m²); K = fator de ponta da bacia. O fator de ponta da bacia pode variar entre 1, para bacias com declive elevado e 0,5 para bacias planas. O valor mais utilizado é de 0,75. A intensidade da precipitação útil é calculada a partir da Eq. (4):

$$I_u = \frac{P_u}{t_p} \quad (4)$$

onde: I_u = intensidade da precipitação útil (m/s); P_u = Precipitação útil (mm); t_p = tempo para a ponta (minutos). O tempo para a ponta é obtido através da Eq. (5):

$$t_p = \frac{1}{2} \cdot t_r + 0,6 \cdot t_c \quad (5)$$

sendo: t_p = tempo para a ponta (minutos); t_r = duração da chuvada útil (m/s); t_c = tempo de concentração (minutos). Para obter o valor da duração da chuvada útil usa-se a Eq. (6):

$$t_r = t - t_0 \quad (6)$$

onde: t_r = duração da chuvada útil (minutos); t = duração da precipitação total para a situação mais gravosa (minutos); t_0 = duração da precipitação correspondente às perdas iniciais (minutos). A Eq. (7) demonstra o cálculo da duração da precipitação total para situação mais gravosa:

$$t = t_c - t_0 \quad (7)$$

onde: t = duração da precipitação total para a situação mais gravosa (minutos); t_0 = duração da precipitação correspondente às perdas iniciais (minutos); t_c = tempo de concentração (minutos).

Método Racional – Foi desenvolvido para pequenas bacias, nomeadamente urbanas, com áreas inferiores a 25 km². A aplicação do Método Racional requer o conhecimento da área e do tipo de ocupação do solo, do tempo de concentração da bacia de drenagem e ainda a curva IDF (para um determinado período de retorno e região pluviométrica). O Regulamento Português – Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPDADAR) – recomenda o Método Racional para o cálculo dos caudais de dimensionamento dos sistemas públicos de drenagem de águas pluviais, Eq. (8):

$$Q_{Pluvial} = C \cdot I \cdot A \quad (8)$$

onde: $Q_{Pluvial}$ = caudal de ponta de cheia no ano horizonte de projeto (l/s); C = coeficiente de escoamento; I = medida da intensidade da precipitação (m/s); A = área da bacia de drenagem (m²). Segundo o Artigo 129.º do RGSPDADAR o coeficiente de escoamento (C) é a razão entre a precipitação útil, isto é, aquela que dá origem a escoamento superficial e a precipitação efetiva, ou seja, aquela que cai sobre a área de estudo e pode ser estimado a partir da Figura 12 ou das Tabelas 4 e 5.

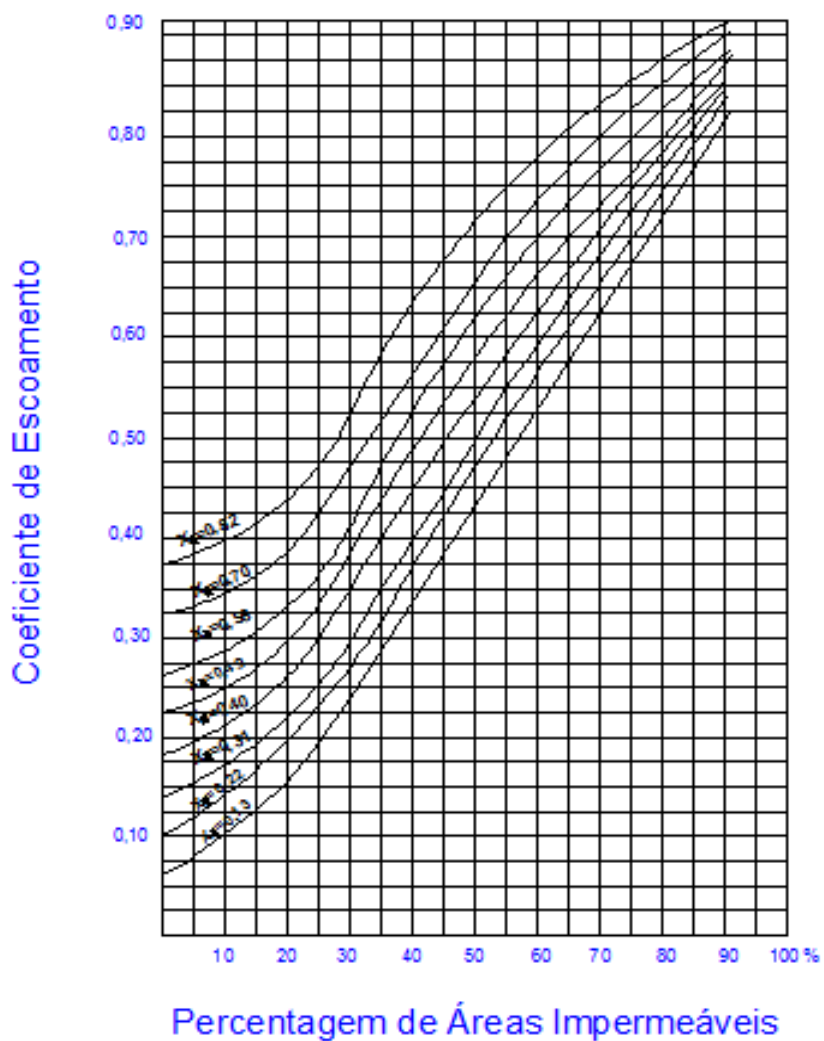


Figura 12 – Ábaco do coeficiente de escoamento (Fonte: Anexo X do RGSPDADAR adaptado)

Tabela 4 – Valores médios para o coeficiente de escoamento (Fonte: ASCE, manual nº 37)

Tipo de Superfície	C
Pavimento	
Asfáltico	0,70 - 0,95
Betão	0,80 - 0,95
Passeio para Peões	0,85
Coberturas (Telhados)	0,75 - 0,95
Relvado sobre solo impermeável	
Plano <2%	0,05 - 0,10
Médio, 2 % a 7%	0,10 - 0,15
Inclinado > 7%	0,15 - 0,20
Relvado sobre solo permeável	
Plano <2%	0,13 - 0,17
Médio, 2 % a 7%	0,18 - 0,22
Inclinado > 7%	0,25 - 0,35

Tabela 5 – Valores médios para o coeficiente de escoamento (Fonte: ASCE, Manual nº 37)

Tipo de Ocupação	C
Comercial	
No centro urbano	0,70 - 0,95
Nos arredores	0,50 - 0,70
Residencial	
Habitações unifamiliares	0,30 - 0,50
Prédios isolados	0,40 - 0,60
Prédios geminados	0,60 - 0,70
Suburbano	0,25 - 0,40
Industrial	
Pouco densos	0,50 - 0,80
Muito denso	0,60 - 0,90
Parques e cemitérios	0,10 - 0,25
Campos de jogos	0,20 - 0,40

A intensidade de precipitação (I) depende do período de retorno e diz respeito à intensidade média máxima de precipitação, para uma duração da chuvada igual ao tempo de concentração da bacia de drenagem. Por outras palavras, há uma relação de proporcionalidade entre o período de retorno, a duração da chuvada e a intensidade de precipitação, ou seja, quanto maior for o período de retorno, maior é a intensidade de precipitação, e quanto maior for a duração da chuvada, menor é a intensidade de precipitação.

O RGSPDADAR estabelece no Anexo XIX, que para o cálculo da intensidade de precipitação, deve-se recorrer às curvas de IDF (Intensidade-Duração-Frequência) que permite obter um valor para a intensidade de precipitação para diferentes regiões pluviométricas. O valor da intensidade de precipitação é calculado através da equação Eq. (9):

$$I = a \cdot t^b \quad (9)$$

em que: I = intensidade de precipitação (mm/h); t = tempo de concentração da área de drenagem (minutos); a, b = parâmetros relacionados com a região pluviométrica e obtidos a partir das curvas IDF.

O tempo de concentração é o tempo após o qual todos os pontos da bacia de drenagem estão a contribuir para o escoamento e após o qual este escoamento permanece constante enquanto a precipitação for constante. O tempo de concentração é influenciado por vários

fatores, entre os quais: i) a dimensão da bacia de drenagem; ii) a inclinação média da bacia de drenagem; iii) a distância horizontal entre o ponto mais afastado da bacia de drenagem e a seção de estudo; e ainda iv) as condições do solo em que a área de drenagem se encontra no início da chuvada.

O tempo de concentração é calculado através do somatório de duas parcelas, o tempo de entrada, correspondente ao percurso superficial das águas pluviais até ao primeiro dispositivo de entrada (sarjeta de passeio ou sumidouro) nos troços de cabeceira, e o tempo de percurso, entre este ponto e a seção de jusante do troço, Eq. (10).

$$t = t_{entrada} + t_{percurso} \quad (10)$$

Nas bacias urbanas, em que as áreas de drenagem dos coletores de cabeceira são bastante impermeabilizadas, o tempo de entrada é em geral fixado empiricamente, com variação entre certos limites. Estes limites podem no entanto variar significativamente em função do tipo de solo, da tipologia de ocupação urbanística e do declive superficial. Na Grã-Bretanha e Suécia são tomados como referência valores de 2 a 4 minutos e nos Estados Unidos de 5 a 30 (Sousa E. , 2001). Em Portugal são atribuídos valores de 5 minutos em áreas de declive superior a 8%; 7,5 ($A_{impermeável} > 50\%$) a 10 minutos ($A_{impermeável} < 50\%$) em áreas de declive compreendido entre 1,5 a 8%; e 10 ($A_{impermeável} > 50\%$) a 15 minutos ($A_{impermeável} < 50\%$) em áreas de declive inferior a 1,5%.

De acordo com o ANEXO IX do RGSPDADAR, existe três regiões pluviométricas em Portugal (A, B e C) e os parâmetros a e b , utilizados nas curvas IDF, são obtidos em função do período de retorno (Tr) – ver Tabela 6 e Figura 13.

Tabela 6 – Valores de a e b (Fonte: ANEXO IX do RGSPDADAR)

Regiões	A		B		C	
	a	b	a	b	a	b
2	202,72	-0,577	162,18	-0,577	243,26	-0,577
5	259,26	-0,562	207,41	-0,562	311,11	-0,562
10	290,68	-0,549	323,21	-0,549	348,82	-0,549
20	317,74	-0,538	254,19	-0,538	381,29	-0,538
50	349,54	-0,524	279,63	-0,524	419,45	-0,524
100	365,62	-0,508	292,5	-0,508	438,75	-0,508

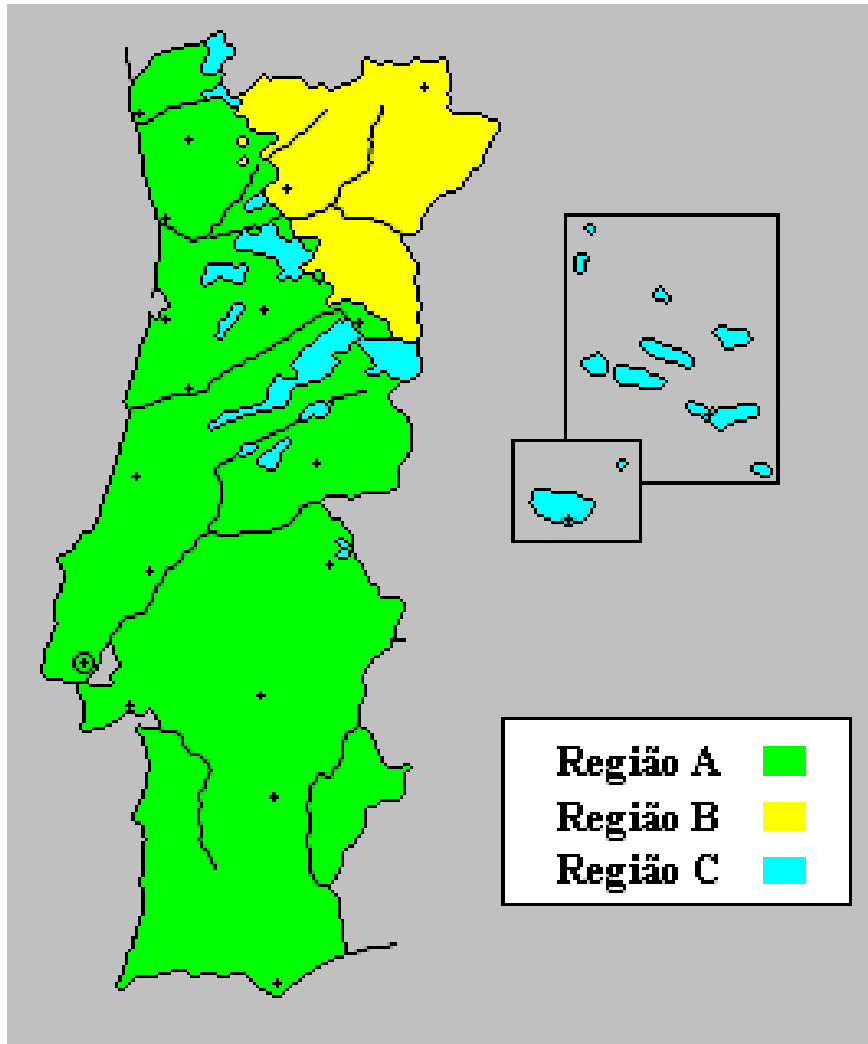


Figura 13 - Regiões pluviométricas (Fonte: docplayer.com.br)

3.2. Estimativa do caudal de ponta mínimo

O caudal de ponta mínimo (início de exploração) é a relação entre o caudal máximo de ponta de cheia (calculado na seção 3.1) a dividir por 3. De qualquer forma, o caudal mínimo a garantir para operações de manutenção não deverá ser inferior a 1 l/s, por forma a garantir as condições de autolimpeza, Eq. (11).

$$Q_{\text{mínimo}} = \text{máx} \left(\frac{Q_{\text{máximo de ponta}}}{3}; 1 \text{ l/s} \right) \quad (11)$$

3.3. Critérios de dimensionamento dos dispositivos de entrada

Os critérios de dimensionamento da rede de drenagem pública de águas pluviais tem como objetivo a implantação correta dos dispositivos de entrada (sarjetas de passeio e/ou sumidouros) de modo a que a água recolhida dos lotes, das caleiras e tubos de queda ou logradouros, parques ou zonas verdes, e a água que cai diretamente nos arruamentos seja encaminhada para estes dispositivos.

Relativamente aos dispositivos de entrada, o Artigo 165.º do RGSPDADAR estabelece os seguintes critérios de dimensionamento:

- A eficiência hidráulica das sarjetas e sumidouros está relacionada com a inclinação longitudinal e transversal do arruamento e a geometria da superfície de entrada.
- No dimensionamento das sarjetas e sumidouros deve atender-se aos valores dos caudais superficiais a drenar, à capacidade de vazão dos coletores onde esses caudais afluem e ainda a outros fatores tais como os entupimentos, a segurança e a comodidade do trânsito.
- No escoamento das águas pluviais nas valetas devem ser ponderados, cumulativamente, para períodos de retorno de 2 a 10 anos, os critérios seguintes:
 - Critério de não transbordo;
 - Critério de limitação da velocidade;
 - Critério de limitação da largura máxima da lâmina líquida de água na valeta junto ao lancil.
- No primeiro critério impõe-se que a altura máxima da lâmina de água junto ao passeio seja a da altura do lancil deduzida de 2 cm para folga. No segundo critério deve limitar-se a velocidade de escoamento superficial a 3 m/s para evitar o desgaste do pavimento. No terceiro critério deve reduzir-se a 1 m a largura máxima de lâmina de água nas valetas junto dos lancis dos passeios.
- Para coletores calculados para períodos de retorno superiores a 10 anos, deve prever-se a implantação de sumidouros de reforço.

3.3.1. Caudal de cálculo

As valetas são responsáveis pelo encaminhamento das águas pluviais até aos dispositivos de entrada. Esse escoamento é feito em superfície livre e pode-se utilizar a lei de resistência de Manning-Strickler para calcular a velocidade de escoamento, equação Eq. (12); que estabelece uma relação entre o coeficiente de rugosidade (K_s), o raio hidráulico (R) e a inclinação da valeta (i) (Padrão, 2016):

$$V = K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad (12)$$

Conhecida a área útil de escoamento superficial (A), o caudal calcula-se através da equação Eq. (13):

$$Q = V \cdot A \quad (13)$$

3.3.2. Dimensionamento de sarjetas de passeio

As sarjetas sem depressão (ver, Figura 14) podem ser dimensionadas a partir a lei de vazão, segundo o manual de saneamento básico (Padrão, 2016):

$$Q = L \cdot K \cdot y_0^{\frac{2}{3}} \cdot g^{\frac{1}{2}} \quad (14)$$

em que: Q = caudal captado pela sarjeta (m^3/s); L = comprimento da boca da sarjeta (m); K = constante empírica que depende da inclinação transversal do arruamento (0,23 para 8% de inclinação ou 0,20 para inclinações de 2% a 4%); y_0 = altura uniforme do escoamento, a montante da sarjeta (m); g = aceleração gravítica (m/s^2).

