U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS: MUDANÇA DO PARADIGMA NOS SISTEMAS PÚBLICOS DE DRENAGEM

Um Caso Aplicado à Cidade do Porto

JOÃO PEDRO MOREIRA DOS SANTOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA DO AMBIENTE

Orientador FEUP: Professor Doutor Joaquim Poças Martins

Orientador AdP: Engenheira Fernanda Lacerda

Presidente do Júri: Professor Doutor Rui A. R. Boaventura

SETEMBRO DE 2010

RESUMO

O crescimento das áreas urbanas provoca um aumento da impermeabilização do solo que por sua vez conduz ao agravamento dos caudais de escorrência pluviais, levando assim à ocorrência de inundações mais frequentes. Adicionalmente, as actividades que ocorrem nestas áreas causam um aumento da disponibilidade de contaminantes no solo, que são captados e disseminados pelas águas pluviais.

Nesta dissertação apresenta-se uma forma alternativa de encarar a gestão das águas denominada de Water Sencitive Urban Design, que através da aplicação de uma serie de técnicas, visa a mitigação ou mesmo a eliminação destes problemas.

É também estudado o caso da cidade do Porto, sendo identificados os principais problemas e limitações da rede de drenagem de águas pluviais bem como as acções a realizar.

É ainda analisado em pormenor o caso específico do Campo 24 de Agosto, que é actualmente um dos pontos mais afectados por inundações na cidade. Apresenta-se uma proposta para a resolução deste problema, recorrendo simultaneamente à ampliação da capacidade de vazão da rede de colectores e à construção de uma bacia de retenção. Concluindo-se que é possível resolver a questão das inundações nesta zona para chuvadas com períodos de retorno até 100 anos, tendo-se para isso estimado um custo de aproximadamente 340.000 €.

É ainda feita uma proposta de remodelação do parque de estacionamento presente nesta zona, recorrendo a várias técnicas de Water Sensitive Urban Design, de forma armazenar as escorrências aí produzidas para chuvadas com períodos de retorno até 10 anos.

PALAVRAS-CHAVE: Sistemas de drenagem urbana, Gestão de águas pluviais, Water Sensitive Urban Design, Melhores Práticas, Cidade do Porto.

ABSTRACT

The growing of urban areas causes an increase of soil impermeabilization that amplifies storm water flows, leading to more frequent floods. The different activities that occur in urban areas also raise the availability of soil contaminants that end up being captured and dispersed in the storm water.

This dissertation presents an alternate way of facing storm water management called Water Sensitive Urban Design that uses several techniques to mitigate or even eliminate this kind of problems.

It is also studied the case of Porto's city, particularly the major problems and limitations of the storm water draining system and the necessary measures to take into account.

Lastly, is analysed in great detail the case of Campo 24 de Agosto (an area inside Porto city), which is among the most affected spots by foods in the entire city. It's presented a proposal to solve this problem, recurring simultaneously to the amplification of drainage capability and the creation of a detention basin with a volume of 4432 m^3. This proposal is able to manage the 100 year flood, with an estimated capital cost of approximately 340.000 €.

Furthermore, it's made a proposal for the remodelling of the existing parking area, using several Water Sensitive Urban Design techniques in the process, making it able to storage the runoff produced at the parking area itself in a storm event with a return period of 10 years.

KEYWORDS: Urban Drainage Systems, Storm Water Management, Water Sensitive Urban Design, Best practices, Porto city.

ÍNDICE GERAL

RESUMO i
ABSTRACT iii
ÍNDICE GERAL v
ÍNDICE DE TABELAS ix
ÍNDICE DE FIGURAS xi
ABREVIATURAS xv
SÍMBOLOS xv
1) INTRODUÇÃO 1
1.1) CONSIDERAÇÕES INICIAIS 1
1.2) O CASO DA CIDADE DO PORTO 4
1.3) ÂMBITO E OBJECTIVOS 4
1.4) ESTRUTURA DO TRABALHO 5
2) CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE SISTEMAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS 7
2.1) TIPOS DE SISTEMAS 7
2.2) COMPONENTES TRADICIONAIS DE UM SISTEMA DE ÁGUAS PLUVIAIS 8
2.3) LOCALIZAÇÃO E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS DE ENTRADA 9
2.4) DETERMINAÇÃO DE CAUDAIS DE PONTA DE CHEIA 10
2.4.1) INTENSIDADE MÉDIA DE PRECIPITAÇÃO 10
2.4.2) MÉTODO RACIONAL 13
2.4.3) MÉTODO RACIONAL GENERALIZADO 13
2.4.4) MÉTODO DE MARTINO 14
3) WATER SENSITIVE URBAN DESIGN 17
3.1) CONSIDERAÇÕES INICIAIS 17
3.2) TÉCNICAS DE WSUD 19
3.2.1) TERMINOLOGIA 20
3.2.2) BMPS ESTRUTURAIS 20
3.2.2.1) Pavimentos permeáveis 21
3.2.2.2) Bacias de retenção 22
3.2.2.3) Trincheiras de infiltração 26

3.2.2.4) Bacias de infiltração 27
3.2.2.5) Poços absorventes 28
3.2.2.6) Faixas filtrantes (Filter strip) 29
3.2.2.7) Valas revestidas com coberto vegetal (swales) 30
3.2.2.8) Sistemas de biorretenção 32
3.2.2.9) Telhados com vegetação 33
3.2.2.10) Caldeiras (Tree box) 34
3.2.2.11) Cisternas e barris de chuva 34
3.2.2.12) Outras BMPs estruturais 35
3.2.3) BMPS NÃO-ESTRUTURAIS 35
3.2.3.1) Práticas educativas 36
3.2.3.2) Manutenção 36
3.2.3.3) Controlo Regulamentar 36
3.2.4) BPPS 36
3.2.4.1) Processo de planeamento 37
3.2.4.2) Aplicação a diversos componentes urbanos 37
3.3) CONSIDERAÇÕES FINAIS 42
4) QUALIDADE DAS ÁGUAS PLUVIAIS 45
4.1) CONTAMINAÇÃO PELO CONTACTO COM A SUPERFÍCIE 45
4.2) CONTAMINAÇÃO POR ÁGUAS RESIDUAIS 46
4.3) POLUENTES E FONTES COMUNS 47
4.4) TIPOS DE MEDIDAS DE TRATAMENTO 48
4.5) SEQUÊNCIA DE TRATAMENTO (TREATMENT TRAIN) 50
4.6) MECANISMOS DE REMOÇÃO DE POLUENTES 51
4.6.1) SEDIMENTAÇÃO 51
4.6.2) FLUTUAÇÃO 51
4.6.3) FILTRAÇÃO 52
4.6.4) INFILTRAÇÃO 52
4.6.5) ADSORÇÃO 52
4.6.6) ABSORÇÃO/CAPTAÇÃO BIOLÓGICA 53
4.6.7) DEGRADAÇÃO 53

5) CARACTERIZAÇÃO DA CIDADE DO PORTO 55
5.1) CARACTERIZAÇÃO GERAL 55
5.2) CLIMA 56
5.2.1) PRECIPITAÇÃO 56
5.2.2) TEMPERATURA 57
5.3) O SISTEMA DE ÁGUAS PLUVIAIS DA CIDADE 58
5.4) ZONAS CRÍTICAS 60
5.5) LINHAS DE ÁGUA E ORLA COSTEIRA 61
6) ANÁLISE GERAL SOBRE O FUTURO DAS ÁGUAS PLUVIAIS DA CIDADE 63
6.1) IDENTIFICAÇÃO DO SISTEMA E DAS CARACTERÍSTICAS DOS SEUS COMPONENTES 63
6.2) MANUTENÇÃO E LIMPEZA 64
6.3) SUBSTITUIÇÃO DE COMPONENTES SUB-DIMENSIONODAS 65
6.4) REDE DE BACIAS DE RETENÇÃO 65
6.5) ACTUAÇÃO AO NÍVEL DA CONTAMINAÇÃO POR CONTACTO COM A SUPERFÍCIE 66
6.6) RECONSTRUÇÃO DA CIDADE 67
6.7) OUTRAS MEDIDAS NECESSÁRIAS 67
7) ANÁLISE DO CASO DO CAMPO 24 DE AGOSTO 69
7.1) RELAÇÃO DO CAMPO 24 DE AGOSTO COM A SUA BACIA HIDROGRÁFICA 69
7.2) PROBLEMÁTICA. 71
7.3) O SISTEMA DE ÁGUAS PLUVIAIS DO CAMPO 24 DE AGOSTO 71
7.4) NOVA ABORDAGEM NO CÁLCULO DOS CAUDAIS DE PONTA DE CHEIA 75
7.5) PROPOSTAS PARA A RESOLUÇÃO DOS PROBLEMAS 79
7.5.1) PROPOSTAS JÁ DESENVOLVIDAS 79
7.5.2) NOVA PROPOSTA 85
7.5.2.1) Localização da bacia de retenção 86
7.5.2.2) Dimensionamento da bacia de retenção 88
7.5.2.3) Traçado da proposta 90
7.5.2.4) Dimensionamento dos colectores 91
7.5.2.5) Variação do caudal 95
7.5.2.6) Estimativa do custo da proposta 95
7.6) CONSTRUÇÃO DE UM PARQUE DE ESTACIONAMENTO SENSÍVEL À ÁGUA 97
7.6.1) CARACTERÍSTICAS DO PARQUE DE ESTACIONAMENTO 97

7.6.2) PROPOSTA DE REMODELAÇÃO 99
7.6.2.1) Pavimento 99
7.6.2.2) Estruturas de retenção e infiltração 101
8) CONCLUSÕES 107
8.1) CONSIDERAÇÕES FINAIS 107
8.2) RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 108
9) BIBLIOGRAFIA 111
ANEXO 1 117
ANEXO 2 121
ANEXO 3 125
ANEXO 4 129
ANEXO 5 133
ANEXO 6 137
ANEXO 7 141
ANEXO 8 145

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Parâmetros a e b para determinação das curvas IDF conforme regulamento..... 11
Tabela 2: Fontes de contaminação comuns em áreas urbanas e seus poluentes associados 47
Tabela 3: Resumo dos resultados da avaliação do sistema de drenagem de águas pluviais 74
Tabela 4: Valores dos parâmetros a e b das curvas IDF para a cidade do Porto..... 76
Tabela 5: Intensidades de precipitação e caudais de ponta de cheia com base nas curvas IDF para a Região Pluviométrica A e para a cidade do Porto. 76
Tabela 6: Desvio dos valores de Q_p calculados com as curvas IDF da Região A em relação aos Q_p calculados com as curvas IDF do Porto..... 77
Tabela 7: Determinação do erro decorrente do uso da formula (12)..... 78
Tabela 8: Propriedades físicas dos colectores da proposta 1..... 80
Tabela 9: Propriedades físicas dos colectores da proposta 2..... 81
Tabela 10: Propriedades físicas dos colectores da proposta 3..... 82
Tabela 11: Propriedades físicas dos colectores da proposta 4..... 83
Tabela 12:Propriedades físicas dos colectores da proposta 5..... 83
Tabela 13: Propriedades físicas dos colectores da proposta 5..... 84
Tabela 14: Matriz de volumes (m^3) necessários à bacia de retenção em função do caudal efluente, e do período de retorno, T..... 88
Tabela 15: Cálculo do caudal efluente ideal da bacia de retenção. 89
Tabela 16: Capacidade de vazão a montante da zona problemática (Caudal de projecto)..... 93
Tabela 17: Dimensionamento dos colectores. 94
Tabela 18: Estimativa orçamental da proposta..... 96
Tabela 19: Área drenada para cada sistema de biorretenção..... 102
Tabela 20: Área mínima necessária a cada um dos sistemas de biorretenção..... 103
Tabela 21: Áreas e profundidades de cada sistema de biorretenção do parque de estacionamento 103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Balanço hidrológico antes da urbanização……..…..2
Figura 2: Balanço hidrológico depois da urbanização……2
Figura 3: Escoamento antes e depois da urbanização…….2
Figura 4: Sarjeta….. 9
Figura 5: Sumidouro……....9
Figura 6: Exemplificação do significado das variáveis v e v1……..14
Figura 7: Secção transversal de um pavimento poroso com armazenamento. 22
Figura 8: Perfil transversal de uma bacia a seco 23
Figura 9: Perfil transversal de uma bacia com nível de água permanente. 23
Figura 10: Desenho esquemático de uma bacia em série.....24
Figura 11: Desenho esquemático de uma bacia em paralelo……..…….....……24
Figura 12: Corte transversal de uma trincheira de infiltração. 27
Figura 13: Bacia de infiltração. 28
Figura 14: Poço de infiltração 29
Figura 15: Poço de injecção……...29
Figura 16: Esquema de faixa filtrante.....30
Figura 17: Vala revestida com coberto vegetal num parque de estacionamento em Maumee, Ohio, EUA 31
Figura 18: Valas de coberto vegetal recorrendo à infiltração.....31
Figura 19: Valas de coberto vegetal recorrendo à injecção.……..31
Figura 20: Exemplo de aplicação de “jardim de chuva”. 32
Figura 21: Exemplo de aplicação de “jardim de chuva”. 33
Figura 22: Telhado de um edifício comercial com vegetação.....33
Figura 23: Caldeira com sumidouro a montante 34
Figura 24: Exemplo de uma cisterna…….. 35
Figura 25: Exemplo de um barril de chuva……...35
Figura 26: Comparação entre a perspectiva convencional e a sensível à água numa via.....38
Figura 27: Comparação entre a perspectiva convencional e a sensível à água numa via.....39
Figura 28: Integração de uma malha urbana com um corredor ribeirinho conforme os preceitos de WSUD 40

Figura 29: Exemplo de parque de estacionamento verde 40
Figura 30: Pormenor na aplicação de “green parking” 41
Figura 31: Aplicação de mecanismos de retenção a grandes áreas 42
Figura 32- Evolução do aspecto do escoamento ao longo de um episodio de precipitação ... 46
Figura 33: Gamas de actuação e cargas hidráulicas de várias medidas de tratamento 49
Figura 34: Precipitação média anual em Portugal continental..... 56
Figura 35: Normais dos valores de precipitação medidos na Serra do Pilar/Porto..... 57
Figura 36: Extremos e normais da temperatura mínima e máxima do ar 58
Figura 37: Representação da totalidade do sistema conhecido..... 59
Figura 38: Linhas de água que atravessam a cidade do Porto. 61
Figura 39: Ribeira da Asprela contaminada com águas pluviais poluídas. 66
Figura 40: Limites das sub-bacias contribuintes para o Campo 24 de Agosto..... 70
Figura 41: Mapa semelhante ao usado na avaliação dos caudais 73
Figura 42: Comparação entre os Q_p calculados com base nas curvas IDF e da Região A e do Porto..... 76
Figura 43: Aproximação de uma linha de tendência logaritmica aos Q_p calculados com a curva IDF do Porto..... 78
Figura 44: Intervenções da proposta 1. 79
Figura 45: Intervenções da proposta 2. 80
Figura 46: Intervenções da proposta 3. 81
Figura 47: Intervenções da proposta 4. 82
Figura 48: Intervenções da proposta 5. 83
Figura 49: Intervenções da proposta de Ferreira Lemos..... 84
Figura 50: Local possível para a instalação de uma bacia de retenção..... 86
Figura 51: Local possível para a instalação de uma bacia de retenção..... 87
Figura 52: Local possível para a instalação de uma bacia de retenção..... 87
Figura 53: Traçado da proposta realizada 91
Figura 54: Fotografia do parque de estacionamento do Campo 24 de Agosto 98
Figura 55: Sumidouro existente na entrada do parque de estacionamento do Campo 24 de Agosto. 98
Figura 56: Pavimento composto por paralelepípedos de granito..... 100
Figura 57: Pavimento composto por blocos de betão com orifícios verticais 100

Figura 58: Pormenor da distribuição dos veículos. 101
Figura 59: Comparação da necessidade de largura de via para duas formas de estacionamento 101
Figura 60: Configuração das vias. 102
Figura 61: Configuração das valas com coberto vegetal. 104
Figura 62: Representação esquemática da proposta final. 105

ABREVIATURAS

AdP -	Águas do Porto E.E.M.
BMP -	Best Management Practice (Melhor Prática de Gestão)
BPP -	Best Planning Practice (Melhor Prática de Planeamento)
CMP -	Câmara Municipal do Porto
DR -	Decreto Regulamentar
EUA -	Estados Unidos da América
IDF -	Intensidade-Duração-Frequência
LID -	Low Impact Development
OMM -	Organização Meteorológica Mundial
PE -	Ponto de Entrega
RGSPPDADAR-	Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e Drenagem de Águas Residuais
WSUD -	Water Sensitive Urban Design

SÍMBOLOS

A -	Área drenada
$A_{estrutura}$ -	Área ocupada pela estrutura
a -	Parâmetro da curva IDF
b -	Parâmetro da curva IDF
c -	Coeficiente C
Ctm -	Cota de terreno na câmara a montante
CPZm -	Cota piezométrica a montante
Csm -	Cota de soleira a montante
I -	Intensidade média de precipitação

k_s -	coeficiente de rugosidade de Manning-Strickler
L_b -	Comprimento do curso de água principal da bacia
Q_p -	Caudal de ponta de cheia
$Q_{projecto}$ -	Caudal máximo dentro do qual a medida de tratamento está desenhada para operar de forma eficiente
Q_s -	Caudal especifico afluente
Q_e -	Caudal efluente da bacia de retenção
Q_v -	Caudal de vazão
Qv_{cheia} -	Caudal de vazão admitindo secção cheia
R -	Raio hidráulico
S -	Área da secção
T -	Período de retorno
U .	Velocidade do escoamento
U_{cheia} -	Velocidade em secção cheia
t_c -	Tempo de concentração
t_p -	Tempo de precipitação
v1 –	Volume correspondente à parte ascendente do hidrograma
v -	Volume total do hidrograma
V -	Volume da bacia de retenção
α -	Percentagem de áreas impermeáveis de uma bacia hidrográfica
γ -	Coeficiente de regolfo
ϕ -	Coeficiente de escoamento
Ψ -	Coeficiente de armazenamento ou atraso

1
INTRODUÇÃO

1.1) CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Um pouco por todo o mundo têm surgido novas áreas urbanas e as já existentes, têm de forma geral apresentado uma tendência de crescimento. Actualmente, cerca de 50% da população humana vive em zonas urbanas (PRB, 2009), um crescimento muito significativo se tivermos em atenção que em 1950 era de apenas 30%. As previsões indicam ainda que este valor continuará a aumentar no futuro, sendo espectável que pelo ano de 2050, 70% da população mundial viva em zonas urbanas (PRB, 2010).

Este crescimento urbano traz e continuará a trazer consigo alterações significativas à paisagem nativa, causando inevitavelmente perturbações nos processos naturais que aí ocorrem.

De um modo geral, a construção urbana é responsável pela remoção de grande parte da cobertura vegetal existente até então, substituindo a vegetação indígena e as camadas superiores do solo por asfalto e betão, tornando a superfície nestas zonas significativamente menos permeável. Adicionalmente, as pequenas depressões e padrões de drenagem nativos que originalmente interceptavam e armazenavam a água da chuva são eliminados (Swartz e Belan, 2010), alterando as componentes do ciclo hidrológico (figura 1 e 2).

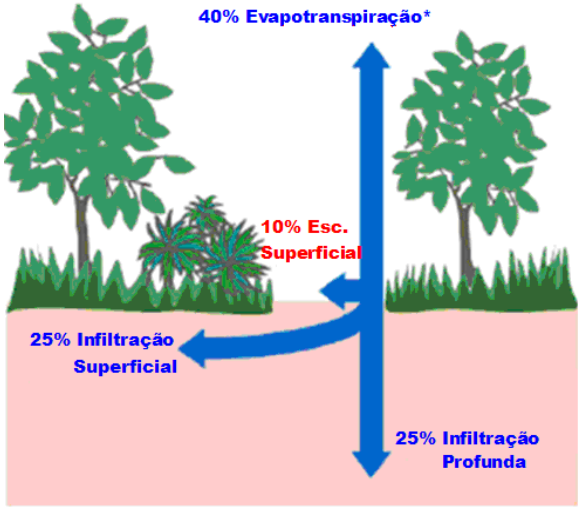


Figura 1: Balanço hidrológico antes da urbanização (adaptado de Swartz e Belan, 2010).

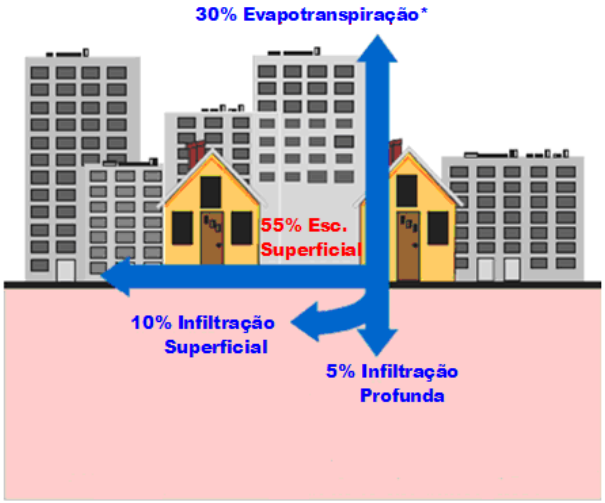


Figura 2: Balanço hidrológico depois da urbanização (adaptado de Swartz e Belan, 2010).

A inexistência de estruturas naturais que permitam a infiltração e retenção da água, para além da presença de vastas redes de colectores, concebidas essencialmente para remover rapidamente a água da superfície, são factores que contribuem para o aumento da velocidade e consequente redução no tempo de escoamento. Levando a que os picos de escoamento sejam atingidos mais rapidamente e de forma mais intensa, como ilustrado na figura 3 (Tucci, 2005; Victorian Stormwater Committee, 1999).

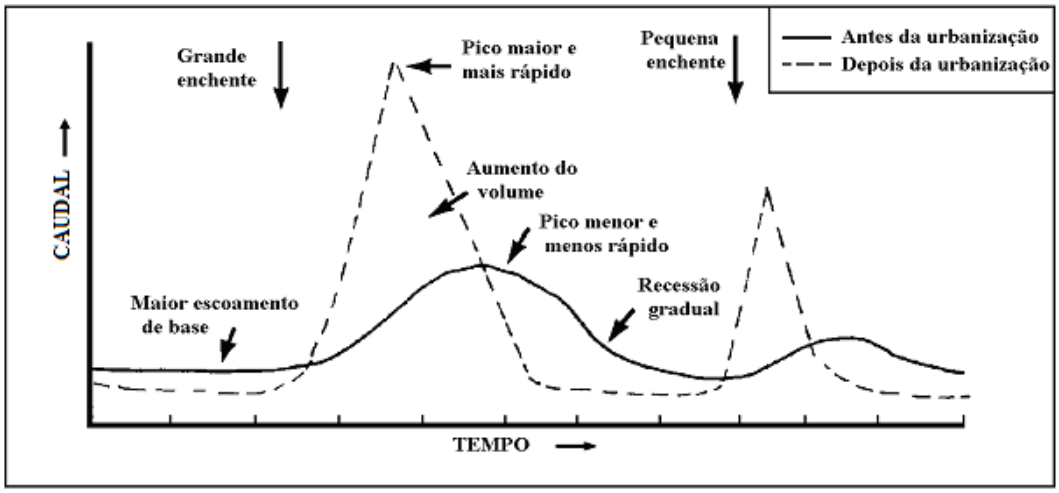


Figura 3: Escoamento antes e depois da urbanização (adaptado de Schueler, 1987 em Tucci, 2005).

Este tipo de condições, aliada a sistemas de drenagem muitas vezes desenquadrados e mal geridos, faz com que na eventualidade de uma chuvada mais intensa, as consequências sejam

agravadas, podendo aumentar significativamente os danos materiais e nos casos mais graves o número de vítimas.

Por outro lado, com o crescimento da impermeabilização dos solos, o escoamento subterrâneo diminui por via da menor infiltração, conduzindo à diminuição do nível freático e ao decréscimo da alimentação dos aquíferos (Tucci, 2005; Victorian Stormwater Committee, 1999).

Uma outra consequência que tem vindo a ganhar importância no seio da comunidade internacional é a contaminação da própria água pluvial. A intensificação de algumas actividades associadas ao desenvolvimento urbano, como a industria, o transporte e a construção civil, são responsáveis pela disseminação dos mais diversos poluentes. Na presença de uma área impermeável, os poluentes existentes à superfície são facilmente captados e transportados no escoamento através do sistema de drenagem directamente para o meio hídrico (Victorian Stormwater Committee, 1999).

Para fazer face às diversas consequências da urbanização, têm-se desenvolvido formas alternativas de abordar a gestão das águas pluviais que vão muito para além da rede de colectores. Tirando partido de técnicas à base de materiais permeáveis, melhor ordenamento urbano e de uma serie de outras práticas, permitem reduzir os caudais de ponta das escorrências pluviais e especialmente, melhorar a qualidade das mesmas.

No entanto, actualmente, serão poucas as áreas urbanas que têm este tipo de preocupações, sendo que na grande maioria dos casos, a rede de colectores é a única forma de drenagem das águas pluviais. Esta, para além das implicações nos caudais de cheia que se referiu anteriormente, têm a agravante de ajudar na disseminação das águas potencialmente contaminadas em ambiente urbano, acabado muitas vezes por afectar ambientes mais sensíveis.

Ainda assim, cada vez mais tem vindo a aumentar a consciencialização das entidades gestoras e da população em geral para este tipo de problema, tendo as técnicas alternativas vindo a ganhar importância no panorama mundial, existindo cada vez mais exemplos de sucesso.

1.2) O CASO DA CIDADE DO PORTO

A cidade do porto tem uma longa história ao longo da qual foi sucessivamente ampliada e obviamente impermeabilizada. Isto fez com que, para além das grandes cheias do rio Douro, que desde sempre afectaram a cidade, se começasse também a detectar um novo tipo de inundação, mais localizado, e muitas vezes distante de qualquer grande curso de água. Este tipo de inundação motivado pelas alterações antrópicas a que a superfície da cidade foi sujeita é muitas vezes agravado pela inadequação da rede local à realidade presente, revelando-se insuficiente para drenar a totalidade de escorrências que atingem determinados pontos da cidade.

Por outro lado, nos últimos anos, tem crescido a importância dada às praias e ribeiras, bem como aos ecossistemas seus dependentes, pelo que se tem vindo a tomar consciência do potencial disseminador de poluentes das águas pluviais e realizado acções no sentido de o combater.

1.3) ÂMBITO E OBJECTIVOS

Com esta dissertação tentar-se-à abordar dentro do possível toda a temática relacionada com a gestão das águas pluviais urbana, em particular as perspectivas que se têm vindo a desenvolver recentemente nesta matéria e os diversos conceitos e novas ideias a elas associados. Pretende-se também avaliar a situação da cidade do Porto, nomeadamente as razões da ineficácia do seu sistema de drenagem e as potenciais alterações necessárias. Como tal, foram definidos os seguintes objectivos gerais:

- Caracterizar as principais técnicas alternativas de gestão das águas pluviais;
- Identificar dentro da cidade do Porto as zonas mais afectadas pelas escorrências pluviais;
- Identificar as principais vulnerabilidades do actual sistema de drenagem de águas pluviais da cidade do Porto e as carências da sua gestão, fazendo quando apropriado, sugestões de actuação em conformidade;
- Encontrar uma solução para os problemas de inundações que afectam a zona do Campo 24 de Agosto.

1.4) ESTRUTURA DO TRABALHO

Tendo em vista os objectivos estruturou-se esta dissertação em 8 capítulos distintos, de forma a considerar as principais temáticas relacionadas, constituindo o capítulo presente (*Introdução*), o primeiro capítulo.

No capítulo 2, *Considerações gerais sobre sistemas de drenagem de águas pluviais*, apresentam-se os vários conhecimentos base sobre este tipo de sistemas e analisam-se várias as metodologias de cálculo dos caudais de ponta de cheia.

No capítulo 3, *Water Sensitive Urban Design*, são descritos os benefícios da aplicação do conceito com o mesmo nome e analisadas algumas técnicas de gestão e planeamento para a sua aplicação.

No capítulo 4, *Qualidade das águas pluviais*, são identificadas as principais causas de contaminação destas águas e os poluentes mais comuns, são também referidos de forma geral os tipos de medidas de tratamento e os mecanismos de remoção de poluentes.

No capítulo 5, *Caracterização da cidade do Porto*, é feita uma apreciação das características da própria cidade, dos seus problemas relacionados com águas pluviais e do estado de conhecimento do próprio sistema.

O capítulo 6, *Análise geral sobre o futuro das águas pluviais da cidade*, apresenta algumas medidas e práticas concretas que são necessárias levar a cabo para melhorar a gestão urbana destas águas.

No capítulo 7, *Análise do caso do Campo 24 de Agosto*, aprecia-se em pormenor a problemática desta zona, acabando por se apresentar uma proposta de resolução. Apresenta-se ainda uma proposta de remodelação do parque de estacionamento, de acordo com os preceitos de Water Sensitive Urban Design.

Por último, no capítulo 8, *Conclusões*, apresentam-se as considerações finais e ainda as recomendações para trabalhos futuros.

2

CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE SISTEMAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS

O sistema de drenagem de águas pluviais tem como objectivo primordial assegurar a colecta e o transporte das escorrências com origem na precipitação atmosférica de forma a evitar a ocorrência de inundações indesejáveis. Este pode por isso ser considerado o agente mais importante na gestão das águas pluviais nas bacias urbanas, deste modo, apresentam-se de seguida as principais noções associadas a esta temática.

2.1) TIPOS DE SISTEMAS

A legislação Portuguesa, tal como definida no nº1 do artigo 116º do Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e Drenagem de Águas Residuais (RGSPPDADAR), aprovado pelo Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de Agosto, distingue quatro tipos de sistemas de drenagem pública, nomeadamente:

- Sistemas separativos: “constituídos por duas redes de colectores distintas, uma destinada às águas residuais domésticas e industriais e outra à drenagem das águas pluviais ou similares”;
- Sistemas unitários: “constituídos por uma única rede de colectores onde são admitidas conjuntamente as águas residuais domésticas, industriais e pluviais”;
- Sistemas mistos: “constituídos pela conjugação dos dois tipos anteriores, em que parte da rede de colectores funciona como sistema unitário e a restante como sistema separativo”;

- Sistemas separativos parciais ou pseudo-separativos: "em que se admite, em condições excepcionais, a ligação de águas pluviais de pátios interiores ao colector de águas residuais domésticas".

Regra geral, os sistemas separativos são os mais indicados, na medida que previnem a contaminação das águas pluviais e reduzem a quantidade de águas residuais a ser tratada. Na realidade, o regulamento supra referido, afira também no nº1 do artigo 119º que "na concepção de sistemas de drenagem pública de águas residuais [águas pluviais incluídas] em novas áreas de urbanização deve, em princípio, ser adoptado o sistema separativo". No entanto, podem existir condicionamentos económicos ou técnicos, como por exemplo a existência de um sistema unitário a jusante, ligado a uma estação de tratamento, sem perspectivas de alteração a curto/médio prazo, que inviabilizam a opção separativa (Matos, 2003).

2.2) COMPONENTES TRADICIONAIS DE UM SISTEMA DE ÁGUAS PLUVIAIS

Um sistema de drenagem de águas pluviais é tipicamente constituído por quatro componentes base, são eles: as redes de colectores, os ramais de ligação, os dispositivos de entrada (sarjetas e sumidouros) e as câmaras de visita.

A rede de colectores é o conjunto de tubagens que possibilita o transporte das escorrências pluviais afluentes, desde os dispositivos de entrada até um ponto de lançamento ou destino final (Matos, 2003). Nas redes mais recentes os colectores são de secção circular e por razões maioritariamente económicas, geralmente constituídos por betão. Recorre-se também a tubos de plástico (principalmente PVC) devido à maior facilidade de instalação, porém para diâmetros grandes como é comum nas redes de águas pluviais, estes tornam-se mais dispendiosos (Neves, s/ data_a).

Os ramais de ligação são troços de tubagem privativa, de um ou vários edifícios, que fazem a ligação da rede predial à rede pública de drenagem (Sousa, 2001; Matos, 2003).

As sarjetas e os sumidouros são os órgãos do sistema que garantem o acesso das águas pluviais às redes de drenagem (Sousa, 2001). As sarjetas (figura 4) são dispositivos normalmente integrados num lancil de passeio, permitindo a entrada lateral do escoamento, e

por sua vez, os sumidouros (figura 5) são dispositivos que podem ser associados a uma valeta ou a um lancil e cuja entrada da água se realiza superiormente, através de uma grade (Sousa, 2001).

Figura 4: Sarjeta

Figura 5: Sumidouro

As câmaras de visita são órgãos destinados a facilitar o acesso aos colectores, permitindo a realização de inspecções, limpeza e manutenção dos colectores, desobstruções, verificação das condições de escoamento e amostragem. (Sousa, 2001; Matos, 2003)

Por vezes podem também existir estações elevatórias, no entanto este tipo de opção deve ser evitado devido aos elevados custos energéticos e de manutenção associados. Para além disso, a grande variabilidade de caudais afluentes ao dispositivo faz com que seja extremamente difícil manter condições de funcionamento satisfatórias (Sousa, 2001; Matos, 2003).

2.3) LOCALIZAÇÃO E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS DE ENTRADA

Com base no artigo 162º do RGSPPDADAR os dispositivos de entrada (sarjetas e sumidouros) devem ser implementados sempre que se verifique pelo menos uma das seguintes condições:

- Nos pontos baixos da via, para os quais a água naturalmente se desloca por gravidade;
- Nos cruzamentos de vias, para que o escoamento superficial não atravesse as faixas de rodagem e perturbe a circulação;
- Ao longo de toda a extensão das valetas, de forma a manter a largura da lâmina de água num valor inferior ao consignado pelos critérios de dimensionamento hidráulico.

No RGSPPDADAR afirma-se ainda que a eficiência hidráulica deste tipo de dispositivos varia com a inclinação do terreno (tanto longitudinal como transversal) e com a geometria da superfície de entrada, sendo por isso factores a ter em atenção aquando da definição da localização e do dimensionamento. Alertando também, que para minimizar o efeito prejudicial das grades nos sumidouros, as barras devem estar na direcção do escoamento, possuindo o menor número possível de barras transversais.

2.4) DETERMINAÇÃO DE CAUDAIS DE PONTA DE CHEIA

Para o dimensionamento dos componentes da rede de drenagem de águas pluviais, é essencial conhecer os caudais que os atravessam nos momentos mais críticos, ou seja, os caudais de ponta de cheia. Existem três tipos de abordagens diferentes para a sua determinação, nomeadamente através de (Martins, 2000):

- Fórmulas empíricas, com base na experiencia, sem que os resultados sejam associados a probabilidades de ocorrência;
- Fórmulas cinemáticas, que tem em consideração as características do movimento da água na bacia;
- Formulas de base estatística, que entram em consideração com os registos de cheias anteriores.

Preferencialmente, o cálculo destes caudais deve ter por base o tratamento estatístico de uma amostra com um grande número de caudais medidos. No entanto, na generalidade dos casos este tipo de dados não existe, pelo que se recorre frequentemente ao uso de expressões simplificadas (Marques e Sousa, 2008), especialmente as cinemáticas. Na presente dissertação será apresentado o Método Racional, o Método Racional Generalizado e o Método De Martino que se encontram dentro deste último grupo.

2.4.1) INTENSIDADE MÉDIA DE PRECIPITAÇÃO

Para o calculo dos caudais de ponta de cheia através dos métodos supra mencionados é essencial ter conhecimento da intensidade média de precipitação (**I**), durante um tempo de precipitação ($\mathbf{t_p}$), para um período de retorno associado **(T)**. Este conceito é expresso pelas

curvas de Intensidade-Duração-Frequência (IDF) que podem ser representadas pela expressão:

$$I = a.t_p^{\ b} \qquad (1)$$

Onde **I** vêm expresso em mm/h e $\mathbf{t_p}$ em minutos, os parâmetros **a** e **b** são definidos em função de **T** e obtidos a partir da análise estatística de registos udográficos, compreendendo um elevado número de anos. No entanto o artigo 128º do RGSPPDADAR afirma que" na ausência de dados adequados para o caso em estudo, pode recorrer-se às curvas correspondentes a três regiões pluviométricas A, B e C".

Na tabela 1 apresentam-se os valores de **a** e **b** em função do período de retorno e da região pluviométrica, sendo que no anexo 1 se disponibiliza um mapa com a definição territorial destas regiões, similar ao existente no RGSPPDADAR.

Tabela 1: Parâmetros a e b para determinação das curvas IDF conforme regulamento.

Regiões	**A**		**B**		**C**	
T (anos)	**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	232,21	-0,549	348,82	-0,549
20	317,74	-0,538	254,19	-0,538	382,29	-0,538
50	349,54	-0,524	279,63	-0,524	419,45	-0,508[(1)]
100	365,62	-0,508	292,5	-0,504[(1)]	434,75	-0,504[(1)]

Estes valores constantes no regulamento resultam do estudo realizado por Matos e Silva (1989) e derivam da aplicabilidade da curva IDF de Lisboa (com as devidas correcções) a todo o território nacional. Porém, no âmbito desse estudo foram determinadas curvas específicas para diversas localidades dispersas por todo o país, pelo que no anexo 2 se apresentam os parâmetros **a** e **b** de cada uma delas.

Com base nos valores tabelados é possível determinar apenas as intensidades para os períodos de retorno aí definidos, o que faz com que o cálculo dos caudais de ponta de cheia esteja limitado aos mesmos períodos. Para solucionar este problema Neves (1989, em Neves, s/data) encontrou as expressões (2) e (3) que propiciam um ajuste aos valores tabelados de **a** e **b** com desvios inferiores a 1%.

[1] Neves (s/ data) alerta que em relação a estes valores muito provavelmente existe uma gralha no regulamento.

$$a = k \cdot \left(1{,}505 - T^{-0{,}27}\right) \qquad (2)$$

$$b = 1{,}424 \cdot T^{0{,}012} - 2{,}013 \qquad (3)$$

Com **k** igual a 300 na Região A, 240 na Região B e 360 na Região C.

A fórmula (1) pode ser usada para determinar a intensidade de precipitação para qualquer tempo de precipitação, no entanto, para o cálculo do caudal de ponta de cheia, interessa determinar a intensidade nas condições mais extremas (críticas), o que acontece quando toda a bacia contribui para o caudal na secção em estudo. Por definição, isto ocorre a partir do instante em que o tempo de precipitação iguala o tempo de concentração[2] (**t_c**) dessa bacia (Matos, 2003), ou seja, admite-se que $t_p = t_c$.

O cálculo do tempo de concentração pode ser realizado por meio de diversas expressões, no entanto a aplicabilidade destas está normalmente limitadas a determinadas características, como o tamanho da bacia ou o grau de impermeabilidade. Em Martins (2000) é apresentada uma listagem exaustiva, que poderá ser usada para seleccionar uma expressão que se enquadre a cada caso específico. Por motivos práticos, de seguida apresenta-se unicamente a fórmula de Schaake, que é especialmente indicada para bacias urbanas.

$$t_c = \frac{0{,}503 \cdot L_b^{0{,}24}}{i_{mb}^{0{,}16} \cdot \alpha^{0{,}26}} \qquad (4)$$

sendo:

t_c – tempo de concentração (min)

L_b – comprimento do curso de água principal da bacia (ft)

I_{mb} – declive médio da bacia hidrográfica

α – percentagem de áreas impermeáveis na bacia hidrográfica

[2] O tempo de concentração corresponde à soma dos tempos de escorrência (**t_e**) - tempo que a partícula de água mais afastada demora a chegar ao dispositivo de entrada mais próximo - com o tempo de percurso (**t_p**) - tempo dispendido desde a entrada da água na rede até à secção em estudo.

2.4.2) MÉTODO RACIONAL

A forma mais simples e também mais usada, tanto nacional como internacionalmente (Marques e Sousa, 2008), para a determinação de caudais de ponta de cheia é recorrendo ao método racional, o qual é expresso pela seguinte fórmula:

$$Q_p = C \cdot I \cdot A \qquad (5)$$

onde,

Q_p - caudal de ponta de cheia (m^3/s)

C - coeficiente (-)

I - intensidade de precipitação ($m^3/(ha.s)$)

A - área da bacia de drenagem (ha)

Esta fórmula tira partido do coeficiente **C** que, embora seja normalmente referido como coeficiente de escoamento, tem em conta diversos factores para além da relação entre o volume de água escoada e a precipitação, que dependem das características da bacia, do solo e das precipitações anteriores (Matos, 2003). No anexo 3 estão disponíveis diversas tabelas com valores de **C** em função de diferentes variáveis. Para zonas com características mistas deve ser usada uma média ponderada para obter este coeficiente.

Este método, devido à sua simplicidade apresenta alguns problemas, na realidade tem grandes dificuldades em prever os caudais de ponta de cheia em bacias pouco impermeáveis uma vez que para estes casos a variação de **C** é muito grande, pelo que a aplicação em bacias rurais não é aconselhada (Matos, 2003). Na sua formulação também não tem directamente em conta os efeitos de armazenamento na rede de colectores, pelo que existe a tendência para sobrestimar o valor dos caudais. (Matos, 2003)

2.4.3) MÉTODO RACIONAL GENERALIZADO

O Método Racional Generalizado é exactamente o que o seu nome diz, uma generalização do Método Racional, tornando-o susceptível de aplicação a bacias com qualquer percentagem de área impermeável. Este pode ser expresso pela seguinte fórmula (Costa, 1956 em Matos, 2003):

$$Q_p = 2 \cdot \left(\frac{v1}{v}\right) \cdot \left(\frac{t_p}{t_c}\right) \cdot \gamma \cdot C \cdot I \cdot A \qquad (6)$$

sendo:

Q_p - caudal de ponta de cheia (m^3/s)

v1 - volume correspondente à parte ascendente do hidrograma (m^3)

v - volume total do hidrograma (m^3)

t_p - tempo de precipitação (h)

t_c - tempo de concentração (h)

γ - coeficiente de regolfo (-)

C - coeficiente (-)

I - intensidade de precipitação ($m^3/(ha.s)$)

A - área da bacia de drenagem (ha)

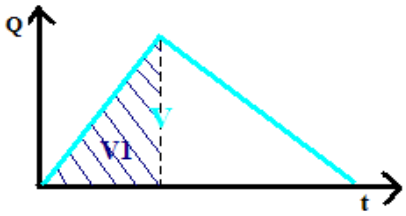


Figura 6: Exemplificação do significado das variáveis v e v1.

No entanto, para resolução desta expressão é normal considerar um coeficiente global, também geralmente chamado de coeficiente de escoamento, ϕ, correspondente a:

$$\phi = C \cdot \left(2 \cdot \frac{v1}{v}\right) \cdot \left(\frac{t}{t_c}\right) \qquad (7)$$

que pode ser facilmente obtido por relações gráficas. Os meios necessários para efectuar o cálculo deste coeficiente estão disponíveis no anexo 4. O coeficiente **C** e este representam a mesma coisa, este é apenas uma forma mais elaborada e, em princípio, mais precisa de o calcular.

O coeficiente de regolfo, γ, depende da inclinação do terreno, contudo segundo Matos (2007/08) este em regra considera-se igual à unidade ($\gamma = 1$).

2.4.4) Método De Martino

As áreas urbanizadas de baixo relevo (inclinação das vertentes inferior a 5%) são propícias a intercepções e armazenamentos dentro da própria bacia, pelo que o Método Racional tem, como se referiu, tendência a sobrestimar os caudais (Costa e Lança, 2001). O Método De

Martino surge assim para eliminar esta sobrevalorização, incluindo na sua formulação uma nova variável, o coeficiente de armazenamento, Ψ, atendendo desta forma ao efeito de acumulação e consequente atraso nos caudais de ponta que se fazem sentir numa rede de colectores (Noraqua, 2007). Assim, este método assume a forma:

$$Q_p = \Psi \cdot \phi \cdot I \cdot A \qquad (8)$$

onde:

Q_p - caudal de ponta de cheia (m^3/s)

Ψ - coeficiente de armazenamento ou atraso (-)

ϕ - coeficiente de escoamento (-)

I - intensidade de precipitação ($m^3/(ha.s)$)

A - área da bacia de drenagem (ha)

No anexo 5 apresenta-se uma tabela com os valores do coeficiente de armazenamento, em função da área drenada, do coeficiente de escoamento, da inclinação média e da intensidade de precipitação.

3
WATER SENSITIVE URBAN DESIGN

3.1) CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Water Sensitive Urban Design (WSUD) e Low Impact Development (LID) são duas denominações diferentes para expressar o mesmo conceito, sendo a primeira usada principalmente na Austrália e a segunda nos Estados Unidos da América (Tucci, 2005). No entanto, por motivos práticos e por se tratar da designação mais usada na literatura base desta dissertação, aplicar-se-à de futuro a designação Australiana, ou seja, WSUD.

No seu contexto mais lato, o WSUD representa o design integrado de todo o ciclo urbano da água, incluindo o abastecimento de água, gestão de águas residuais, pluviais e subterrâneas, design urbano e protecção ambiental (JSCWSC, *2009).* No entanto, normalmente é considerado num sentido mais estrito, abarcando apenas os aspectos relacionados com as águas pluviais, essencialmente como uma abordagem alternativa à gestão destas águas nas áreas urbanas, com a grande finalidade de manter ou voltar a atingir um estado de pré-desenvolvimento do ciclo urbano da água (URS Austrália, 2003). Nesta dissertação apenas se focará nas questões relacionadas com as águas pluviais.

Através do WSUD procura-se reduzir a extensão de superfícies impermeáveis, promover a acumulação temporária das águas e o seu reaproveitamento o mais próximo possível da fonte, minimizando assim os impactes negativos do desenvolvimento urbano (Victorian Stormwater Committee, 1999). Como tal, pretende-se atingir seis grandes objectivos (Allen et al., 2008; Victorian Stormwater Committee, 1999):

- Reduzir tanto os picos como o volume de escoamento superficial;
- Minimizar o transporte de poluição das zonas urbanas para o meio hídrico receptor;
- Proteger os sistemas naturais;

- Integrar o tratamento de águas pluviais na paisagem;
- Recolher as águas pluviais de forma a substituir a água da rede em aplicações que não exijam níveis de qualidade elevados;
- Minimizar os custos do desenvolvimento.

Ao contrário da visão tradicional, a WSUD potencia os benefícios das águas pluviais como recurso, proporcionando diversas oportunidades para o seu aproveitamento e integração no design urbano, trazendo benefícios ao nível ambiental, económico e social (Victorian Stormwater Committee, 1999). Os benefícios apresentados de seguida são uma compilação dos descritos por Victorian Stormwater Committee (1999) e Swartz e Belan (2010).

Benefícios Ambientais:

- Manutenção do balanço hidrológico recorrendo a processos naturais de armazenamento, infiltração e evapotranspiração;
- Protecção de áreas sensíveis do desenvolvimento urbano;
- Restauração e melhoria dos cursos de água urbanos;
- Redução do impacto do desenvolvimento urbano no ambiente;
- Potencial aumento da diversidade de habitats naturais e “paisagens suburbanas”;
- Promoção da recarga dos aquíferos subterrâneos.

Benefícios Sociais:

- Menor afectação das populações por cheias;
- Harmonização das paisagens urbanas e residenciais;
- Possível melhoria na qualidade de vida;
- Melhoria no valor estético do local.

Benefícios Económicos:

- Redução dos custos em estragos causados por cheias;
- Redução dos custos de manutenção;
- Redução do custo do investimento na capacidade do sistema de drenagem a jusante;
- Redução do custo de potenciais melhorias na qualidade da água;
- Aumento do valor de mercado das propriedades;
- Melhoria na utilização de recursos.

3.2) TÉCNICAS DE WSUD

As técnicas de WSUD podem ser divididas em dois grandes grupos, as Melhores Práticas de Gestão (da terminologia inglesa Best Management Practices [BMPs]) e as Melhores Práticas de Planeamento (da terminologia inglesa Best Planning Practices [BPPs]). As primeiras podem ainda ser divididas em dois tipos, as chamadas BMPs estruturais, que são sistemas projectados e construídos e as BMPs não-estruturais, que incluem uma gama de práticas institucionais e de prevenção da poluição (USEPA, 1999). As segundas referem-se principalmente à avaliação, planeamento e design dos locais para que possam ser atingidos os objectivos propostos (McAlister, 2007).

Cada técnica apresenta características, vantagens e limitações próprias. Por esta razão, factores como a área drenada, espaço disponível, custo, capacidade de remoção de poluentes e outros específicos do local (declives, profundidade do lençol freático, tipo de solo) devem ser considerados na escolha da técnica ou conjunto de técnicas apropriado (USEPA, 1999; Swartz e Belan, 2010).

Dependendo do estado de desenvolvimento do local no momento em que são aplicadas, as expectativas relativamente ao seu contributo terão de ser adaptadas. Em zonas urbanas já desenvolvidas, as técnicas serão principalmente usadas para fazer face a problemas existentes ou potenciais. Já nas zonas que ainda se encontram em desenvolvimento (novos empreendimentos), o objectivo da aplicação destas práticas deverá ser mais abrangente e ambiciosos, garantindo o cumprimento do verdadeiro objectivo do WSUD, ou seja, que os volumes de água, picos de cheia e quantidades de poluentes após desenvolvimento sejam semelhantes aos existentes antes do desenvolvimento ter ocorrido (USEPA, 1999).

Existe uma enorme variedade de práticas indicadas para a gestão de águas pluviais, no entanto independentemente da escolha, a melhor eficiência é conseguida quando estes são implementados como parte de um plano global que inclui as fases de selecção, design, construção, inspecção e manutenção (USEPA, 1999).

3.2.1) TERMINOLOGIA

Não existe grande normalização na literatura quanto à definição concreta destes conceitos, existindo por vezes interpretações muito diferentes. As BPPs são frequentemente incluídas no grupo das BMPs não-estruturais, deixando de ter um tipo dedicado a si. De forma muito mais rara existem também documentos que consideram o WSUD como um tipo de BMP, equivalente ao que aqui se apresenta como BPPs.

As questões de terminologia não se prendem aos conceitos gerais, os termos retenção e detenção também variam tanto na literatura inglesa como portuguesa, sendo por vezes utilizados alternadamente ou mesmo só o termo retenção, referindo-se aos dois casos. De uma forma geral, na literatura internacional, a detenção é referida quando se pretende armazenar temporariamente um determinado volume com a sua libertação posterior e a retenção é por sua vez vulgarmente usada quando se pretende armazenar um determinado volume de água sem que se realize a sua descarga subsequente (WEF/ASCE, 1992 em USEPA, 1999).

Em Portugal utiliza-se quase sempre a terminologia retenção independentemente do volume captado ser ou não liberto posteriormente, já no Brasil, apesar da língua ser a mesma, a distinção é quase sempre feita. Na presente dissertação optou-se por não fazer a distinção entre os dois conceitos, precisamente para manter a congruência com a literatura portuguesa.

3.2.2) BMPS ESTRUTURAIS

A descrição das várias técnicas que se segue não é exaustiva, estando a sua aplicação dependente de diversas variáveis, principalmente no que se refere ao local específico onde são aplicadas. Aspectos como por exemplo, o tipo ou a inclinação de solo são cruciais, já que na presença de solos pouco permeáveis as estruturas dependentes da infiltração não funcionarão correctamente e a existência de declives acentuados poderá causar erosão ou inviabilizar a construção. Como tal, para a concepção deste tipo de estruturas deve ser tido em conta estas especificidades.

3.2.2.1) Pavimentos permeáveis

Os pavimentos permeáveis distinguem-se dos pavimentos tradicionais por conter uma superfície porosa, podendo existir uma espécie de reservatório subjacente que armazena temporariamente o escoamento antes deste se infiltrar no subsolo. Este tipo de pavimento pode ser constituído por asfalto poroso ou betão permeável, mantendo assim a sua aparência semelhante ao tradicional, ou como alternativa, caso seja possível, por um pavimento relvado (SMRC, s/ data).

Existe quem diferencie entre pavimentos porosos e pavimentos reservatório, considerando que os primeiros apenas incluem a superfície porosa, sem o armazenamento, enquanto os segundos incluem também o armazenamento, podendo a superfície de desgaste (a primeira camada) ser permeável ou não (Matos, 2003) (neste último caso não se incluiriam nos pavimentos permeáveis).

A principal vantagem que este tipo de pavimentos apresenta é a redução da área impermeável e o aumento do espaço de armazenamento, permitindo assim reduzir os volumes e picos de caudais de águas pluviais. Acresce que, como a água deixa de estar à superfície, a segurança nos arruamentos é também melhorada, já que reduz o risco de projecção de água e aquaplanagem, permitindo igualmente uma maior visibilidade das marcas do pavimento (Matos, 2003). Adicionalmente, devido à sua morfologia, permite ainda realizar a filtração e adsorção de uma serie de poluentes perto da fonte (Victorian Stormwater Committee, 1999).

Este tipo de pavimentos apresenta de forma geral um custo de investimento superior ao tradicional, contudo, caso não exista reservatório, é possível encontrar preços semelhantes. Devido à sua natureza porosa, este tipo de pavimentos está sujeito a efeitos de colmatação por matéria fina, necessitando por isso de manutenção mais exigente, nomeadamente ao nível da frequência de limpeza, o que poderá aumentar o seu custo real (SMRC, s/ data; Matos, 2003). Por este motivo a sua aplicação é particularmente benéfica em locais que não estejam sujeitos a grandes níveis de tráfego, como zonas residenciais e parques de estacionamento (SMRC, s/ data; Victorian Stormwater Committee, 1999) onde o transporte de sedimentos é menor.

Na figura 7 pode ver-se um esquema de uma secção transversal de um pavimento deste tipo.

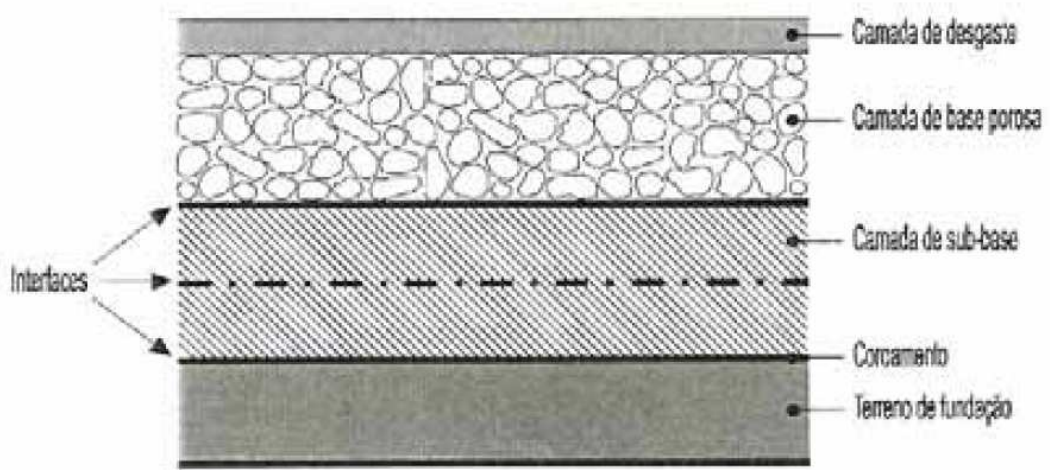


Figura 7: Secção transversal de um pavimento poroso com armazenamento (Matos, 2003).

3.2.2.2) Bacias de retenção

O escoamento de águas pluviais, particularmente em zonas densamente urbanizadas, é frequentemente sujeito a longas travessias, através de obras artificiais, como colectores subterrâneos. O efeito cumulativo a que estão sujeitos faz com que as suas dimensões tenham de ser elevadas, acarretando assim um investimento vultoso. A solução para este tipo de problema passa muitas vezes pela recolha dos caudais que ultrapassem um determinado valor definido e o seu encaminhamento para lagoas ou bacias desenhadas para o efeito que permitam o seu armazenamento (Matos, 2003).

As bacias de retenção podem ser implementadas a céu aberto ou enterradas, no entanto as últimas são especialmente indicadas para zonas urbanas, onde a disponibilidade ou o custo do terreno são limitações ao projecto, porque de outra forma a sua aplicação a céu aberto é usualmente mais barata (Matos, 2003). Nas bacias de retenção enterradas é praticamente indispensável o recurso a meios de bombagem para proceder ao esvaziamento das bacias no seguimento de um período de precipitação (Matias, 2006).

As bacias de retenção a céu aberto podem ainda ser dividias em bacias a seco e em bacias com nível de água permanente.

As bacias a seco são construídas para que na maior parte do tempo estejam, como a sua designação indica, secas, acumulando água por um período curto de tempo (no máximo alguns dias) (Matias, 2006) apenas durante e após episódios de pluviosidade mais ou menos significativos (Matos, 2003). Este tipo de solução pode somente ser implementado caso o

nível freático máximo se encontre abaixo da cota mínima da bacia, caso contrário existe a hipótese de formação de uma zona pantanosa com os problemas típicos associados a este tipo de zonas (Matias, 2006), em particular ao nível da saúde pública.

As bacias com nível de água permanente são concebidas para manter uma porção de água de forma contínua. Por esta razão, em oposição às bacias a seco, é conveniente que o nível freático nestes locais se mantenha permanentemente a uma cota superior à da bacia de forma a assegurar a sua alimentação (Matias, 2006). Esta opção está usualmente sujeita a maiores custos de investimento e de manutenção do que a solução seca (Matos, 2003). Nas figuras 8 e 9 apresentam-se dois esquemas ilustrativos dos perfis transversais de uma bacia a seco e de uma bacia com nível de água permanente, respectivamente.

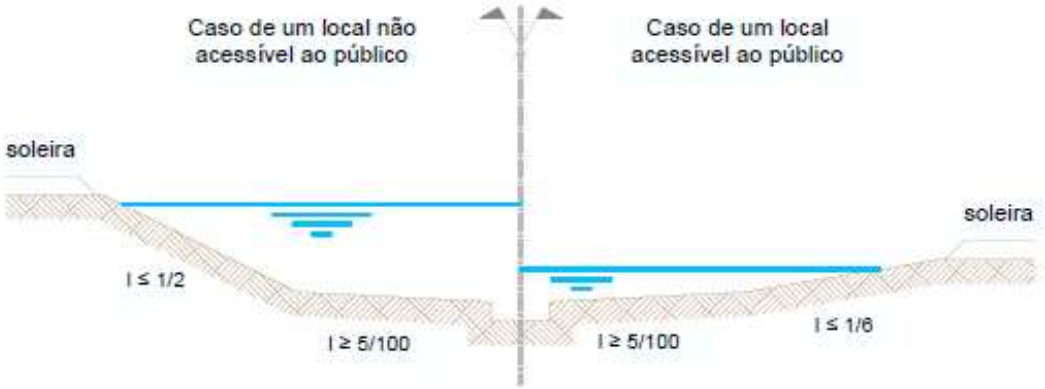


Figura 8: Perfil transversal de uma bacia de retenção a seco (Matias, 2006).

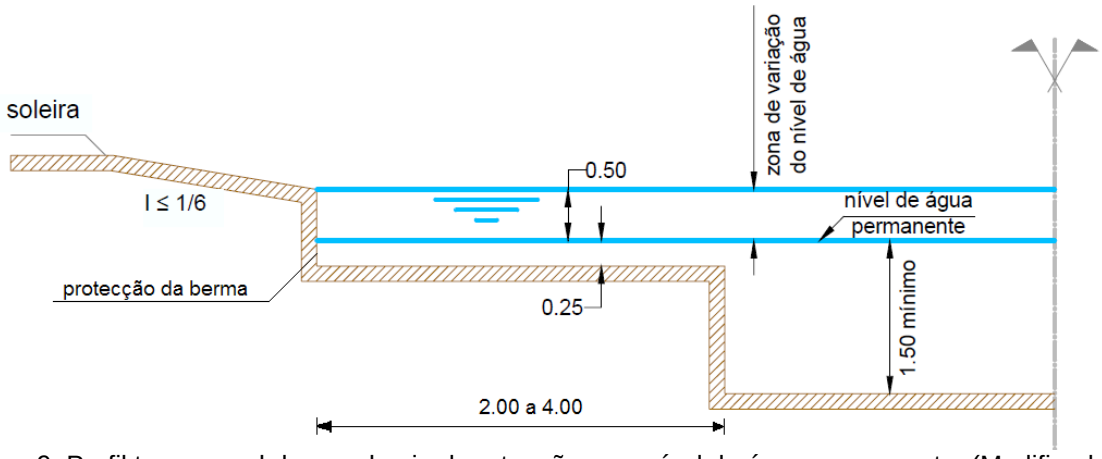


Figura 9: Perfil transversal de uma bacia de retenção com nível de água permanente. (Modificado de Matias, 2006 com as especificações de Matos, 2003).

As bacias não têm de funcionar de forma singular, de facto o comité de águas pluviais de Vitória, Austrália, recomenda a concepção de várias estruturas de armazenamento de pequena dimensão distribuídas pela área de drenagem em vez da construção de estruturas de grandes

dimensões em baixo número (Victorian Stormwater Committee, 1999). Estas podem ser dispostas em serie ou em paralelo, assim, no primeiro caso a bacia é colocada no alinhamento do colector/canal a montante, de modo a que toda a água daí proveniente aflua à bacia (figura 10), no segundo caso, a bacia é colocada lateralmente ao colector/canal, de forma a que apenas o caudal em excesso seja direccionado e armazenado (figura 11) (Matias, 2006).

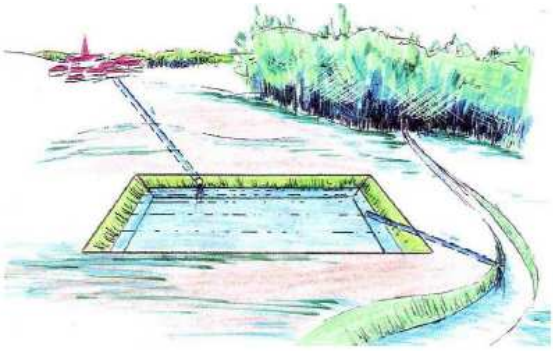


Figura 10: Desenho esquemático de uma bacia em série *(Dohy, 1997 em Matias, 2006).*

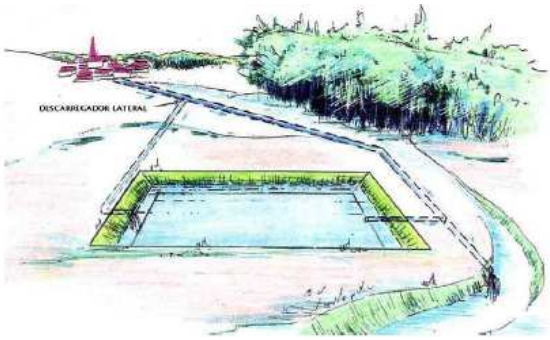


Figura 11: Desenho esquemático de uma bacia em paralelo *(Dohy, 1997 em Matias, 2006).*

Assim, as bacias em serie serão normalmente de nível de água permanente e de maiores dimensões que as bacias em paralelo, que mais frequentemente serão a seco.

Independentemente das questões funcionais, económicas ou estruturais, este tipo de estrutura pode incorporar outras utilidades para além da redução dos riscos de inundação. Estas podem servir para a criação de reservas de água para posteriormente serem usadas para, por exemplo, irrigação, limpeza de ruas ou extinção de incêndios (Matos, 2003). São também capazes de melhorar a qualidade da água pluvial, principalmente no que diz respeito à redução dos sólidos em suspensão (por sedimentação) e à diminuição da concentração de matéria orgânica (por degradação) (USEPA, 1999; Matos, 2003).

Dimensionamento hidráulico

O dimensionamento hidráulico de uma bacia de retenção prende-se essencialmente com a determinação do volume necessário, para regularizar o caudal afluente de forma a que, para o tempo de retorno pré-determinado, o caudal efluente não ultrapasse um dado limite.

No contexto da hidrologia urbana, os fenómenos que ocorrem durante a transformação da precipitação em escoamento ao longo do percurso das águas pluviais, desde o próprio evento pluviométrico até ao seu destino final (normalmente o descarregamento no meio hídrico) são extremamente complexos. A natureza complexa deve-se à aleatoriedade da precipitação e às inúmeras variáveis que afectam o trajecto, especialmente a heterogeneidade da bacia urbana com as diferentes tipologias de superfície (mais ou menos permeáveis), os passeios, os dispositivos de entrada na rede e a própria complexidade hidráulica do escoamento (Matos, 2003).

Por esta razão, na ausência de um modelo de escoamento, numa primeira abordagem, o dimensionamento hidráulico (pré-dimensionamento) pode ser facilmente realizado recorrendo a fórmulas pouco complexas. O RGSPPDADAR dispõe no seu artigo 179º que nestas condições se pode utilizar o método simplificado (também chamado de método holandês).