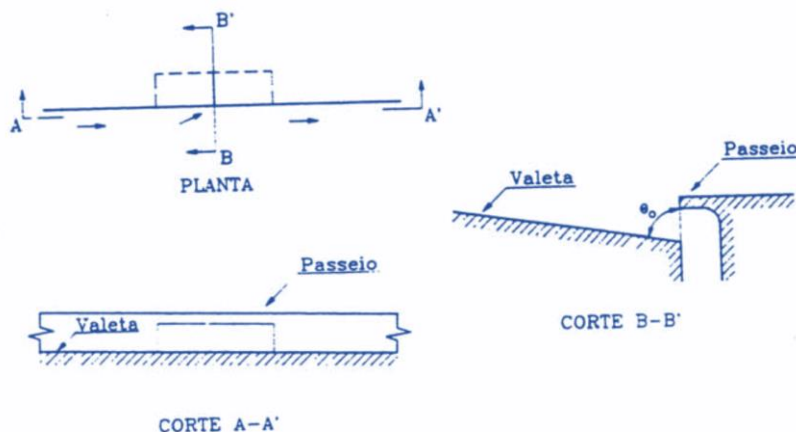


Figura 14 – Esquema de sarjetas no passeio sem depressão (Fonte: Marques et al, 2013)

Existindo depressões na entrada das sarjetas faz com que a carga hidráulica aumente (ver, Figura 15). As depressões são normalmente utilizadas para melhorar a capacidade hidráulica dos dispositivos de entrada. O caudal afluente à sarjeta pode ser estimado através da Eq. (15):

$$Q = L \cdot (K + C) \cdot y_0^{\frac{2}{3}} \cdot g^{\frac{1}{2}} \quad (15)$$

O coeficiente C é calculado a partir dos valores L_1 e L_2 (ver, Figura 15):

- $L_1 \geq 10a$ e $L_2 = 4a$, os valores de C são calculados a partir da equação:

$$C = \frac{45}{1,12^M} \quad (16)$$

o valor de M é obtido a partir da Eq.(17):

$$M = L \cdot F / (a \cdot \tan\theta) \quad (17)$$

onde: a = valor da altura depressão (≤ 3 cm – para não afetar as rodas dos veículos), θ = ângulo formado entre o plano do pavimento na depressão com o plano vertical do lancil de passeio, F = número de Froude, calculado a partir da Eq.(18).

$$F = \frac{V^2}{g \cdot y} \quad (18)$$

em que: V = velocidade média do escoamento (m/s), y = altura do escoamento na extremidade de montante da sarjeta (m). Os valores de y e V podem ser determinados a partir do equilíbrio da energia entre as secções a montante e jusante da depressão da sarjeta, desprezando as perdas de carga localizadas.

- $L_2 \neq 4a$ ou $a \neq b$, os valores de cálculo para o parâmetro C são obtidos a partir da equação:

$$C = \frac{45}{1,12^N} \quad (19)$$

onde,

$$N = \frac{L \cdot F}{a' \cdot \tan\theta} \text{ e o parâmetro } \alpha' = \frac{(b - J \cdot L_2)}{(1 - 4 \cdot J)} \quad (20)$$

sendo: J = perda de carga unitária do escoamento ao longo do arruamento, b = altura da depressão (junto ao passeio) a jusante da sarjeta.

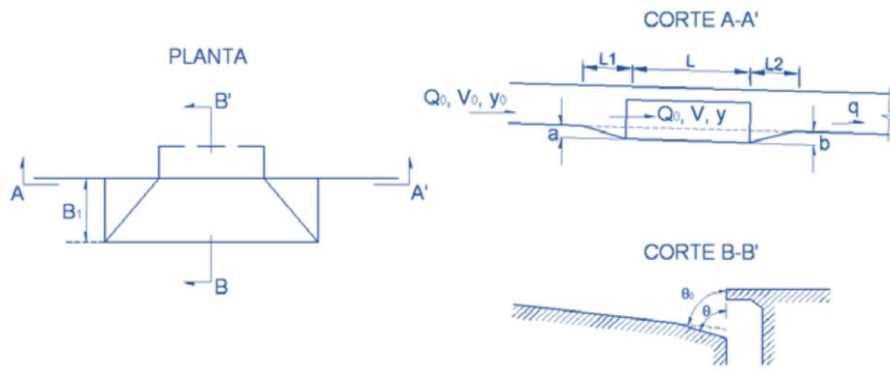


Figura 15 – Esquema de sarjetas com depressão (Fonte: Marques et al, 2013)

3.3.3. Dimensionamento de sumidouros

O método de cálculo proposto segundo o manual de saneamento básico (Padrão, 2016), parte do pressuposto de que o caudal afluente ao sumidouro e que continua para jusante, pode ser decomposto em três componentes (ver, Figura 16):

- Escoamento entre a primeira abertura da grade e o passeio, com o valor de q_1
- Escoamento exterior à grade, pelo arruamento denominado como q_2
- Escoamento sobre a própria grade, e que continua para jusante, o q_3

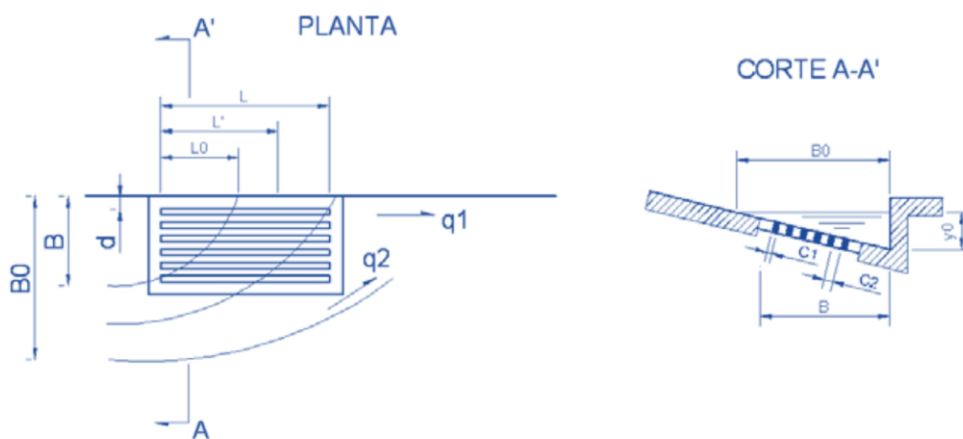


Figura 16 – Esquema de sumidouro sem depressão (Fonte: Marques et al, 2013)

Os valores de q_3 , caudal não captado, são usualmente muito elevados. Para minimizar esse valor, deve ser estabelecido um comprimento útil para o sumidouro, que corresponde

ao comprimento mínimo necessário para captar todo o caudal na grade (Marques et al, 2013), Eq. (21).

$$L_0 = m \cdot V_0 \left(\frac{y_0}{g} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (21)$$

sendo: L_0 = comprimento útil do sumidouro (m); m = contante empírica relacionada com a quantidade de barras transversais da grade do sumidouro (4 se não existir grades e 8 se tiver três barras). V_0 = velocidade do escoamento a montante do sumidouro, y_0 = altura do escoamento a montante do sumidouro, g = aceleração da gravidade.

O valor de q_2 pode ser nulo, caso o comprimento do sumidouro seja superior a um dado valor crítico L' :

$$L' = 1,2 \cdot \tan(\theta_0) V_0 \cdot \left(\frac{y'}{g} \right)^{0,5} \quad (22)$$

Caso contrário será calculado a partir da equação:

$$q_2 = \left[\frac{(L' - L)}{4} \right] \cdot g^{\frac{1}{2}} \cdot y'^{\frac{3}{2}} \quad (23)$$

$$y' = y_0 - \frac{B}{\tan \theta_0} \quad (24)$$

em que: θ_0 = ângulo formado entre a depressão do sumidouro e o plano vertical do lancil de passeio, V_0 = velocidade do escoamento a montante do sumidouro, y' = altura crítica do escoamento no sumidouro, L' = comprimento crítico do sumidouro, L = comprimento do sumidouro, B = largura do sumidouro (m).

Os valores de q_1 podem ser obtidos através da expressão:

$$q_1 = 6 \cdot \left(\frac{V_0^2 \cdot d^3 \cdot \sqrt{y_0/g}}{L^2} \right) \quad (25)$$

em que: V_0 = velocidade do escoamento a montante do sumidouro, d = distância entre a primeira abertura da grade e o plano vertical do lancil de passeio, y_0 = altura do escoamento a montante do sumidouro, L = comprimento do sumidouro.

4. Caso de estudo

4.1. Localização geográfica

O concelho de Leiria integra a NUT II - Região Centro e a NUT III – Região de Leiria, unidade estatística constituída por 10 concelhos – Alvaiázere, Ansião, Batalha, Castanheira de Pêra, Figueiró dos Vinhos, Leiria, Marinha Grande, Pedrogão Grande, Pombal e Porto de Mós. A divisão administrativa atual resulta da aplicação da Lei n.º 75/2013 de 12 de Setembro, que extingue a sub-região Pinhal Litoral, composta por 5 Municípios (Batalha, Leiria, Marinha Grande, Pombal e Porto de Mós) e a agregação de 5 novos Municípios (Alvaiázere, Ansião, Castanheira de Pêra, Figueiró dos Vinhos e Pedrogão Grande) até então integrados na sub-região Pinhal Interior Norte.

Os resultados dos Censos de 2011 mostram que a população no concelho de Leiria sofreu uma variação de 16,6% entre 1991 e 2011. Mais recentemente, em 2015, um estudo efetuado pela consultora internacional “Bloom Consulting” refere que atualmente a cidade de Leiria é a melhor cidade na região Centro de Portugal para viver e a terceira cidade para viver em Portugal.

O concelho de Leiria tem uma área de 565 km² e 18 freguesias, onde residem cerca de 126 mil habitantes segundo o Instituto Nacional de Estatística (INE, 2013), o que representa 43% da população total da Região e uma densidade populacional de 223 habitantes/km².

A cidade de Leiria é a capital do distrito de Leiria (ver, Figura 17), beneficiada pela sua localização geográfica estratégica, sendo limitado a este, pelo concelho de Ourém, a norte pelo concelho de Pombal, a oeste, pelo Oceano Atlântico e pelo concelho da Marinha Grande, a Sul, pelos concelhos da Batalha e Porto de Mós e a sudoeste pelo concelho de Alcobaça.

O relevo é geralmente pouco acidentado, com cotas altimétricas que variam entre os 20 e os 70 metros, nas zonas mais próximas do Centro Histórico. O Centro Histórico é constituído por construções antigas, arruamentos estreitos e muito inclinados e a superfície do solo é praticamente impermeável por causa do tipo de pavimento (calçada portuguesa).

A cidade de Leiria é atravessada pelo rio Liz, onde descarregam a maioria dos caudais pluviais resultantes da precipitação da zona.

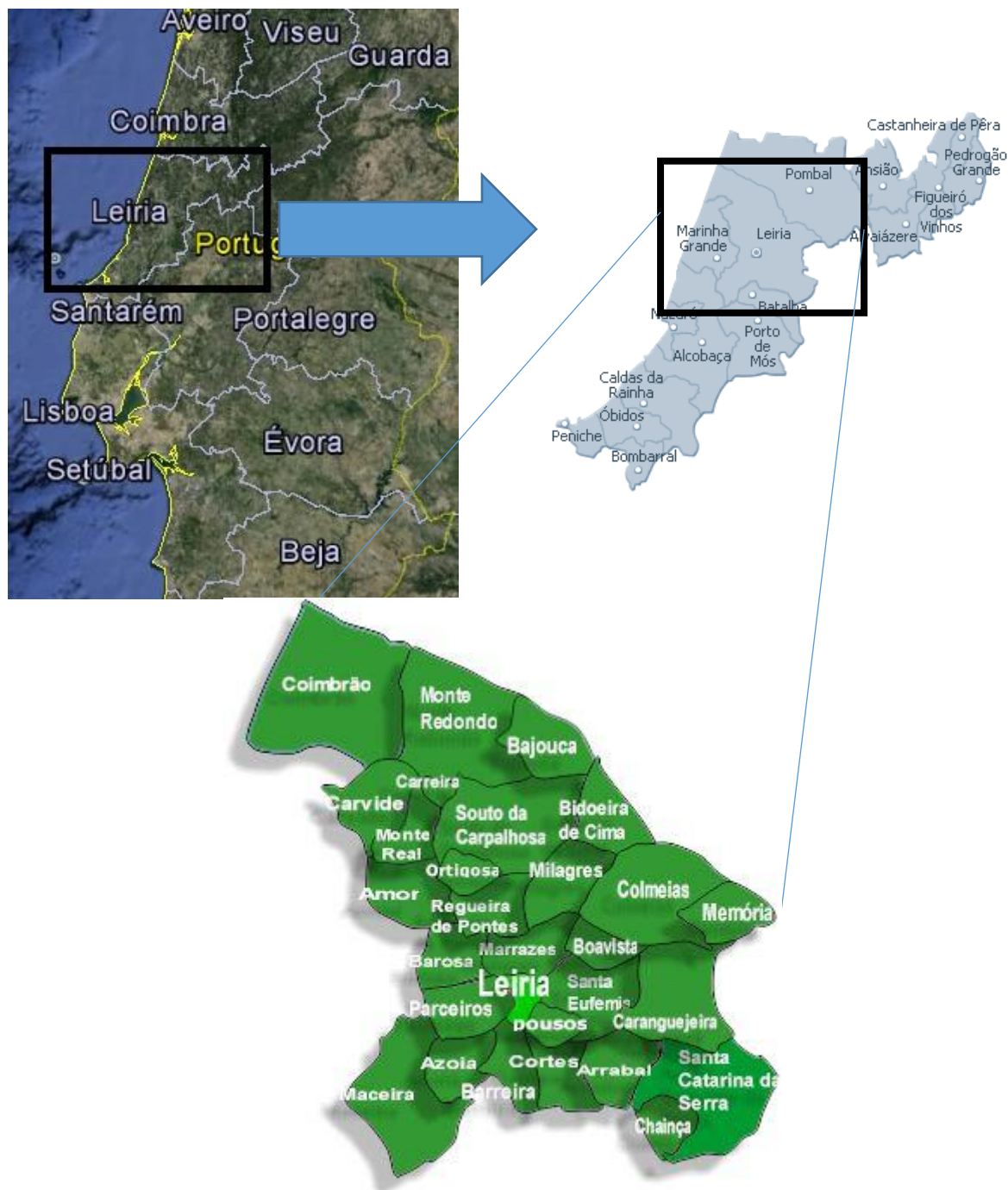


Figura 17 – Localização geográfica do concelho de Leiria (Fonte: Google EARTH)

4.2. Caracterização do sistema de drenagem

O sistema de drenagem urbana da cidade de Leiria foi construído em meados do século XIX e desde então tem vindo a ser progressivamente acrescentado e remodelado em resultado do crescimento da área urbana. As infraestruturas de drenagem no Centro Histórico

incluem zonas onde o sistema é separativo, unitário e pseudo-separativos. Verifica-se que uma parte significativa dos sistemas de drenagem considerados separativos e pseudo-separativos, localizados na zona alta do Centro Histórico, convergem em direção ao sistema unitário, localizado na zona baixa do Centro Histórico. Posteriormente, as águas recolhidas nas zonas baixas do Centro Histórico são encaminhadas em direção ao rio Liz, através de uma vala de drenagem com a designação “caneiro”, cuja secção a jusante encontra-se junto ao açude do Arrabalde, onde existe também a ligação ao emissário da ETAR Norte.

No que se refere ao material das tubagens, destaca-se o betão, PVC e Grés. Ainda relativamente ao cadastro da rede, não foi possível atualizar em pormenor toda a informação sobre o cadastro, já que o tempo necessário para atualizar dessa informação, não seria compatível com a realização deste trabalho.

No que se refere ao desempenho hidráulico do sistema de drenagem, este é manifestamente deficitário; principalmente na zona baixa do Centro Histórico onde as inclinações dos coletores são reduzidas e os episódios de inundações são recorrentemente durante os períodos de maior intensidade de precipitação (devido à insuficiência da capacidade de transporte a jusante). Para esta situação contribui significativamente a dimensão da bacia de drenagem, a inclinação e o tipo de ocupação do solo, e ainda o estado de conservação/manutenção das infraestruturas.

A Figura 18 ilustra a bacia de drenagem, que corresponde à zona de estudo, onde indica a zona de recolha de todo o escoamento no centro histórico da parte em estudo.



Figura 18 – Zona de estudo (Fonte: Google Earth)

4.2.1. Sistema de drenagem unitário

Na Figura 19 está representado o traçado em planta da rede de drenagem unitária existente na zona de estudo. Foram escolhidos alguns pontos para caracterização, que correspondem a zonas de maior destaque no Centro Histórico.