Este é um método expedito, tendo por base o conhecimento das curvas IDF de precipitação na zona de estudo, permite determinar o volume para armazenar o caudal afluente resultante da precipitação crítica[3] para o período de retorno pré-estabelecido, de modo a que na descarga se obtenha um caudal (caudal efluente) correspondente à capacidade máxima de vazão a jusante.

O método simplificado pode ser expresso pela equação:

$$V = 10 \cdot A \cdot \phi \cdot \left[-\frac{b \cdot Q_s}{1+b} \right] \cdot \left[\frac{Q_s}{a \cdot (1+b)} \right]^{1/b} \qquad (9)$$

e a duração da precipitação critica, $\mathbf{t_{crit}}$ (min), para este método pela expressão (Matos, 2003):

$$t_{crit} = \left[\frac{Qs}{a \cdot (1+b)} \right]^{1/b} \qquad (10)$$

onde:

V - volume mínimo necessário da bacia de retenção (m^3);

A - área da bacia afluente (ha);

ϕ - coeficiente de escoamento;

a, b - parâmetros da curva IDF, para um determinado período de retorno, expressa por $I = a \times t^b$, com **I** dado em mm/min e t em minutos.

[3] A precipitação crítica é a precipitação que origina o maior caudal de ponta para um dado período de retorno.

Qs - caudal específico efluente (caudal por unidade de área impermeabilizada), considerado constante e dado pela expressão: $Qs = [Q_e / (\phi \cdot A)] \times 6$ (mm/min), em que $\mathbf{Q_e}$ é o caudal efluente em m^3/s.

No anexo 1 e 2 podem ser consultados os parâmetros **a** e **b** das curvas IDF para Portugal continental e ilhas em função do período de retorno. No entanto, é necessário ter em atenção que nestes anexos a Intensidade de precipitação, **I,** vem expressa em mm/h e não em mm/min, pelo que para serem usadas nas expressões (9) e (10) o parâmetro **a** tabelado tem de ser dividido por 60.

Esta fórmula inclui o coeficiente de escoamento, ϕ, que pode ser determinado, através das figuras e tabelas existentes no anexo 4, ou de forma alternativa, pelas tabelas existentes no anexo 3, considerando-o igual ao coeficiente **C** aí presente.

Há ainda que notar que este método considera um caudal efluente constante, correspondente ao caudal máximo descarregado. Como o caudal depende da carga, este valor atinge-se apenas em condições de carga máxima. Isto faz com que, de forma geral, o volume de armazenamento seja calculado por defeito (Matos, 2003).

3.2.2.3) Trincheiras de infiltração

A trincheira de infiltração é um dispositivo escavado, pouco profundo (normalmente com profundidade inferior a 1 metro), enchido com rocha ou gravilha, para o qual são drenadas as águas pluviais (Victorian Stormwater Committee, 1999; Matos, 2003). Na periferia da secção da trincheira é normal existir ainda uma tela de geotextil, de forma a impedir a migração do solo para o enchimento (Victorian Stormwater Committee, 1999). A camada superior pode ficar coberta com terra e vegetação ou caso a água esteja pouco poluída a cobertura pode mesmo ser completamente eliminada (Matos, 2003).

O dispositivo pode ser instalado de forma a que a alimentação da trincheira possa ser feita directamente através das escorrências superficiais, ou então via a rede de colectores funcionando como mecanismo de retenção e armazenamento (Matos, 2003). Na figura 12 podem ver-se os vários componentes constituintes de uma trincheira de infiltração.

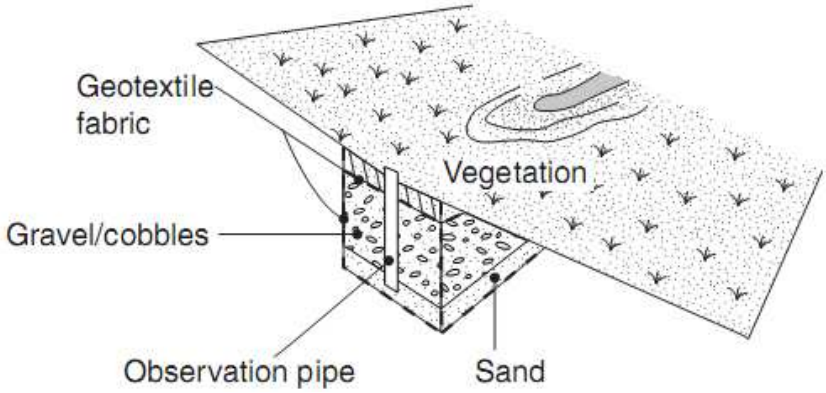


Figura 12: Corte transversal de uma trincheira de infiltração (Victorian Stormwater Committee, 1999).

Este dispositivo permite também filtrar poluentes particulados ou adsorvidos a partículas e remover poluentes dissolvidos por processos químicos e biológicos. Um dos aspectos mais relevantes desta prática está no seu custo, uma vez que o seu custo capital é relativamente baixo comparado com outras alternativas (Matos, 2003; Victorian Stormwater Committee, 1999). No entanto necessita de manutenção regular devido à possibilidade dos poluentes e sedimentos colmatarem os espaços vazios, podendo apresentar custos de manutenção elevados, principalmente quando em contacto com solos finos (Victorian Stormwater Committee, 1999).

O uso de trincheiras de infiltração apresenta um ponto forte na sua baixa necessidade de espaço, podendo ser aplicado em locais com disponibilidades limitadas, fazendo desta prática uma óptima solução para por exemplo os separadores centrais das auto-estradas (Swartz e Belan, 2010). Refira-se ainda que são de fácil execução e podem ser facilmente integradas na mancha urbana, permitindo valorizar o local.

Contudo, se a presença de poluentes nas águas pluviais for elevada, existe o risco de contaminação das águas subterrâneas (Matos, 2003).

3.2.2.4) Bacias de infiltração

As bacias de infiltração não são mais que bacias escavadas, concebidas para permitir a infiltração e o armazenamento temporário das águas, de forma a remover alguns dos poluentes pelo processo por filtração e adsorção. Permitem também reduzir os volumes e velocidades das escorrências, necessitando usualmente de grandes áreas para ser eficientes.

(Victorian Stormwater Committee, 1999) Na figura 13 apresenta-se uma representação esquemática deste tipo de prática.

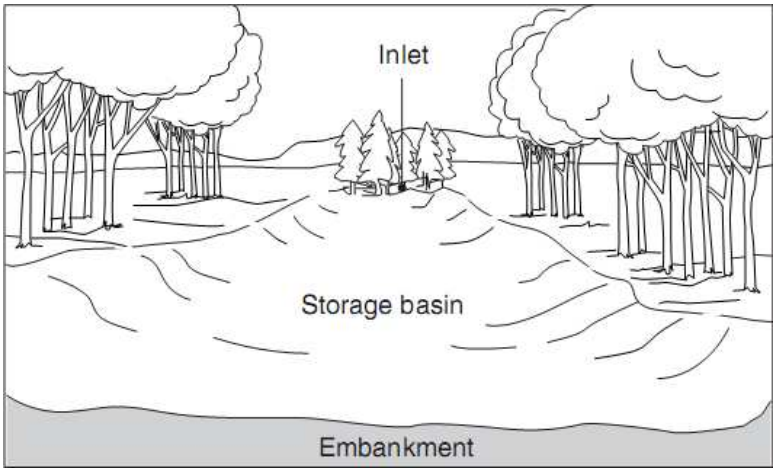


Figura 13: Bacia de infiltração (Victorian Stormwater Committee, 1999).

3.2.2.5) Poços absorventes

Os poços absorventes são infra-estruturas que permitem a infiltração directa das águas pluviais no solo, podendo a sua profundidade atingir por vezes as várias dezenas de metros. São por isso vantajosos em locais onde a camada superficial do solo é impermeável, tais como zonas urbanas, desde que estas contenham uma boa capacidade de infiltração numa camada mais profunda do solo.

Dependendo da posição da base do poço relativamente ao nível freático distinguem-se dois tipos de poços absorventes. Se a cota do nível da base do poço estiver acima do nível freático, a água infiltra-se por percolação para a camada não saturada do solo, dando-se o nome de poços de infiltração (figura 14). Se pelo contrário, a cota do nível da base do poço estiver abaixo do nível freático, a água recolhida é direccionada directamente para o aquífero, dando-se o nome de poços de injecção (figura 15) (Matos, 2003).

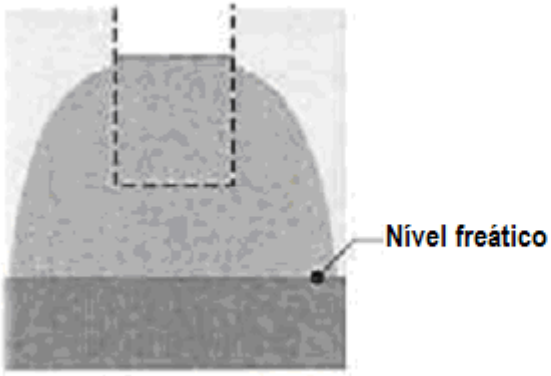


Figura 14: Poço de infiltração
(Azzout et al. 1994 em Matos, 2003).

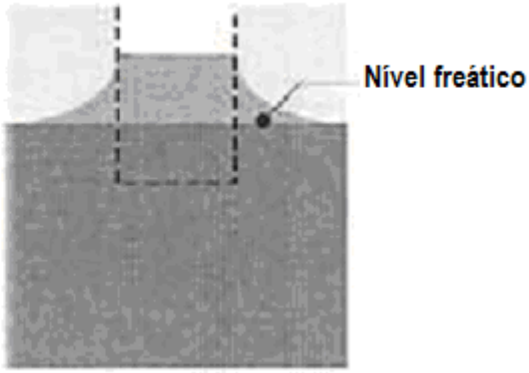


Figura 15: Poço de injecção
(Azzout et al.1994 em Matos, 2003).

Atendendo à sua disposição vertical estes dispositivos permitem economizar na utilização de espaço, sendo facilmente integrados ou dissimulados no tecido urbano. São uma prática flexível, podendo a sua constituição variar desde um simples buraco até uma estrutura complexa constituída por diversos materiais e componentes, conforme o local em que é aplicado. Por vezes é também associada a outras técnicas de controlo de caudal por filtração (trincheiras e bacias de infiltração) que actuam principalmente nas camadas superiores do solo, potenciando desta forma a infiltração nas camadas mais profundas do solo (Matos, 2003).

O principal inconveniente dos poços absorventes está nos reduzidos volumes de armazenamento, na necessidade de manutenção regular para evitar a colmatação dos poros e caso as água apresentem elevados índices de poluição, existe ainda o risco de contaminação das águas subterrâneas (Matos, 2003).

3.2.2.6) Faixas filtrantes (Filter strip)

As faixas filtrantes (figura 16) são bandas de vegetação permanente, aplicadas num terreno inclinado, concebidas primariamente para funcionarem como pré-tratamento da qualidade da água, sendo por isso frequentemente colocadas entre uma superfície impermeável e uma outra qualquer BMP (Swartz e Belan, 2010). Servem essencialmente para reter sedimentos ou outros materiais que posteriormente poderiam colmatar outro tipo de mecanismos a jusante conseguindo-o recorrendo à filtração e infiltração potenciada pela vegetação. A sua eficiência está dependente da densidade e tempo de contacto com a vegetação (Swartz e Belan, 2010). A

capacidade de retenção de sedimentos aliada à melhoria estética que fornece, torna as faixas filtrantes especialmente adequadas para estradas e parques de estacionamento.

Apesar da sua função primária estar ligada à melhoria da qualidade, as faixas filtrantes permitem também reduzir o volume de pequenas chuvadas desde que os solos sejam suficientemente permeáveis e o tempo de contacto seja o suficiente para que possa ocorrer infiltração no solo (Swartz e Belan, 2010).

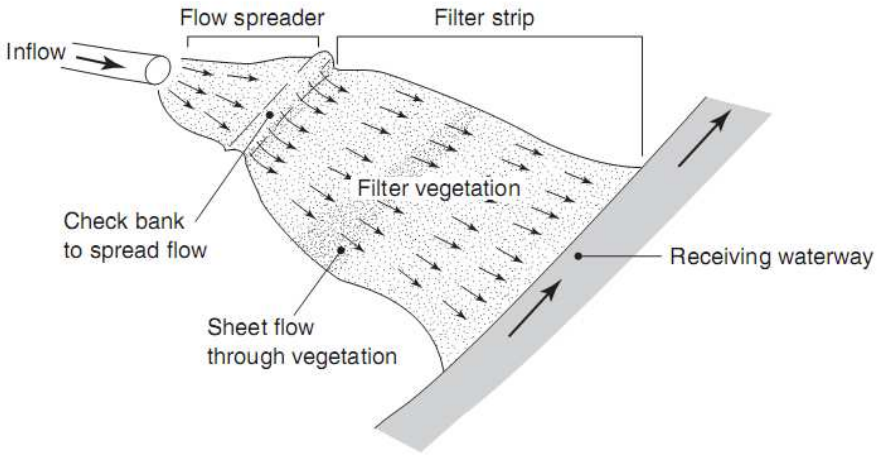


Figura 16: Esquema de faixa filtrante.

3.2.2.7) Valas revestidas com coberto vegetal (swales)

As valas revestidas com coberto vegetal, referidas na terminologia inglesa como swales, são canais a céu aberto, de pequena profundidade e secção variável, revestidos com vegetação (tipicamente relva). São usados para recolher as escorrências superficiais e fazer o seu transporte lentamente, propiciando assim o efeito de armazenamento, e caso o solo proporcione as condições necessárias, a sua infiltração (Matos, 2003).

Estes mecanismos são facilmente executáveis e requerem um baixo custo de instalação e manutenção, podendo funcionar como alternativa a um sistema de drenagem tradicional em locais onde a formação de escorrências seja relativamente baixa (Victorian Stormwater Committee, 1999).

Estes são frequentemente aplicados na bordadura de arruamentos, separadores centrais de auto-estradas, parques de estacionamento (figura 17) e nos espaços verdes nas zonas urbanas, permitindo uma melhor integração na paisagem que os sistemas tradicionais. No entanto este

tipo de solução requer mais espaço, uma condicionante que pode limitar a sua aplicação (Matos, 2003; Victorian Stormwater Committee, 1999).

Figura 17: Vala revestida com coberto vegetal num parque de estacionamento em Maumee, Ohio, EUA (Swartz e Belan, 2010).

As valas apresentam tipicamente um de dois tipos de funcionamento hidráulico, privilegiando a filtração ou a retenção (com libertação subsequente), tal como ilustrado respectivamente nas figuras 18 e 19 (Matos, 2003).

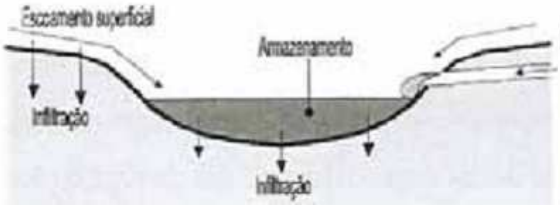


Figura 18: Valas de coberto vegetal recorrendo à infiltração (Matos, 2003).

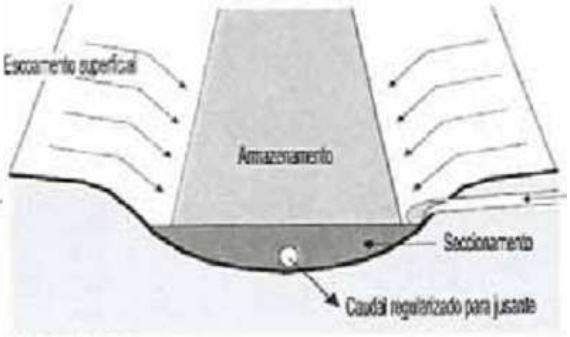


Figura 19: Valas de coberto vegetal recorrendo à retenção (Matos, 2003).

Estes dispositivos podem também proporcionar a remoção de poluentes de uma forma semelhante às faixas filtrantes, porém são concebidos para transportar volumes maiores e por isso as taxas de remoção de poluentes de são inferiores (Victorian Stormwater Committee, 1999).

3.2.2.8) Sistemas de biorretenção

Os sistemas de biorretenção, também designados "jardins de chuva" (tradução literal da terminologia inglesa rain gardens) são bacias pouco profundas e de pequenas dimensões concebidas para captar e filtrar quantidades moderadas de escorrências, usando para isso o solo e a vegetação (Swartz e Belan, 2010; McCarthy, 2008). Na sua forma mais simples são apenas pequenos jardins (ou partes de jardins), a uma cota ligeiramente inferior ao resto do solo e densamente preenchidos com várias plantas. Nas suas formas mais complexas podem ter camadas de areia e gravilha para aumentar os seus efeitos de infiltração (Watershed Management Services, s/ data).

Estão normalmente desenhados para permitir a infiltração da água no solo, contudo, poderão conter uma tubagem enterrada para colectar e transportar a água recolhida para uma zona de descarga (McCarthy, 2008). Este tipo de prática está largamente difundido em várias comunidades nos Estados Unidos da América, apresentando grande aderência das populações. A grande vantagem está no segmento residencial, já que a componente estética que este tipo de prática oferece e os baixos custos associados, faz com que facilmente seja incutida aos habitantes (Swartz e Belan, 2010; Dempsey, 2006; Bannerman e Considine, 2003). Esta é uma prática que está primariamente direccionada para o tratamento da qualidade das águas pluviais, no entanto, segundo Dempsey (2006) esta é também capaz de reduzir significativamente o volume das escorrências. Nas figuras 20 e 21 estão dois exemplos da aplicação de "jardins e chuva" em diferentes situações.

Figura 20: Exemplo de aplicação de "jardim de chuva" (Dempsey, 2006).

Figura 21: Exemplo de aplicação de “jardim de chuva” (Bannerman e Considine, 2003).

3.2.2.9) Telhados com vegetação

São telhados que contêm vegetação em secções (50% a 80% da área total) de forma a reduzir a impermeabilidade habitual que causam, absorvendo e filtrando as águas pluviais que aí precipitam (Swartz e Belan, 2010).

Este tipo de telhado é usado maioritariamente com o objectivo de melhorar a qualidade das águas pluviais, todavia, permite reduzir o volume e o pico máximo dos escoamentos devido ao efeito de armazenamento temporário permitido pelo solo ai colocado. Apesar de serem mais frequentes em telhados rasos, com as devidas alterações podem também ser aplicados em telhados com declives (Swartz e Belan, 2010). Na figura 22 pode-se ver um exemplo de uma aplicação deste tipo num telhado raso.

Figura 22: Telhado de um edifício comercial com vegetação (Dempsey, 2006).

3.2.2.10) Caldeiras (Tree box)

As caldeiras consistem em caixas de betão enchidas com um solo poroso, onde são plantadas árvores ou arbustos, usadas para interceptar e filtrar o escoamento antes deste entrar no colector (Swartz e Belan, 2010; McCarthy, 2008). Como ilustrado na figura 23 estas são colocadas a montante de uma sarjeta ou sumidouro. Isto ocorre para assegurar a ligação aos colectores e para que em caso de transbordamento o excesso de água possa ser captado imediatamente pela infra-estrutura tradicional existente a jusante (Swartz e Belan, 2010).

Figura 23: Caldeira com sumidouro a montante (Swartz e Belan, 2010).

3.2.2.11) Cisternas e barris de chuva

As cisternas (figura 24) e barris de chuva (figura 25) são na sua essência recipientes, constituídos pelos mais diversos materiais, usados para capturar e acumular águas pluviais, para utilização posterior. Estes são assim, uma fonte de água pouco dispendiosa que pode ser facilmente utilizada para fins menos nobres. O seu contributo singular na redução do volume de água que aflui ao sistema de drenagem é bastante reduzido, no entanto se o uso for disseminado, pode ter efeitos notáveis em alguns pontos específicos.

Normalmente a colecta de água é feita a partir dos telhados dos edifícios, porque de forma geral contém menores quantidades de poluentes que a maioria das outras superfícies (Swartz e Belan, 2010).

Figura 24: Exemplo de uma cisterna (Swartz e Belan, 2010).

Figura 25: Exemplo de um barril de chuva (McAlister, 2007).

3.2.2.12) Outras BMPs estruturais

A selecção aqui efectuada não inclui de forma alguma todas as BMPs estruturais que existem. Neste sub-capítulo tentou-se abordar maioritariamente aquelas que poderão de alguma forma ter como consequência a redução dos volumes de escorrências e dos picos de cheia. No entanto existem mais BMPs, algumas delas extremamente complexas e patenteadas, com vista exclusivamente à melhoria da qualidade das águas pluviais. Estas apresentam as mais variadas formas de actuação, tentando solucionar problemas de naturezas diferentes, desde a retenção e eliminação de resíduos de grande porte (p.e. RSU), à remoção de poluentes particulados ou dissolvidos (p.e metais e nutrientes).

3.2.3) BMPS NÃO-ESTRUTURAIS

Como foi referido as BMPs não-estruturais incluem práticas institucionais e de prevenção da poluição. Estas permitem aumentar a capacidade dos mecanismos existentes e prevenir a entrada de poluentes nas águas pluviais, reduzindo ou eliminando a necessidade de soluções de fim de linha mais custosas (USEPA, 1999), sendo por isso essencialmente medidas preventivas. Estas não envolvem instalações como as BMPs estruturais, em vez disso levam o público em geral e os intervenientes na gestão de águas pluviais em particular a alterar o seu comportamento. Este tipo de técnica está para além do âmbito desta dissertação pelo que não serão aprofundadas em detalhe.

3.2.3.1) Práticas educativas

As populações não têm muitas vezes conhecimento das implicações que o efeito combinado das suas acções pode ter e o impacto que têm no funcionamento da rede. Neste sentido a consciencialização da população e dos trabalhadores das indústrias pode servir como uma forma de redução da carga poluente a entrar em contacto com as águas pluviais (USEPA, 1999). Exemplos de práticas deste tipo são as campanhas nos média ou os programas de treino realizados em empresas (Taylor e Wong, 2002).

3.2.3.2) Manutenção

Estas referem-se particularmente à manutenção dos diversos componentes do sistema de drenagem de águas pluviais (como tubagens, sarjetas, bacias e outras estruturas), e de forma geral à manutenção de diversos componentes das zonas urbanas, (como arruamentos, vegetação e parques de estacionamento), pelo que a construção de planos de manutenção é essencial. Entre estas práticas podem-se enumerar a limpeza de ruas, a desobstrução de sarjetas, a remoção de sedimentos das BMPs estruturais e a remoção de vegetação.

3.2.3.3) Controlo Regulamentar

Estas medidas referem-se à elaboração de regulamentos e a obrigação de cumprimento dos mesmos, o uso de licenças ambientais, a elaboração de novas leis e a realização de programas que minimizem as descargas para as águas pluviais.

3.2.4) BPPs

As BPPs são por definição a melhor abordagem de planeamento para atingir ou contribuir para o cumprimento dos objectivos delimitados numa dada situação em ambiente urbano (JSCWSC, *2009)*. Permitem que logo desde a fase inicial toda a área esteja preparada para lidar com as águas pluviais.

3.2.4.1) Processo de planeamento

Existem essencialmente três passos que devem ser seguidos no processo de planeamento, nomeadamente, a análise do local, a avaliação da capacidade do terreno e a concepção de planos de uso do terreno.

Na análise do local, são identificados os atributos físicos e naturais que devem ser tidos em consideração durante o planeamento. Entre estes pode-se enumerar a topografia, padrões de drenagem, solos, geologia, área sensíveis, linhas de água, vegetação e corredores de vida selvagem. Nesta fase deve-se ainda avaliar as necessidades e os constrangimentos à drenagem da água pluvial (Victorian Stormwater Committee, 1999).

A avaliação da capacidade analisa a possibilidade física de uma determinada área vir a ter um uso específico. Tendo por base o que foi identificado na análise do local, serve para determinar qual a escala e a disposição do desenvolvimento que vai mais de encontro aos objectivos do WSUD (Victorian Stormwater Committee, 1999).

A partir do que foi estabelecido nas duas fase anteriores, os planos de uso do terreno servem por exemplo, para identificar quais as áreas que podem ou não ser desenvolvidas. Identificar e proteger o terreno necessário a um sistema de águas pluviais integrado, incluindo locais de armazenamento, linhas de drenagem e de cheia. Identificar opções para o uso de medidas de conservação da água ao nível do design e outras relacionadas com WSUD (JSCWSC, *2009)*.

3.2.4.2) Aplicação a diversos componentes urbanos

Para que seja possível concretizar as medidas que realmente são tomadas, apresenta-se de seguida as implicações da aplicação deste conceito a diversos componentes da paisagem urbana.

Aplicação a Vias

O design de uma via sensível à água deve ser capaz de incorporar os aspectos naturais do local e a sua topografia no próprio design, adaptando-se a estes. Desta forma, promove-se a infiltração, a retenção e a própria passagem da água nas situações mais graves, tornando as

vias de circulação menos susceptível a cheias. Para reduzir as superfícies impermeáveis pode reduzir-se à largura das vias, utilizar passeios em apenas um dos lados e recorrer frequentemente a florestação urbana. Em alternativa ou como complemento do sistema tradicional de tubagens podem ser usadas valas de coberto vegetal para o transporte de escorrências superficiais, permitindo assim eliminar ou reduzir a dimensão das tubagens, aferindo de uma redução dos custos (Victorian Stormwater Committee, 1999).

Nas figuras 26 e 27 está presente a comparação entre a perspectiva convencional e a sensível à água para duas situações distintas.

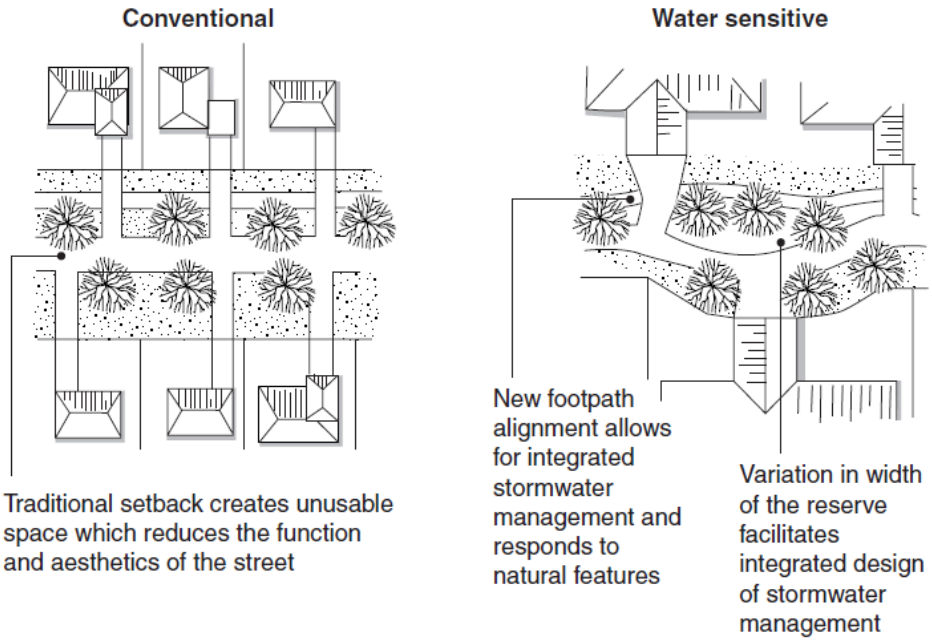


Figura 26: Comparação entre a perspectiva convencional e a sensível à água numa via. (Victorian Stormwater Committee, 1999)

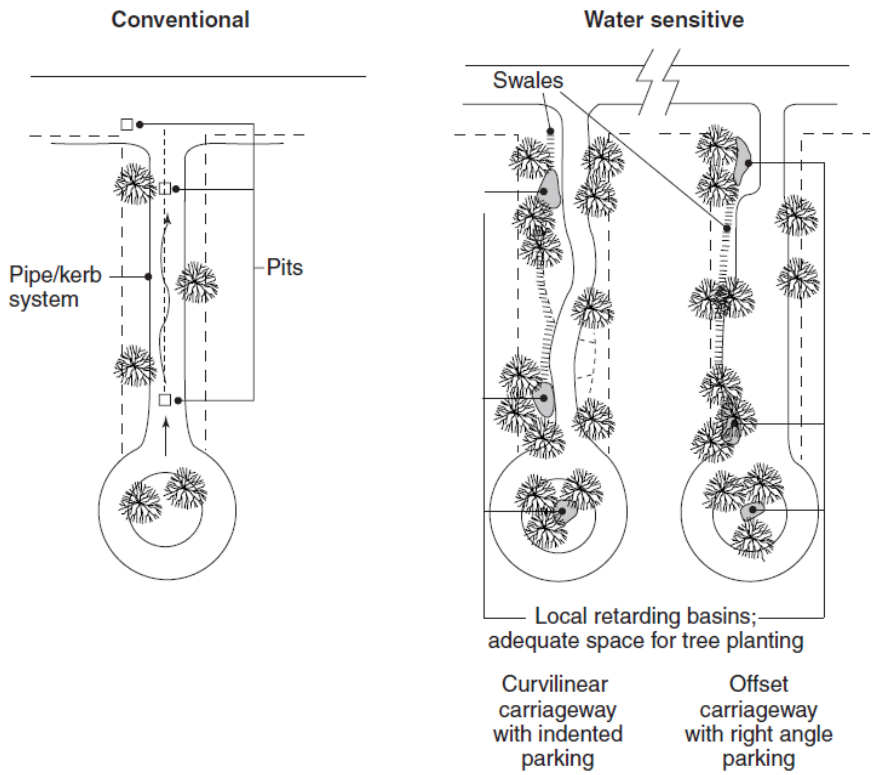


Figura 27: Comparação entre a perspectiva convencional e a sensível à água numa via. (Victorian Stormwater Committee, 1999)

Aplicação a habitações

A aplicação às habitações passa pela integração destas no sistema de drenagem circundante com no espaço público (Victorian Stormwater Committee, 1999). Este tipo de solução inclui tipicamente um desenvolvimento urbano mais compacto, de forma a minimizar as superfícies impermeáveis, promovendo a redução do espaço privado em prol do espaço público e a maior presença de zonas verdes. A maior proximidade entre habitações faz com que o sistema não tenha de percorrer distâncias tão grandes para chegar aos edifícios, reduzindo assim o custo capital e o custo de manutenção do sistema por habitação. Outro ponto frequentemente apontado é o uso de pavimentos permeáveis nas estradas de acesso às habitações, devido ao baixo índice de tráfego a que estão sujeitas. Na figura 28 apresenta-se um exemplo de integração das habitações com um corredor ribeirinho tendo em atenção o conceito de WSUD.

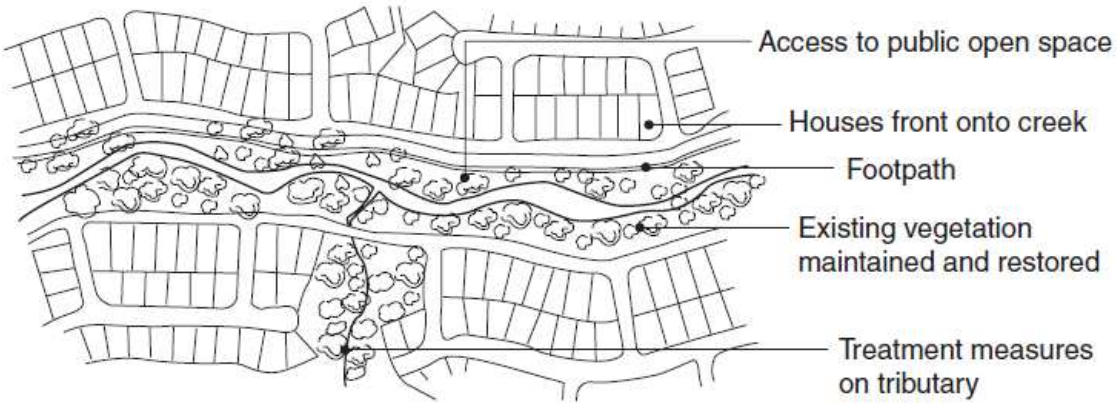


Figura 28: Integração de uma malha urbana com um corredor ribeirinho conforme os preceitos de WSUD (Victorian Stormwater Committee, 1999).

Aplicação a parques de estacionamento

Os parques de estacionamento são tipicamente zonas extremamente impermeáveis, no entanto são dos locais onde mais facilmente se podem efectuar as alterações necessárias, sem que para isso sejam necessários grandes investimentos. O conceito de estacionamento verde (green parking) exemplificado na figura 29 tem vindo a ser aplicado um pouco por todo o mundo e resume-se a uma serie de práticas com o objectivo de reduzir a impermeabilidade do solo e aumentar a capacidade de retenção (SMRC, s/ data; Spinner, 2002).

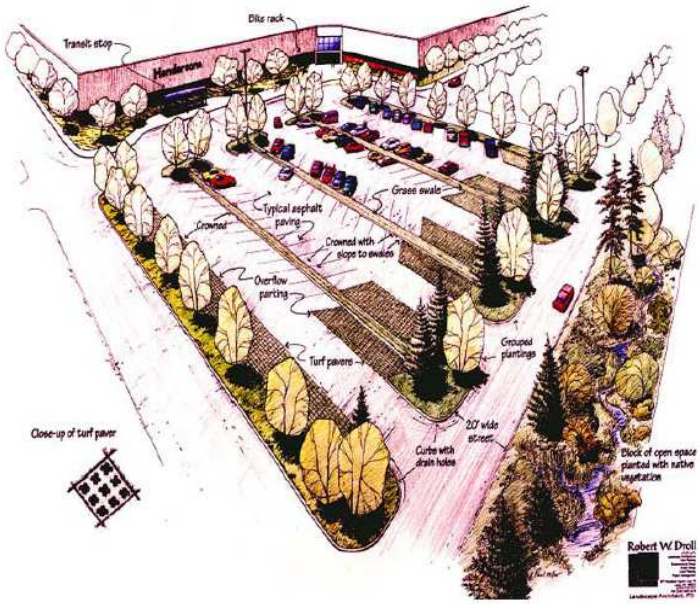


Figura 29: Exemplo de parque de estacionamento verde (Spinner, 2002).

Para minimizar a impermeabilidade pode-se reduzir ao essencial a dimensão dos arruamentos e o espaço dedicado a cada veículo, construindo inclusivamente lugares indicados para carros compactos. O uso de pavimento poroso é normalmente uma medida a aplicar nestes locais, estando a sua aplicação condicionada pelos custos e pelo volume de tráfego (SMRC, s/ data). Outra particularidade corrente é a inclinação do terreno para que conduza as escorrências para zonas verdes, permitindo uma maior infiltração. É ainda essencial que sejam desenhados percursos para facilitar o escoamento da água no caso de grandes cheias (Victorian Stormwater Committee, 1999). Outros pormenores, tais como perfurações nas bordas dos passeios (figura 30) podem ser necessários para que o conceito funcione devidamente. A presença de vegetação de dimensões significativas como arbustos e árvores também poderá contribuir para a eficácia de uma opção deste tipo.

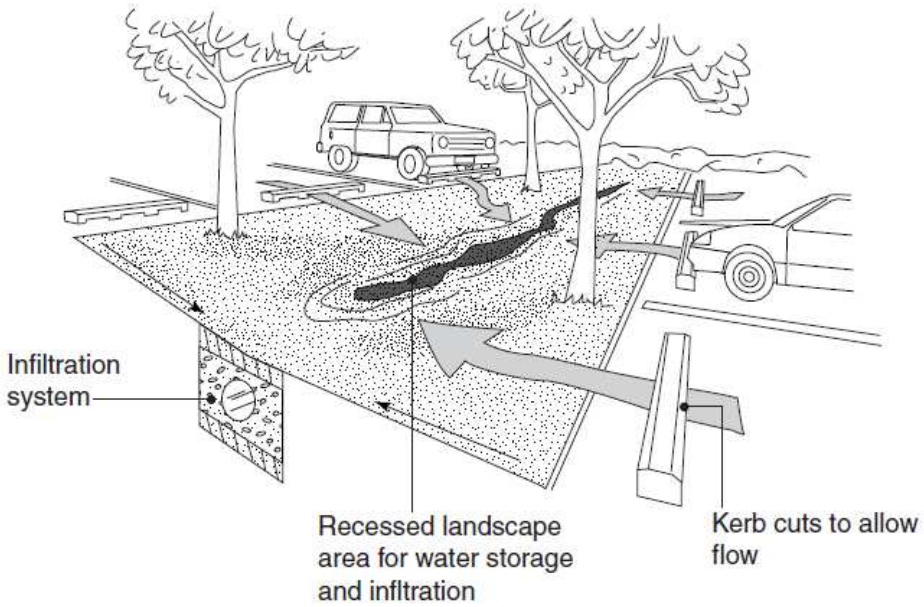


Figura 30: Pormenor na aplicação de “green parking” (Victorian Stormwater Committee, 1999).

Retenção local para grandes áreas

As áreas industriais e comerciais são normalmente locais de grandes dimensões e largamente modificados pelo Homem, apresentando áreas impermeáveis muito extensas. Por outro lado estão habitualmente distanciados dos grandes centros urbanos o que se traduz por arredores naturais e de baixo valor económico, que por isso podem ser utilizados na gestão das águas

pluviais. A retenção local é uma possibilidade nestes casos, podendo ser conseguida através do uso de tanques subterrâneos ou depressões na topografia (Victorian Stormwater Committee, 1999) possibilitando o aproveitamento subsequente das águas. A figura 31 apresenta a aplicação de uma solução deste tipo.

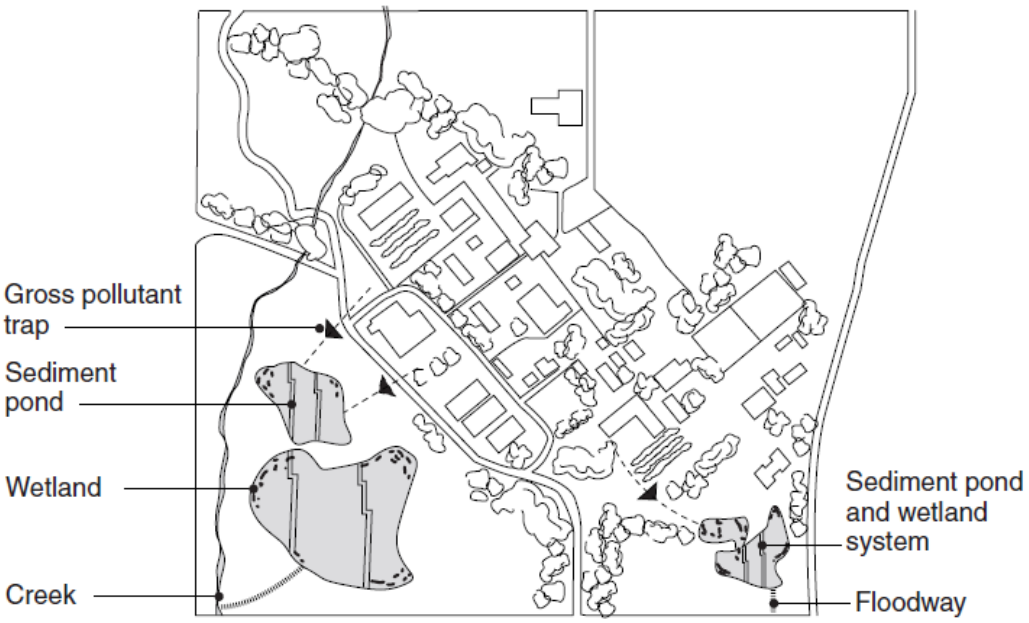


Figura 31: Aplicação de mecanismos de retenção a grandes áreas (Victorian Stormwater Committee, 1999).

3.3) CONSIDERAÇÕES FINAIS

O recurso às BMPs tem, nos últimos anos, vindo a ganhar importância nos sistemas de drenagem de águas pluviais dos países mais desenvolvidos. Mesmo no que se refere a Portugal, existe já uma predisposição legal para a implicação deste tipo de medidas. O RGSPPDADAR, menciona nos nºs 3 e 4 do Artigo 118º, relativo à Concepção geral dos sistemas que:

– "Na concepção de sistemas de drenagem de águas pluviais devem ser cuidadosamente analisadas as áreas em que o escoamento se pode fazer superficialmente, com o objectivo de reduzir, por razões económicas, a extensão da rede."

– "Nos sistemas referidos no número anterior devem ser cuidadosamente analisadas as soluções que, interferindo quer ao nível da bacia hidrográfica quer ao nível do sistema de

drenagem propriamente dito, possam contribuir, por armazenamento, para a redução de caudais de ponta."

Já as BPPs tem tido uma adesão muito menor, uma vez que para funcionarem em toda a sua extensão exigem uma preocupação numa fase prévia ao desenvolvimento, não sendo facilmente adaptáveis a uma estrutura urbana já existente, o que limita a sua aplicabilidade e importância nos problemas já existentes.

4
QUALIDADE DAS ÁGUAS PLUVIAIS

Como referido, os problemas relacionados com as águas pluviais não se prendem apenas com o seu caudal, a qualidade é também um factor importante a ter em conta. Contudo, é necessário ter em conta que a questão não passa pelas suas características à partida, mas sim por aquelas adquiridas pelo contacto com a superfície ou pela eventual contaminação por águas residuais.

4.1) CONTAMINAÇÃO PELO CONTACTO COM A SUPERFÍCIE

Durante episódios de precipitação as áreas urbanas mobilizam grandes quantidades de poluentes. Nestes períodos, todas as substâncias que se foram acumulando nos telhados dos edifícios, nas ruas e noutras superfícies, são lixiviadas e transportadas para o sistema de drenagem de águas pluviais, acabando por serem descarregadas nos cursos de água adjacentes. Dada a sua larga dispersão, os efeitos das águas pluviais contaminadas podem ser sentidos em áreas muito extensas, afectando tanto a água que se encontra à superfície (rios e ribeiras) como a água subterrânea (lençóis freáticos). Dependendo das quantidades transportadas, esta via de poluição pode eventualmente provocar implicações graves nas áreas circundantes, podendo interferir com a paisagem, os ecossistemas e até a saúde humana (Tucci, 2005).

Importância do first flush

Atendendo a que aqui, o problema da qualidade das águas pluviais está no transporte dos poluentes existentes nas superfícies, a primeira descarga (first flush) após um período sem

precipitação, é a mais gravosa, pois é onde os contaminantes se concentram, tendo as descargas subsequentes uma carga poluente muito menor. Concretamente, segundo Tucci (2005), de uma forma geral, nos primeiros 25 milímetros de pluviosidade é transportada 95% da carga poluente total. Para ilustrar esta variação, na figura 32 pode-se observar a evolução da cor de várias amostras de águas pluviais ao longo de um episódio de precipitação, constatando-se cores mais escuras numa fase inicial, indicativas de grande poluição, seguindo-se uma clarificação progressiva.

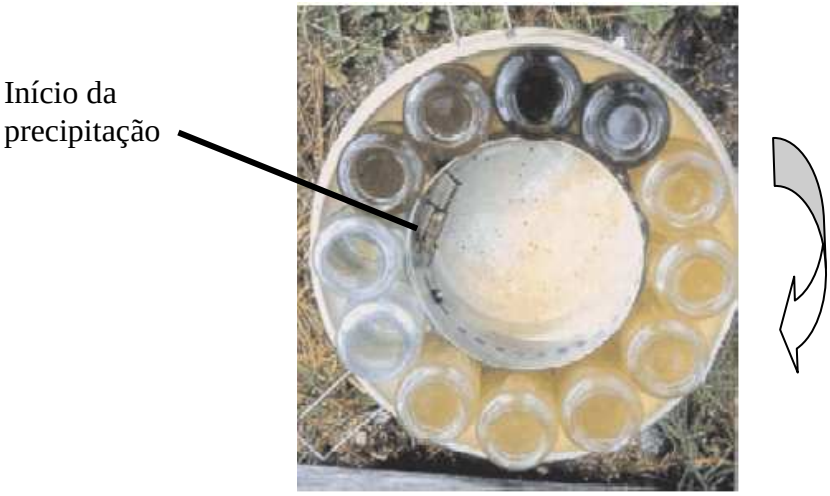


Figura 32- Evolução do aspecto do escoamento ao longo de um episodio de precipitação (Tucci, 2005).

4.2) CONTAMINAÇÃO POR ÁGUAS RESIDUAIS

Esta forma de contaminação dá-se quando as descargas residuais entram em contacto com as águas pluviais. A forma mais directa de contaminação acontece nos sistemas unitários, onde estes dois tipos de água são propositadamente misturados. Por outro lado, nos sistemas separativos, apesar de teoricamente não existir este problema, na prática sabe-se que frequentemente existem contaminações pelos seguintes factores (adaptado de Matos, 2003):

- Ligações incorrectas de colectores de saneamento ao sistema de drenagem de águas pluviais;
- Mistura dos caudais pluviais e domésticos nas redes prediais;
- Entrada de águas pluviais através das tampas das câmaras de visita de colectores de águas residuais;

4.3) POLUENTES E FONTES COMUNS

Dependendo do que entram em contacto, as águas pluviais podem ser contaminadas por praticamente qualquer tipo de poluente. Porém, dentro das áreas urbanas, nem todos os poluentes são igualmente comuns, sendo por isso possível seleccionar um grupo de fontes especialmente prováveis de causar a deterioração da qualidade das águas. A tabela 2 concentra dentro do possível estas fontes de contaminação e seus poluentes associados.

Tabela 2: Fontes de contaminação comuns em áreas urbanas e seus poluentes associados. (Adaptado de Minnesota Stormwater Steering Committee, 2005)

Tráfego de veículos	- Metais pesados (chumbo, zinco, cobre, cádmio e mercúrio) - Hidrocarbonetos (óleos, gorduras, gasolina e solventes) - Sedimentos
Manutenção das áreas ajardinadas	- Fósforo - Azoto - Fertilizantes/Pesticidas - Resíduos orgânicos
Poluição aérea	- Poluentes orgânicos (PAHs, pesticidas, PCBs, fenóis) - Metais pesados - Azoto - Óxidos de enxofre - Hidrocarbonetos
Resíduos de animais	- Bactérias - Vírus - Fósforo - Azoto
Manutenção municipal	- Sedimentos - Hidrocarbonetos
Conexões à rede de saneamento	- Bactérias - Vírus - Fósforo - Azoto - Metais Pesados
Actividade construtiva	- Sedimentos/detritos - Fósforo - Azoto

Para além do referido na tabela anterior é igualmente frequente encontrar as águas pluviais poluídas com detritos de maiores dimensões como sacos e garrafas de plástico, caricas, beatas de cigarro e outros encontrados habitualmente nas ruas.

4.4) TIPOS DE MEDIDAS DE TRATAMENTO

Para tratar as águas pluviais contaminadas por águas residuais podem-se seguir duas vias, resolver o problema da intersecção das duas águas ou enviar toda a água para uma ETAR. Nos dias de hoje existem países desenvolvidos, como o caso da Alemanha, onde por vezes ainda se opta por construir sistemas totalmente unitários. Esta opção é tomada com base nas considerações de que a probabilidade de contacto entre os dois tipos de água é muito elevada e que a poluição das águas pluviais é também um motivo de preocupação (Matos, 2003).

Por outro lado, para reduzir o impacto das águas contaminadas pelo contacto com a superfície podem ser implementadas diversas medidas (para além de as enviar para uma ETAR). Como foi sendo referido ao longo do capítulo 3, praticamente todas as BMPs contribuem para a melhoria da qualidade das águas pluviais, no entanto, quando este é o objectivo principal, no que se refere às BMPs estruturais, é necessário ter em atenção o tipo de poluente sobre o qual se pretende actuar e muito particularmente no seu tamanho. Nesta dissertação não será feita a descrição ou caracterização destas práticas em particular, efectuando-se apenas uma breve referência à sua forma de actuação.

Segundo o comité de águas pluviais do estado de Victoria na Austrália (Victoria Stormwater Committee, 1999), as medidas estruturais podem ser reunidas em três categorias: primárias, secundárias e terciárias.

As medidas primárias envolvem essencialmente triagem física ou técnicas de sedimentação rápida. Estas actuam essencialmente sobre sedimentos e poluentes grosseiros (p.e lixo) de grandes dimensões, que dependendo do mecanismo podem atingir o limite mínimo dos 0,5 milímetros (Victoria Stormwater Committee, 1999).

As medidas secundárias usam principalmente técnicas de sedimentação de partículas finas e técnicas de filtração. Estas estão concebidas para actuar em partículas de tamanho reduzido e nos contaminantes a elas aderentes (especialmente nutrientes, metais pesados e hidrocarbonetos), com dimensões que podem variar entre poucos milímetros até alguns micrómetros (Victoria Stormwater Committee, 1999).

As medidas terciárias recorrem a técnicas de filtração e sedimentação reforçada (enhanced sedimentation and filtration), absorção biológica e adsorção a sedimentos, actuando

essencialmente em partículas finas e contaminantes dissolvidos como nutrientes e metais pesados (Victoria Stormwater Committee, 1999).

Na figura 33 apresenta-se um gráfico ilustrativo das gamas de actuação das diversas medidas e a correspondente carga hidráulica.

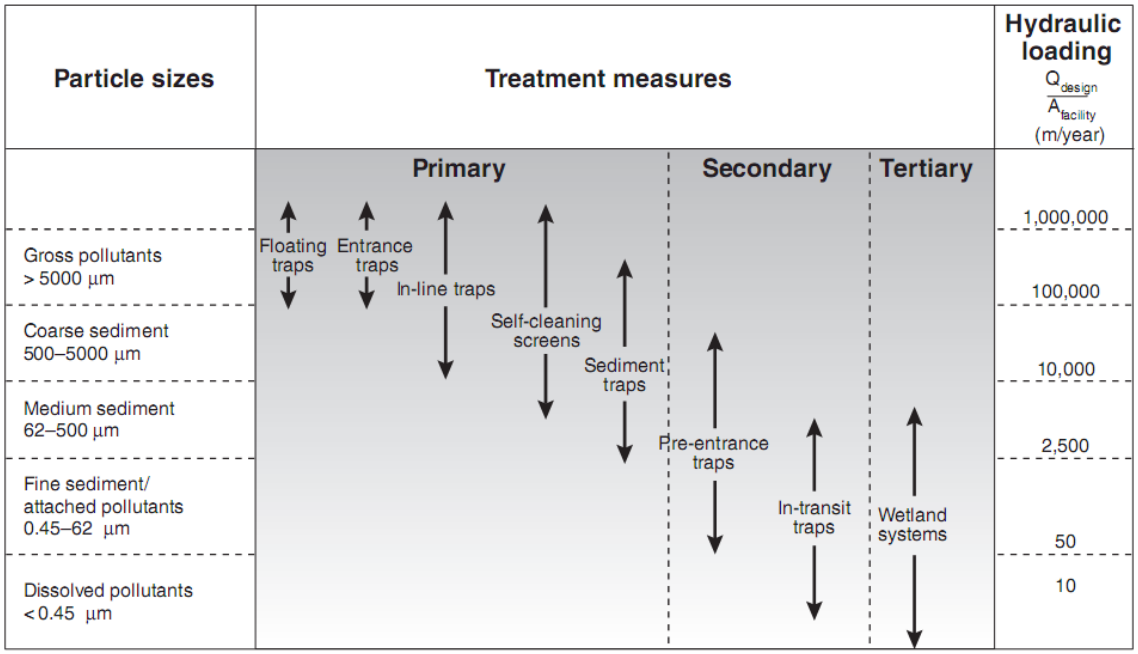


Figura 33: Gamas de actuação e cargas hidráulicas de várias medidas de tratamento (Adaptado de Wong (1999) em Victoria Stormwater Committee, 1999)

A carga hidráulica é calculada pela fórmula:

$$car\,ga\,hidráulica = \frac{Q_{projecto}}{A_{estrutura}} \qquad (11)$$

Onde o caudal de projecto ($Q_{projecto}$) é definido como o caudal máximo dentro do qual a medida de tratamento está desenhada para operar de forma eficiente e a área da estrutura ($A_{estrutura}$) é exactamente o que indica, ou seja, a área que a estrutura ocupa. Por esta razão, tendo por base o caudal de projecto, esta expressão pode ser usada para fazer um cálculo aproximado da área necessária para a aplicação de uma dada medida de tratamento, permitindo também considerar as necessidades de espaço para várias medidas (Victoria Stormwater Committee, 1999).

A eficiência global de uma dada medida depende da sua taxa de remoção de poluentes e do volume de água tratado. No entanto esta eficiência está grandemente condicionada por um conjunto de variáveis que devem ser tidas em conta, nomeadamente (traduzido de USEPA, 1999):

- O tipo e características do solo;
- A geologia e topografia do local;
- A intensidade e duração da precipitação
- O período de tempo decorrido desde o último episódio de precipitação;
- Factores climatológicos tais como temperatura, radiação solar e vento;
- Tamanho e características da bacia hidrográfica em que estão inseridas;
- O tamanho, tipo e design da BMP específica;
- As propriedades e características dos diversos contaminantes presentes.

No caso de um grande fluxo, existe o risco de dano tanto na estrutura como no local onde esta está disposta, para além de existir a possibilidade de arrasto de poluentes previamente recolhidos para jusante. Por esta razão é geralmente necessário projectar um by-pass, de forma a permitir a passagem destes grandes caudais esporádicos (Victoria Stormwater Committee, 1999).

4.5) SEQUÊNCIA DE TRATAMENTO (TREATMENT TRAIN)

Com se mencionou no subcapítulo 3.2 e se verificou na figura 33, as diversas práticas têm gamas de actuação diferentes, podendo cada uma delas tratar um determinado tipo de poluente com determinadas dimensões. Por esta razão o tratamento de diversos contaminantes, especialmente os de menores dimensões, está habitualmente dependente da aplicação de uma sequência de tratamento (designada na terminologia inglesa por treatment train) onde os sedimentos de maiores dimensões são retirados previamente, para que não afectem o desempenho, ou impossibilitem a actuação da medida de tratamento nas partículas mais reduzidas (Victoria Stormwater Committee, 1999).

4.6) MECANISMOS DE REMOÇÃO DE POLUENTES

Como já se tem vindo a referir a remoção de poluentes pode ocorrer de diversas formas, pelo que de seguida se apresentam estes mecanismos bem como as suas formas de acção. Importa ainda referir que estes podem decorrer de forma isolada ou conjuntamente, dependendo da BMP usada e das condições locais.

4.6.1) SEDIMENTAÇÃO

A sedimentação é o processo de remoção de partículas em suspensão que tira partido da tendência das partículas depositarem resultado das forças que actuam sobre elas, no que se refere a este trabalho, será sempre a força gravítica a única a actuar. Uma grande variedade de substâncias pode ser removida desta forma, poluentes como metais, hidrocarbonetos, nutrientes e outras substâncias podem encontrar-se adsorvidas à matéria particulada, por isso, ao remover as partículas os poluentes a elas adsorvidos são igualmente eliminados (USEPA, 1999).

A eficiência de deposição das partículas depende das características da própria partícula (tamanho, configuração) e do fluido (velocidade, densidade, viscosidade), no entanto o tempo de sedimentação é o factor mais importante, podendo as partículas mais finas necessitar de tempos demasiado longos para que deposição ocorra e outras não depositarem sem a presença de um coagulante (USEPA, 1999). Desta forma é referido na bibliografia um limite prático de 10 mg/l de sólidos suspensos totais, abaixo do qual a remoção por sedimentação não deve ser considerada como opção (UDFCD, 1992 em USEPA, 1999).

4.6.2) FLUTUAÇÃO

A flutuação é um processo através do qual se realiza a separação física dos sólidos que se encontram em suspensão na água, promovendo a sua ascensão à superfície. Como no tratamento de águas pluviais não é normal recorrer à introdução de microbolhas para potenciar a ascensão, este processo é apenas usado em substâncias com densidades inferiores às da água. É usado principalmente para separar materiais como papel, poliestireno expandido (vulgo esferovite) e outros de baixa densidade, sendo estes facilmente removidos

manualmente numa fase posterior. Adicionalmente, no caso de substâncias como óleos, gorduras e hidrocarbonetos, devido à sua reduzida densidade, ao revelarem-se à superfície do escoamento e caso exista um local para a sua acumulação, podem ser conseguidos altos níveis de remoção através da flutuação (USEPA, 1999).

4.6.3) FILTRAÇÃO

A filtração é um processo que permite a remoção de partículas, fazendo com que o escoamento passe por um meio poroso. A eficiência deste processo está dependente de diversas variáveis, contudo as principais são a forma e tamanho das partículas, dos poros do meio e a velocidade a que está a ocorrer a filtração (USEPA, 1999).

Os meios usados na filtração podem ser os mais diversos, no entanto, os mais usados são o próprio solo, areia, gravilha, composto, turfa ou então uma combinação destes. Tal como na sedimentação, a remoção das partículas leva a que as substâncias a elas adsorvidas sejam removidas, assim, este processo é capaz de retirar os mesmos compostos que a sedimentação. No entanto, se o meio for maioritariamente de origem orgânica (turfa ou composto) também é possível remover nutrientes solúveis devido à presença de microrganismos nestes materiais (USEPA, 1999).

4.6.4) INFILTRAÇÃO

A Agencia de Protecção do Ambiente dos EUA (USEPA, 1999) afirma que a infiltração é o processo mais eficiente para controlar o escoamento, uma vez que reduz tanto o volume de água descarregado no meio receptor, como minimiza os possíveis impactes associados à quantidade e qualidade que esta poderia causar. A melhoria na qualidade está relacionada com a filtração que ocorre durante a infiltração no solo, por isso as substâncias removidas são as mesmas que no subcapítulo 4.6.3.

4.6.5) ADSORÇÃO

A adsorção é o processo de retenção de partículas à superfície de um sólido devido à atracção entre as moléculas do adsorvente e do fluido (Infopédia, s/ data). Este não é um processo

tipicamente usado por si só. Como se tem vindo a referir, a adsorção ocorre em conjunto com outros processos, auxiliando na remoção dos poluentes durante a ocorrência dos mesmos.

4.6.6) Absorção/Captação Biológica

A absorção biológica dá-se quando os organismos vivos (plantas, algas, fitoplâncton, microrganismos) usam os nutrientes no seu metabolismo, removendo desta forma a sua presença no escoamento (USEPA, 1999).

4.6.7) Degradação

As ligações moleculares de certos contaminantes orgânicos complexos, tais como pesticidas e herbicidas, podem ser quebradas dando origem a compostos menos perigosos. Estas quebras de ligações (degradação) podem resultar de vários fenómenos, nomeadamente como consequência de um processo de volatilização, hidrólise, fotólise ou simplesmente devido à actividade bacteriana (USEPA, 1999).

5
CARACTERIZAÇÃO DA CIDADE DO PORTO

Uma vez que a gestão das águas pluviais depende em muito da zona envolvente, será efectuada uma apreciação geral das características locais mais importantes, intrínsecas à cidade do Porto.

5.1) CARACTERIZAÇÃO GERAL

A cidade do Porto é a segunda maior cidade Portuguesa, localizada na zona norte litoral do continente, abrange uma área total de 41,3 km^2 dentro da qual residem 216 080 habitantes, segundo a última actualização de dados do Instituto Nacional de Estatística (INE) no ano de 2008. Isto corresponde a uma densidade populacional de 5233,6 habitantes/km^2, que no contexto do país, se pode considerar elevada, tendo em conta que a média nacional se encontrava à mesma data, apenas nos 115,4 habitantes/km^2 (INE, 2009).

As características naturais da cidade foram fortemente alteradas pela acção do homem (Noronha, 2005), apresentando actualmente uma superfície extremamente impermeabilizada. A ocupação do solo é desorganizada e irregular, característica que partilha com a maior parte das cidades centenárias, consequência do seu crescimento progressivo e não controlado ao longo dos tempos.

A cidade localiza-se a baixa altitude, variando entre os 0 (zero) e os 155 metros (INE, 2009), a sua morfologia é acidentada, por vezes com declives acentuados (Meireles, 2009; Noronha, 2005), no entanto sem formas de relevo realmente expressivas (Noronha, 2005).

5.2) CLIMA

5.2.1) PRECIPITAÇÃO

O regime da precipitação em Portugal apresenta variações relevantes ao longo do território, verificando-se um aumento da precipitação do interior para o litoral e de Sul para Norte, como se pode observar na figura 34.

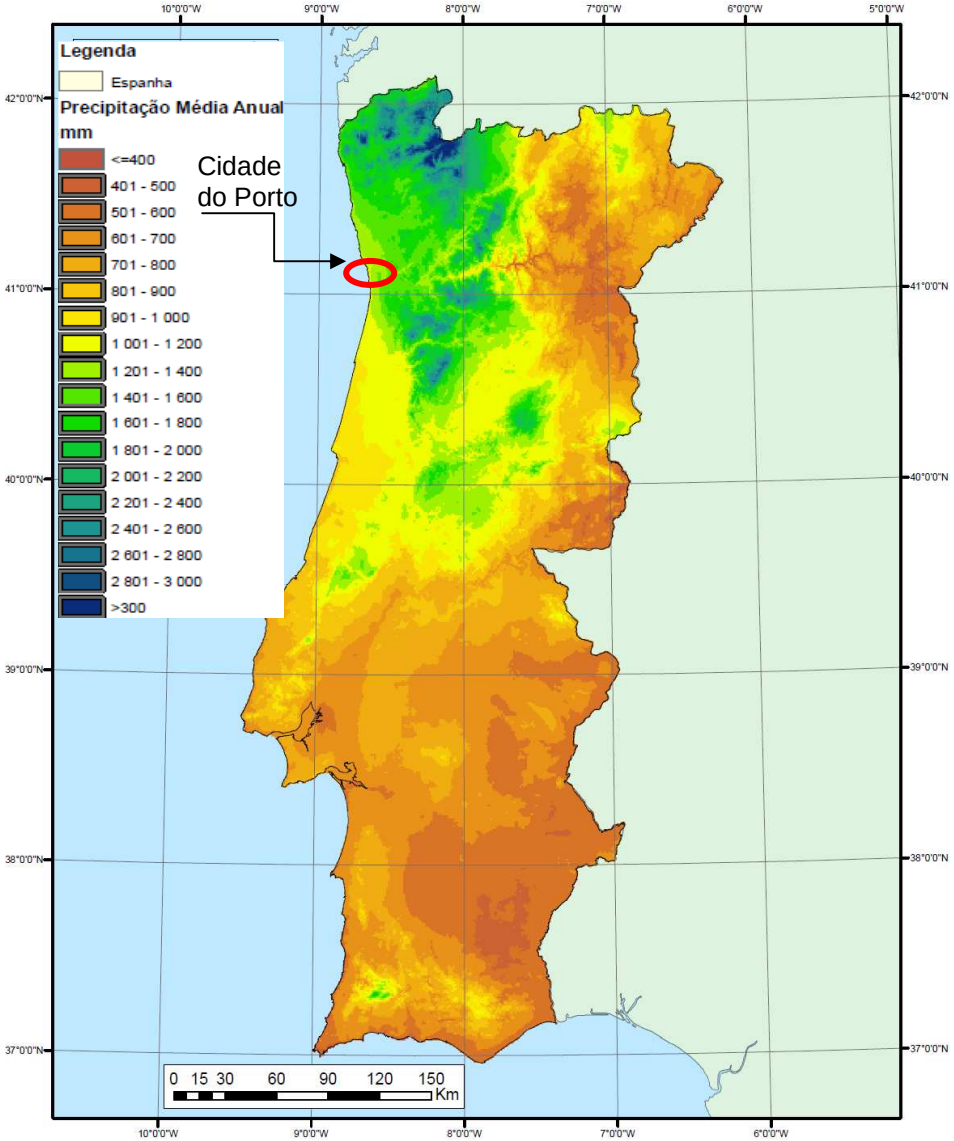


Figura 34: Precipitação média anual em Portugal continental (Adaptado de SNIRH, 2009)

A cidade do Porto estando localizada no litoral Norte de Portugal, encontra-se numa das zonas do país onde a precipitação média anual é maior, tratando-se assim de um local onde a gestão da precipitação é mais importante. Com base nos valores apresentados na figura 35,

disponibilizados pelo Instituto de Meteorologia, referentes à variação das normais[4] de precipitação na cidade, realizadas com dados medidos entre os anos de 1971 e 2000, verifica-se que num ano médio, a precipitação rondará os 1 200 mm (a média das normais de precipitação mensais é de 1 253,5 mm). Como seria de esperar, esta não se distribui uniformemente ao longo do ano, apresentando volumes muito elevados durante os meses de menores temperaturas, e valores insignificantes nos meses mais quentes, como facilmente se constata pela observação do gráfico.