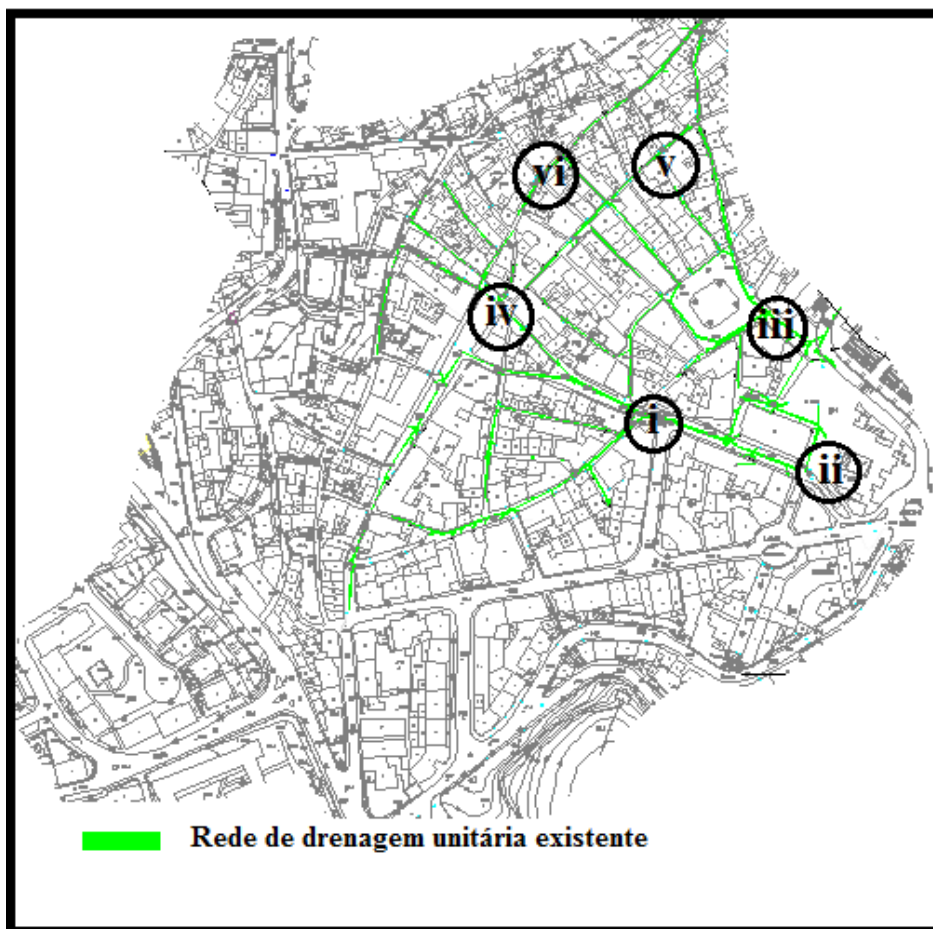


Figura 19 – Rede unitária do centro histórico

➤ O **ponto i** corresponde ao Largo Marechal Gomes Costa na Figura 20 (junto à Caixa Geral de Depósitos de Leiria), com dois coletores paralelos destinadas ao escoamento unitário. Estes dois coletores são de betão armado com diâmetros de 800 mm e recebem caudais provenientes do Largo Cândido dos Reis (Terreiro) e da Rua Comandante João Belo.



Figura 20 – Largo Marechal Gomes Costa (Fonte: Google Earth)

➤ O **ponto ii** refere-se ao Largo 5 de Outubro na Figura 21, mais conhecido como “Fonte Luminosa”. A esta zona do sistema de drenagem da cidade afluem os caudais pluviais e de águas residuais domésticas provenientes do Bairro dos Capuchos (Rua Cidade de Tokushima), Rua dos Mátires, Rua de Alcobaça, Avenida Combatentes da Grande Guerra, Rua Combatente Almeida Henriques, Rua Doutor Correia Mateus e Largo de Santana. A partir deste ponto, o sistema deixa de ser separativo e passa a ser unitário, com um diâmetro de 800 mm.

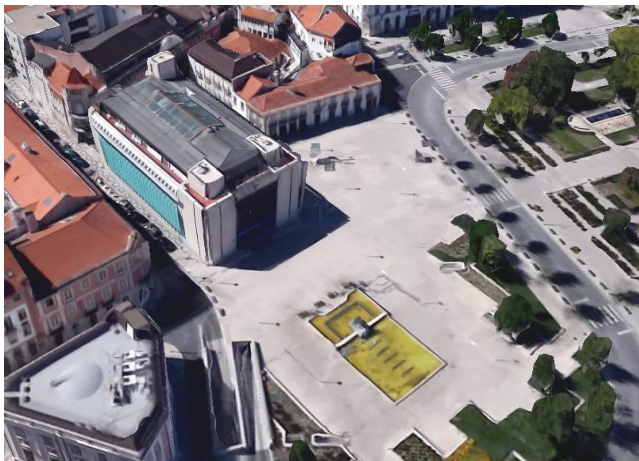


Figura 21 – Largo 5 de Outubro (Fonte: Google Earth)

➤ A Praça Rodrigues Lobo na Figura 22 representa o **ponto iii** e é constituída por um sistema de drenagem unitário, onde os coletores possuem diâmetros de 600 e 800 mm, contruídos em betão e assentes a uma profundidade que rondam os 2 metros. Existe uma

caixa de visita mesmo à saída da Praça Rodrigues Lobo com 1,95 metros de profundidade, que recebe todo o caudal proveniente das ruas adjacentes e de alguns sistemas de drenagem separativos domésticos e pluviais. Os caudais que chegam a esse coletor provêm da Rua Dom Afonso Henriques (sistema de drenagem unitário), Rua Mestre Avis (sistema de drenagem doméstico e unitário), Rua Barrão Vicente, Rua Miguel Bombarda, Rua Rodrigues Cordeiro (sistema de drenagem doméstico e unitário), Rua Sacadura Cabral, Rua Gago Coutinho, Rua Barão Viamonte (Rua direita), Rua da Graça (sistema de drenagem pluvial e unitário), Rua do Comercio, Travessa do Comércio, Rua Doutor António Costa e Rua 31 de Janeiro (sistema de drenagem doméstico e unitário).



Figura 22 – Praça Rodrigues Lobo (Fonte: Google Earth)

➤ O Largo Cândido dos Reis “Terreiro” na Figura 23 corresponde ao **ponto iv**, onde o sistema de drenagem unitário se apresenta com um coletor de betão com 600 mm. Os caudais transportados por este coletor provêm de ruas adjacentes de cotas superiores: final da Rua da Beneficência, Rua Infante Dom Henrique, Travessa do Viana, Travessa da Paz e uma parte da Rua Pinheiro Chagas. As águas que afluem ao Largo Cândido dos Reis são encaminhadas para uma câmara de visita à saída do Largo com 2,13 m de profundidade.



Figura 23 – Largo Cândido dos Reis (Fonte: Google Earth)

➤ O **ponto v** na Figura 24 localiza-se à entrada da Rua Barão Viamonte mais conhecida por “Rua Direita”. Nesta zona da cidade existem dois sistemas de drenagem unitários. Um deles começa junto ao Largo do “Terreiro” e o outro começa em frente ao Centro Cívico de Leiria. O sistema que começa em frente ao Centro Cívico de Leiria tem uma profundidade de 1,35 m e termina numa câmara de visita com uma profundidade de 1,60 m, que está ligada a um coletor de PVC com 400 mm de diâmetro que segue em direção a um outro coletor unitário na Rua Rodrigues Cordeiro. O sistema que começa junto ao largo do “Terreiro” tem uma profundidade a montante de 1 m e segue para a Rua Rodrigues Cordeiro.

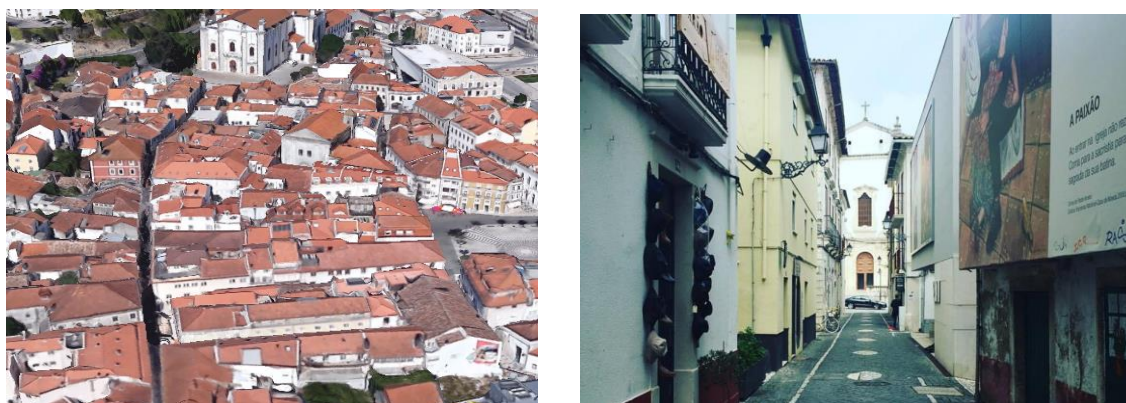


Figura 24 – Rua Direita (Fonte: Google Earth)

➤ A Rua Dom Afonso Henriques na Figura 25 corresponde ao **ponto vi** e é composta por um sistema unitário que começa no ponto de cota mais elevado da rua (cota = 44m), com uma câmara de visita instalada à profundidade de 0,60 m, onde descarregam diretamente as águas pluviais recolhidas a partir de dois sumidouros. O sistema prolonga-se por rua abaixo,

recebendo caudais provenientes de um sistema de drenagem separativo de águas residuais domésticos da Rua Damião de Góis. O sistema unitário muda de direção para a Rua João Das Regras.



Figura 25 – Rua Dom Afonso Henriques (Fonte: Google Earth)

4.2.2. Sistema de drenagem separativo

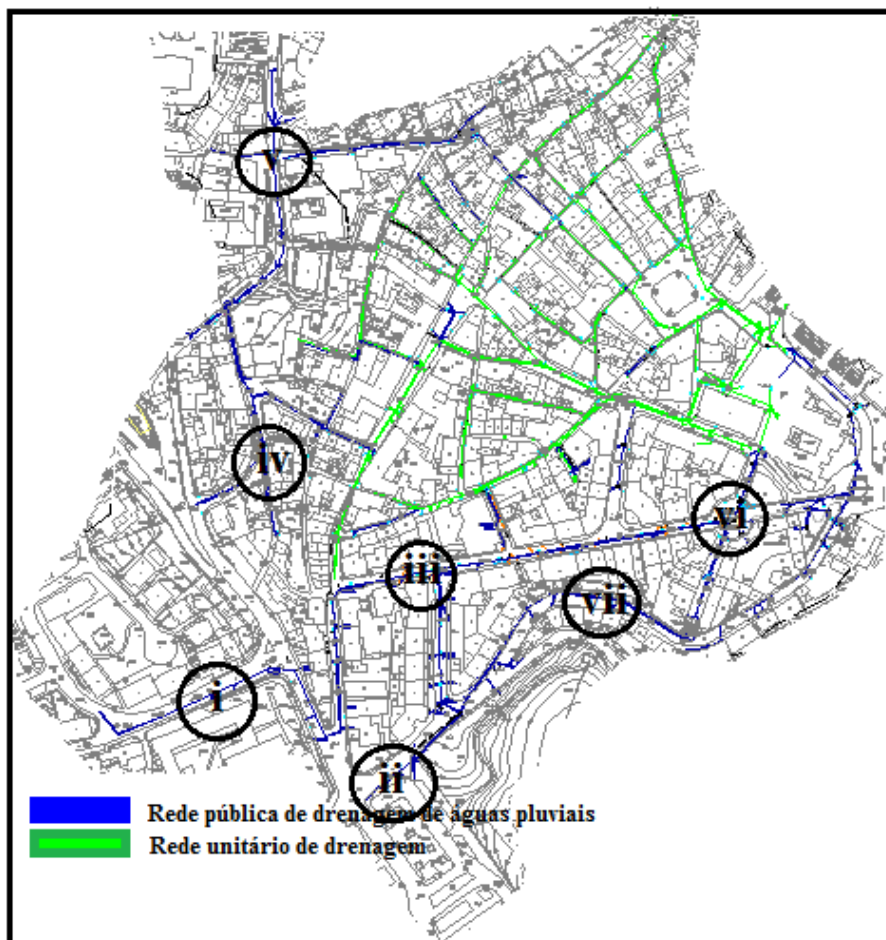


Figura 26 – Sistema de drenagem separativo e Sistema de drenagem unitário (Fonte: Google Earth)

A Figura 26 mostra o traçado em planta do sistema de drenagem separativo existente no Centro Histórico, onde foram escolhidos alguns pontos para análise.

➤ Um dos pontos escolhidos para análise do sistema separativo de drenagem de águas residuais domésticas e pluviais refere-se ao Bairro dos Capuchos na Figura 27 (**ponto i**), na Rua Cidade de Tokushima. O Bairro dos Capuchos é uma zona residencial da cidade de Leiria relativamente recente e não faz parte do Centro Histórico. É um dos pontos mais distantes da bacia de drenagem que possuem um sistema de drenagem direcionado para um coletor unitário localizado na zona baixa do Centro Histórico. A partir da análise da zona de estudo, verifica-se que o escoamento das águas residuais domésticas provenientes do Bairro dos Capuchos poderia ser desviado para a bacia de drenagem vizinha e as águas pluviais encaminhadas para o rio Lena, reduzindo assim o caudal afluente ao coletor unitário localizado na zona baixa do Centro Histórico.



Figura 27 – Bairro dos Capuchos (Fonte: Google Earth)

➤ O Largo da República na Figura 28 (**ponto ii**), em frente ao edifício da Câmara Municipal de Leiria, ao Tribunal e às instalações da Segurança Social de Leiria possui um sistema de drenagem de águas residuais domésticas, onde afluem caudais provenientes de uma parte da Rua do Município. O sistema de drenagem começa numa câmara de visita junto ao Tribunal e segue em direção à Avenida Doutor José Jardim e posteriormente em direção ao Largo 5 de Outubro.



Figura 28 – Largo da República (Fonte: Google Earth)

➤ A Avenida Combatentes da Grande Guerra na Figura 29, refere-se ao **ponto iii** e é toda ela constituída por um sistema separativo de drenagem de águas residuais domésticas e pluviais. Esses dois sistemas desenvolvem-se a partir do Bairro dos Capuchos, passam pela Rua de Alcobaça até à Avenida Combatentes da Grande Guerra. Os coletores são de diâmetro 315 mm para o sistema de drenagem de águas residuais domésticas e 600 mm para o sistema de drenagem de águas pluviais. O escoamento dá-se pelo arruamento até ao Largo de Santana, ponto a partir do qual o escoamento é direcionado para o sistema unitário na Rua João de Deus ao lado da Caixa Geral de Depósitos de Leiria.

A inclinação da Avenida Combatentes da Grande Guerra é de mais de 5%, fazendo com que a drenagem nessa Rua seja feita de forma rápida.

A Rua Comandante Almeida Henriques é adjacente à Avenida Combatentes da Grande Guerra e é contítuida por um sistema de drenagem separativo que descarrega caudais pluviais e domésticos nos coletores da Avenida Combatentes da Grande Guerra.

Os caudais que afluem a esse sistema separativo são drenados para um coletor unitário no Largo 5 de Outubro.



Figura 29 – Avenida Combatentes da Grande Guerra (Fonte: Google Earth)

➤ A Rua Doutor Nuno Álvares Pereira na Figura 30 (**ponto iv**) situada na periferia do Centro Histórico é caracterizada pela existência de um sistema separativo, onde afluem os caudais pluviais provenientes de uma parte da Rua dos Mártires e os caudais domésticos e pluviais provenientes da Rua do Poços. Esse sistema segue em direção à Rua Pedro Nunes e para a Rua Tenente Aragão, continuando como sistema de drenagem separativo.



Figura 30 – Rua Nuno Álvares Pereira (Fonte: Google Earth)

➤ O **ponto v** na Figura 31 situa-se no cruzamento entre a Rua da Olarias, Rua Padre António e a Avenida Ernesto Korrodi onde existe um sistema separativo de drenagem que recebe os caudais provenientes da Rua das Olarias, Travessa Fonte do Pocinho (sistema de drenagem de águas residuais domésticas) e do Largo Doutor Serafim Lopes Pereira (Escola Secundária Domingos Sequeira). Esse coletor também recolhe a água escoada de uma parte da encosta do Castelo de Leiria como ilustra a Figura 31.