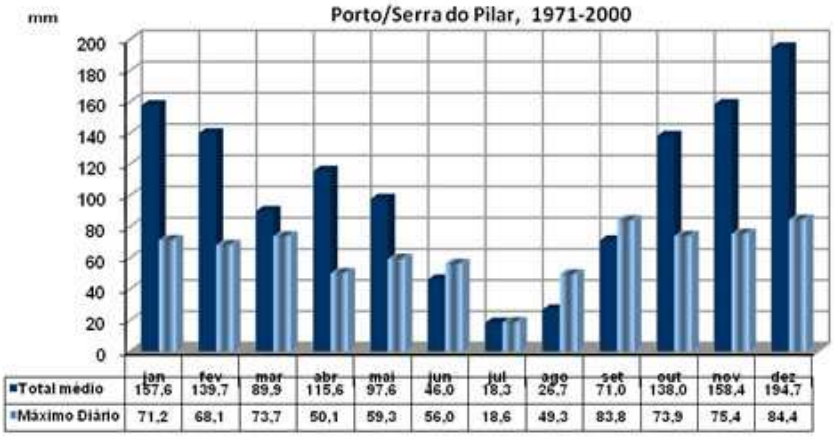
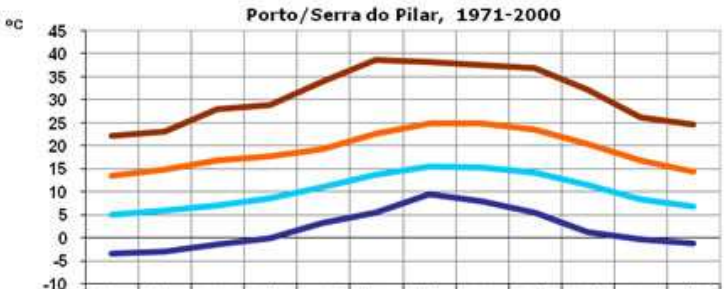


Figura 35: Normais dos valores de precipitação medidos na Serra do Pilar/Porto (Instituto de Meteorologia, 2008a).

5.2.2) TEMPERATURA

A cidade do Porto tem um clima ameno, pelo que as temperaturas se mantêm de forma geral acima dos 0 ºC. Apenas em situações excepcionais e no período mais frio do dia as temperaturas baixam para valores negativos (ver figura 36). Por esta razão, concretamente no Porto, não são relevantes os possíveis efeitos das precipitações sólidas ou os impactes do congelamento da água pluvial no sistema de drenagem das águas pluviais, tal como acontece noutros pontos do globo.

[4] Segundo o Instituto de Meteorologia, IP Portugal "Chama-se normal climatológica de um elemento climático em um local o valor médio correspondente a um número de anos suficiente para se poder admitir que ele representa o valor predominante daquele elemento no local considerado." Tendo a Organização Meteorológica Mundial (OMM) fixado para este fim o período de 30 anos com início no primeiro ano de cada década (Instituto de Meteorologia, 2008b).



	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
Média da Máxima	13,5	14,8	16,8	17,7	19,4	22,8	25,0	25,0	23,7	20,4	16,8	14,4
Média da Mínima	5,0	5,9	7,1	8,6	11,0	13,8	15,5	15,2	14,1	11,5	8,3	6,8
Maior Máxima	22,3	23,2	28,0	28,9	34,1	38,7	38,3	37,6	36,9	32,2	26,3	24,8
Menor Mínima	-3,3	-2,8	-1,3	0,1	3,3	5,6	9,5	8,0	5,5	1,4	-0,3	-1,2

Figura 36: Extremos e normais da temperatura mínima e máxima do ar (Instituto de Meteorologia, 2008a).

5.3) O SISTEMA DE ÁGUAS PLUVIAIS DA CIDADE

O sistema de águas pluviais desenvolveu-se com a cidade, tendo sido progressivamente modificado e ampliado ao longo dos tempos. Curiosamente foi na cidade do Porto que se construiu, na primeira metade do século XX, o primeiro sistema doméstico separativo do país, tendo a sua construção demorado mais de 30 anos (Costa, 1990 em Matos, 2003). Actualmente o sistema de drenagem é maioritariamente separativo.

A responsabilidade pela gestão da rede de drenagem das águas pluviais teve durante muitos anos a cargo da Câmara Municipal do Porto (CMP). No entanto, em Março de 2007, esta responsabilidade foi transferida para a empresa municipal Águas do Porto, EEM (AdP). A incorporação da gestão da rede de águas pluviais, mas também das praias e ribeiras nas actividades na mesma empresa, acrescida à gestão do sistema de abastecimento de água e da rede de drenagem de águas residuais domésticas já praticada pelos antigos Serviços Municipalizados, permite um maior controlo do ciclo urbano da água, garantindo uma melhor gestão dos recursos humanos e financeiros e uma actuação mais rápida e integrada.

Ao longo dos anos a georreferenciação da rede de drenagem de águas pluviais era desenhada sobre a cartografia da cidade. Na AdP encontra-se no arquivo, três conjuntos de mapas, datando os dois últimos dos anos de 1979 e 1992 (não foi possível apurar a data de elaboração dos primeiros). Para facilitar a sua consulta e manipulação, esta informação foi compilada pela AdP e centralizada num sistema informático geográfico, ao qual vão sendo agregadas

todas as alterações e ampliações que se vêm a realizar. O mapa da figura 37 apresenta todo o sistema referenciado até à data.

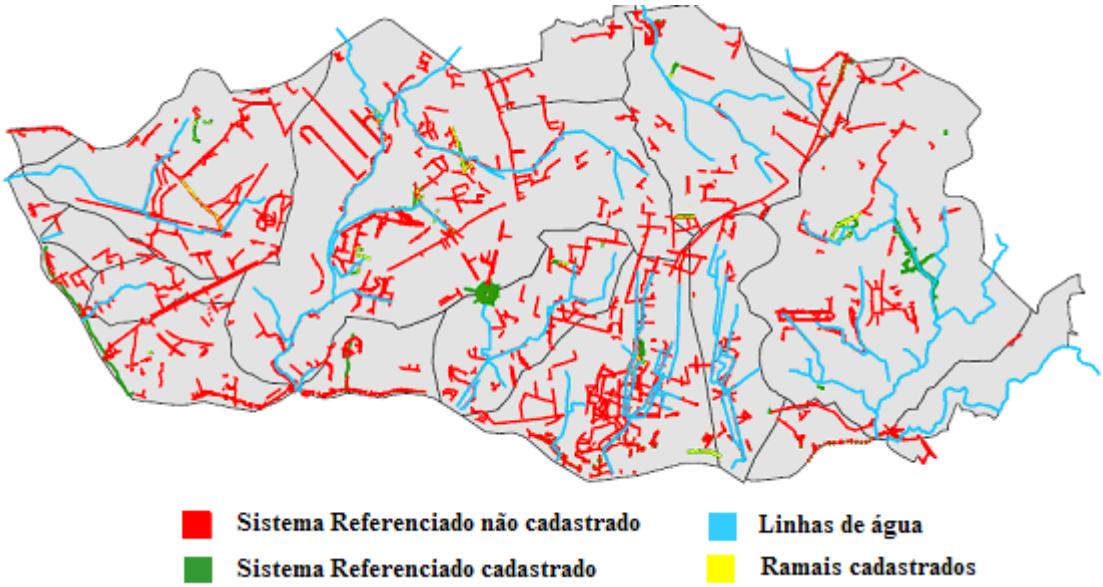


Figura 37: Representação da totalidade do sistema conhecido.

Pela observação da figura 37 constata-se que existe uma grande parte da rede de drenagem de água pluviais que, apesar de referenciada, não se encontra cadastrada, ou seja, o conhecimento das suas características e do estado de conservação é limitado ou inexistente.

O Porto tem um sistema de drenagem de águas pluviais muito extenso, como facilmente se constata pelos múltiplos dispositivos de entrada que se encontram por toda a cidade. Contudo, como se pode ver na figura 37, o sistema conhecido até à data cobre apenas algumas áreas, verificando-se uma grande descontinuidade e falta de interligação nos registos, o que denota um desconhecimento total de parte da rede.

Tendo em conta este desconhecimento e sabendo que a maior parte da rede referenciada não se encontra cadastrada, não é possível conhecer as condições de funcionamento da rede de drenagem de águas pluviais, nem os caudais de água que esta pode transportar neste locais, dificultando assim a sua gestão.

O sistema é maioritariamente tradicional, sendo constituído apenas por dispositivos de recolha (sarjetas/sumidouros/grelhas), ramais de ligação e colectores. A AdP tem realizado nos últimos anos, diversas intervenções de manutenção e melhoria da rede, concretamente, na

ampliação da própria rede de colectores, na reparação de fissuras, na desobstrução de sarjetas, na incorporação de mais dispositivos de entrada e na modelação das margens das linhas de água.

No entanto, geralmente este tipo de intervenções/acções são apenas realizados na sequência de reclamações, quando identificados problemas recorrentes ou no seguimento de aluimentos.

5.4) ZONAS CRÍTICAS

O Porto tem, actualmente, alguns pontos onde se verifica uma acumulação excessiva de águas pluviais em períodos de maior precipitação. Apesar de não existir um registo das zonas críticas da cidade, a partir do testemunho dos funcionários da Adp, do registo de reclamações e de diversas notícias nos jornais sobre cheias e edifícios inundados na cidade, foi possível identificar os seguintes locais:

- Praça Gonçalves Arco
- Campo 24 de Agosto
- Largo António Calém
- Alameda dos Capitães de Abril
- S. Roque da Lameira (Perto da entrada da VCI)
- Campo Alegre
- CDUP
- Várias passagens inferiores

Vale a pena salientar que esta lista não é exaustiva, existindo outros pontos igualmente afectados por inundações frequentes. As zonas inundadas localizam-se normalmente na base de taludes muito inclinados, já que as elevadas velocidades das escorrências nestes locais transportam sedimentos/resíduos, que podem facilmente obstruir os dispositivos de entrada, reduzindo assim a eficácia de captura. A baixa capacidade de drenagem da rede em alguns locais e/ou possíveis roturas das próprias estruturas são também factores responsáveis pela ocorrência destas situações.

5.5) LINHAS DE ÁGUA E ORLA COSTEIRA

A cidade do Porto contém um elevado número de linhas de água, que são o destino final da rede de drenagem de águas pluviais. Como se pode ver na figura 38, a cidade é atravessada por nove ribeiras (Aldoar, Nevogilde, Ervilheira, Granja, Massarelos, Vilar, Poço das Patas, Asprela e Amores) e quatro rios (Frio, da Vila, Torto e Tinto, tendo este último como afluentes dentro dos limites da cidade, as ribeiras Lomba, Vila Meã e Cartes), para além de fazer fronteira com o rio Douro.

O desenvolvimento urbano da cidade conduziu a uma artificialização e degradação das linhas de água, levando à redução da qualidade das águas, à intensificação de episódios de cheia e aluimentos (Meireles, 2009). Grande parte das linhas de água da cidade do Porto foi desviada do seu percurso natural e entubada, tendo-se construído nos seus leitos de cheia (FEUP, 2007 em Meireles, 2009). Para além disso, ao longo do tempo, as ribeiras e rios foram sistematicamente usados para a descarga de águas residuais domésticas e industriais (FEUP, 2007 em Meireles, 2009), provenientes de edifícios com o sistema de saneamento predial indevidamente ligado ao sistema público de drenagem de águas pluviais.

Figura 38: Linhas de água que atravessam a cidade do Porto (Águas do Porto, 2007).

A cidade do Porto possui ainda cerca de quatro quilómetros de linha de costa, contendo actualmente nove praias urbanas (Surfistas, Castelo do Queijo, Homem do Leme, Molhe,

Gondarém, Luz, Ingleses, Ourigo e Pastoras) (Alves, 2009). Estas zonas balneares estão sujeitas a diversas fontes de poluição, sendo a principal, as já referidas ligações de saneamento à rede de águas pluviais. Contudo tanto Alves (2009) como Meireles (2009) estão de acordo quanto ao facto de a poluição por águas pluviais contaminadas (por outras vias para além do contacto com águas residuais) ser também um grande problema. O último afirma ainda que devido às características geográficas e hidrológicas da cidade, a poluição das águas superficiais apresenta especial relevância para a cidade no que respeita à qualidade das água balneares, quer pela sua influência directa nas praias, quer pela sua influência indirecta pela contaminação das diversas linhas de água que eventualmente irão descarregar na costa.

Desde 2007 a AdP tem realizado diversas intervenções no sentido de melhorar a qualidade das zonas balneares da cidade. Neste sentido tem-se investido na ampliação da rede de saneamento, no reforço da ligação de redes prediais à rede pública de saneamento, na requalificação das ribeiras/rios e praias e na sensibilização da população através da realização de acções de educação ambiental (Alves, 2009; Águas do Porto, 2007). Este tipo de intervenções para além de tornar a cidade mais sensível ao uso da água, permite reduzir o volume de resíduos descarregado para as linhas de água, minimizando-se deste modo o risco de cheias, resultante da possível acumulação de resíduos nas zonas entubadas e de difícil acesso.

6

ANTEVISÃO DO FUTURO DAS ÁGUAS PLUVIAIS NA CIDADE

Como já foi referido, o sistema de drenagem de águas pluviais da cidade é muito básico e o seu conhecimento limitado, o que resulta em maus desempenhos em alturas de precipitações intensas, tanto ao nível da gestão dos volumes de água, como ao nível do controlo da qualidade do escoamento.

Para combater este problema, a política actual de gestão necessita de ser reformulada, evoluindo do actual estado um tanto passivo, para uma forma de gestão mais interventiva, contribuindo activamente para a mitigação das consequências adversas que se têm presenciado. Neste sentido, explora-se de seguida uma serie de oportunidades de melhoria, com vista ao aperfeiçoamento da prestação da rede.

No entanto, como nota prévia, existem dois factos importantes no que concerne a este caso. Em primeiro lugar a situação do Porto não é uma situação modelo, os volumes que ocorrem aqui são muitas vezes de grande dimensão, o que inviabiliza frequentemente soluções puramente com base em WSUD. Depois, é preciso ter noção que não é possível prevenir ou controlar todas as cheias, qualquer sistema apresenta caudais máximos para os quais foi dimensionado e concebido, devido a limitações de espaço, custo ou bom senso, não podendo estar preparado para suportar cheias anormalmente grandes.

6.1) IDENTIFICAÇÃO DO SISTEMA E DAS CARACTERÍSTICAS DOS SEUS COMPONENTES

Grande parte do sistema de drenagens de águas pluviais da cidade do Porto é desconhecido e mesmo a parte que se conhece a localização, salvo as obras mais recentes, pouco se sabe

sobre as suas características (diâmetros, profundidades, materiais constituintes). Este é um grande problema na medida que dificulta a percepção do comportamento das águas, limitando assim o planeamento e a execução de todo o tipo de medidas bem como a acuidade das intervenções que se pretendam realizar, por este motivo, é essencial que se faça prontamente o cadastro completo do sistema. As sarjetas/sumidouros são pontos que por se encontrarem à superfície são de fácil identificação, por isso uma abordagem inicial no sentido de detectar estes dispositivos seria em bom ponto de partida. Apenas este passo, passível de ser feito de forma célere, daria automaticamente uma visão aproximada da disposição global do sistema, o que seria um grande avanço desde logo para a criação de planos e estratégias de actuação.

6.2) MANUTENÇÃO E LIMPEZA

Para manter a eficiência desejada do sistema de drenagem de águas pluviais é absolutamente necessária uma manutenção preventiva, regular e planeada de forma a identificar e tratar potenciais problemas antes que estes ocorram e efectuar acções de limpeza das diversas estruturas, para que estas se mantenham desimpedidas de sedimentos e detritos que possam inibir o fluxo normal das águas.

As sarjetas/sumidouros são os pontos mais sensíveis do actual sistema da cidade, devido precisamente à fácil obstrução por sedimentos ou detritos e por isso onde a manutenção é mais necessária, todavia após o cadastro do sistema seria necessário definir um plano de manutenção geral, para definir a regularidade e necessidade de acções de manutenção. Este deve ser realizado tendo em consideração uma combinação entre factos empíricos (nomeadamente o histórico de problemas) e uma análise hidráulica para ter uma noção o mais aproximadamente possível da realidade.

De forma geral a rede é muito antiga, por isso, é previsível que sejam necessárias verbas significativas para manutenção curativa, nomeadamente para o arranjo e substituição de condutas degradadas. Assim, no momento do cadastro deve-se também apurar o estado de conservação das mesmas e definir um plano de actuação, tendo em conta particularmente os impactes adversos que os danos na estrutura possam causar. Isto porque nos casos em que o risco de danos pessoais, materiais ou ambientais for baixo a questão torna-se de menor importância, pois ao contrário do que acontece nas fugas da rede de abastecimento ou saneamento, não existe prejuízo com este tipo de perdas.

6.3) SUBSTITUIÇÃO DE COMPONENTES SUB-DIMENSIONODAS

Actualmente, ainda se encontram na cidade do Porto diversos pontos onde existem problemas de inundações devido ao sub-dimensionamento das condutas no local, fazendo com que durante episódios de pluviosidade mais intensa seja impossível drenar os grandes caudais que chegam de montante, acabando os colectores por entrar em carga, levando eventualmente à inundação dos pontos mais baixos da bacia. Neste sentido, um dos pontos-chave para resolver o problema das cheias localizadas, passará por substituir muitas das condutas existentes por outras de maior dimensão.

Os problemas de sub-dimensionamento não estão unicamente restritos aos colectores, os dispositivos de entrada podem também encontrar-se mal dimensionados ou localizados. Com foi referido no capítulo 2, a eficiência hidráulica deste tipo de dispositivos depende, entre outros factores, da inclinação do terreno. E como se constatou no capítulo 5 a maior parte das zonas criticas estão próximas de declives significativos, o que não significa que os problemas derivem dos dispositivos de entrada, mas poderá ser um factor agravante. Por esta razão, onde se detectem problemas, deve ser analisada a localização, quantidade e características dos dispositivos de entrada, para verificar se efectivamente se pode melhorar a este nível.

6.4) REDE DE BACIAS DE RETENÇÃO

A cidade do Porto possui uma malha extremamente humanizada, não existindo a curto/médio prazo a possibilidade de adaptar as construções de forma a lidar eficientemente com a água das chuvas. Por isso, uma solução alternativa para gerir eficazmente os grandes volumes nas épocas de maior pluviosidade é concentrar as escorrências num conjunto de dispositivos de envergadura considerável, dispersos convenientemente por todo o território. Os únicos dispositivos capazes de satisfazer estes requisitos são as bacias de retenção, pelo que a sua implementação seria importante para a cidade. Esta é a medida estrutural mais importante, sendo talvez a mais óbvia, já que um pouco por todo o mundo, se tem recorrido a este tipo de solução. O grande impedimento a esta solução está no limitado espaço disponível, factor que pode colocar o custo da estrutura num valor muito superior ao que seria aceitável na maioria das localidades. No entanto Neves (s/ data_b) apresenta uma solução parcial para este problema, referindo que na cidade do Porto existem muitos lagos de diferentes dimensões, em

parques, jardins e praças da cidade que já reúnem as condições necessárias para funcionarem como bacias de retenção, podendo ser facilmente integrados na rede de drenagem pluvial.

6.5) ACTUAÇÃO AO NÍVEL DA CONTAMINAÇÃO POR CONTACTO COM A SUPERFÍCIE

Como se referiu, as preocupações actuais ao nível da qualidade das águas pluviais, prendem-se acima de tudo com as ligações de saneamento predial ao sistema público de águas pluviais, principais responsáveis pela poluição das diversas linhas de água e praias da cidade. Apesar disso existem também casos de contaminação por contacto com a superfície que devem ser adereçados prontamente. Por exemplo, depois de grandes chuvadas o troço da ribeira da Asprela, que passa ao largo da Rua do Actor Ferreira da Silva, recebe as escorrências provenientes da auto-estrada A3. Estas estão normalmente poluídas com grandes quantidades de resíduos, principalmente beatas de cigarros e garrafas de água largadas pelos condutores, que acabam por se acumular no leito e margens da ribeira levando à obstrução do canal e à degradação da envolvente (figura 39). Como resultado, têm de ser efectuadas limpezas frequentes, que apenas solucionam o problema momentaneamente, implicando alocações de recursos, principalmente humanos, com os custos inerentes. Para resolver este tipo de problema seria necessário um mecanismo de tratamento primário, capaz de interceptar e armazenar os resíduos antes que estes atinjam a ribeira.

Figura 39: Ribeira da Asprela contaminada com águas pluviais poluídas.

6.6) RECONSTRUÇÃO DA CIDADE

Ao contrário dos outros sistemas de gestão de águas urbanas, o sistema de águas pluviais deverá sobressair muito para além do seu sistema de tubagens, este deve abranger também toda a sua envolvente. O relevo do terreno, o solo, a vegetação e as diversas infra-estruturas presentes numa bacia hidrográfica, interagem em conjunto e determinam a progressão do escoamento. Por esta razão é necessário jogar com todos estes factores, de forma a tornar a cidade mais sensível à água, recorrendo às diversas técnicas de WSUD existentes.

O Porto é uma cidade já muito construída, o que impede a aplicação em toda a sua extensão do conceito de WSUD, nomeadamente das BPPs, no entanto, uma evolução progressiva, se incentivada, pode ser conseguida. Práticas estruturais de baixa envergadura, como sistemas de biorretenção, faixas filtrantes ou telhados com vegetação podem ser facilmente incorporados no ambiente da cidade. Contudo, de forma isolada, os efeitos reais seriam diminutos já que a área de intervenção de cada uma delas é relativamente pequena, porém, se a sua construção for generalizada os resultados ganhariam relevância tanto ao nível da quantidade como da qualidade das águas, reduzindo os problemas associados.

Outra questão com relevância é o aproveitamento da água, apesar de não resolver propriamente nenhum dos problemas que tem vindo a afectar a cidade, é uma forma de aproveitar um recurso que está largamente disponível. Entre os usos de maior dimensão para os quais poderia ser usada, encontram-se a rega dos vários jardins urbanos e de proximidade, a lavagem das ruas e o combate a incêndios.

6.7) OUTRAS MEDIDAS NECESSÁRIAS

Para proceder à optimização do sistema, um dado essencial é a localização dos problemas relevantes. Como tal, a identificação de todos os locais que efectivamente estão a ser afectados pelas águas pluviais e o seu registo em documento oficial seria benéfico. Isto permitiria acompanhar a evolução da situação e desenvolver uma estratégia para a mitigação dos efeitos.

As diversas ligações existentes de redes de saneamento prediais à rede de águas pluviais pública são o factor predominante de contaminação, como tal o trabalho de identificação e

correcção das ligações clandestinas, bem como a ampliação da rede de saneamento devem continuar uma prioridade.

A rede de drenagem de águas pluviais, da mesma forma que a rede de águas residuais encontra-se ainda incompleta, pelo que a sua expansão deverá ser também um ponto capital a focar no desenvolvimento futuro deste sistema.

7
ANÁLISE DO CASO DO CAMPO 24 DE AGOSTO

Fazer uma apreciação com um certo grau de detalhe de todo o sistema de águas pluviais da cidade do Porto seria um trabalho extremamente extenso que não se enquadraria nos limites temporais exigidos para a elaboração desta dissertação. Para além disso, dado o estreito conhecimento actual do mesmo, a análise seria extremamente especulativa e por isso de baixo interesse prático. Por este motivo optou-se por restringir este caso de estudo à zona do Campo 24 de Agosto, já que devido às intervenções aí realizadas, foi possível obter informações que se encontram indisponíveis para os restantes locais identificados como problemáticos.

7.1) Relação do Campo 24 de Agosto com a sua bacia hidrográfica

A bacia hidrográfica do Campo 24 de Agosto é composta por 5 sub-bacias, identificadas na figura 40 por 105, 106, 107, 108 e 109. Todas elas com uma inclinação média na ordem dos 3%, ocupando no total, uma área de 124,4 hectares. Já o Campo 24 de Agosto propriamente dito limita-se a cerca de 0,7 hectares (Noraqua, 2007), ou seja, representa apenas 0,6 % da área total. Isto significa que este local é responsável apenas por uma pequena percentagem do volume total de águas que o atravessam.

Figura 40: Limites das sub-bacias contribuintes para o Campo 24 de Agosto (Noraqua, 2007).

As escorrências pluviais, dependendo da sub-bacia em que são formadas, chegam ao Campo 24 de Agosto por uma de três vias. Os caudais referentes às bacias 107, 108 e 109, ou seja, as escorrências formadas em 70,0 % da área total considerada, afluem pela Rua de Santos Pousada. Por sua vez os caudais formados na bacia 106, referentes a 26,9 % da área total, chegam pela Avenida Fernão de Magalhães. Os caudais da baia 105, cuja dimensão é significativamente mais pequena (apenas 3,2 % do total), afluem ao Campo 24 de Agosto pela Rua Fernandes Tomás, pela Rua de Santo Ildefonso e pela Rua de Coelho Neto (Noraqua, 2007). Uma vez chegadas ao Campo 24 de Agosto, as águas pluviais prosseguem o seu

trajecto em direcção ao Rio Douro, pela Rua do Duque da Terceira (por onde escoa a totalidade das águas geradas nesta bacia hidrográfica).

De forma similar ao resto da cidade, também esta bacia hidrográfica se encontra extremamente urbanizada, possuindo segundo Noraqua (2007) uma área impermeabilizada equivale a cerca de 70% da área total da bacia.

7.2) PROBLEMÁTICA.

A zona do Campo 24 de Agosto é uma das mais afectadas por inundações na cidade do Porto, tendo-se já verificado por vezes, águas a extravasar pelas tampas das caixas de visita e mesmo pelas sarjetas e sumidouros. Esta zona encontra-se num plateau com uma forma ligeiramente côncava, pelo que a sua própria topografia incita à acumulação das águas pluviais que chegam de montante. Para além disso, a sua área representa uma fracção diminuta do total da bacia hidrográfica (0,6%), pelo que os volumes de água que aqui chegam já foram sujeitos a acumulações sucessivas ao longo da bacia. Por aqui passa também a ribeira do Poço das Patas num percurso totalmente entubado, de tal forma que não é possível distinguir a ribeira do sistema entubado de águas pluviais.

Segundo relatos obtidos junto da população local, o problema das inundações foi significativamente agravado desde a construção da estação de metro [esta implicou grandes alterações na rede de águas pluviais]. No entanto, também devido à presença do metro, a resolução deste caso tornou-se mais importante, na medida que durante as chuvadas mais intensas já se detectaram infiltrações que levaram ao condicionamento da estação e mesmo à inibição de passagem do metro.

7.3) O SISTEMA DE ÁGUAS PLUVIAIS DO CAMPO 24 DE AGOSTO

A rede de águas pluviais nesta zona é na sua generalidade muito antiga, não existindo um cadastro da rede, apenas de alguns colectores, no entanto, estudos prévios já referenciaram com grande detalhe esta zona específica. Mesmo assim foram realizadas várias visitas ao local, durante as quais se detectaram alguns erros nos registos, nomeadamente, caixas de

visita mal localizadas ou simplesmente não referenciadas, falsas ligações entre colectores e colectores existentes mas sem registo.

Apesar de ter sido identificada a informação errónea não foi possível obter uma imagem exacta do sistema actual, nomeadamente no que diz respeito às ligações e disposição dos colectores, devido à inacessibilidade dos locais com os meios disponíveis.

A principal conclusão que se retirou destas visitas foi que a actual rede de águas pluviais é extremamente complexa com diversas tubagens e galerias interligados de forma desestruturada, devendo-se esta grande desordem, essencialmente ao facto do sistema ter sido sujeito a várias alterações ao longo dos tempos, modificando significativamente a disposição original.

Para saber com precisão onde se encontram os problemas é necessária uma avaliação global do sistema de drenagem nesta zona. Esta avaliação foi já realizada pela empresa Noraqua (Consultores de engenharia, Lda.) no ano de 2007, no entanto, teve por base a informação existente na altura, que como se viu, contém alguns erros. Porém, devido às referidas falhas nos dados recolhidos, não é possível fazer uma avaliação correcta, pelo que se irá apresentar a já existente, que apesar de não ter por base o sistema tal como ele é na realidade, oferece uma perspectiva muito aproximada do que se passa. Na figura 41 apresenta-se o mapa semelhante ao que serviu de base à avaliação.

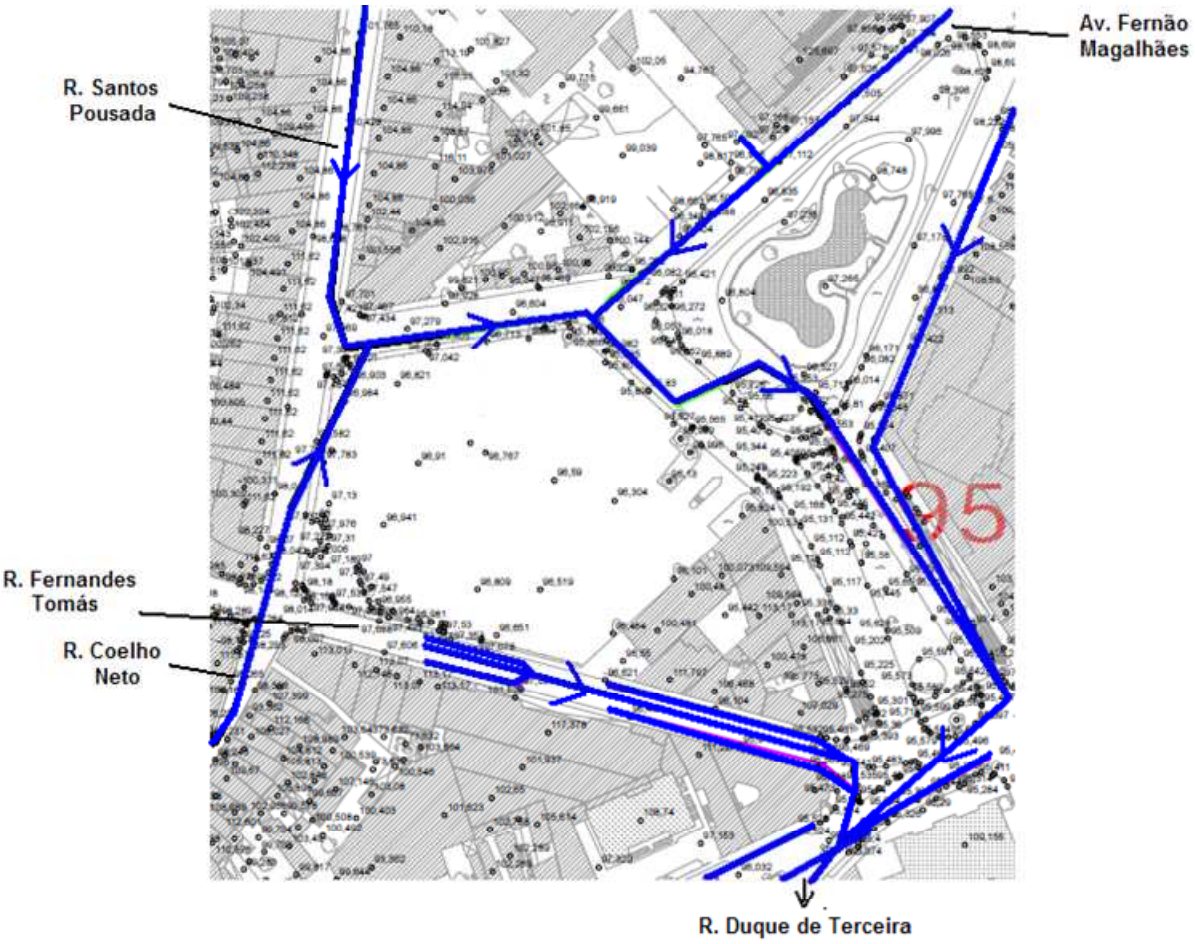


Figura 41: Mapa semelhante ao usado na avaliação dos caudais

Na tabela 3 apresenta-se um quadro resumo com os resultados obtidos em Noraqua (2007). No anexo 6 pode-se ver as características gerais da rede que estiveram na base deste cálculo, onde se inclui entre outros dados, as dimensões, inclinações, extensões e cotas de soleira referentes aos diversos colectores.

Para calcular a capacidade de vazão dos colectores estes assumiram escoamento em superfície livre e secção cheia e para o cálculo dos caudais de cheia usaram o método De Martino recorrendo às curvas IDF apresentadas no RGSPPDADAR (para a Região Pluviométrica A), admitido que: ϕ =0,7 , Ψ =0,6, e que $t_p = t_c = L/180 + 6$ (fórmula encontrada por Noraqua, (2007) para o caso específico do Campo 24 de Agosto), onde o L representa a extensão do maior percurso de colectores em metros e o t_c o tempo de concentração expresso em minutos.

Tabela 3: Resumo dos resultados da avaliação do sistema de drenagem de águas pluviais (a identificação dos colectores foi mantida conforme consta em Noraqua (2007).

colector	U (m/s)	Qv (m^3/s)	A (há)	Qc T=2 anos (m^3/s)	Qc T=5 anos (m^3/s)	Qc T=10 anos (m^3/s)	Qc T=25 anos (m^3/s)	Qc T=50 anos (m^3/s)	Ctm (m)	CPZm T=2 anos (m)	CPZm T=5 anos (m)	CPZm T=10 anos (m)	CPZm T=25 anos (m)	CPZm T=50 anos (m)
1 - 3	3,70	3,84	87,0	4,16	5,54	6,44	7,84	8,30	99,48	99,48	99,48	99,48	99,48	99,48
2 - 3	1,41	1,47	1,4	0,11	0,14	0,16	0,19	0,21	98,00	97,44	97,44	97,45	97,45	97,45
3 - 6	1,80	1,55	88,4	4,22	5,63	6,54	7,97	8,43	97,44	97,44	97,44	97,44	97,44	97,44
4 - 5	2,10	1,35	31,1	1,84	2,44	2,83	3,38	3,61	97,01	97,01	97,01	97,01	97,01	97,01
5 - 6	1,22	1,48	31,1	1,84	2,44	2,83	3,38	3,61	96,28	96,28	96,28	96,28	96,28	96,28
6 - 7	0,90	1,58	119,5	5,71	7,61	8,84	10,77	11,40	96,35	96,35	96,35	96,35	96,35	96,35
7 - A	0,77	1,03	119,5	5,71	7,61	8,84	10,77	11,40	95,10	95,10	95,10	95,10	95,10	95,10
A - B	1,45	1,64	119,5	5,71	7,61	8,84	10,77	11,40	95,60	95,60	95,60	95,60	95,60	95,60
B - C	1,49	1,69	119,5	5,71	7,61	8,84	10,77	11,40	96,45	96,45	96,45	96,45	96,45	96,45
C - D	3,98	4,50	119,5	5,71	7,61	8,84	10,77	11,40	95,93	95,93	95,93	95,93	95,93	95,93
10 - 11	4,25	1,20	2,3	0,16	0,22	0,25	0,29	0,32	99,21	97,76	97,78	97,79	97,81	97,82
11 - D	2,27	0,64	2,3	0,16	0,22	0,25	0,29	0,32	95,51	95,51	95,51	95,51	95,51	95,51
D - E	1,91	3,38	121,8	5,62	7,50	8,72	10,65	11,25	95,51	95,51	95,51	95,51	95,51	95,51
E - CX1	1,76	1,99	121,8	5,62	7,50	8,72	10,65	11,25	95,47	95,47	95,47	95,47	95,47	95,47
14 - 15	2,00	1,23	0,7	0,05	0,07	0,08	0,10	0,10	97,16	95,39	95,41	95,42	95,43	95,43
15 - 17	0,43	0,26	0,7	0,05	0,07	0,08	0,10	0,10	95,61	93,61	94,34	84,63	95,17	95,36
16 - 17	1,22	0,15	0,1	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	95,70	93,86	94,34	94,63	95,17	95,36
17 - 18	0,83	0,75	0,8	0,07	0,09	0,10	0,12	0,13	95,60	93,61	94,34	94,63	95,17	95,36
18 -20	0,74	0,87	0,8	0,07	0,09	0,10	0,12	0,13	95,67	93,61	94,34	94,63	95,17	95,36
19 - CX1	0,71	0,33	0,1	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	95,42	94,45	95,21	95,42	95,42	95,42
CX1 - CX2	2,96	5,22	121,9	5,62	7,50	8,73	10,66	11,26	95,55	94,45	95,21	95,55	95,55	95,55
CX2 - CX3	3,31	5,85	121,9	5,62	7,50	8,73	10,66	11,26	95,60	93,91	94,80	95,25	95,60	95,60
21 - 23	0,52	0,24	0,1	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	95,70	94,63	94,65	94,69	95,26	95,46
22- 23	1,06	0,56	1,7	0,12	0,16	0,18	0,22	0,23	97,11	95,30	95,36	95,39	95,44	95,56
23 - 20	3,43	0,67	1,8	0,13	0,17	0,19	0,23	0,25	96,15	94,63	94,65	94,69	95,26	95,46
20 - CX3	0,89	1,04	2,6	0,19	0,24	0,28	0,33	0,36	95,80	93,61	94,34	94,63	95,17	95,35
CX3 - 25	3,20	7,09	124,5	5,56	7,42	8,64	10,58	11,16	95,57	93,61	94,34	94,62	95,17	95,35
25	-	-	-	-	-	-	-	-	94,54	92,88	93,54	93,54	93,54	93,54

U representa a velocidade do escoamento, **Qv** o caudal de vazão, **A** a área drenada por cada colector, **Qc** o caudal de cheia, **Ctm** a cota do terreno na câmara a montante e **CPZm** a cota piezométrica a montante.

Pela observação da tabela 3, facilmente se constata que grande parte da rede se encontra subdimensionada, verificando-se na grande maioria dos colectores, principalmente aqueles que transportam caudais elevados, que a capacidade de vazão é largamente ultrapassada pelo caudal de cheia para o menor período de retorno considerado (2 anos). Outro facto interessante que se constata é que os novos colectores instalados devido à estação do metro, identificados na tabela por letras (denominação CX incluída), são sem excepção, incapazes de lidar com os caudais que lhes chegam nos episódios de pluviosidade mais intensa.

Para além dos colectores apresentados na tabela 3, existem outros de pequenas dimensões que transportam as águas pluviais provenientes das casas e dos órgãos de entrada existentes até aos colectores principais. Esta pequena rede, chamada de rede "superficial", é a via por onde ocorrem os transbordamentos das sarjetas e sumidouros. No entanto, Noraqua (2007) confirmou que estes são induzidos pela insuficiência da rede principal, afirmando que, se esta insuficiência for resolvida, a rede "superficial" será eficaz para chuvadas com períodos de retorno até 100 anos. O contributo global desta rede é extremamente diminuto (cerca de 0,1 m^3/s para chuvadas com período de retorno de 50 anos), ainda assim, na tabela 3, estas contribuições foram incluídas nos pontos de entrega na rede principal.

7.4) NOVA ABORDAGEM NO CÁLCULO DOS CAUDAIS DE PONTA DE CHEIA

Noraqua (2007) para determinar os caudais de ponta de cheia recorreu à equação (8) (Método De Martino), servindo-se para isso das intensidades de precipitação obtidas por sua vez através da equação (1) (curva IDF), usando como parâmetros **a** e **b** os valores presentes no anexo 1 referentes à Região pluviométrica A. No entanto, tal como disposto no artigo 128º do RGSPPDADAR, estes valores devem ser apenas usados na ausência de dados adequados. Contudo para a cidade do Porto existem já dados específicos que podem ser usados, por isso neste subcapítulo, analisou-se as implicações que esta mudança nos parâmetros das curvas IDF poderá ter nos caudais que chegam ao Campo 24 de Agosto.

Na tabela 4 transcreve-se do anexo 2 os valores dos parâmetros **a** e **b** determinados por Matos e Silva (1989) para o caso particular do Porto.

Tabela 4: Valores dos parâmetros **a** e **b** das curvas IDF para a cidade do Porto.

	T (anos)					
	2	5	10	20	50	100
A	209,89	268,6	303,74	334,95	372,82	399,66
B	-0,606	-0,613	-0,617	-0,619	-0,622	-0,624

Com base nestes parâmetros e recorrendo mais uma vez às expressões (1) e (8) determinou-se respectivamente, as novas intensidades de precipitação e os caudais de ponta de cheia para o Campo 24 de Agosto. Na tabela 5 apresentam-se os valores obtidos, em conjunto com os calculados pela Noraqua (2007). É de notar que todas as outras variáveis foram mantidas, ou seja, foi considerou-se que: $\Psi = 0{,}6$, $\phi = 0{,}7$, $A = 124{,}4\,ha$ e $t_p = t_c = 18\,\min$.

Tabela 5: Intensidades de precipitação e caudais de ponta de cheia com base nas curvas IDF para a Região Pluviométrica A e para a cidade do Porto.

T (anos)	Curvas IDF da Reg. Pluv. A			Curvas IDF do Porto		
	I (mm/h)	I (m^3/(há.s))	Q_p (m^3/s)	I (mm/h)	I (m^3/(há.s))	Q_p (m^3/s)
2	38,25	0,106	5,56	36,42	0,101	5,29
5	51,08	0,142	7,42	45,67	0,127	6,63
10	59,47	0,165	8,64	51,05	0,142	7,41
20	67,10[5]	0,186[5]	9,74[5]	55,97	0,155	8,12
50	76,87	0,214	11,16	61,76	0,172	8,96
100	84,21	0,234	12,23	65,83	0,183	9,55

Com base nos caudais de ponta de cheia da tabela 5 elaborou-se um gráfico comparativo entre as duas series, visível na figura 42, e achou-se o desvio dos valores calculados pela Noraqua (2007) em relação aos aqui obtidos, cujos resultados estão presentes na tabela 6.

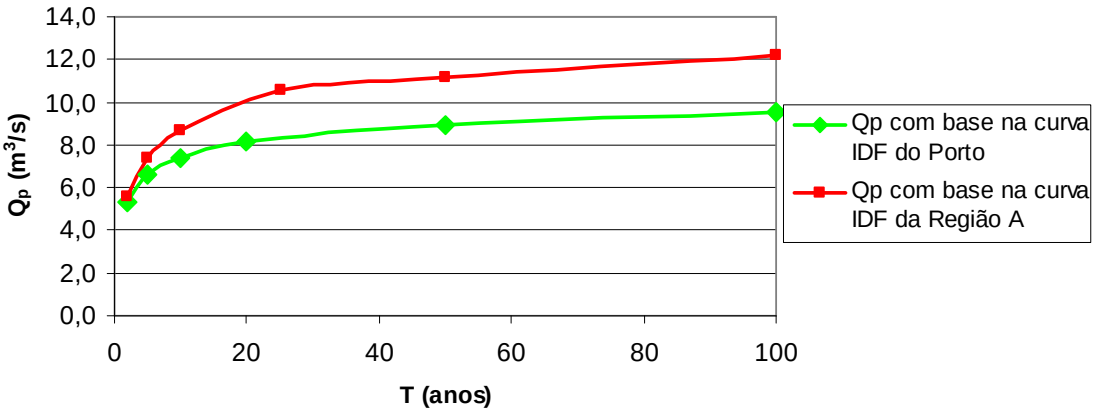


Figura 42: Comparação entre os Q_p calculados com base nas curvas IDF e da Região A e do Porto.

[5] Noraqua (2007) no seu estudo incluiu o Qp para T=25 anos, no entanto, para este período de retorno não existem valores tabelados dos parâmetros a e b no regulamento nem em qualquer outra bibliografia consultada, por isso, para efeitos da determinação dos desvios descartou-se este Qp e determinou-se nas mesmas condições o homologo para T=20anos.

Tabela 6: Desvio dos valores de $\mathbf{Q_p}$ calculados com as curvas IDF da Região A em relação aos $\mathbf{Q_p}$ calculados com as curvas IDF do Porto.

T (anos)	2	5	10	20	50	100
Desvio (%)	5,2	11,9	16,6	19,9	24,5	28,0

Pela visualização da figura 42 facilmente se repara que os caudais de ponta de cheia determinados com base nas curvas IDF específicas para a cidade do Porto são na realidade significativamente menores aos obtidos usando as curvas IDF correspondentes à Região A (que na realidade foi a determinada por Matos e Silva (1989) para Lisboa). Esta constatação tem uma importância fulcral, já que permite colocar em perspectiva a problemática existente nesta zona. Se que os caudais que passam por este local são menores do que o que se previa até agora, implica que as intervenções necessárias para solucionar os problemas de inundações poderão ser também elas menos extensas e por isso menos dispendiosas. Observando a tabela 6 repara-se ainda que o desvio entre os caudais é relativamente reduzido para períodos de retorno pequenos, aumentando à medida que o tempo de retorno aumenta, o que significa que os caudais evoluem de forma mais lenta que o admitido por Noraqua (2007).

Para calcular os caudais de ponta de cheia para outros períodos de retorno que não os tabelados e uma vez que as expressões (2) e (3) propostas por Neves (1989, em Neves, s/data) não podem ser aplicadas a curvas IDF que não as correspondentes às três regiões pluviométricas, determinou-se uma expressão de aplicação exclusiva a este caso (totalidade de águas pluviais que atingem o Campo 24 de Agosto), que permite obter os caudais para períodos de retorno intermédios.

Observando a disposição gráfica dos caudais, facilmente se detecta uma evolução quase logaritmica, por isso, aproximou-se uma linha de tendência deste tipo conforme representado na figura 43.

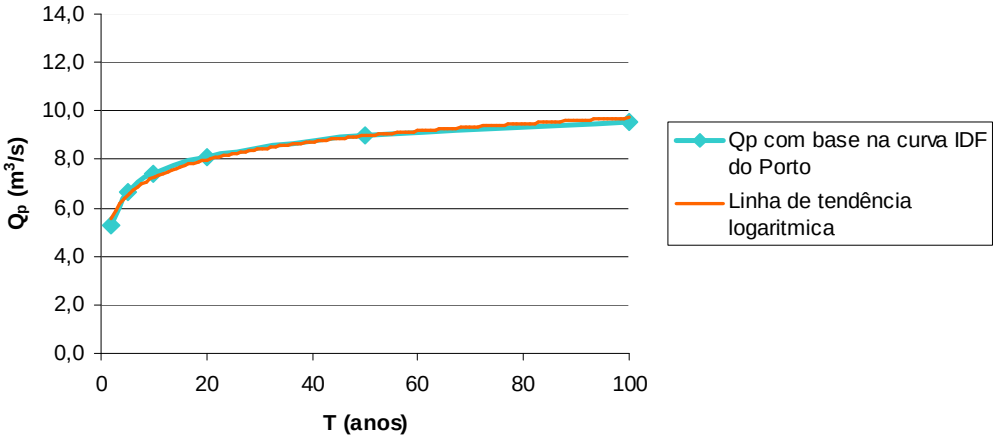


Figura 43: Aproximação de uma linha de tendência logaritmica aos Q_p calculados com a curva IDF do Porto.

Desta forma foi possível encontrar a seguinte relação que coloca o caudal de ponta (m^3/s) directamente em função da variável T (anos) para este caso específico.

$$Q_p = 1{,}0716 \cdot \ln(T) + 4{,}7819 \qquad (12)$$

Esta linha de tendência apresenta um coeficiente de determinação, $r^2 = 0{,}9885$, contudo para verificar em termos práticos o erro dos valores por ela obtidos construiu-se a tabela 7.

Tabela 7: Determinação do erro decorrente do uso da formula (12).

T (anos)	2	5	10	20	50	100
Q_p (IDF Porto) (m^3/s)	5,29	6,63	7,41	8,12	8,96	9,55
Q_p (fórmula (12)) (m^3/s)	5,52	6,51	7,25	7,99	8,97	9,72
Variação (m^3/s)	0,23	-0,12	-0,16	-0,13	0,01	0,17
Erro (%)	4,4	1,9	2,2	1,6	0,2	1,7

É possível constatar pela figura 43 que a aproximação da linha de tendência logaritmica traduz bastante bem a evolução dos caudais de ponta em função dos tempos de retorno. Sendo esta constatação comprovada pelo facto do coeficiente de determinação obtido apresentar um valor muito próximo da unidade.

Pela análise da tabela 7 verifica-se que os erros são bastante baixos, apenas o valor para T= 2 anos apresenta uma maior discrepância. Porém, atendendo a que nestes cálculos estão incluídas variáveis de difícil definição como os coeficientes de escoamento e armazenamento ou até mesmo o tempo de concentração, confirma-se que a equação (12) traduz com precisão a totalidade dos caudais de ponta de cheia que chegam à zona do Campo 24 de Agosto.

7.5) PROPOSTAS PARA A RESOLUÇÃO DOS PROBLEMAS

Existem já 2 estudos que apresentaram propostas para a resolução da problemática do Campo 24 de Agosto, Noraqua (2007) apresentou cinco propostas e Ferreira Lemos Engenharia (2009) apresentou uma. Nesta dissertação pretende-se analisar outras hipóteses, baseadas numa abordagem diferente ao que tem sido apresentado.

7.5.1) PROPOSTAS JÁ DESENVOLVIDAS

Neste subcapítulo pretende-se apenas apresentar de forma muito sucinta as propostas já existentes bem como as vantagens e inconvenientes que as diferenciam. A identificação das diversas estruturas constituintes destas propostas apresenta-se tal como se encontra nos respectivos estudos.

Na proposta 1 da Noraqua são alterados todos os colectores que transportam os principais caudais que atravessam o Campo 24 de Agosto, fazendo a ligação das águas que chegam pela Av. Fernão Magalhães às que afluem pela R. de Santos Pousada seguindo depois por esta até à R. Fernandes Tomás, ligando posteriormente à R. Duque de Terceira até ao cruzamento com a R. de Rodrigues de Freitas. Na figura 44 apresenta-se a disposição das intervenções da proposta e na tabela 8 as suas propriedades.

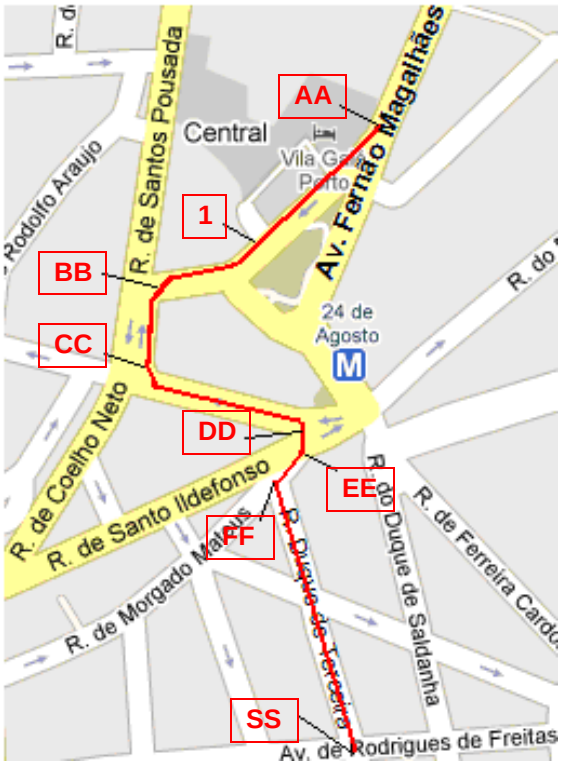


Figura 44: Intervenções da proposta 1.

Tabela 8: Propriedades físicas dos colectores da proposta 1.

Colector	Altura	Largura	Diâmetro	Extensão	Inclinação
	(m)	(m)	(mm)	(m)	(m/m)
AA – 1	-	-	1200	114,0	0,0259
1 – BB	2,00	1,00	-	100,0	0,0030
BB – CC	2,00	2,50	-	63,0	0,0030
CC – DD	2,00	2,50	-	169,0	0,0030
DD – EE	2,00	2,50	-	20,0	0,0030
EE – FF	2,00	2,50	-	34,0	0,0030
FF – SS	2,00	1,50	-	220,0	0,0107

Na proposta 2 da Noraqua tanto as águas que chegam pela Av. Fernão Magalhães como pela R. de Santos Pousada são encaminhadas por baixo do parque de estacionamento até à R. Fernandes Tomás seguindo posteriormente um percurso semelhante à proposta 1. Na figura 45 e na tabela 9 ilustra-se esta proposta.

Figura 45: Intervenções da proposta 2.

Tabela 9: Propriedades físicas dos colectores da proposta 2.

Colector	Altura	Largura	Diâmetro	Extensão	Inclinação
	(m)	(m)	(mm)	(m)	(m/m)
MM – 2	-	-	1500	52,0	0,0269
2 – OO	-	-	1500	21,0	0,0548
NN – 1	-	-	1200	114,0	0,0259
1 – OO	-	-	1500	40,0	0,0137
OO – PP	2,00	2,50	-	173,0	0,0040
PP – QQ	2,00	2,50	-	20,0	0,0030
QQ – RR	2,00	2,50	-	34,0	0,0030
RR – SS	2,00	1,50	-	220,0	0,0107

Na proposta 3 da Noraqua a junção das águas provenientes da R. de Santos Pousada e da Av. Fernão Magalhães dá-se apenas a jusante do Campo 24 de Agosto à entrada na R. Morgado Mateus, Neste caso, ao contrário dos anteriores, não se prevê a construção de um percurso continuo de colectores, recorrendo-se em parte ao já existente para o escoamento dos caudais provenientes da Av. Fernão Magalhães. Na figura 46 e tabela 10 apresenta-se esta proposta.

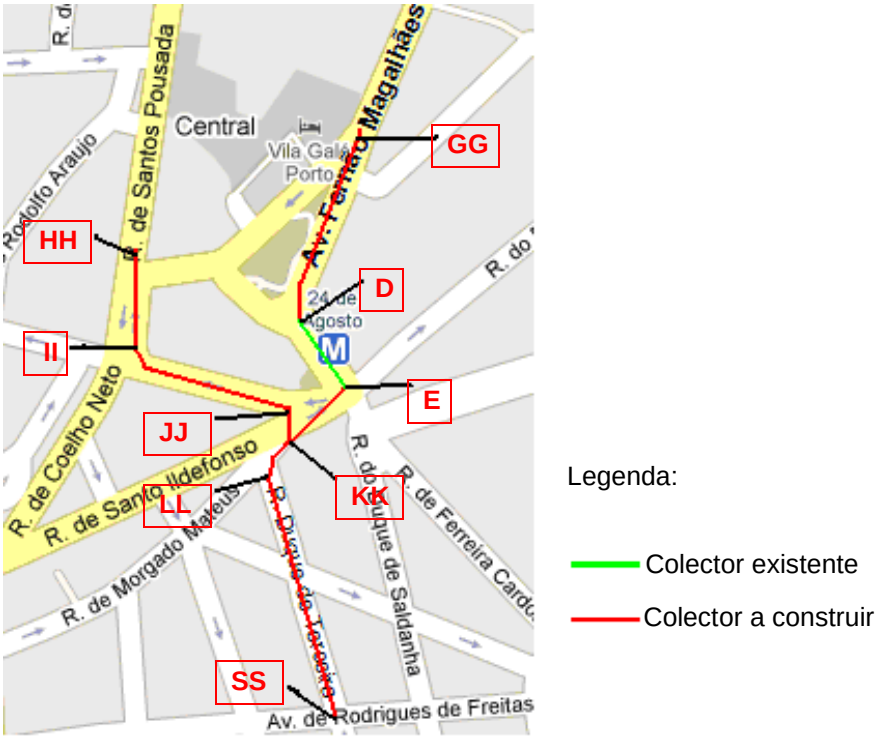


Figura 46: Intervenções da proposta 3.

Tabela 10: Propriedades físicas dos colectores da proposta 3.

Colector	Altura	Largura	Diâmetro	Extensão	Inclinação
	(m)	(m)	(mm)	(m)	(m/m)
HH – II	1,00	1,00	-	78,0	0,0090
II – JJ	2,00	1,50	-	163,0	0,0110
JJ – KK	2,00	1,50	-	20,0	0,0120
KK – LL	2,00	2,50	-	34,0	0,0030
LL – SS	2,00	1,50	-	220,0	0,0110
GG – D	-	-	1200	165,0	0,0306
E – KK	-	-	1200	57,1	0,0025

A proposta 4 da Noraqua é em grande medida semelhante à proposta 1. A única diferença relevante está no ponto de entrega, que neste caso se localiza no cruzamento da R. Morgado Mateus com a R. Duque da Terceira, eliminando assim a intervenção nesta última rua. Para além disso existem outras alterações ligeiras ao nível das dimensões dos colectores, no entanto, o traçado destes mantém-se tal como na proposta 1. Na figura 47 e na tabela 11 ilustra-se esta proposta.

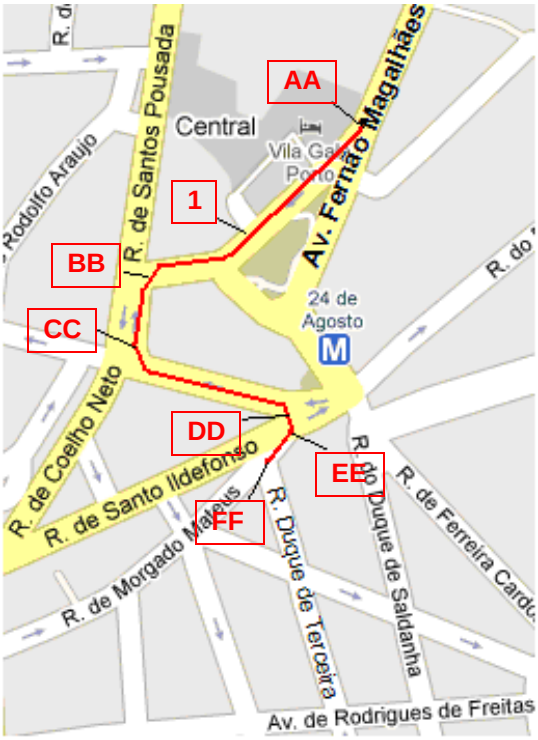
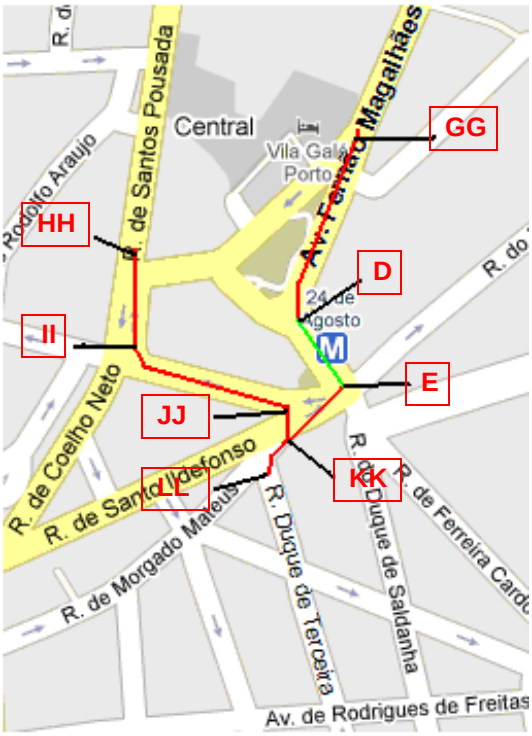


Figura 47: Intervenções da proposta 4.

Tabela 11: Propriedades físicas dos colectores da proposta 4.

Colector	Altura	Largura	Diâmetro	Extensão	Inclinação
	(m)	(m)	(mm)	(m)	(m/m)
AA - 1			1000	114,0	0,0259
1 - BB			1500	100,0	0,0030
BB - CC	2,00	2,50	-	63,0	0,0030
CC - DD	2,00	2,50	-	169,0	0,0030
DD - EE	2,00	2,50	-	20,0	0,0030
EE - FF	2,00	2,50	-	34,0	0,0030

A proposta 5 da Noraqua é por sua vez muito semelhante à proposta 3, sendo a única diferença relevante, mais uma vez, o ponto de entrega antecipado para o cruzamento da R. Morgado Mateus com a R. Duque da Terceira, existindo também algumas variações nas dimensões dos colectores em relação à proposta 3. Na figura 48 e tabela 12 expõe-se esta proposta.



Legenda:

Colector existente

Colector a construir

Figura 48: Intervenções da proposta 5.

Tabela 12:Propriedades físicas dos colectores da proposta 5.

Colector	Altura	Largura	Diâmetro	Extensão	Inclinação
	(m)	(m)	(mm)	(m)	(m/m)
HH – II	2,00	1,00	-	78,0	0,0090
II – JJ	2,00	1,00	-	163,0	0,0110
JJ – KK	2,00	1,50	-	20,0	0,0120
KK – LL	2,00	2,50	-	34,0	0,0030
GG – D	-	-	1000	165,0	0,0306
E – KK	-	-	1200	57,1	0,0025

Por fim, a proposta de Ferreira Lemos Engenharia (2009) ao contrário das anteriores tem em consideração, não todas as águas afluentes ao Campo 24 de Agosto, mas apenas aquelas que chegam pela R. de Santos Pousada. De resto, no geral, a configuração apresenta-se muito semelhante à maioria das restantes propostas. Na figura 49 e na tabela 13 ilustra-se esta proposta.

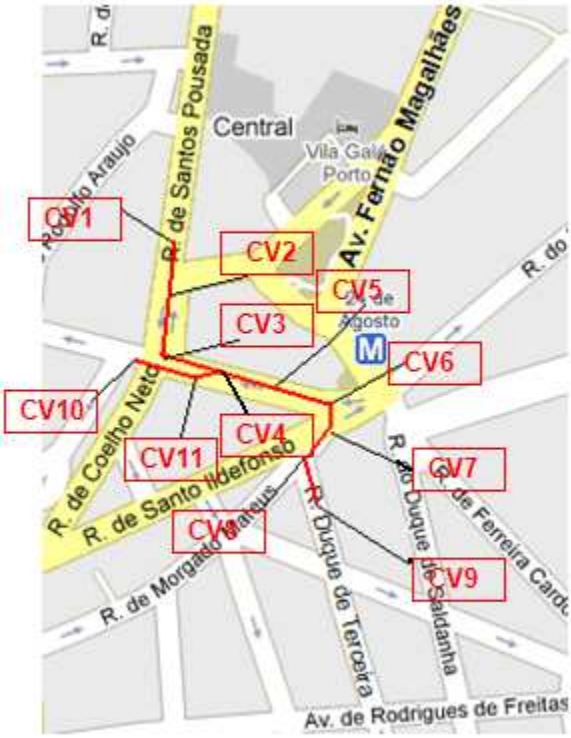


Figura 49: Intervenções da proposta de Ferreira Lemos.

Tabela 13: Propriedades físicas dos colectores da proposta 5.

Colector	Altura (m)	Largura (m)	Diâmetro (mm)	Extensão (m)	Inclinação (m/m)
CV1 – CV2	2,00	1,00	-	36,86	0,0080
CV2 – CV3	2,00	1,00	-	56,50	0,0080
CV3 – CV4	-	-	1500	31,81	0,0169
CV4 - CV5	-	-	1500	58,00	0,0115
CV5 - CV6	-	-	1500	56,22	0,0163
CV6 - CV7	-	-	1500	15,24	0,0092
CV7 - CV8	-	-	1800	19,03	0,0076
CV8 - CV9	-	-	1800	7,86	0,0302
CV10 - CV11	-	-	800	36,27	0,0076

Entre as propostas 1 e 4 e as propostas 3 e 5 a questão resume-se simplesmente à opção de reforçar ou não os colectores existentes na R. Duque de Terceira. Esta é a única via pela qual as águas escoam do Campo 24 de Agosto, e apesar de já apresentar dimensões consideráveis,

a sua capacidade de vazão é limitada em relação aos caudais máximos que poderão ser gerados pelas chuvadas com períodos de retorno maiores, pelo que a sua reabilitação traria vantagens a este nível. Por outro lado, como é evidente, esta obra faz com que o custo do projecto aumente (os custos efectivos não foram calculados pela Noraqua).

As propostas 1 e 4 diferenciam-se das 3 e 5 pelo percurso usado para transportar as afluências provenientes da Av. Fernão Magalhães, as primeiras, têm a vantagem de desviar estas águas do Campo 24 de Agosto, reduzindo assim o risco de inundação naquele local. Por outro lado, as segundas tiram partido da rede já existente, pelo que os custos serão minimizados.

A proposta 2 permite uma maior economia na extensão do traçado em relação ao que acontece com as restantes propostas, o que implica menores custos materiais. Adicionalmente, como grande parte do traçado se localiza fora das vias, as repercussões no trânsito durante a sua construção serão minimizadas. Todavia, a aplicação de estruturas de drenagem neste terreno poderá afectar os futuros usos que se poderão dar ao espaço.

A solução apresentada por Ferreira Lemos Engenharia (2009) ao focar apenas nas águas afluentes pela R. Santos Pousada negligencia as águas que chegam pela Av. Fernão Magalhães, como tal, os problemas identificados nos colectores que transportam estas águas continuariam por resolver.