O sistema de drenagem de águas pluviais é composto por um coletor em PVC com 600 mm de diâmetro, que escoar para a Rua Doutor Nuno Álvares Pereira, que por conseguinte é encaminhada para pontos de menores cotas no Centro Histórico, enquanto as águas residuais domésticas são encaminhadas pela Rua Padre António num coletor de PVC com diâmetro de 200 mm.



Figura 31 – Avenida Tenente Korrodi, em frente ao estabelecimento da GNR de Leiria (Fonte: Google Earth)

➤ Um dos pontos de cota mais baixos do sistema de drenagem separativo é o Largo de Santana na Figura 32 (**ponto vi**, frente ao Mercado Santana). Esse sistema separativo é proveniente de coletores separativos da Avenida Combatentes da Grande Guerra de diâmetros 315 mm em PVC (para o sistema de drenagem de águas residuais domésticas) e de 800 mm em betão (para o sistema de drenagem de águas pluviais).

No centro do Largo há um coletor de betão instalado a 2,64 m de profundidade que recolhe todo a caudal proveniente da Rua Doutor Correia Mateus. As águas residuais domésticas também provenientes da Rua Doutor Correia Mateus são recolhidas num coletor com 2,21 m de profundidade, e posteriormente encaminhadas para um sistema unitário no Largo 5 de Outubro.



Figura 32 – Largo de Santana (Fonte: Google Earth e autor)

➤ O sistema separativo existente na Rua Machado dos Santos na Figura 33 (**ponto vii**) é aquele que abrange uma das maiores áreas da bacia de drenagem, em direção ao Centro Histórico. Esse sistema separativo além da recolha de caudais da própria rua, recolhe também as águas pluviais provenientes de diversos arruamentos adjacentes, começa no Largo da República, Largo do Tribunal e na Avenida Doutor José Jardim. O sistema de drenagem de águas residuais domésticas começa a recolher caudais provenientes de instituições como a Câmara Municipal de Leiria, Segurança Social e Tribunal, continuando ao longo da Rua Machado dos Santos.

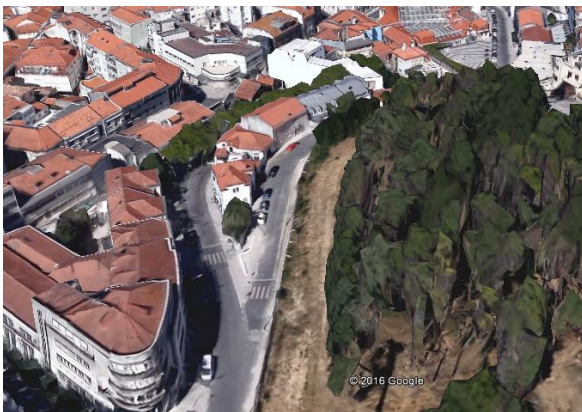


Figura 33 – Rua Machado dos Santos (Fonte: Google Earth)

4.3. Pontos de interface entre sistemas de drenagem

Tal como foi referido anteriormente, o sistema de drenagem do Centro Histórico de Leiria é constituído por diferentes sistemas de drenagem: separativos, unitários e pseudo-separativos. Neste trabalho serão analisados os pontos de interface entre o sistema de drenagem separativo/pseudo-separativos e o sistema de drenagem unitário (a que se deu a designação de “pontos de entrada”). O sistema de drenagem unitário é responsável pelo encaminhamento das águas residuais domésticas e pluviais do Centro Histórico em direção ao rio Liz, por receberem todos os caudais provenientes dos sistemas de drenagem a montante.

Cada um dos pontos de entrada no sistema de drenagem unitário corresponde às extremidades de jusante dos coletores separativos de drenagem de águas pluviais a montante, a partir dos quais se delimitaram as respetivas sub-bacias de drenagem, que representam um total de 13 pontos de afluência de caudal pluvial ao sistema unitário.

4.3.1. Ponto de entrada 1 (PE1)

O primeiro ponto de interface considerado (PE1) compreende uma área de 56489 m² e diz respeito à drenagem das águas pluviais provenientes do Largo Alexandre Herculano, Rua Machado dos Santos, Avenida José Jardim, Largo da República, Largo do Tribunal e ainda uma parte significativa do terreno em frente ao Largo da República (ver, Figura 34).

O ponto de entrada PE1 encontra-se junto ao Largo 5 de Outubro e todo o caudal afluyente a esta zona da cidade é encaminhado para uma vala de drenagem com a designação “caneiro”. A maior parte da área de drenagem diz respeito ao Largo da República e parte do terreno da Quinta da Portela. Os pavimentos são em asfalto e a inclinação média da área de drenagem é de aproximadamente 5%.



Figura 34 – Área de drenagem do ponto de entrada PE1 (Fonte: Google Earth)

4.3.2. Ponto de entrada 2 (PE2)

O ponto de entrada PE2 (ver, Figura 35) corresponde a uma área de drenagem com 60591 m², que inclui o Bairro dos Capuchos, parte da Rua dos Mártires, Avenida Combatentes da Grande Guerra, Rua Comandante Almeida Henriques, Rua Doutor Correia

Mateus e o Largo de Santana. A montante, a área de drenagem inclui uma zona residencial com pavimentos em asfalto. A jusante, inclui parte do Centro Histórico, onde os pavimentos são em calçada. A inclinação média é de aproximadamente 6%.



Figura 35 – Área de drenagem do ponto de entrada PE2 (Fonte: Google Earth)

4.3.3. Ponto de entrada 3 (PE3)

A área de drenagem a montante do ponto de entrada PE3 (ver, Figura 36), situado na Rua Engenheiro Duarte Pacheco, corresponde a uma área de 3546 m². A inclinação média da bacia é reduzida, e toda a água que chega a esse ponto provém da Rua Duarte Pacheco e em parte do Largo Marechal Gomes da Costa. É uma zona densamente urbanizada com pavimentos em calçada.



Figura 36 – Área de drenagem do ponto de entrada PE3 (Fonte: Google Earth)

4.3.4. Ponto de entrada 4 (PE4)

A área de drenagem a montante do ponto de entrada PE4 é de 2015 m^2 (ver, Figura 37) e diz respeito aos caudais pluviais provenientes do Largo Padeira de Aljubarrota e uma parte da Rua Comandante João Belo. É uma zona densamente urbanizada com pavimentos em calçada não muito permeável. Ao longo do arruamento são encontrados diversas inclinações, existindo zonas onde as inclinações são superiores a 5% e zonas com inclinações inferiores a 3%.



Figura 37 – Área de drenagem do ponto de entrada PE4 (Fonte: Google Earth)

4.3.5. Ponto de entrada 5 (PE5)

A área de drenagem a montante do ponto de entrada PE5 é de 2508 m² (ver, Figura 38) e inclui a Rua Machado Costa (lateral inferior ao Centro Comercial Dom Dinis) e uma parte da Rua Combatente João Belo.

A Rua Machado Costa apresenta um declive superior a 7% que converge para PE5. É constituída por um arruamento em calçada de pedra não muito permeável, mas devido aos fatores de elevado declive do terreno o escoamento superficial é feito de forma bastante rápida.



Figura 38 – Área de drenagem do ponto de entrada PE5 (Fonte: Google Earth)

4.3.6. Ponto de entrada 6 (PE6)

A área de drenagem a montante do ponto de entrada PE6 é de 1845 m² (ver, Figura 39) e recolhe as águas pluviais provenientes dos coletores da Rua Combatente João Belo (ponto mais alto) até a interseção com a Rua Gomes Freire. O troço que constitui a área de drenagem é constituído por pavimentos em calçada de pedra. O declive é superior a 5%, o que torna o escoamento superficial das águas pluviais bastante rápido.

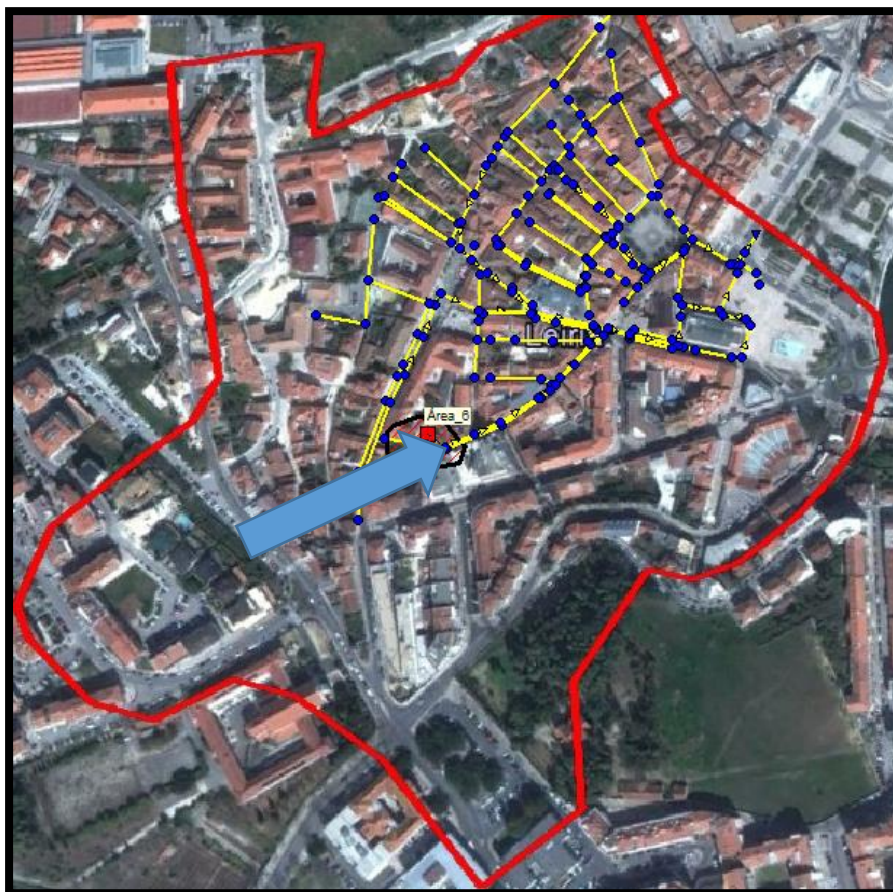


Figura 39 – Área de drenagem do ponto de entrada PE6 (Fonte: Google Earth)

4.3.7. Ponto de entrada 7 (PE7)

O ponto de entrada PE7 (ver, Figura 40) é a terceira maior área de drenagem com 35149 m². Abrange uma vasta área começando numa parte mais distante o Largo Doutor Serafim Lopes Pereira, continuando pela Avenida Ernesto Korrodi, pela Rua Doutor Nuno Álvares Pereira, Rua dos Poços, Rua Tenente Aragão, Rua Pedro Nunes e ainda a Rua Pinheiro Chagas.

Carateriza-se por ser uma área com arruamentos em calçada e com diferentes inclinações de terreno. Na Avenida Ernesto Korrodi (em frente ao posto da GNR de Leiria) as inclinações do terreno não ultrapassam os 2%. No Largo Doutor Serafim Lopes Pereira não existe praticamente inclinação do terreno e é a parte de maior cota da área de drenagem. As maiores inclinações dos arruamentos verificam-se na Rua Pedro Nunes e na Rua Pinheiro Chagas.



Figura 40 – Área de drenagem do ponto de entrada PE7 (Fonte: Google Earth)

4.3.8. Ponto de entrada 8 (PE8)

O ponto de entrada PE8 situa-se no Largo Cândido dos Reis “Terreiro” (ver, Figura 41) e abrange uma área de 5512 m². Inclui às águas pluviais provenientes da Rua Tenente Aragão, uma parte da Rua Pinheiro Chagas e a Travessa Barão do Salgueiro. Os arruamentos são todos em calçada e as inclinações são superiores a 3%.

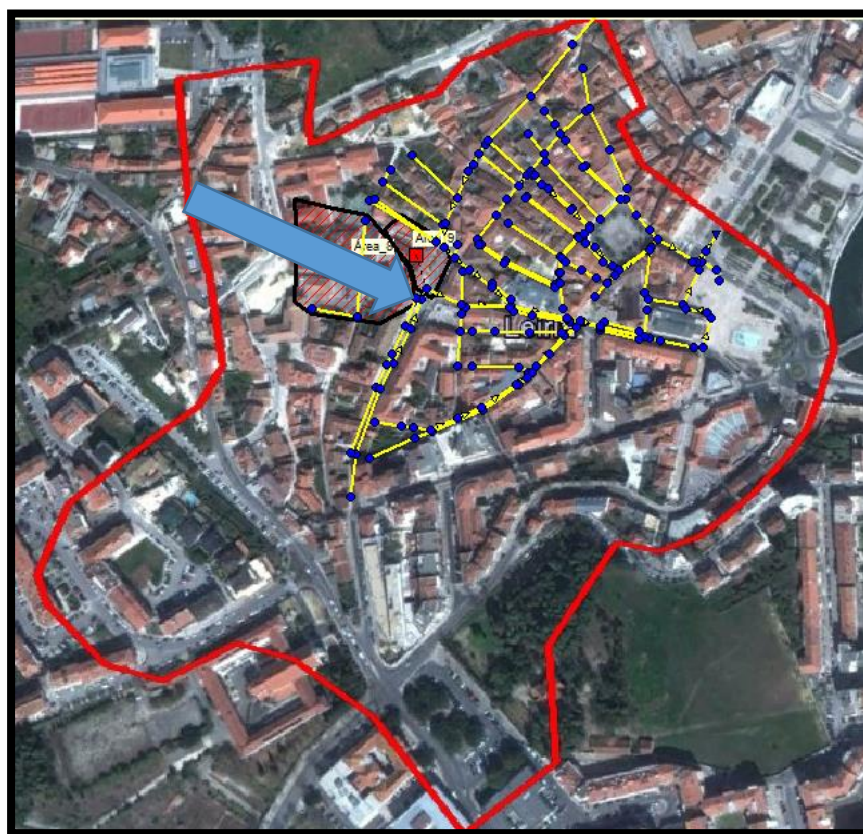


Figura 41 – Área de drenagem do ponto de entrada PE8 (Fonte: Google Earth)

4.3.9. Ponto de entrada 9 (PE9)

O ponto de entrada PE9 (ver, Figura 42) abrange uma pequena área com 2257 m², que inclui o Largo Cândido dos Reis. O pavimento é em calçada e a inclinação média da área de drenagem é reduzida. O pavimento é em calçada e a inclinação média é de 7%, sendo menor nos pontos de cota mais baixos.



Figura 42 – Área de drenagem do ponto de entrada PE9 (Fonte: Google Earth)

4.3.10. Ponto de entrada 10 (PE10)

A área de drenagem a montante do ponto de entrada PE10 é de 1353 m² (ver, Figura 43) e abrange a Rua Infante Dom Henriques e envolventes. O pavimento da Rua Infante Dom Henriques é em calçada, onde não há acesso a viaturas. A inclinação média é de 7%.



Figura 43 – Área de drenagem do ponto de entrada PE10 (Fonte: Google Earth)

4.3.11. Ponto de entrada 11 (PE11)

A área de drenagem a montante do ponto de entrada PE11 (ver, Figura 44) é de 1327 m^2 , e abrange a Travessa da Beneficência. O sistema público de drenagem de águas pluviais inicia-se a montante da Travessa da Beneficência, onde afluem caudais provenientes da área envolvente da Travessa. A inclinação da área de drenagem é de 7% e o pavimento é totalmente impermeável.



Figura 44 – Área de drenagem do ponto de entrada PE11 (Fonte: Google Earth)

4.3.12. Ponto de entrada 12 (PE12)

A área de drenagem PE12 (ver, Figura 45) é de 9541 m² e inclui a Rua Padre António, Travessa das Amoreiras e Rua Fernão de Magalhães.

A Rua Padre António é o ponto de cota mais alta do PE12 e começa com uma inclinação de terreno superior a 8% e um pavimento pouco permeável em calçada. A Travessa das Amoreiras é em calçada e tem inclinações não inferiores a 2%.



Figura 45 – Área de drenagem do ponto de entrada PE12 (Fonte: Google Earth)

4.3.13. Ponto de entrada 13 (PE13)

O ponto de entrada PE13 (ver, Figura 46) tem uma área de 1367 m², e abrange a área que drena para a Rua da Praça. A Rua da Praça é adjacente à Praça Rodrigues Lobo e é constituída por um pavimento em calçada muito impermeável. As cotas de terreno são praticamente nulas o que impossibilita um correto encaminhamento de águas para fora dessa área, que torna prejudicial para o correto funcionamento do sistema.



Figura 46 – Área de drenagem do ponto de entrada PE13 (Fonte: Google Earth)

5. Metodologia

5.1. Método Racional

Baseado no Método Racional (ver, secção 3.1) foram feitos os cálculos de caudais pluviais para cada um dos pontos de entrada mencionados na secção 4.3. A zona de estudo, por pertencer ao concelho de Leiria, corresponde à Região A, segundo o Anexo IX do RGSPDADAR.