É ainda importante referir que nenhuma das propostas até agora apresentadas é suficiente para lidar com os caudais gerados por chuvadas com períodos de retorno relativamente elevados (superiores a 20 anos). Isto deve-se ao facto de estarem sempre limitadas pela capacidade da rede a jusante da secção considerada.

7.5.2) NOVA PROPOSTA

Todas as soluções apresentadas até agora limitam-se ao redimensionamento das tubagens por forma a facilitar a passagem das águas, contudo, como já se viu nesta dissertação, existem outra formas de actuação, o aumento da infiltração e da retenção são também importantes. Neste caso específico, devido à grande discrepância entre os caudais de cheia e a capacidade de vazão, é evidente que a resolução do problema não poderá fugir ao aumento da capacidade da rede entubada, ainda assim, a inclusão de técnicas de WSUD é possível.

O facto desta bacia hidrográfica estar já extremamente urbanizada, torna a aplicação de BPPs a curto prazo irreal, adicionalmente, as grandes dimensões dos caudais que por aqui passam e a escassez de espaço livre limitam em grande extensão as BMPs que se poderá aplicar. Neste sentido a bacia de retenção é aparentemente a única estrutura capaz de surtir efeitos significativos, por isso a proposta que se segue terá isto em atenção.

7.5.2.1) Localização da bacia de retenção

Para aplicação de uma estrutura deste tipo há que ultrapassar a questão das necessidades de terreno. Com isto em vista, identificaram-se dentro da bacia hidrográfica do Campo 24 de Agosto três locais possíveis.

O primeiro, ilustrado na figura 50, está geograficamente próximo do Campo 24 de Agosto (cerca de 400 m) e apresenta uma grande área. Este local tem também a vantagem de estar posicionado de forma adjacente tanto à Av. Fernão Magalhães como à R. de Santos Pousada, responsáveis por transportar a maior parte das escorrências que chegam ao Campo 24 de Agosto (correspondentes às sub-bacias 106, 107, 108 e 109). Por outro lado, esta área é seccionada por diversas estruturas já existentes, o que cria grande descontinuidade no terreno e limita o seu aproveitamento para o uso que se pretende.

Figura 50: Local possível para a instalação de uma bacia de retenção.

Outro local possível é o apresentado na figura 51, que para além de possuir uma área de grandes dimensões, ao contrário do anterior não é actualmente dividido por nenhum tipo de estrutura. Contudo, devido à sua localização na extremidade oposta da bacia em relação ao

Campo 24 de Agosto, as águas pluviais passíveis de ser desviadas para este local são apenas uma pequena fracção do total.

Figura 51: Local possível para a instalação de uma bacia de retenção.

Por último, apresenta-se na figura 52 mais uma hipótese, que tal como as anteriores, apresenta uma área elevada. Actualmente todo este terreno é explorado pela CMP como parque de estacionamento. Este local faz fronteira com o Campo 24 de Agosto e praticamente todos os colectores de águas pluviais passam na sua proximidade antes de atingir a zona afectada por inundações, o que significa que de forma relativamente simples se poderá fazer o desvio destas escorrências.

Figura 52: Local possível para a instalação de uma bacia de retenção.

Tendo em consideração o que foi apresentado, escolheu-se como melhor local para a instalação de uma bacia de retenção o parque de estacionamento. No entanto, devido à sua localização numa zona densamente urbanizada, uma bacia à superfície poderia trazer problemas de segurança e impediria o seu uso como parque de estacionamento, pelo que se decidiu que a bacia seria enterrada.

7.5.2.2) Dimensionamento da bacia de retenção

Para começar a dimensionar a bacia de retenção, a primeira coisa a definir são quais os caudais que vão drenar para esta estrutura. Dado o posicionamento do parque de estacionamento, verifica-se que facilmente poderão ser desviados os caudais provenientes da R. Santos Pousada, da R. Coelho Neto e do colector principal da Av. Fernão Magalhães. Estas três proveniências transportam segundo Noaqua (2007) as águas de 119,5 *ha* dos 124,4 *ha* que constituem a bacia hidrográfica, ou seja, cerca de 96 % da área total.

Recorrendo ao método simplificado/Holandês (fórmula 9) determinou-se uma matriz, visível na tabela 14, onde os volumes necessários à bacia de retenção são apresentados simultaneamente em função do caudal efluente da bacia e do período de retorno. Na fórmula considerou-se então uma área drenada de 119,5 ha, um coeficiente de escoamento, $\phi = 0{,}7$ e os parâmetros **a** e **b** das curvas IDF da cidade do Porto. Adicionalmente, para ficar em concordância com os restantes cálculos efectuados nesta dissertação, incluiu-se o coeficiente de armazenamento $\Psi = 0{,}6$, a multiplicar pelo coeficiente de escoamento.

Tabela 14: Matriz de volumes (m^3) necessários à bacia de retenção em função do caudal efluente, e do período de retorno, T.

Qe (m^3/s)	Qs (mm/min)	T (anos)					
		2	5	10	20	50	100
2	0,239	3323	4809	5748	6658	7776	8591
3	0,359	2553	3723	4469	5188	6078	6729
4	0,478	2118	3104	3738	4346	5103	5658
5	0,598	1832	2697	3254	3788	4456	4946
6	0,717	1627	2403	2906	3386	3989	4432
7	0,837	1472	2180	2641	3080	3632	4038
8	0,956	1349	2004	2431	2837	3349	3726

Para minimizar as dimensões da bacia de retenção e consequentemente os custos de construção é importante que o caudal de saída da bacia seja o mais elevado dentro do

possível. Por este motivo interessa que a entrega das águas ocorra a jusante do Campo 24 de Agosto, no cruzamento da R. Morgado Mateus com a R. Duque de Terceira, já que esta última, segundo o que consta na tabela 3 (colector CX3 - 25), possui uma capacidade de vazão muito superior às tubagens que a precedem (7,09 m^3/s).

A R. Duque de Terceira é o único ponto de passagem das águas para jusante, passando por aí a totalidade das águas geradas na bacia hidrográfica do Campo 24 de Agosto, como tal, o caudal efluente máximo da bacia de retenção será igual à capacidade de vazão desta rua subtraído do caudal que é gerado na área não afectada pela bacia de retenção (cerca de 4%). Na tabela 15 exprime-se este cálculo.

Tabela 15: Cálculo do caudal efluente ideal da bacia de retenção.

T Anos	I (mm/h)	Qc (m^3/s)	7,09 – 0,04Qc (m^3/s)
2	36,42	5,29	6,88
5	45,67	6,63	6,82
10	51,05	7,41	6,79
20	55,97	8,12	6,77
50	61,76	8,96	6,73
100	65,83	9,55	6,71

Tendo em conta a que as inundações no Campo 24 de Agosto perturbam não só a população local mas também toda a cidade, aquando da afectação da paragem do metro, faz com que exista a necessidade de uma solução definitiva. Por este motivo considera-se que o dimensionamento deverá ser realizado para um período de retorno de 100 anos.

No entanto, a galeria desta rua é constituída por alvenaria, por isso não deverá nunca funcionar sob pressão, assim, por segurança, e para que não haja transferência de problemas para jusante, definiu-se um caudal efluente da bacia de apenas 6 m^3/s. Com base nestas considerações, é possível pela consulta da tabela 14, encontrar o volume necessário para a bacia, o qual adquire um valor de 4432 m^3.

Constata-se que se toda a área do parque de estacionamento for usada (7043 m^2), seria necessária apenas uma altura de 0,63 m para satisfazer as necessidades de armazenamento. Contudo, uma área tão elevada traria grandes problemas de suporte, logo, é preferível que a estrutura tenha uma área mais pequena e uma profundidade superior. Assim, determinou-se a profundidade máxima admissível, de forma a que o escoamento possa ser mantido gravítico.

Esta profundidade está unicamente condicionada pelas cotas e inclinações dos colectores a jusante.

A cota de soleira do colector à entrada da R. Duque de Terceira é de 92,47 m. Admitindo que a bacia será colocada a 175m[6] deste ponto, medido em projecção horizontal e considerando a inclinação de 0,3% (inclinação mínima definida pelo RGSPPDADAR), obtém-se que a cota de soleira mínima da bacia terá de estar 0,525 m acima da respectiva cota na R. Duque de Terceira, ou seja a 92,995 m (≈93,00 m). Como o terreno do parque de estacionamento está a uma cota de 96,50 m, significa que a profundidade máxima da bacia poderá ser 3,50 m. Contudo, sabendo que é necessário um 1 m de separação entre o topo da bacia e o terreno, a altura máxima desta estrutura está limitada a 2,50 m.

Como a altura máxima é relativamente pequena, considerou-se que esta deveria ser aproveitada na totalidade, como tal a área necessária será de 1773 m^2, pelo que se optou por uma configuração rectangular com 52,5 m de comprimento e 34 m de largura (área real passa para 1785 m^2). Devido à elevada área esta bacia necessitará de uma estrutura de suporte, estima-se que dois pilares paralelepipédicos com uma base de 0,5 m x 0,5 m em betão armado deverão ser suficientes. Para que o escoamento ocorra normalmente o chão da bacia deverá ter uma inclinação de cerca de 0,3%.

7.5.2.3) Traçado da proposta

Tendo em consideração o que está exposto acima apresenta-se na figura 53 o traço global da proposta que pode ser consultado em detalhe no anexo 7.

[6] Este valor foi escolhido enquanto se definia simultaneamente o traçado, já que existe uma dependência mútua entre os dois.

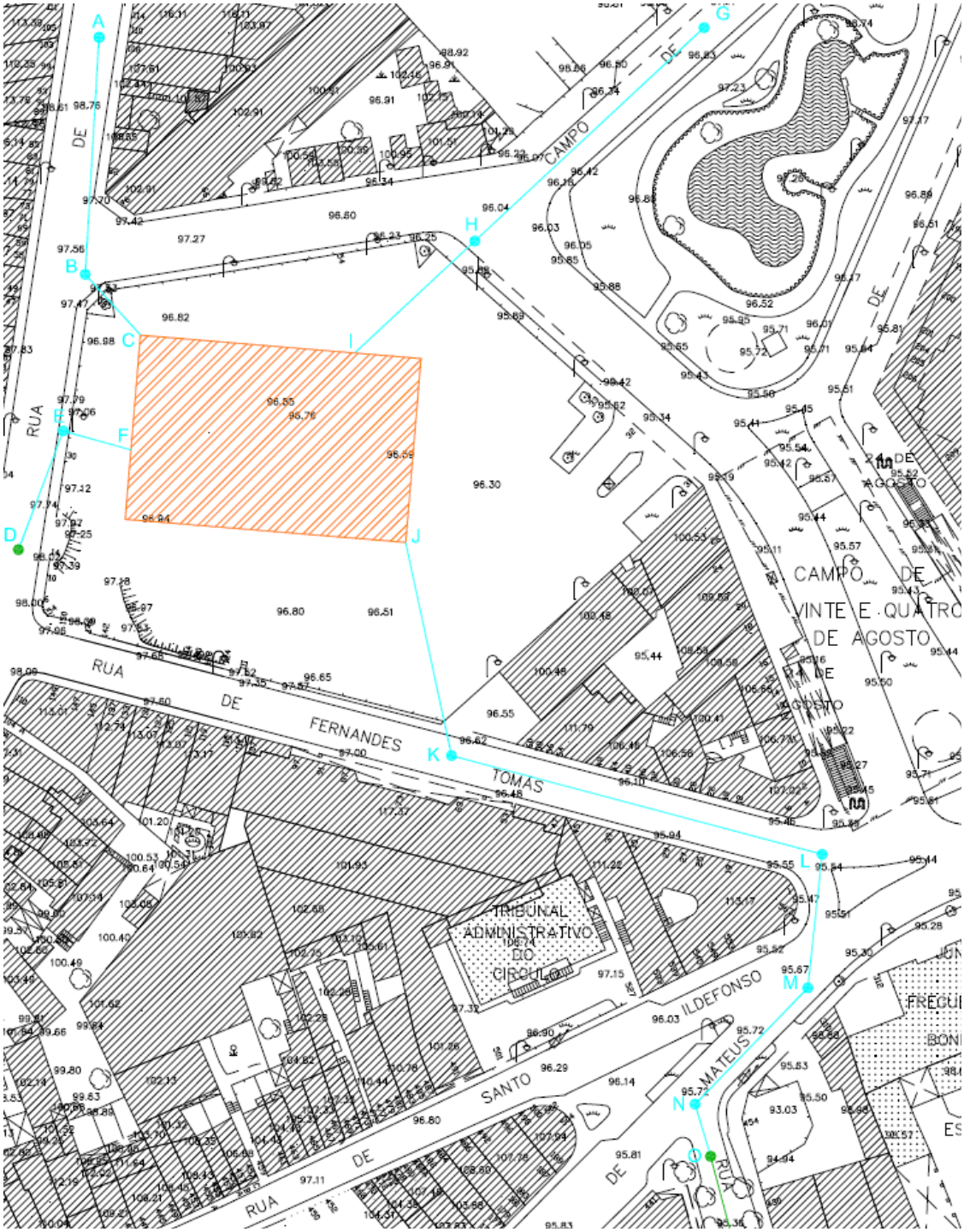


Figura 53: Traçado da proposta realizada

7.5.2.4) Dimensionamento dos colectores

Os vários colectores foram dimensionados tendo em consideração as diversas condicionantes existentes no RGSPPDADAR, nomeadamente:

- Admitindo escoamento em superfície livre e secção cheia;
- Velocidades de escoamento entre 0,9 m/s e 5 m/s;
- Inclinações dos colectores entre 0,3% e 15%
- Profundidade mínima de 1 metro, medida entre o extradorso do colector e o pavimento.

As capacidades de vazão foram calculadas pela fórmula de Manning-Stricker:

$$Q_c = k_s . R^{2/3} . i^{1/2} . S \qquad (13)$$

Onde,

Q_v - capacidade de vazão (m^3/s)

k_s - coeficiente de rugosidade de Manning-Strickler ($m^{1/3}s^{-1}$)

R - raio hidráulico (m)

i - inclinação do colector(m/m)

S - área da secção (m^2)

Os caudais de cheia foram calculados pelo Método De Martino, seguindo o mesmo procedimento que no capitulo 7.4.

O dimensionamento dos vários colectores foi realizado recorrendo a inúmeras iterações, de forma a que se verificassem cumulativamente as seguintes premissas:

- A cota de soleira do colector à saída da bacia de retenção coincida com a cota de soleira da própria bacia;
- A inclinação de dois colectores sucessivos será a mais aproximada possível;
- A inclinação dos colectores seja tal, que o extradorso dos colectores na ligação à bacia de retenção estará o mais próximo possível do topo da bacia;
- A água encontrar-se-à sempre numa cota inferior à do terreno;
- As condicionantes existentes no RGSPPDADAR serão sempre que possível atendidas.

Para dimensionar os colectores, definiu-se em primeiro lugar o caudal de projecto, uma vez que, mesmo que em teoria os caudais que aqui possam chegar sejam superiores, de nada adianta dimensionar colectores com capacidades muito elevadas se a montante as capacidades necessárias não forem correspondidas. Para escolher o caudal de projecto deveria ser

considerada a capacidade de vazão de montante, no entanto, como estes dados não foram obtidos, admitiu-se a capacidade da rede antes da zona problemática. Assim na tabela 16, apresentam-se os caudais de vazão calculados pela fórmula de Manning-Strickler. Não se admitiu os valores calculados em Noraqua (2007) presentes na tabela 3, porque nesse cálculo, as galerias em pedra, como é o caso das que chegam de montante, foi considerado ks=40 $m^{1/3}s^{-1}$ o qual estima as capacidades de vazão por defeito. Neste sentido considerou-se o coeficiente de rugosidade igual 55 $m^{1/3}s^{-1}$.

Tabela 16: Capacidade de vazão a montante da zona problemática (Caudal de projecto).

Colector	I (m/m)	Secção (m)	Qp (m3/s)
R. Santos Pousada	0,0607	1,3 x 0,8	5,34
R. Coelho Neto	0,0261	0,8 x 0,8	3,04
Av. Fernão Magalhães	0,0098	1,3 x 0,8	2,15

Na tabela 17 apresenta-se a folha de cálculo usada no dimensionamento, neste cálculo considerou-se que Ks=80 $m^{1/3}s^{-1}$ pois todos os colectores dimensionados serão construídos em betão. (É no colector O-P que a proposta apresentada irá descarregar, logo este não será construído. Para este considerou-se Ks=70 $m^{1/3}s^{-1}$ porque é constituído por alvenaria).

Tabela 17: Dimensionamento dos colectores.

colector	L (m)	Ctm (m)	i (m/m)	Csm (m)	Ks ($m^{1/3}s^{-1}$)	Secção (mm)	tc (min)	Qc (T=100anos) (m^3/s)	$Q_{projecto}$ (m^3/s)	U_{cheia} (m/s)	Qv_{cheia} (m^3/s)	U (m/s)
A – B	45,0	99,48	0,050	97,28	80	1200	16	7,19	5,34	8,02	9,07	7,38
B - C	15,0	97,50	0,049	95,03	80	1200	16	7,19	5,34	7,94	8,98	7,33
C		96,70		94,30								
D – E	20,0	98,00	0,003	95,20	80	500	7	0,19	0,19	1,10	0,22	1,96
E – F	12,5	97,83	0,003	95,14	80	500	7	0,19	0,19	1,10	0,22	1,96
F		96,77		95,10								
G – H	60,0	97,01	0,007	94,81	80	1200	11	3,25	2,15	3,00	3,39	2,69
H – I	15,0	96,28	0,006	94,39	80	1200	11	3,25	2,15	2,78	3,14	2,56
I		96,50		94,30								
J – K	45,0	96,50	0,003	93,00	80	1800	-	-	6,00	2,57	6,55	1,97
K – L	71,5	96,90	0,003	92,86	80	1800	-	-	6,00	2,57	6,55	1,97
L – M	28,5	95,61	0,003	92,65	80	1800	-	-	6,00	2,57	6,55	1,97
M – N	21,5	95,67	0,003	92,56	80	1800	-	-	6,00	2,57	6,55	1,97
N – O	8,5	95,80	0,003	92,50	80	1800	-	-	6,00	2,57	6,55	1,97
O – P	91,1	95,57	0,008	92,47	70	1800x1230	-	9,55	6,38	3,20	7,09	3,58
P		94,54		91,74								

L representa a extensão dos colectores, **i**, a inclinação dos colectores, **Csm**, a cota de soleira a montante, $\mathbf{U_{cheia}}$, a velocidade em secção cheia, $\mathbf{Qv_{cheia}}$, a capacidade de vazão admitindo secção cheia e **U**, a velocidade admitindo que o caudal que atravessa o colector é o de projecto (e por isso inferior a secção cheia).

Durante o processo de dimensionamento desenvolveram-se alguns valores que merecem justificação. Em primeiro lugar e o mais preocupante é a grande velocidade que a água poderá atingir na Rua de Santos Pousada (colectores A - B e B - C). Estes colectores transportam a maior parte dos caudais afluentes ao Campo 24 de Agosto, por isso, num troço de pequenas dimensões como o presente, pouco se poderá fazer face a caudais desta dimensão.

Os colectores C - D e D - E foram dimensionados para capacidades de vazão muito inferiores ao que acontecia até agora, isto é legitimo porque as galerias existentes, com capacidades de vazão para vários metros cúbicos, serviram no passado para transportar os principais caudais afluentes ao Campo 24 de Agosto. No entanto, actualmente, mesmo para períodos de retorno de 100 anos verifica-se que não passarão por estes colectores mais de 0,19 m^3/s, pelo que não seria sensato manter as mesmas grandezas da rede actual.

7.5.2.5) Variação do caudal

O caudal efluente da bacia de retenção varia com a altura da água, podendo chegar a funcionar em carga e ultrapassar o valor limite de 6 m^3/s usado no dimensionamento. Por isso, atendendo ao facto que o escoamento a jusante da bacia de retenção deverá deixar de funcionar em carga o quanto antes, não só por causa do risco de extravazamento, mas também porque a galeria existente na Rua de Santos Pousada, devido aos seus materiais de construção, não poderá funcionar em carga sob risco de desabar. Decidiu-se que deveria ser colocada uma comporta mecânica não eléctrica no colector de saída com um medidor de caudal a jusante, de modo a que o caudal em excesso possa ser controlado de forma a nunca ultrapassar o valor de 6 m^3/s. O uso de uma comporta não eléctrica revela-se mais seguro já que as falhas eléctricas são causas frequentes de inundações em países como os EUA, que recorrem preferencialmente aos dispositivos automáticos.

7.5.2.6) Estimativa do custo da proposta

Na tabela 18 apresenta-se uma estimativa orçamental da proposta descrita.

Tabela 18: Estimativa orçamental da proposta.

	Descrição	Unid	Quant	Prç Unit. (€)	Valor (€)
I	Estaleiro				**15.000,00**
1.	Montagem, construção, manutenção, desmontagem e demolição do estaleiro ou de quaisquer outras instalações provisórias de apoio à execução dos trabalhos.	un	1	15.000,00	15.000,00
II	Colectores de águas pluviais				**63.837,50**
1.	Levantamento de pavimento de qualquer tipo, escavação em terreno de qualquer natureza para instalação de colectores a uma profundidade média entre 2 e 4 metros.	ml	342,5	75,00	25.688
2.	Custo de colectores e tratamento necessário				
2.1	DN 500	ml	32,5	50,00	1.625,00
2.2	DN 1200	ml	175	75,00	13.125,00
2.3	DN 1800	ml	135	90,00	12.150,00
3.	Construção de caixa de visita incluindo tampa, degraus, acessórios, escavação, execução e transporte dos produtos escavados, considerando uma profundidade média entre 2 e 4 metros.	un	9	1.250,00	11.250,00
4.	Caudalímetro incluindo implementação de para tubagem com DN 1800	un	1	15.000,00	15.000,00
5.	Comporta	un	1	15.000,00	15.000,00
III	Bacia de retenção de águas pluviais				**208.151,25**
1.	Trabalhos preparatórios do terreno e movimentos gerais de terras				
1.1	Escavação em terreno de qualquer natureza	m^3	7.200	10,00	72.000,00
1.2.	Aterro compactado, com terras provenientes de empréstimo, incluindo transporte.	m^3	4.500	7,00	31.500,00
2.	Betão Armado				
2.1	Laje de fundo	m^2	1.850	7,00	12.600,00
2.2	Laje maciça	m^3	265	175,00	46.375,00
2.3	Pilares	m^3	1,25	130,00	162,50
2.5	Parede	m^2	438,5	35,00	15.347,50
IV	Pavimentação				**50.000,00**
1.	Regularização do terreno, materiais necessários e sua aplicação	m^2	2.000	25,00	50.000,00
	TOTAL				**≈ 340.000,00**

7.6) CONSTRUÇÃO DE UM PARQUE DE ESTACIONAMENTO SENSÍVEL À ÁGUA

Nos países desenvolvidos a questão da gestão de águas pluviais tem ganho novos contornos, começando-se a juntar às preocupações com inundações a problemática da qualidade. O novo desafio nesta matéria passa por fazer algumas alterações no tecido urbano, de forma a aplicar as técnicas de WSUD. Neste sentido, de futuro, também a cidade do Porto terá de seguir este caminho, adaptando lentamente a sua superfície a esta nova realidade. Assim, decidiu-se pôr este conceito em pratica no parque de estacionamento do Campo 24 de Agosto. (Este subcapítulo será desenvolvido de forma isolada, sem ligação à proposta que foi realizada anteriormente. Na realidade caso se construa uma bacia de retenção enterrada, o parque deverá ser adaptado a esta nova estrutura.)

Os parques de estacionamento são tradicionalmente locais altamente geradores de escorrências pluviais devido à grande impermeabilidade do terreno. Este parque não é a excepção, contribuindo as escorrências aqui geradas para as cheias existentes no Campo 24 de Agosto. Como já se referiu o local é gerido pela CMP, porém, encontra-se actualmente num mau estado de conservação, completamente desordenado e sem qualquer tipo de estrutura relevante construída. Isto faz dele um bom candidato a uma remodelação.

7.6.1) CARACTERÍSTICAS DO PARQUE DE ESTACIONAMENTO

O parque de estacionamento apresenta uma configuração pentagonal ocupando uma área total de 7043 m^2. Em quatro dos seus cinco lados é limitado por muros, que fazem fronteira com a via pública, no lado restante, a sudoeste, está limitado por um conjunto de edifícios. Na figura 54 pode ser observada uma fotografia do local.

Figura 54: Fotografia do parque de estacionamento do Campo 24 de Agosto

Na entrada, que é o ponto com cota mais baixa, verifica-se já uma preocupação especial com as escorrências aqui geradas, existindo um sumidouro de dimensões particularmente elevadas, como se pode ver na figura 55.

Figura 55: Sumidouro existente na entrada do parque de estacionamento do Campo 24 de Agosto.

O terreno é constituído por uma mistura de pequenas pedras com terra e asfalto, apresentando uma configuração extremamente irregular, com diversas depressões e saliências de pequena dimensão. Em algumas extremidades do parque existem elevações consideráveis, mas numa área extremamente reduzida.

A inclinação do terreno é de difícil determinação, pois, se por um lado estas elevações existem, a sua expressão não é relevante para o parque, podendo-se por isso admitir que na

maior parte do terreno a inclinação é muito baixa, pelo que se considerará para todos os efeitos uma inclinação média de 0,5%.

O espaço é usado tanto por veículos ligeiros como pesados, no entanto, existe uma ausência total de qualquer tipo de marcação dos lugares, pelo que a distribuição dos veículos por toda a área é pouco organizada e mal aproveitada.

O parque tem também um pouco de vegetação, mas esta está limitada a uma pequena área de 84 m^2 junto à entrada.

7.6.2) PROPOSTA DE REMODELAÇÃO

7.6.2.1) Pavimento

Para tornar o parque de estacionamento mais funcional e mais "sensível à água", este necessitará de alterações estruturais significativas. A primeira característica a ter em atenção é a capacidade de infiltração do terreno. O pavimento actual dificulta a circulação dos veículos e não é de forma alguma o mais indicado para potenciar a infiltração das águas pluviais, por esta razão, é essencial que toda a superfície seja renovada. Um pavimento reservatório poderia ser solução, contudo, se se considerar que a área drenada será apenas a do próprio parque, não se justifica os custos elevados de uma solução deste tipo. Por esta razão a escolha do pavimento deve recair sobre algo com custos menores, sem no entanto pôr em risco a perda da capacidade de infiltração. O uso de pavimentos porosos (não reservatório) é uma boa opção, já que o investimento necessário é potencialmente semelhante ao que aconteceria se esta preocupação não fosse tida em conta.

Propõe-se então que o pavimento incluía dois materiais, um para as vias de acesso onde se exige boa circulação e outro para os lugares de estacionamento onde este requerimento não é tão importante. Assim, no primeiro caso devem ser usados paralelepípedos de granito (figura 56), que oferece a devida estabilidade aos veículos, permitindo ainda assim coeficiente de escoamentos elevados, (segundo Araújo et al. (2000), um coeficiente de escoamento de 0,60 medido numa inclinação de 4%). Para o segundo caso, como a estabilidade de condução é um requisito menos importante, poder-se-à usar um material com mais vazios, pelo que blocos de betão com orifícios verticais, preenchidos com turfa, como os representados na figura 57, serão apropriados. Este tipo de blocos apresenta coeficientes de escoamento muito baixos,

(nas suas experiencias, Araújo et al. (2000) obtiveram um valor de 0,03 para este tipo de pavimento, quando preenchido por areia e para uma inclinação de 2%).

Figura 56: Pavimento composto por paralelepípedos de granito (Araújo et al., 2000).

Figura 57: Pavimento composto por blocos de betão com orifícios verticais (Araújo et al., 2000).

A actual desorganização da distribuição dos veículos pelo terreno carece também de preocupação. Como se pode ver pelo pormenor na figura 58, em algumas situações, devido à falta de marcações no solo, existem grandes espaços entre as filas de carros e entre os próprios carros, o que reduz significativamente o número de lugares existentes no parque. Como tal é essencial que existam marcações dos lugares no terreno.

Uma vez colocado o pavimento, as vias possuirão um grau de impermeabilização superior ao dos lugares de estacionamento, logo para aumentar a permeabilidade à que reduzir o seu tamanho ao estritamente necessário.

Figura 58: Pormenor da distribuição dos veículos.

Ainda com o objectivo de reduzir as áreas impermeáveis, sempre que possível, as vias transitáveis devem ter um único sentido e os lugares de estacionamento devem ser desenhados de forma a possibilitar o estacionamento oblíquo em detrimento do estacionamento recto. Como se pode ver na figura 59 ao adoptar a configuração obliqua a necessidade de largura da via para retirar o veículo é reduzida (embora possa ser necessário despender uma área ligeiramente maior para o lugar).

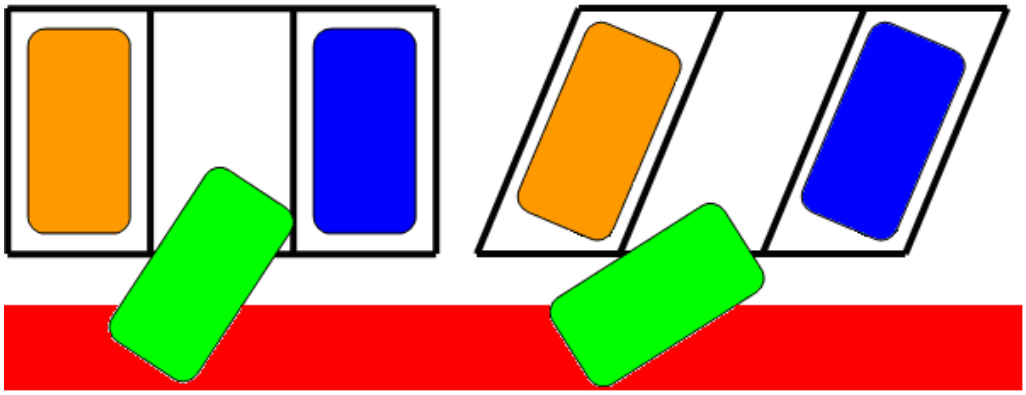


Figura 59: Comparação da necessidade de largura de via para duas formas de estacionamento.

7.6.2.2) Estruturas de retenção e infiltração

O acompanhamento deste subcapítulo será mais fácil se primeiro for observada a figura 62, que ilustra a disposição global da proposta final.

As quantidades de água que estão em causa são relativamente reduzidas (apenas as produzidas dentro do parque de estacionamento), pelo que para potenciar o armazenamento e infiltração optou-se por colocar entre cada duas filas opostas de veículos, uma vala com coberto vegetal a descarregar num sistema de biorretenção (jardim de chuva). Ambas têm custos de

implementação e de manutenção extremamente baixos, providenciando, para além da redução de caudais e aumento da qualidade das águas, uma grande melhoria a nível estético.

Para que as escorrências sejam desviadas para estas estruturas é necessário que as vias dentro do parque (e os lugares adjacentes), tenham uma ligeira inclinação lateral. Na figura 60 exemplifica-se a configuração de uma via entre duas estruturas de drenagem.

Figura 60: Configuração das vias.

As estruturas serão dimensionadas para suster uma chuvada com período de retorno de 10 anos. Por isso, considerando uma chuvada de 15 minutos, a intensidade de precipitação com base nas curvas IDF do Porto será de 57 mm/h. Considerando a área do parque que é de 7043 m^2, determina-se que nestas condições serão gerados em todo o terreno cerca de 100,6 m^3 de escorrências. Admitindo a infiltração durante este período irrelevante, as estruturas de retenção terão de ser capazes de armazenar este volume.

As valas com coberto vegetal serão usadas essencialmente para facilitar o transporte para os sistemas de biorretenção, por isso, será nestes últimos que o armazenamento será relevante. Para determinar o volume de armazenamento necessário mediu-se primeiro a área que estaria a drenar para cada um dos sistemas e o volume de escorrências correspondente, obtendo-se os valores da tabela 19.

Tabela 19: Área drenada para cada sistema de biorretenção.