As áreas das sub-bacias de drenagem foram definidas tendo por base o cadastro da rede e o mapa cartográfico, fornecidos pela Câmara Municipal de Leiria, em formato AutoCad.

O coeficiente de escoamento utilizado foi de 0,90 para todos os casos, pelo facto de no Centro Histórico existir poucos espaços verdes, uma grande densidade de edificações e os pavimentos serem praticamente impermeáveis (pavimento betuminoso e em calçada portuguesa).

Os valores de intensidade média máxima de precipitação, para qualquer duração e período de retorno, são obtidos diretamente a partir das curvas IDF. A duração da chuvada foi considerada igual ao tempo de concentração de cada sub-bacia (situação mais desfavorável) e os períodos de retorno foram de 2, 5, 10 e 20 anos.

5.1.1. Cálculo dos caudais de ponta de cheia

O Método Racional baseia-se na estimativa do caudal pluvial que resulta de uma chuvada de intensidade constante e duração igual ao tempo de concentração. As Tabelas 7 a 10 mostram os valores dos caudais de ponta de cheia, calculados através do Método Racional, obtidos para cada um dos pontos de entrada referidos na secção 4.3.

Os tempos de concentração foram calculados a partir de um tempo de entrada de 10 minutos, ao qual se adicionou um tempo de percurso (baseado no comprimento dos coletores e na velocidade mínima regulamentar) (ver, Eq. 8).

Tabela 7 – Caudais de ponta de cheia para o período de retorno de 2 anos

PE	C	L (m)	t (minutos)	I (mm/h)	A (m ²)	Q (l/s)
1	0,90	828,62	25,34	31,39	56488,96	443,36
2	0,90	786,45	24,56	31,97	60590,62	484,22
3	0,90	60,00	11,11	50,52	3545,98	44,79
4	0,90	40,00	10,74	51,52	2014,82	25,95
5	0,90	30,00	10,56	52,04	2508,36	32,63
6	0,90	47,49	10,88	51,14	1844,86	23,59
7	0,90	635,95	21,78	34,27	35148,92	301,11
8	0,90	95,49	11,77	48,88	5512,22	67,35
9	0,90	30,44	10,56	52,02	2257,09	29,35
10	0,90	60,62	11,12	50,49	1353,38	17,08
11	0,90	44,40	10,82	51,30	1327,40	17,02
12	0,90	209,93	13,89	44,42	9541,25	105,96
13	0,90	22,89	10,42	52,42	1367,06	17,92

Nota: C: coeficiente de escoamento; L: comprimento do coletor principal; t: duração da chuva; I: intensidade de precipitação; A: área da sub-bacia de drenagem; Q: caudal de ponta de cheia

Tabela 8 – Caudais de ponta de cheia para o período de retorno de 5 anos

PE	C	L (m)	t (minutos)	I (mm/h)	A (m ²)	Q (l/s)
1	0,90	828,62	25,34	42,15	56488,96	595,19
2	0,90	786,45	24,56	42,89	60590,62	649,73
3	0,90	60,00	11,11	66,99	3545,98	59,39
4	0,90	40,00	10,74	68,28	2014,82	34,39
5	0,90	30,00	10,56	68,95	2508,36	43,24
6	0,90	47,49	10,88	67,79	1844,86	31,27
7	0,90	635,95	21,78	45,90	35148,92	403,31
8	0,90	95,49	11,77	64,86	5512,22	89,38
9	0,90	30,44	10,56	68,92	2257,09	38,89
10	0,90	60,62	11,12	66,95	1353,38	22,65
11	0,90	44,40	10,82	67,99	1327,40	22,56
12	0,90	209,93	13,89	59,10	9541,25	140,97
13	0,90	22,89	10,42	69,44	1367,06	23,73

Nota: C: coeficiente de escoamento; L: comprimento do coletor principal; t: duração da chuva; I: intensidade de precipitação; A: área da sub-bacia de drenagem; Q: caudal de ponta de cheia

Tabela 9 – Caudais de ponta de cheia para o período de retorno de 10 anos

PE	C	L (m)	t (minutos)	I (mm/h)	A (m ²)	Q (l/s)
1	0,90	828,62	25,34	49,28	56488,96	695,96
2	0,90	786,45	24,56	50,14	60590,62	759,43
3	0,90	60,00	11,11	77,50	3545,98	68,70
4	0,90	40,00	10,74	78,95	2014,82	39,77
5	0,90	30,00	10,56	79,71	2508,36	49,99
6	0,90	47,49	10,88	78,40	1844,86	36,16
7	0,90	635,95	21,78	53,56	35148,92	470,66
8	0,90	95,49	11,77	75,09	5512,22	103,48
9	0,90	30,44	10,56	79,68	2257,09	44,96
10	0,90	60,62	11,12	77,45	1353,38	26,21
11	0,90	44,40	10,82	78,63	1327,40	26,09
12	0,90	209,93	13,89	68,57	9541,25	163,55
13	0,90	22,89	10,42	80,26	1367,06	27,43

Nota: C: coeficiente de escoamento; L: comprimento do coletor principal; t: duração da chuva; I: intensidade de precipitação; A: área da sub-bacia de drenagem; Q: caudal de ponta de cheia

Tabela 10 – Caudais de ponta de cheia para o período de retorno de 20 anos

PE	C	L (m)	t (minutos)	I (mm/h)	A (m ²)	Q (l/s)
1	0,90	828,62	25,34	55,82	56488,96	788,28
2	0,90	786,45	24,56	56,77	60590,62	859,88
3	0,90	60,00	11,11	86,99	3545,98	77,11
4	0,90	40,00	10,74	88,59	2014,82	44,62
5	0,90	30,00	10,56	89,42	2508,36	56,08
6	0,90	47,49	10,88	87,98	1844,86	40,58
7	0,90	635,95	21,78	60,57	35148,92	532,21
8	0,90	95,49	11,77	84,34	5512,22	116,22
9	0,90	30,44	10,56	89,38	2257,09	50,44
10	0,90	60,62	11,12	86,94	1353,38	29,42
11	0,90	44,40	10,82	88,23	1327,40	29,28
12	0,90	209,93	13,89	77,15	9541,25	184,03
13	0,90	22,89	10,42	90,03	1367,06	30,77

Nota: C: coeficiente de escoamento; L: comprimento do coletor principal; t: duração da chuva; I: intensidade de precipitação; A: área da sub-bacia de drenagem; Q: caudal de ponta de cheia

Como exemplo, a Figura 47 mostra a relação entre os valores da intensidade de precipitação (I) e o caudal de ponta de cheia (Q_p), calculados para diferentes períodos de retorno (Tr), para os pontos de entrada PE1, PE2, PE10 e PE11. A diferença entre os valores

obtidos para os caudais de ponta de cheia e as intensidades de precipitação deve-se, fundamentalmente, ao tempo de concentração e à área da bacia de drenagem, já que o tipo de ocupação do solo é idêntico.

Os pontos de entrada PE1 e PE2 possuem maiores áreas de drenagem e tempos de concentração mais elevados (ver, Tabelas 7 a 10), quando comparados com os pontos de entrada PE10 e PE11, o que se traduz em intensidades de precipitação menores, mas caudais de ponta de cheia mais elevados devido à dimensão da bacia de drenagem (ver, Figura 47). Por outro lado, quanto maior é o período de retorno, maiores serão as intensidades de precipitação e, conseqüentemente, os caudais de ponta de cheia.

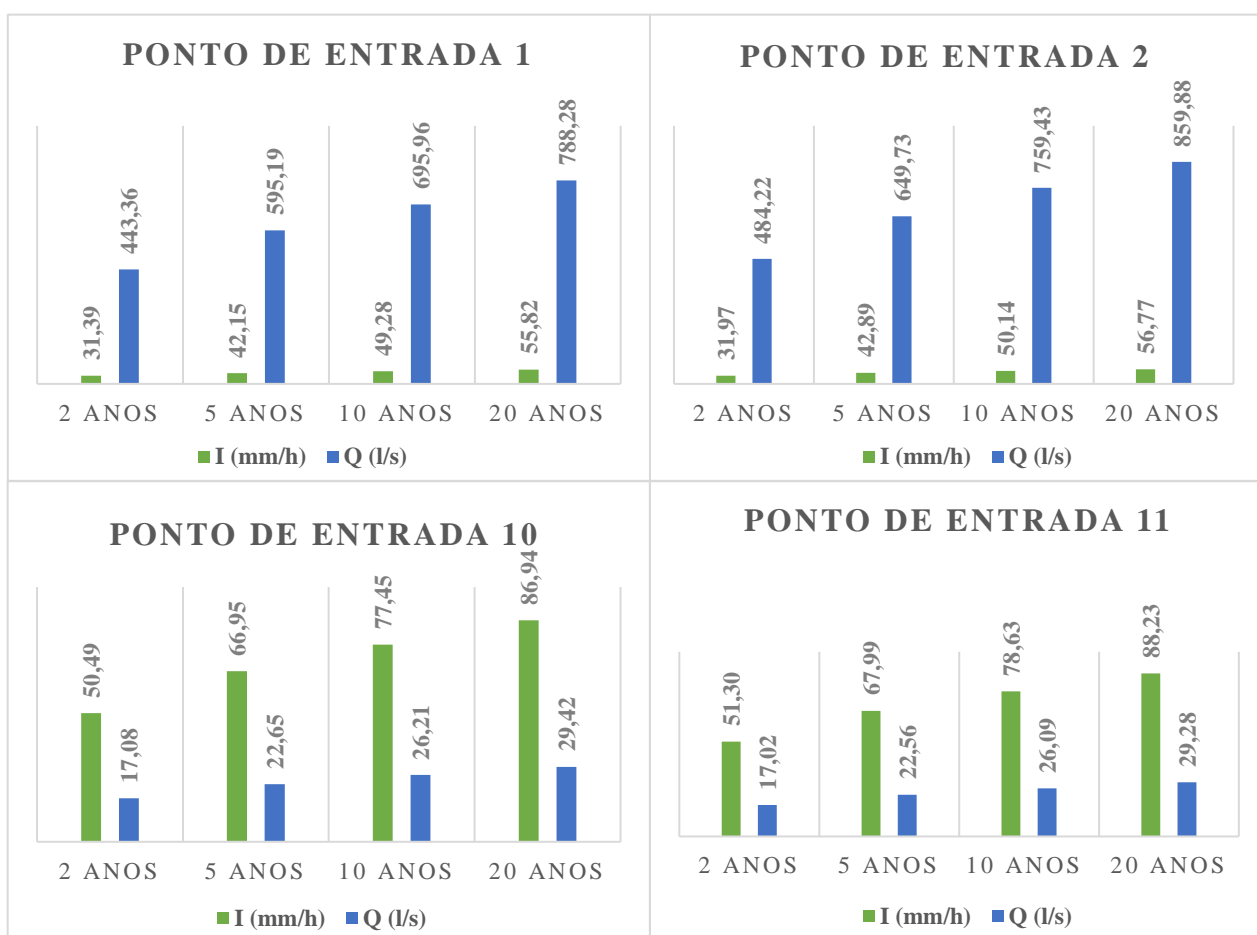


Figura 47 - Comparação dos caudais e intensidades de precipitação para os diversos períodos de retorno

5.2. Modelação hidrológica e hidráulica

5.2.1. Introdução

O Storm Water Management Model (SWMM) é um modelo dinâmico hidráulico e hidrológico, desenvolvido pela Environmental Protection Agency (EPA), que faz simulações de quantidade de escoamento superficial, com principal enfoque à drenagem urbana.

O SWMM faz a simulação do escoamento através da ocorrência de precipitação a curto e longo prazo. Os caudais de escoamento são obtidos por precipitações caídas em sub-bacias de drenagem delimitadas conforme as áreas de estudo. O percurso das águas, após o escoamento superficial, é constituído por condutas, ligações, elementos de regularização, dispositivos de armazenamento e tratamento e bombas. Esses componentes são representados no SWMM como objetos que permitem reproduzir em ambiente computacional as características específicas de cada um desses componentes do sistema. O SWMM é bastante versátil e permite inserir redes de tamanhos ilimitados e utilizar geometrias variadas nas condutas/canais (Rossman, 2010).

Na modelação no SWMM podem ser construídos sistemas públicos de drenagem de águas pluviais, bem como sistemas de drenagem de águas residuais domésticas, com diversas aplicações:

- Dimensionamento dos elementos da rede de drenagem para controlo de inundações;
- Dimensionamento de estruturas de armazenamento;
- Execução de sistemas de controlo para minimizar o transbordo dos sistemas de drenagem;
- Delimitação de zonas de inundação em leitos naturais.

5.2.2. Descrição do modelo

5.2.2.1. Cadastro da rede de drenagem

O presente estudo refere-se apenas ao sistema de drenagem unitário, onde os pontos de entrada descritos na secção 4.3 representam o caudal pluvial proveniente de montante (ver, Figura 48). O contributo das águas residuais domésticas não foi considerado, situação mais desfavorável, já que durante os períodos de maior intensidade de precipitação o seu contributo é reduzido. Os dados de cadastro da rede, introduzidos no SWMM, foram obtidos a partir do mapa fornecido pela Câmara Municipal de Leiria (tais como: comprimento, profundidade das caixas de visita, diâmetro e material dos coletores). No que se refere aos dados de cadastro desconhecidos, estes foram estimados tendo por base a informação conhecida na sua vizinhança.

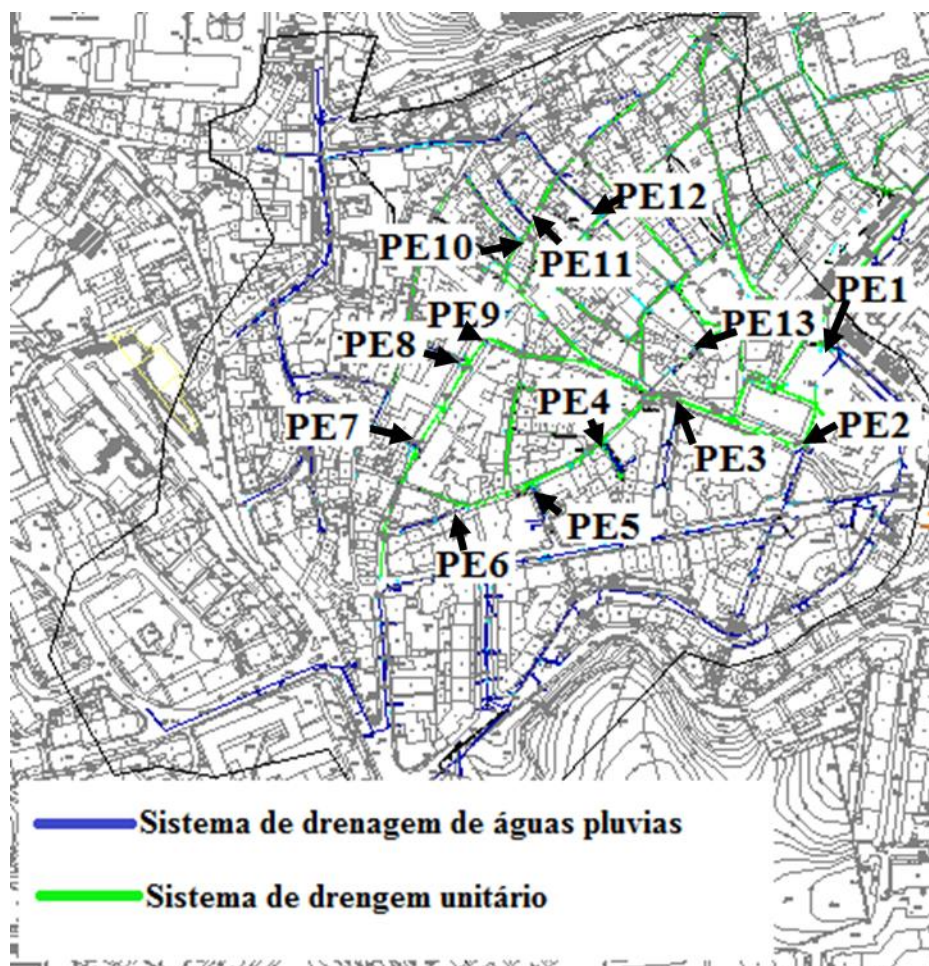


Figura 48 – Representação do sistema de drenagem unitário no SWMM (Fonte: autor)

5.2.2.2. Hietograma de precipitação

Os eventos de precipitação, de curta duração, podem ser descritos a partir das curvas IDF, correspondentes à região pluviométrica em estudo. A discretização dos eventos pluviométricos, em intervalos de tempo mais reduzidos, permite aferir melhor a distribuição das intensidades de precipitação ao longo do tempo – denominados hietogramas de precipitação (Pinto, 2009). Por outras palavras, quanto maior for a discretização dos eventos pluviométricos, melhores serão os resultados obtidos.

Conhecendo a duração da chuvada (T_d), o período de retorno (T_r) e o intervalo de tempo utilizado para discretizar a chuvada (Δt), um dos procedimentos mais utilizados para definir os hietogramas de precipitação, resulta da aplicação do Método dos Blocos Alternados, tal como está indicado a seguir:

Passo 1. Calcular a intensidade de precipitação (I) para Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$,... $n\Delta t$ com base nas curvas IDF;

Passo 2. Calcular a precipitação (P) para Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$,... $n\Delta t$, obtendo assim a precipitação acumulada;

Passo 3. Calcular o incremento de precipitação (P) em cada Δt ;

Passo 4. Escolher o incremento mais elevado e colocá-lo no centro do hietograma;

Passo 5. Escolher o segundo incremento mais elevado e colocá-lo à direita (ou à esquerda) do valor mais elevado. Votar a repetir o procedimento até completar o hietograma de precipitação.

Para o caso de estudo em apreço, e para diferentes períodos de retorno (2, 5, 10 e 20 anos), foi considerado uma chuvada com uma duração de 2 horas e incrementos de 5 minutos. A chuvada com duração de 2 horas foi utilizada, por se mostrar representativa para a região de Leiria. A Figura 49 apresenta os valores dos hietogramas de precipitação introduzidos no SWMM, para os diferentes períodos de retorno.

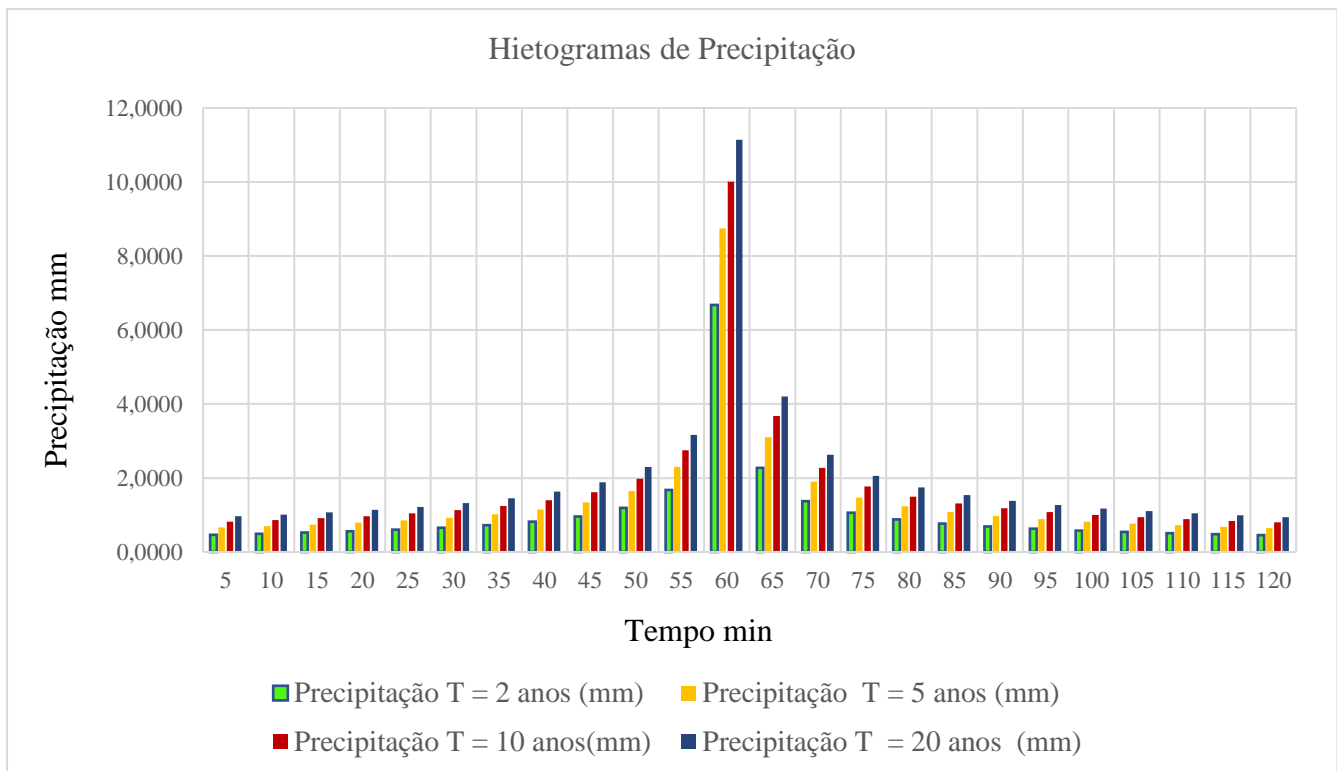


Figura 49 – Hietograma de precipitação para diferentes períodos de retorno (Fonte: autor)

5.2.2.3. Sub-bacias de drenagem

As sub-bacias de drenagem de águas pluviais do Centro Histórico da cidade de Leiria, no qual recai o presente estudo, estão relacionadas com os pontos de interface entre o sistema de drenagem unitário e os sistemas separativos a montante (ver, Figura 48). A delimitação e as condições de fronteira, de cada uma das sub-bacias, foram definidas tendo por base o cadastro da rede, as curvas de nível, a disposição das edificações e os arruamentos (ver, Figura 50). Para cada uma das 13 sub-bacias, foram definidos os atributos requeridos pelo SWMM para modelação da rede, tais como (ver, Tabela 11):

- Secção de referência ou ponto de descarga;
- Área da bacia de drenagem;
- Tipo de uso e ocupação do solo;
- Declive da bacia de drenagem;
- Estimativa para o armazenamento/retenção de águas pluviais em depressões.



Figura 50 – Representação esquemática das Sub-Bacias de drenagem urbana (Fonte: autor)

Tabela 11 – Características das sub-bacias de drenagem

Sub-bacia	PE1	PE2	PE3	PE4	PE5	PE6	PE7	PE8	PE9	PE10	PE11	PE12	PE13
Área (ha)	5,65	6,05	0,35	0,20	0,25	0,18	3,50	0,55	0,23	0,14	0,13	0,95	0,14
Área impermeável (%)	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
Inclinação média (%)	5	6	1	0,5	4	7	7	8	7	7	7	9	0,2
Retenção superficial (cm)	0,127	0,127	0,127	0,127	0,127	0,127	0,127	0,127	0,127	0,127	0,127	0,127	0,127

5.2.2.4. Opções de projeto

Após a introdução da informação do cadastro da rede no SWMM, é necessário definir algumas opções de projeto, nomeadamente, modelos de infiltração, modelos de propagação do escoamento e duração do período de simulação.

A infiltração é o fenómeno através do qual a água da chuva penetra na zona não saturada do solo, da área permeável das bacias. No SWMM são utilizados três tipos de

modelos de infiltração: i) Equação de Horton; ii) Método de Green-Ampt; e iii) Método do Soil Conservation Service. No presente estudo, foi utilizado o Método de Green-Ampt. Este método assume a existência de uma zona húmida na coluna do solo, que separa uma camada de solo com a humidade inicial da camada situada na parte superior onde o solo é saturado.

No SWMM existe como opção três modelos de propagação do escoamento: i) fluxo em regime uniforme; ii) onda cinemática; e iii) onda dinâmica. O modelo propagação do escoamento utilizado foi o modelo da onda cinemática. Este modelo de transporte hidráulico resolve a equação da continuidade junto com uma forma simplificada da equação da quantidade de movimento em cada um dos troços, em que o declive da superfície livre da água é igual ao declive do fundo das condutas. O modelo de onda cinemática permite que o caudal e a área mudem no espaço e no tempo no interior das condutas. A sua aplicação é restrita a redes ramificadas. Como prática corrente, pode-se manter estabilidade numérica adequada com incrementos de tempo relativamente grande, da ordem de 5 a 15 minutos. Este modelo é uma alternativa suficientemente precisa e eficiente para o modelo de transporte com longos tempos de simulação.

A duração do período de simulação corresponde ao tempo necessário para que toda a água caída sobre a bacia, e que dá origem ao escoamento superficial, escorra através da rede de drenagem. Nesse caso, a duração do período de simulação foi ajustado para cada um dos cenários e período de retorno.

No processo de simulação hidrológica e hidráulica, o resultado obtido tem que se aproximar dos valores observados em in situ. Neste caso, e atendendo à falta de informação para calibração do modelo, tal não foi possível em tempo útil. Como resultados da simulação, destacam-se:

- Perfis logitudinais com os níveis de escoamento nas condutas;
- Afluência dos caudais provenientes das sub-bacias de drenagem;
- Sobrecarga das câmaras de visita;
- Fluxo de caudal nos coletores, entre câmaras de visita;
- Sobrecarga dos coletores, entre câmaras de visita;
- Escoamento superficial.

5.2.3. Simulação 1

Partindo do pressuposto de que o modelo de simulação hidráulica está calibrado, a Tabela 12 mostra os valores dos caudais de ponta de cheia (Q_p) obtidos à saída de cada uma das sub-bacias de drenagem, para uma chuvada de referência com a duração de 2 horas. Os valores obtidos têm por base os hietogramas de precipitação, calculados para diferentes períodos de retorno para a região de Leiria, onde o pico máximo da precipitação está centrado relativamente à duração total da chuvada (ver, Figura 49).

Na mesma tabela é ainda possível observar o tempo após o início da chuvada (t_p), em minutos, que corresponde ao caudal de ponta de cheia. Verifica-se que para todos os pontos de entrada o tempo após o início da chuvada onde se obtêm o caudal de ponta de cheia é aos 65 minutos, ou seja, 5 minutos após a ocorrência do pico máximo da chuvada. Esta situação está relacionanda com a dimensão reduzida das sub-bacias de drenagem.

Tabela 12 – Caudais de ponta de cheia à saída de cada uma das sub-bacias de drenagem

SB	Tr = 2 anos		Tr = 5 anos		Tr = 10 anos		Tr = 20 anos	
	t_p (min)	Q_p (l/s)	t_p (min)	Q_p (l/s)	t_p (min)	Q_p (l/s)	t_p (min)	Q_p (l/s)
1	65	53,73	65	80,82	65	99,24	65	115,85
2	65	58,14	65	87,38	65	107,23	65	125,10
3	65	5,62	65	7,82	65	9,15	65	10,33
4	65	3,25	65	4,50	65	5,26	65	5,92
5	65	4,17	65	5,71	65	6,64	65	7,46
6	65	3,08	65	4,20	65	4,89	65	5,49
7	65	42,35	65	62,05	65	74,72	65	86,00
8	65	9,08	65	12,47	65	14,53	65	16,34
9	65	3,76	65	5,14	65	5,96	65	6,72
10	65	2,26	65	3,08	65	3,59	65	4,03
11	65	2,21	65	3,03	65	3,52	65	3,95
12	65	15,27	65	21,18	65	24,77	65	27,93
13	65	2,20	65	3,04	65	3,56	65	4,01

Como exemplo, de seguida é analisado a variação do caudal afluyente à rede de drenagem, nos pontos de entrada PE1, PE2, PE10 e PE11 – para o cenário correspondente ao período de retorno de 5 anos. Da análise das Figuras 51 a 54, verifica-se que a duração do escoamento direto e o caudal afluyente à rede de drenagem é maior nas sub-bacias de maior dimensão (PE1 e PE2).

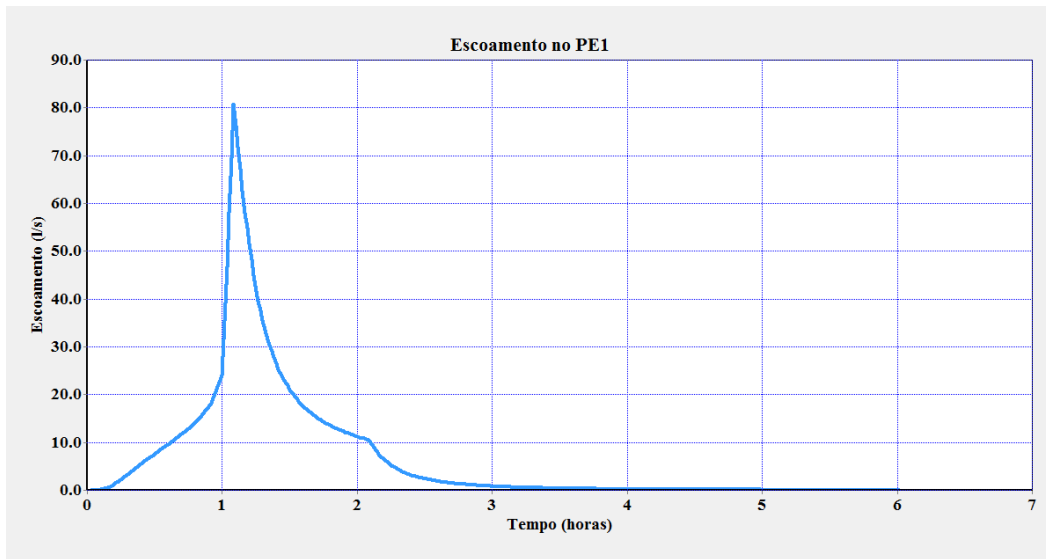


Figura 51 – Gráfico do Escoamento no PE1

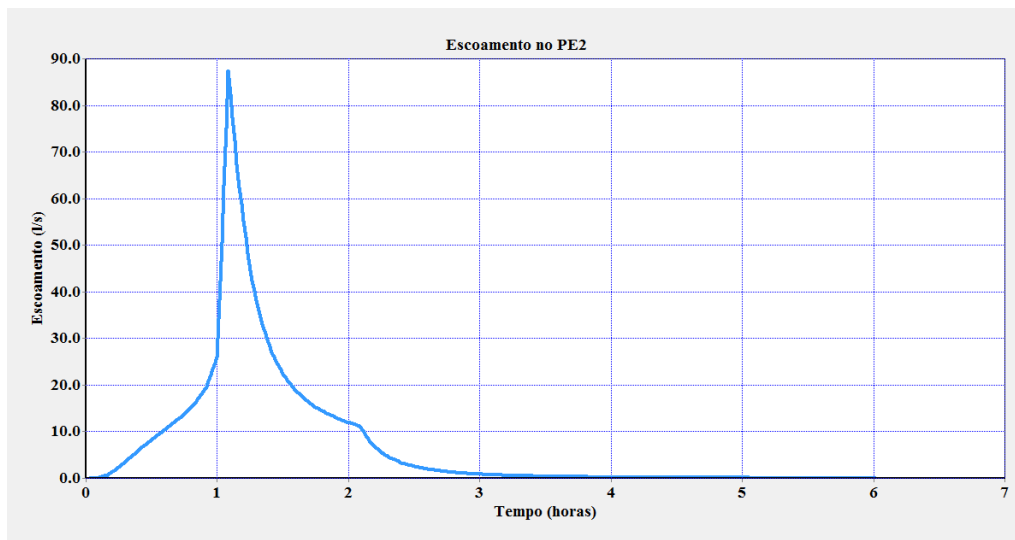


Figura 52 – Gráfico Escoamento no PE2

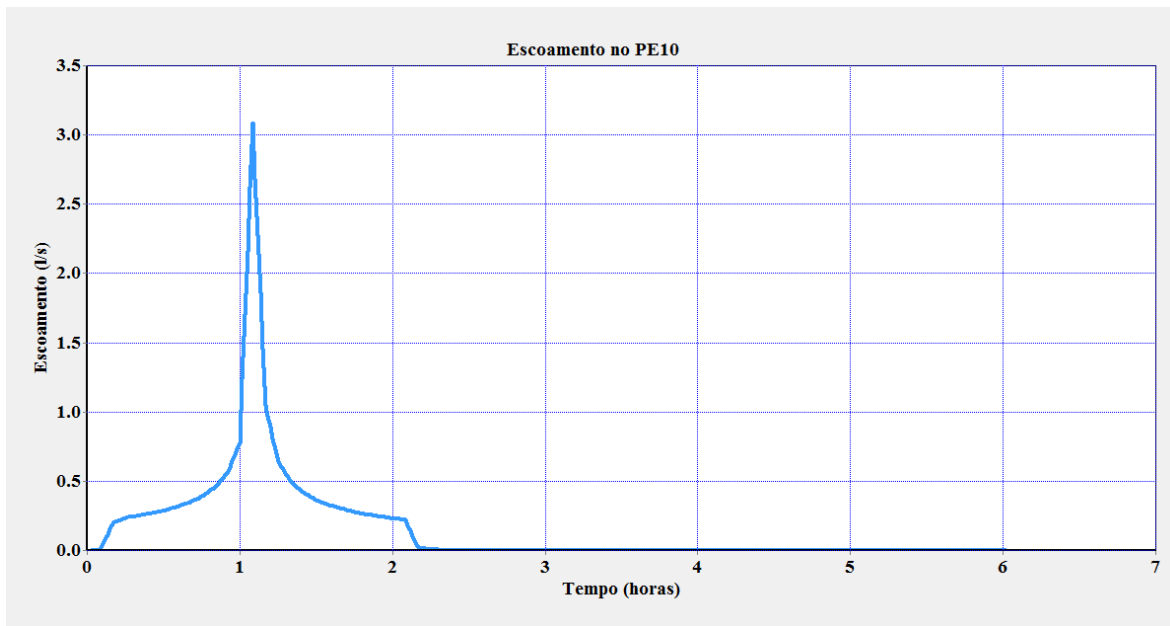


Figura 53 – Gráfico do Escoamento no PE10

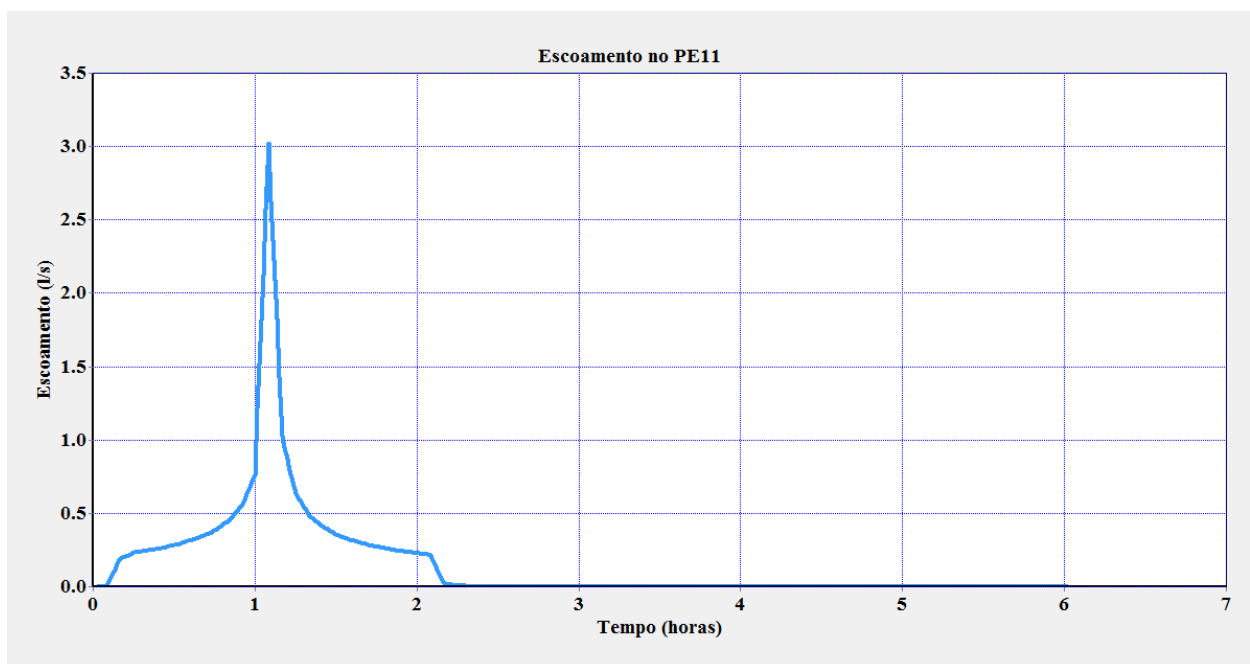


Figura 54 – Gráfico do Escoamento no PE11

Com o objetivo de identificar o trecho da rede de drenagem com maior probabilidade de ocorrência de inundações, na Figura 55 estão identificados os valores do escoamento, para o instante a que corresponde o maior caudal a jusante do sistema de drenagem – aproximadamente 220 l/s. Verifica-se que o caudal de ponta de cheia ocorre aos 70 minutos, ou seja, 10 minutos após a ocorrência do pico máximo da chuvada. O desfasamento entre o pico máximo da chuvada e o caudal de ponta de cheia a jusante da rede de drenagem está relacionado com o tempo de percurso nas sub-bacias e ao longo da rede de drenagem. Nas Figuras 55 e 56 está assinalado (a cor lilás) o trecho da rede de drenagem onde ocorrem inundações, e que resultam da grande afluência de caudal a essa zona da rede e do facto da inclinação do coletor ser inferior a 1%.

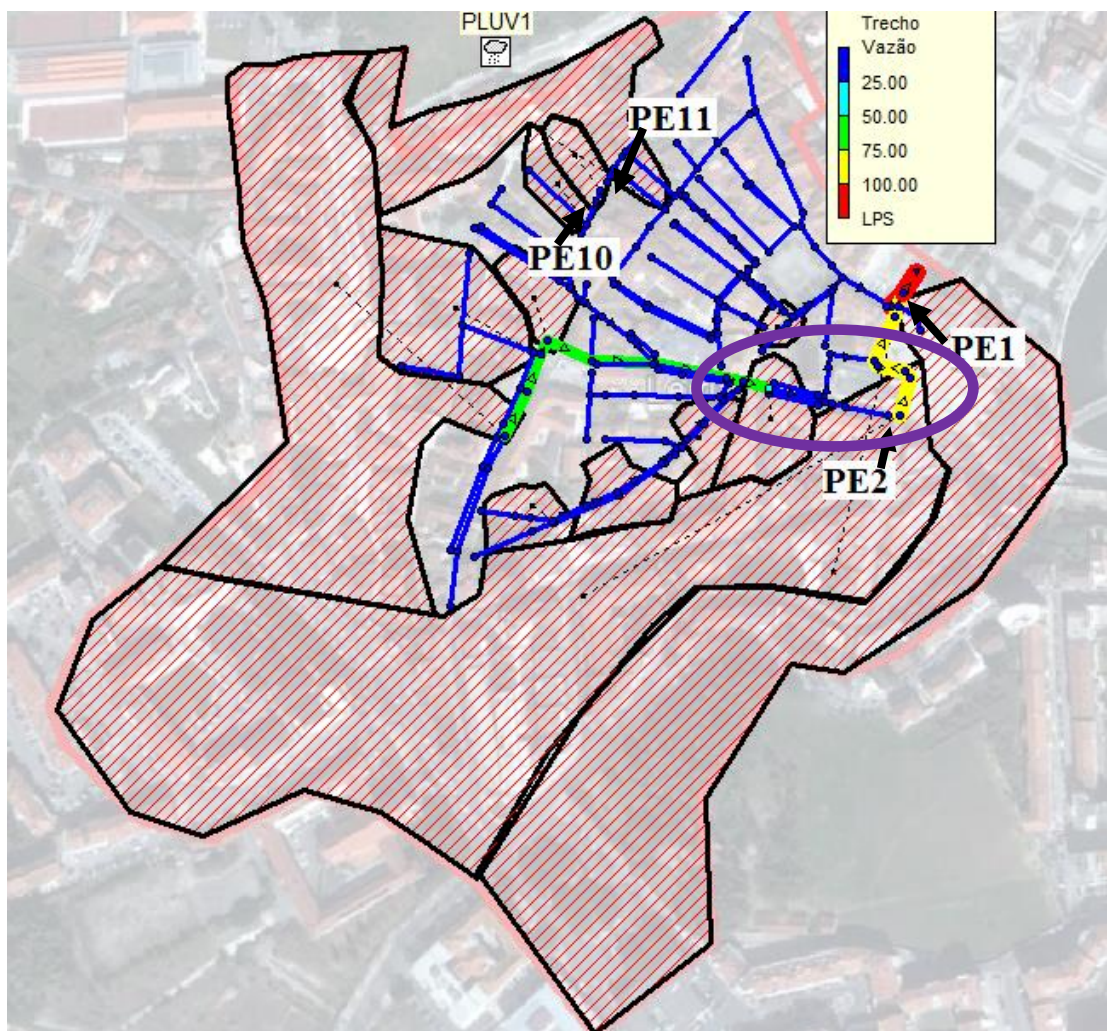


Figura 55 – Escoamento ao longo da rede de drenagem, correspondente ao caudal de ponta de cheia.

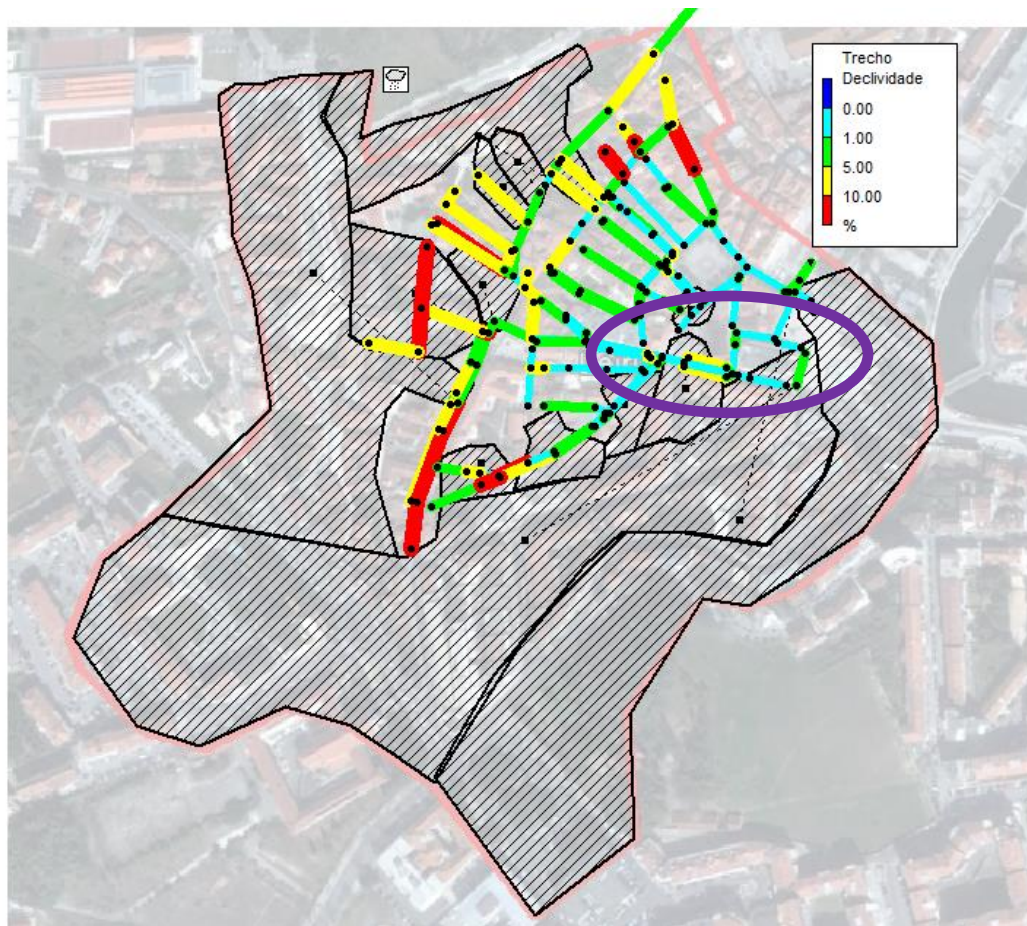


Figura 56 – Inclinação dos coletores entre caixas de visita

5.2.4. Simulação 2

Tendo como referência o modelo de simulação hidráulica utilizado na secção 5.2.3, para o período de retorno de 5 anos e uma chuvada de referência com a duração de 2 horas, pretende-se estudar nesta secção qual é a influência da distribuição temporal da intensidade da precipitação no desenvolvimento do caudal de ponta de cheia na rede de drenagem. Neste caso, foram considerados três hietogramas de precipitação, ou seja, o pico de máxima intensidade de precipitação ocorre a $\frac{1}{4}$ da duração total da chuvada ($I_{\max,25\%}$), $\frac{1}{2}$ da duração total da chuvada ($I_{\max,50\%}$) e $\frac{3}{4}$ da duração total da chuvada ($I_{\max,75\%}$) – Figura 57.

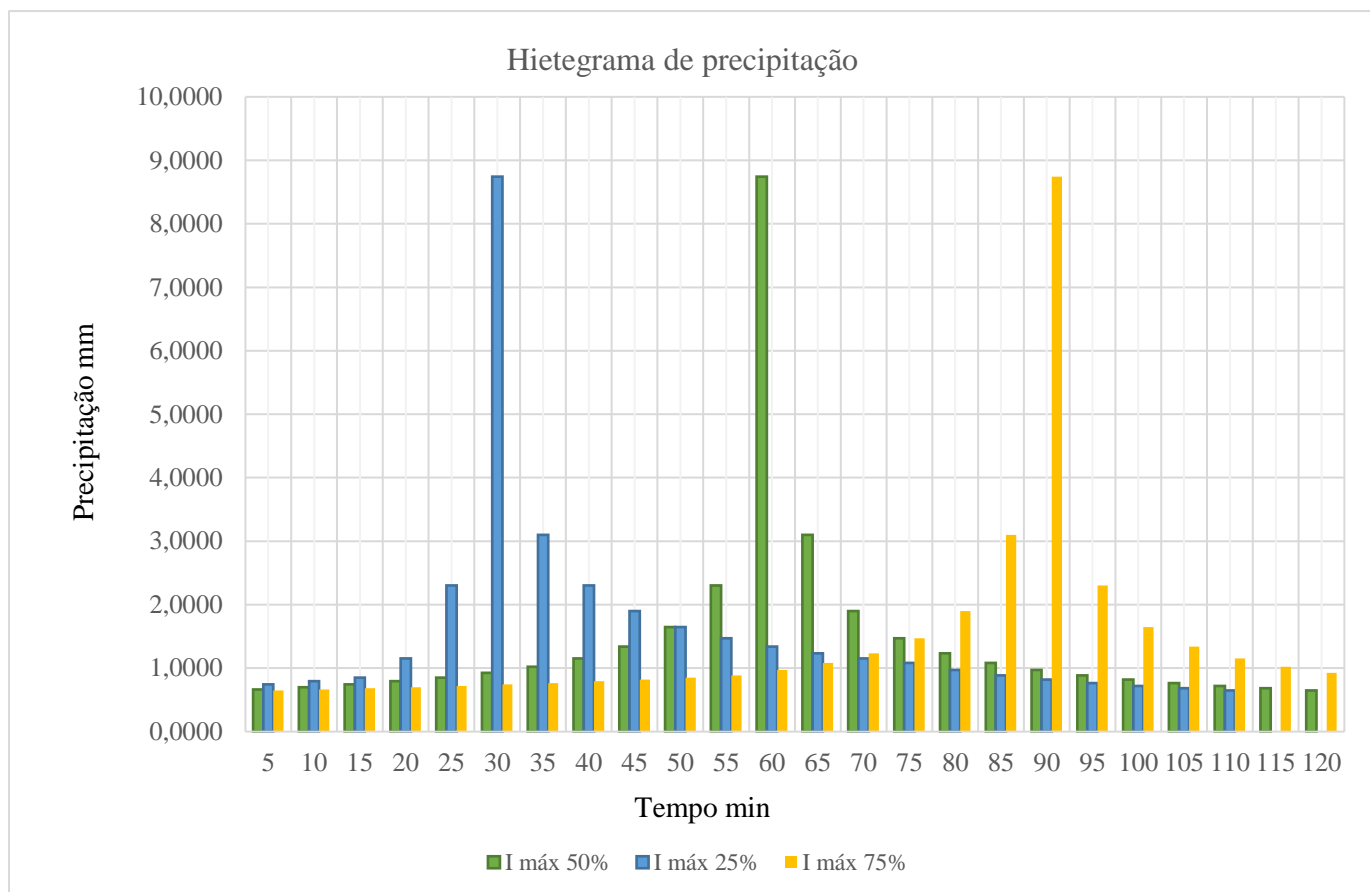


Figura 57 – Hietogramas de precipitação para diferentes cenários

A Tabela 13 mostra os valores dos caudais de ponta de cheia (Q_p), obtidos à saída de cada uma das sub-bacias de drenagem, em função da distribuição temporal da intensidade máxima de precipitação. Na mesma tabela é ainda possível observar o tempo após o início da chuvada (t_p), em minutos, a que corresponde o caudal de ponta de cheia.

Os resultados indicados na Tabela 13 permitem chegar à conclusão que o posicionamento da intensidade máxima de precipitação, consiciona o valor do caudal de ponta de cheia à saída de cada uma das sub-bacias, sendo que, sendo mais elevados para o cenário $I_{\max,75\%}$. O incremento da intensidade da precipitação até $\frac{3}{4}$ da duração total da chuvada, faz com que o valor do escoamento superficial aumente ao longo do tempo, sendo mais evidente para as sub-bacias de maior dimensão.

Tabela 13 – Caudais de ponta de cheia à saída de cada uma das sub-bacias de drenagem

Sub-bacia de drenagem	$I_{max,25\%}$		$I_{max,50\%}$		$I_{max,75\%}$	
	t_p (min)	Q_p (l/s)	t_p (min)	Q_p (l/s)	t_p (min)	Q_p (l/s)
1	35	71,19	65	80,82	95	89,91
2	35	77,17	65	87,38	95	96,04
3	35	7,57	65	7,82	95	8,09
4	35	4,37	65	4,50	95	4,65
5	35	5,55	65	5,71	95	5,72
6	35	4,09	65	4,20	95	4,32
7	35	57,92	65	62,05	95	66,54
8	35	12,12	65	12,47	95	12,84
9	35	5,00	65	5,14	95	5,29
10	35	3,00	65	3,08	95	3,17
11	35	2,94	65	3,03	95	3,11
12	35	20,94	65	21,18	95	21,90
13	35	2,95	65	3,04	95	3,14

Nota: $I_{max,25\%}$: intensidade máxima de precipitação posicionada a $\frac{1}{4}$ da duração total da chuvada; $I_{max,50\%}$: intensidade máxima de precipitação posicionada a $\frac{1}{2}$ da duração total da chuvada; $I_{max,75\%}$: intensidade máxima de precipitação posicionada a $\frac{3}{4}$ da duração total da chuvada.

Da análise dos resultados da Tabela 13, verifica-se que existe um desfasamento do caudal de ponta de cheia, em função do posicionamento da intensidade máxima de precipitação – neste caso verifica-se que o pico de cheia foi antecipado ($I_{max,25\%}$) ou retardado ($I_{max,75\%}$) em relação ao caudal de ponta de cheia obtido para o hietograma de precipitação centrado ($I_{max,50\%}$).

A comparação dos resultados do tempo para a ponta, entre os três cenários estudados, permite perceber que estão de acordo com os respetivos hietogramas de precipitação. Para qualquer uma das sub-bacias, verifica-se que o caudal de ponta cheia ocorre 5 minutos após a intensidade de precipitação máxima. Para $I_{max,25\%}$ o tempo necessário para atingir o caudal de ponta de cheia é de 35 minutos para todas as sub-bacias, para $I_{max,50\%}$ é de 65 minutos e para $I_{max,75\%}$ corresponde a 95 minutos.

Considerando o caudal afluente ao sistema de drenagem, proveniente das 13 sub-bacias estudadas para $I_{max,25\%}$, a Figura 58 mostra o caudal de ponta de cheia ao longo da rede de drenagem para o instante de simulação de 35 minutos.

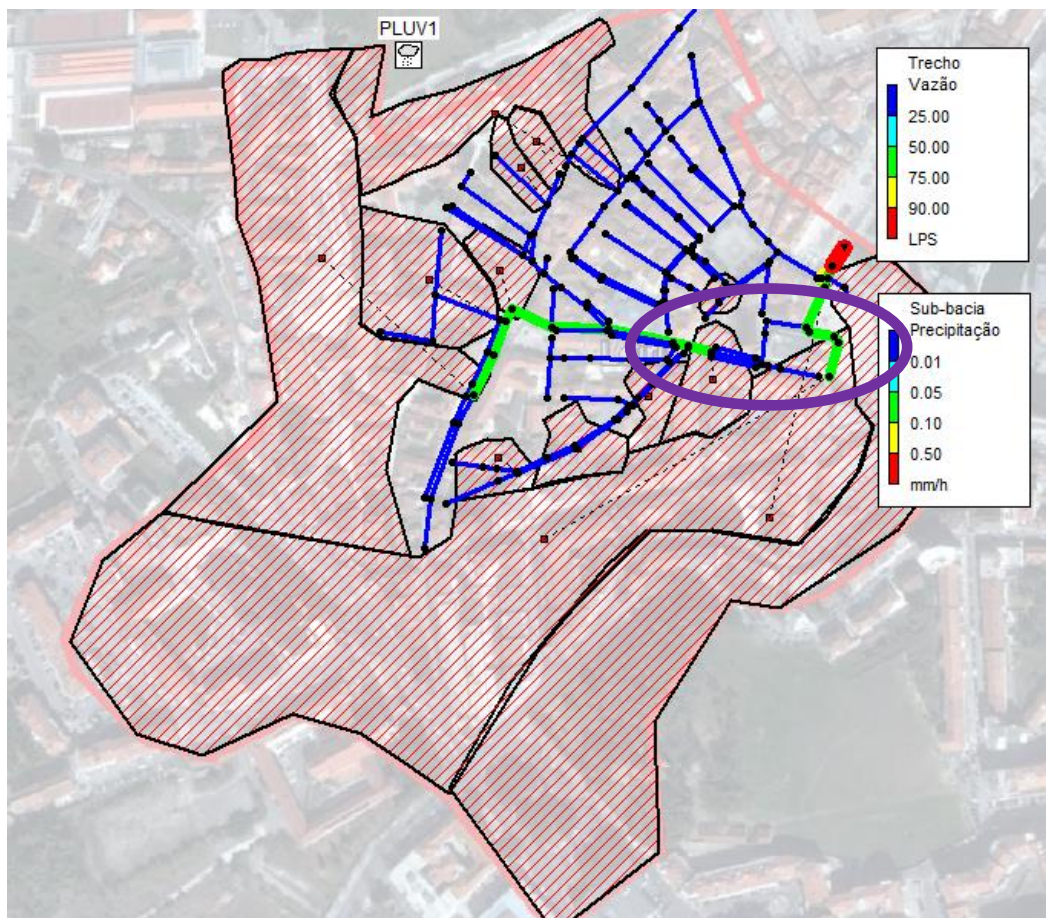


Figura 58 – Caudal de ponta de cheia ao longo da rede de drenagem, para $I_{max,25\%}$

Da análise da Figura 58, verifica-se que o caudal a montante da rede de drenagem é reduzido, e vai aumentando para jusante. Além disso, como as inclinações dos coletores a montante são mais elevadas (ver, Figura 56), a velocidade do escoamento nessa zona da rede também é maior. Esta situação favorece a acumulação das águas a jusante, onde as inclinações são mais reduzidas, sendo que em alguns casos pode dar origem a inundações provocadas pelo extravasamento de caixas de visita. Na Figuras 58 está assinalado (a cor lilás) o troço da rede onde ocorrem inundações, e que resultam da grande afluência de caudal a essa zona da rede e da falta de capacidade do sistema para jusante.

A Figura 59 mostra o caudal de ponta de cheia ao longo da rede de drenagem para $I_{max,75\%}$. O resultado da simulação mostra que os caudais afluentes à rede de drenagem são mais elevados (quando comparados com $I_{max,25\%}$ e $I_{max,50\%}$), sendo que neste caso o caudal

de ponta de cheia ocorre aos 95 minutos, provocando inundações na zona assinalada na Figura 59 (a cor lilás), pelas mesmas razões já identificadas anteriormente.

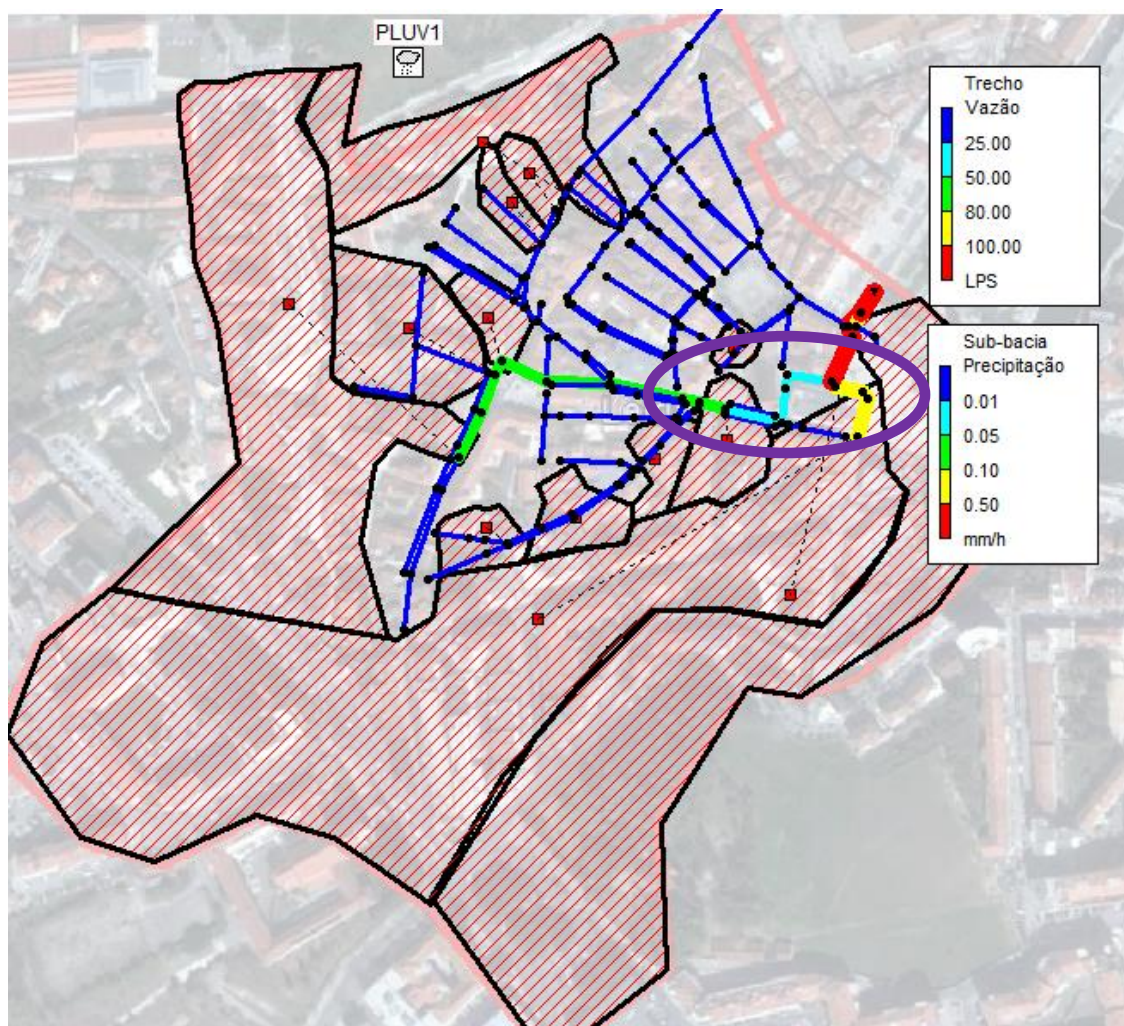


Figura 59 – Caudal de ponta de cheia ao longo da rede de drenagem, para $I_{max,75\%}$

6. Considerações finais

A principal conclusão desta dissertação é que, através da modelação adequada de um cenário real de um sistema de drenagem, é possível saber a resposta (ou, pelo menos, uma ordem de magnitude) para determinadas situações. Isto serve tanto para antecipar uma possível situação, sabendo como o sistema de drenagem urbana irá responder, ou também para avaliar as alterações na mesma (estrutura, geometria) que permite o seu melhor desempenho.

A presente dissertação consistiu na identificação da necessidade de uma metodologia de avaliação técnica de sistemas de drenagem urbana que fosse sistemática, objetiva, normalizada, flexível e eficaz, e que constituísse uma ferramenta de engenharia, permitindo efetivamente avaliar o desempenho dos sistemas e apoiar a tomada de decisão.

A avaliação do desempenho da rede de drenagem urbana tem um papel de importância crescente como ferramenta de engenharia. A avaliação do desempenho é uma componente fundamental da tomada de decisão, para fins de planeamento, projeto, diagnóstico, reabilitação e expansão dos sistemas de drenagem urbana, em geral.

Existe, assim, uma clara necessidade do desenvolvimento de uma metodologia de avaliação técnica de sistemas de drenagem urbana, com as características atrás referidas, que considere a análise dos diversos aspetos, relativos ao funcionamento destes sistemas, tendo em conta a diversidade do tipo de sistemas existente e das suas características.

Foram utilizados dois métodos para avaliação e análise do sistema de drenagem urbana do Centro Histórico de Leiria. Através do Método Racional foi possível calcular os caudais de ponta máximos para um determinado período de retorno, assumindo uma chuvada com intensidade de precipitação contante e com duração igual ao tempo de concentração. Através do software SWMM foi possível simular o comportamento hidráulica da rede de drenagem, que resulta de uma chuvada com uma duração de 2 horas, tendo por base um hietograma de projeto no qual a intensidade de precipitação varia ao longo do tempo.

O sistema de drenagem de águas pluviais do Centro Histórico de Leiria apresenta deficientes condições de funcionamento, com resultados nefastos para a população, pelo que urge implementar medidas preventivas ou corretivas. A capacidade de drenagem deve ser aumentada, de forma a possibilitar o rápido escoamento das águas pluviais para o meio recetor, evitando a ocorrência de inundações nos pontos de cota mais baixos.

A separação das águas pluviais e residuais domésticas, que atualmente escoam através do sistema unitário, será certamente uma das medidas a ponderar a curto e a médio prazo. Por outro lado, a análise das sub-bacias de drenagem poderá permitir reduzir o caudal afluente aos pontos de cota mais baixos no Centro Histórico, evitando assim as inundações recorrentes. Há partes do sistema de drenagem que não tem necessidade de serem direcionadas para o centro histórico, como é o caso do Bairro dos Capuchos. O diâmetro e as inclinações dos coletores situadas no Largo 5 de Outubro, na Praça Rodrigues Lobo, Rua Direita, Rua do Comercio, Rua da Praça e na Rua João de Deus deveriam ser aumentados, por forma a reduzir a acumulação das águas nessas zonas da rede.

A implementação de soluções que permitam melhorar o desempenho do sistema de drenagem do Centro Histórico poderá ser moroso e com grandes custos devido ao número de pontos de intervenção e o meio urbano envolvente.

7. Bibliografia

- Albino, C. I. (2013). *Sistemas Urbanos de Drenagem de Águas Residuais e Pluviais*. Olhão: Universidade do Algarve.
- Botica, A. H. (2012). *Redes de Drenagem de Águas Residuais Domésticas em Edifícios*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Cândido, J. (2013). *Modelação Dinâmica de Sistemas de Drenagem em Meio Urbano*. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa - FCT.
- Clemens, F. H. (2001). *Hydrodynamic Models in Urban Drainage: Applications And Calibration*. Bathmen: The Netherlands.
- De Paula, T. (2013). *Zonas Inundáveis e Quantificação do Risco de Inundações*. Coimbra: Universidade de Coimbra - FCTUC.
- Ensinas, L. B. (2009). *Integração de Modelos Matemáticos de Sistemas de Simulação de Sistemas de Drenagem Urbana com SIG*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Lança, R. e. (2000). Apresentação de um Modelo Distributivo de Precipitação e Escoamento Superficial. Em *Congresso da água* (p. 14).
- Laurenço, R. (Dezembro de 2014). *Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentáveis*. Coimbra: Instituto Politécnico de Coimbra.
- Machado, F. (2013). *Modelação Hidráulica de Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável*. Coimbra: Universidade de Coimbra - FCTUC.
- Marques, e. a. (2013). *Hidráulica Urbana - Sistema de drenagem de águas pluviais urbanas*. Lisboa: Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos - ERSAR.
- Martins, F. J. (2000). *Dimensionamento Hidrológico e Hidráulico de Passagens Inferiores Rodoviárias Para águas Pluviais*. Coimbra: Universidade de Coimbra.
- Martins, N. M. (2010). *Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais*. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Matos, J. S. (2003). *Aspectos Históricos e Actuais da Evolução da Drenagem de Águas Residuais*. Lisboa, Portugal: Instituto Superior Técnico.

- Montes, R. M. (2009). *A Drenagem Urbana de Águas Pluviais e Seus Impactos*. Goiânia, Go, Brazil: Universidade Católica de Goiás.
- Padrão, V. M. (2016). *Rede de Drenagem de Águas Pluviais-A integração e desenvolvimento dos ógãos e acessórios*. Porto: FEUP.
- Pinto, F. (2009). *Influência do Hidrograma Unitário e da Distribuição da Precipitação Útil no Hidrograma de Projecto*. Lisboa: Instituto Superior Técnico - IST.
- Rodrigues, I. M. (2012). *Sistema de Apoio à Exploração de Estações de Tratamento de Águas Residuais*. Braga: Universidade do Minho.
- Rodrigues, J. C. (2010). *Sistema de Aproveitamento de Águas Pluviais*. Porto: FEUP.
- Rossman. (2010). *EPA SWMM - Modelo de Gestão de Drenagem Urbana*. Ciacinnatti, OH: Universidade Federal da Paraíba.
- Santos, J. (2010). *Gestão de Águas Pluviais Urbanas: Mudança do Paradigma nos Sitemas Públicos de Drenagem*. Porto: Universidade do Porto - FEUP.
- Sousa, E. (2001). *Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais*. Lisboa, Portugal: Instituto Superior Técnico.
- Sousa, E. R. (2005). *Projeto de Sistemas de Drenagem de Águas Residuais Comunitárias*. Liboa: Instituto Superior Técnico.
- Sousa, L. F. (2012). *Metodologia de Mapeamento Das Cheias em Zona de Risco-Aplicação a um Troço de um Rio do Norte de Portugal*. Porto: FEUP.