Sistema de Biorretenção	Área drenada (m^2)	Volume escorrências (m^3)
1	1505	21,5
2	1181	16,9
3	1297	18,5
4	3060	43,7

Bannerman e Considine (2003) recomendam que para terrenos com inclinação inferior a 4%, como o caso presente, a profundidade esteja entre 3 a 5 polegadas, ou seja, entre cerca de 8 e 13 cm. No entanto, com esta condicionante, seria necessário áreas relativamente grandes, por isso definiu-se uma profundidade máxima de 25 cm, que apesar de ser consideravelmente

superior é ainda uma medida perfeitamente normal numa estrutura deste tipo. Dividindo o volume de escorrências por este valor, calculou-se a área mínima necessária de cada um dos sistemas de biorretenção, presente na tabela 20.

Tabela 20: Área mínima necessária a cada um dos sistemas de biorretenção.

Sistema de biorretenção	Área mínima necessária (m^2)
1	86,0
2	67,5
3	74,1
4	174,8

Para os sistemas de biorretenção 1, 2 e 3 optou-se por manter a área mínima na proposta final para que a área reservada ao estacionamento fosse máxima. Já no 4, devido à configuração do parque, optou-se por ocupar uma área maior, reduzindo assim o espaço dedicado à via, permitindo que a profundidade do sistema de biorretenção seja inferior. Como tal, as áreas e profundidades escolhidas são as apresentadas na tabela 21.

Tabela 21: Áreas e profundidades de cada sistema de biorretenção do parque de estacionamento.

Sistema de biorretenção	Área (m^2)	Profundidade (m)
1	86,0	0,25
2	67,5	0,25
3	74,1	0,25
4	308,1	0,14

Em casos que exijam uma limpeza significativa das escorrências é normal colocar-se camadas de areia e gravilha, no entanto considera-se que neste caso não é necessário, pois não existe nenhum ecossistema sensível imediatamente a jusante. A única camada essencial é o solo de plantação e as plantas aí colocadas. Segundo Watershed Management Services (s/ data) esta camada deve ter uma profundidade de cerca de 18 polegadas, o que equivale a cerca de 46 cm.

Por questões de segurança, deve existir também um lancil em volta do sistema de biorretenção de forma a evitar a queda de algum veículo, contudo, este deve ser densamente perfurado para minimizar o seu efeito na passagem da água.

A vegetação constituinte do sistema deve ser nativa, com plantas que estejam adaptadas ao clima da cidade, constituída por grande diversidade e densamente plantada, sendo

normalmente usado plantas de estatura média e arbustos. Segundo Bannerman e Considine (2003) é ainda recomendado que as plantas tenham já um sistema de raízes desenvolvido, por isso propõem que apenas se use plantas com mais de dois anos. Para além disto o tipo de planta a utilizar deve ter em consideração o tempo em que o jardim está directamente exposto à radiação solar, já que é um factor importante para a sua sobrevivência.

Nesta dissertação não será especificado o tipo ou a disposição das plantas nos vários sistemas de biorretenção, todavia, apresenta-se no anexo 8 as espécies de plantas mais usadas na cidade do Porto.

Quanto às valas com coberto vegetal, como foi referido, têm como principal objectivo o transporte das águas pluviais até aos sistemas de biorretenção, no entanto, estas poderão também ser usadas para aumentar o armazenamento. Na bibliografia são apresentadas valas com fundos de diversas morfologias, contudo, para este caso optou-se por uma disposição parabólica, essencialmente porque é esta a tendência natural destas estruturas, fruto da erosão causada pelo escoamento. Neste sentido, foram escolhidas as dimensões presentes na figura 61. A secção relativamente reduzida não retira espaço necessário para estacionamento, mas mesmo assim, devido ao seu comprimento, no total são capazes de armazenar cerca de 8,5 m^3 de águas pluviais caso seja necessário.

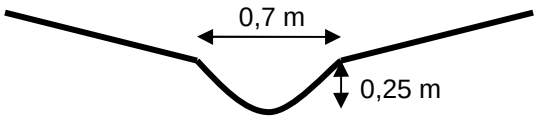


Figura 61: Configuração das valas com coberto vegetal.

Ainda no espírito de WSUD nos locais onde não foi possível incluir locais de estacionamento foram incluídas uma serie de zonas verdes onde deverão ser plantadas árvores de grandes dimensões.

Na figura 62 ilustra-se esquematicamente a proposta final de remodelação do parque de estacionamento do Campo 24 de Agosto.

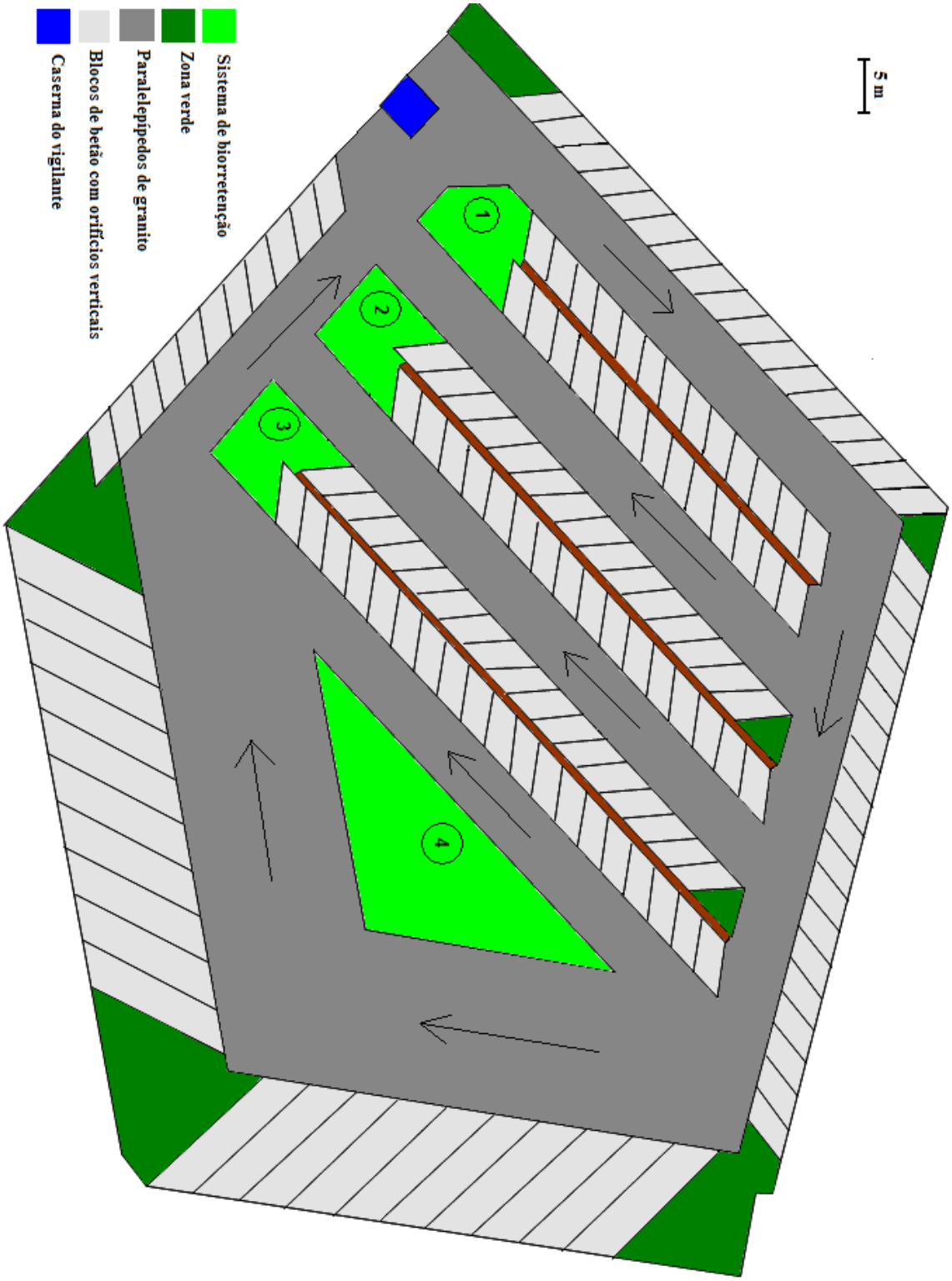


Figura 62: Representação esquemática da proposta final.

8
CONCLUSÕES

8.1) CONSIDERAÇÕES FINAIS

O aumento da impermeabilização do solo, consequente do desenvolvimento urbano, perturba os fenómenos hidrológicos naturais que se desenrolam nestes locais acabando por levar ao aumento do número e intensidade de inundações. A poluição associada a estas áreas é também captada e difundida pelas águas pluviais podendo depois contaminar zonas sensíveis a jusante, comprometendo a sua integridade.

O WSUD aparece como uma forma alternativa de encarar o desenvolvimento urbano, fazendo com que a perturbação no ciclo hidrológico urbano seja reduzida, recorrendo para isso a uma serie de técnicas de boa gestão e planeamento.

A cidade do Porto apresenta uma serie de problemas no que concerne as águas pluviais, tendo sido identificados diversos pontos que são frequentemente sujeitos a inundações e zonas sensíveis como linhas de água e praias que vêm os seus ecossistemas denegridos por escorrências contaminadas.

A aplicação do conceito de WSUD revelou-se muito difícil, devido principalmente ao facto dos índices de ocupação da cidade serem muito elevados, não existindo grande disponibilidade de áreas livres.

O sistema de águas pluviais necessita de uma intervenção profunda, nomeadamente na reparação de colectores degradados e na substituição de outros desajustados, para além de uma manutenção mais frequente e planeada. Contudo, este tipo de acções está severamente limitado pelo facto de a maior parte do sistema se encontrar não referenciado.

Quanto ao Campo 24 de Agosto, constatou-se que o sistema de drenagem de águas pluviais é na realidade diferente ao que se encontra nos registos, apresentando na verdade uma configuração extremamente complexa, fruto das diversas amplificações e remodelações a que foi sujeito ao longo dos tempos.

Verificou-se ainda que as estimativas dos caudais de ponta de cheia, com base em curvas IDF para a Região Pluviométrica A, resultam em valores significativamente superiores aos obtidos se usadas as curvas especificas para a cidade do Porto.

Concluiu-se também que com a proposta realizada, recorrendo ao aumento da capacidade de vazão dos colectores e à construção de uma bacia de retenção com um volume de 4432 m^3 é possível impedir as inundações no Campo 24 de Agosto resultantes de chuvadas com períodos de retorno até 100 anos. Tendo-se estimado para isso um custo capital de cerca de 340.000,00€.

Apresentou-se ainda uma proposta de remodelação do parque de estacionamento do Campo 24 de Agosto com base em diversas técnicas de WSUD, de forma a armazenar as escorrências geradas em chuvadas com períodos de retorno até 10 anos.

8.2) RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Devido à própria natureza desta dissertação muita da informação que se inclui neste subcapítulo já foi referida no corpo do trabalho, no entanto, aqui condensa-se as questões que ainda necessitam de uma apreciação mais aprofundada.

O principal trabalho em falta e sem dúvida o mais urgente é o cadastro generalizado do sistema de drenagem de águas pluviais. Esta é a informação basilar, necessária a praticamente toda e qualquer medida ou intervenção que se pretenda realizar no sistema.

Para que o dimensionamento dos vários componentes do sistema seja realizado da forma mais correcta possível é também necessário que se realizem medições de caudais nas diferentes bacias hidrográficas da cidade, para que posteriormente se realize uma analise estatística e se encontrem os verdadeiros caudais de ponta de cheia.

Uma vez concluído o cadastro, é necessário que se elabore um plano de manutenção da rede, já que o método actual de actuar apenas quando se evidenciam os problemas é pouco eficiente e as acções tardias.

É ainda necessário identificar e registar todos os pontos com problemas recorrentes na cidade, para posteriormente produzir um estudo com o objectivo de detectar as causas e propor formas de solucionamento.

No caso específico do Campo 24 de Agosto é absolutamente necessária uma inspecção vídeo para confirmar a localização e traçado de alguns colectores, bem como possíveis ligações desconhecidas.

Ainda assim e apesar de todas as propostas já elaboradas para o Campo 24 de Agosto, antes de ser tomada a decisão final existem uma serie de possibilidades que devem ser analisadas, nomeadamente:

- Ligação das águas que chegam pela Av. Fernão Magalhães ao colector existente na R. do Duque de Saldanha. Muito embora esta solução implicaria o envio das águas para uma bacia hidrográfica diferente;
- Desvio para a bacia de retenção apenas das águas que chegam pela R. Santos Pousada (os maiores caudais), permitindo assim diminuir as dimensões da bacia e o seu custo;
- Aumentar a extensão da intervenção para jusante da bacia de retenção, de forma a possibilitar uma maior diferença de cotas e assim aumentar a profundidade da própria bacia.

9
BIBLIOGRAFIA

Águas do Porto. (2007). *Projecto Ribeiras do Porto*. (http://www.ribeirasdoporto.pt/index.aspx). Acedido em Junho de 2010.

Allen, M., et al. (2008). *Water Sensitive Urban Design: Basic Procedures for "Source Control" of Stormwater. A Handbook for Australian Practice (Student Edition).* University of South Australia.

Alves, I. (2009). *Sistema de alerta para avaliação da qualidade das águas baneares do Porto nos termos da directiva 2006/7/CE*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Araújo et al. (s/ data). *Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução de escoamento superficial*. Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS, Porto Alegre.

Bannerman, R., Considine, E. (2003). *Rain Gardens. A how-to manual for homeowners*. University of Wiscounsin – Extension.

CASQA. (2003).*Stormwater Best Management Practice Handbook. Construction.* California Stormwater Quality Association.

Costa, T., Lança, R. (2001). *Sebenta de hidráulica aplicada.* Escola Superior de Tecnologia da Universidade do Algarve, Algarve.

Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de Agosto, *Aprova o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e Drenagem de Águas Residuais*, Diário da Republica nº194, Série I-B.

Dempsey, D. (2006). *The Greening of Stormwater*. Clean Water Fund American Rivers.

Ferreira Lemos Engenharia. (2009). *Melhoramento da drenagem de águas pluviais na estação Campo 24 de Agosto.*Porto.

INE. (2009). Instituto Nacional de Estatística (www.ine.pt). Acedido em Maio de 2010.

Infopédia, Enciclopédia e Dicionários da Porto Editora. (s/ data). *Adsorção.* (http://www.infopedia.pt/$adsorcao). Acedido em Junho de 2010.

Instituto de meteorologia (2008a). *Normais climatológicas [1971-2000]*. (http://www.meteo.pt/pt/oclima/normais/). Acedido em Junho de 2010.

Instituto de meteorologia (2008b). *Normais climatológicas* (http://www.meteo.pt/pt/enciclopedia/clima/normais_clima/index.html). Acedido em Junho de 2010.

JSCWSC. *(2009). Evaluating Options for WaterSensitive Urban Design – A National Guide.* Joint Steering Committee for Water Sensitive Cities.

Lencastre, A., Franco, F. (1992). *Lições de hidrologia*. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Lisboa.

Marques, J., Sousa, J. (2008) *Hidráulica Urbana. Sistemas de Abastecimento de água e de drenagem de águas residuais*. Imprensa da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Martins, F., J., P., (2000). *Dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais*. Dissertação de Mestrado, Faculdade e Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Matias, M., (2006). *Bacias de retenção, estudo de métodos de dimensionamento.* Dissertação de Mestrado. FEUP.

Matos, J., S., (2003). *Ambiente e Saneamento. Sistemas de Drenagem Urbana (versão provisória)*. ITS press, Lisboa.

Matos, J., S., (2007/08). *Estimativa de caudais em meio urbano. Qualidade de águas residuais e pluviais*. (https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/176451/1/Apres-2.pdf) Consultado em Julho de 2010.

Matos, R., M., Silva, M., H., (1986). *Estudos de precipitação com aplicação no projecto de sistemas de drenagem pluvial:curvas intensidade-duração-frequência da precipitação em Portugal.* Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

McAlister, T. (2007). *National Guidelines for Evaluating Water Sensitive Urban Developments.* Queensland .

McCarthy, J., et al. (2008). *New Hampshire Stormwater Manual*. Comprehensive Environmental Inc.

Meireles, A. (2009). *Estabelecimento dos perfis das águas balneares do Porto, nos termos da Directiva 2006/7/CE*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Minnesota Stormwater Steering Committee (2005). *Minnesota Stormwater Manual.* Minnesota Pollution Control Agency, St. Paul.

Neto, A., C., (s/ data). *Sistemas Urbanos de drenagem*. Agência Nacional de águas. (http://www.ana.gov.br/AcoesAdministrativas/CDOC/ProduçãoAcademica/António%20Cardoso%2020Neto/Introducao_a_drenagem_urbana.pdf). Acedido em Junho de 2010.

Neves, M. V. (s/ data_a). *Elementos sobre drenagem pluvial urbana.* FEUP, Porto

Neves, M. V. (s/ data_b). *Algumas sugestões relativas à gestão da água na região do Porto.* FEUP, Porto.

Noraqua, (2007*). Estação do Campo 24 de Agosto. Estudo do sistema de drenagem de águas pluviais*. Porto.

Noronha, F. (2005). *Geologia, Tectónica, Geomorfologia e Sismicidade da cidade do Porto*. Associação Portuguesa de Geólogos (http://www.apgeologos.pt/eventos/carta_geot/02.pdf). Acedido em Julho de 2010.

PRB. (2009). *2009 World Population Data Sheet*. Population Reference Bureau (http://www.prb.org/pdf09/09wpds_eng.pdf). Consultado em Julho de 2010.

PRB. (2010). Population Reference Bureau. (http://www.prb.org/Educators/TeachersGuides/HumanPopulation/Urbanization.aspx).Consultado em Julho de 2010.

SMRC. (s/ data). *The Stormwater Manager's Resource Center* (http://www.stormwatercenter.net/). Acedido em Junho de 2010.

SNIRH. (2009). *Precipitação média Anual*. Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos.(http://snirh.pt/snirh/_atlasagua/galeria/mapasweb/pt/aa1008.pdf),

Spinner, C., (2002). *An integrated approach to stormwater management in the coastal zone.* Dissertação de Mestrado, Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College.

Swartz, K., Belan, G. (2010). Low Impact Development Manual for the Lower Maumee and Ottawa River Watersheds. American Rivers.

Taylor, A., Wong, T. (2002). *Non-structural stormwater quality best management practices – An overview of their use, value, cost and evaluation.* Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology.

Tucci, C. (2005). *Gestão de águas pluviais urbanas.* Ministério das cidades, Brasília.

URS Austrália. (2003). *Water Sesitive Urban Design Technical Guidelines for Western Sydney (Draft for comment).* Richmond Valley Council (http://www.richmondvalley.nsw.gov.au.titan.imagin8.com/icms_docs/30005_Water_Sensitive_Urban_Design.pdf). Acedido em Julho de 2010.

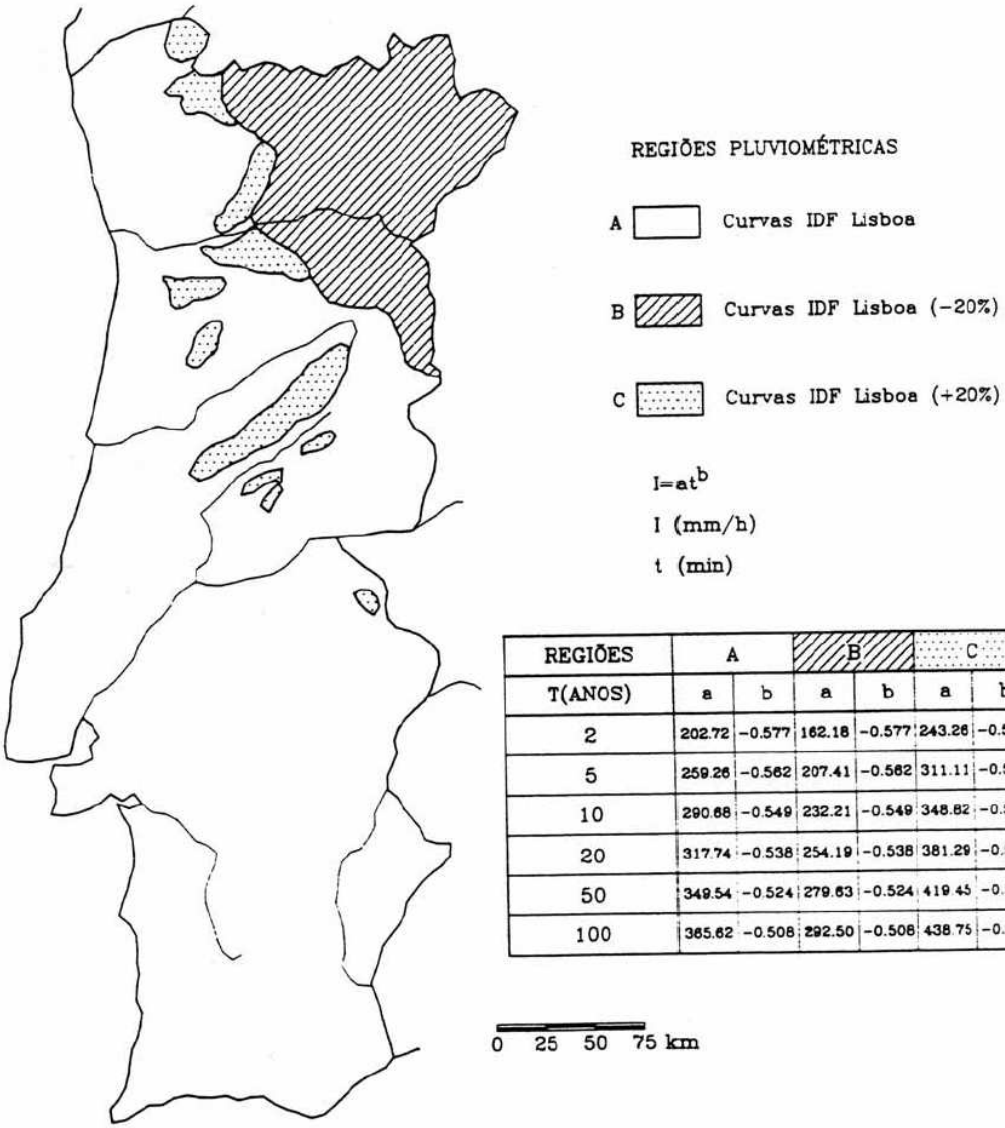
USEPA. (1999). *Preliminary Data Summary of Urban Storm Water Best Management Practices.* United States Environmental Protection Agency.

Victorian Stormwater Committee. (1999). *Urban Stormwater: Best Practice Environmental Management Guidelines*. CSIRO Publishing, Victoria.

Watershed Management Services. (s/ data). *A How-To Manual for Homeowners in the Municipality of Anchorage*. Municipality of Anchorage, Anchorage.

ANEXO 1

CURVAS IDF APLICADAS A PORTUGAL CONTINENTAL E ILHAS



REGIÕES	A		B		C	
T(ANOS)	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	232.21	−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	292.50	−0.508	438.75	−0.508

Fonte: Matos e Silva, 1989

Nota: Os arquipélagos da Madeira e dos Açores estão incluídos na Região Pluviométrica C.

ANEXO 2

VALORES DOS PARÂMETROS **A** E **B** DAS CURVAS IDF DE DIVERSAS CIDADES

Fonte: Matos e Silva, 1989; Martins, 2000

Postos	T (anos)	2	5	10	20	50	100
Lisboa	a	202,72	259,26	290,68	317,74	349,54	365,62
	b	-0,577	-0,562	-0,549	-0,538	-0,524	-0,508
Bragança	a	156,01	199,94	228,16	253,14	283,10	304,23
	b	-0,586	-0,575	-0,573	-0,571	-0,568	-0,566
Vila Real	a	176,38	284,23	353,25	416,59	495,54	553,04
	b	-0,576	-0,619	-0,634	-0,644	-0,653	-0,658
Porto	a	209,89	268,60	303,74	334,95	372,82	399,66
	b	-0,606	-0,613	-0,617	-0,619	-0,622	-0,624
Penhas Douradas	a	134,52	170,81	205,95	239,52	282,55	314,54
	b	-0,456	-0,415	-0,422	-0,429	-0,437	-0,442
Viseu[7]	a	337,31	460,01	500,67	532,12	565,65	586,47
	b	-0,756	-0,756	-0,754	-0,750	-0,745	-0,745
Fonte Boa	a	180,84	222,90	251,87	278,64	310,56	332,88
	b	-0,601	-0,579	-0,577	-0,575	-0,572	-0,570
Évora[7]	a	198,68	198,71	277,24	374,00	531,55	670,22
	b	-0,553	-0,444	-0,491	-0,538	-0,595	-0,634
Faro	a	204,89	245,27	280,32	311,58	349,29	376,10
	b	-0,584	-0,555	-0,556	-0,557	-0,558	-0,559
Praia da Rocha	a	169,22	227,44	266,64	301,99	345,00	375,67
	b	-0,603	-0,598	-0,600	-0,601	-0,601	-0,602
V. R. Santo António[7]	a	250,33	309,25	350,56	388,44	434,89	468,58
	b	-0,639	-0,630	-0,631	-0,633	-0,636	-0,638
S. Catarina[8]	a	193,12	228,83	248,70	265,72	285,72	299,45
	b	-0,517	-0,512	-0,508	-0,505	-0,502	-0,499
Porto Santo[8]	a	268,17	328,67	359,72	385,91	417,06	438,66
	b	-0,643	-0,589	-0,560	-0,536	-0,511	-0,496
A. Heroísmo[8]	a	192,95	220,04	235,2	248,19	263,43	273,89
	b	-0,5	-0,477	-0,465	-0,456	-0,446	-0,440

[7] Matos e Silva (1989) no seu estudo levantam algumas reservas quanto aos valores base destes postos.

[8] Os valores destes postos foram retirados de Martins (2000) onde estavam, em conjunto com os restantes, sob a referência de Matos e Silva (1989), contudo, este estudo não os contempla.

ANEXO 3

TABELAS PARA A OBTENÇÃO DO COEFICIENTE **C**

Fonte: Manual nº 37, ASCE em Matos, 2003

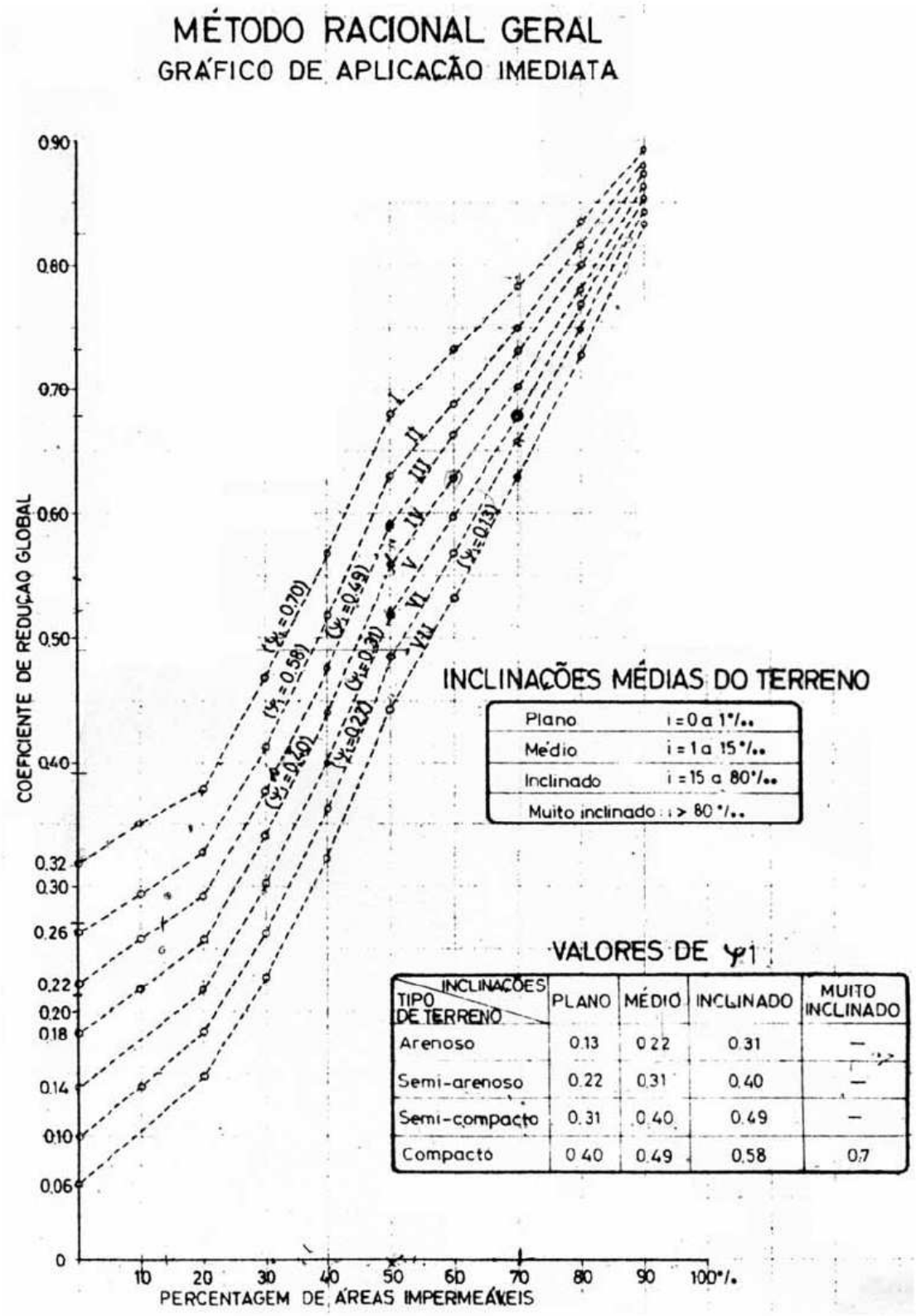
Tipologia de ocupação	Coeficiente
Comercial	
no centro da cidade	0,70 - 0,95
nos arredores	0,50 - 0,70
Residencial	
habitações unifamiliares	0,30 - 0,50
prédios isolados	0,40 - 0,60
prédios geminados	0,60 - 0,70
suburbano	0,25 - 0,40
Industrial	
pouco denso	0,50 - 0,80
muito denso	0,60 - 0,90
Parques e cemitérios	0,10 - 0,25
Campos de jogos	0,20 - 0.40
Tipologia de superfície	Coeficiente
Pavimento	
asfáltico	0,70 - 0,95
betão	0,80 - 0,95
Passeios para peões	0,85
Coberturas (telhados)	0,75 - 0,95
Relvado sobre solo permeável	
plano < 2%	0,05 - 0,10
médio, 2% a 7%	0,10 - 0,15
inclinado > 7%	0,15 - 0,20
Relvado sobre solo impermeável	
plano < 2%	0,13 - 0,17
médio, 2% a 7%	0,18 - 0,22
inclinado > 7%	0,25 - 0,35

Fonte: adaptado de Drainage Criteria Manual, 1977 em Matos, 2003

Tipologia de superfície	Coeficiente		
	Período de retorno (anos)		
	5-10	25	100
Pavimento			
asfáltico	0,80	0,88	0,95
betão	0,85	0,93	0,95
Passeios	0,85	0,93	0,95
Coberturas (telhados)	0,85	0,93	0,95
Relvado em solo permeável			
plano < 2%	0,07	0,08	0,09
médio, 2% a 7%	0,12	0,13	0,15
inclinado > 7%	0,17	0,19	0,21
Relvado em solo impermeável			
plano < 2%	0,18	0,20	0,22
médio, 2% a 7%	0,22	0,24	0,27
inclinado > 7%	0,30	0,33	0,37
Área florestada em solo impermeá-vel			
plano < 2%	0,12	0,13	0,15
médio, 2% a 7%	0,20	0,22	0,15
inclinado > 7%	0,30	0,33	0,37
Área florestada em solo permeável			
plano < 2%	0,30	0,33	0,37
médio, 2% a 7%	0,40	0,44	0,50
inclinado > 7%	0,50	0,55	0,62

ANEXO 4

CÁLCULO EXPEDITO DO COEFICIENTE DE ESCOAMENTO PARA O MÉTODO RACIONAL GENERALIZADO



Fonte: Matos, 2003

ANEXO 5

TABELAS PARA A OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE ARMAZENAMENTO PARA O MÉTODO DE MARTINO

Área (ha)	Intensidade de chuvada (mm/h) ↓	1 - 5			5 - 15			15 - 30		
Inclinação	Coeficiente de escoamento	0,3	0,5	0,7	0,3	0,5	0,7	0,3	0,5	0,7
0,001	72	0,46	0,52	0,58	0,44	0,49	0,53	0,42	0,47	0,51
	109	0,49	0,56	0,60	0,46	0,52	0,56	0,44	0,49	0,53
	150	0,53	0,60	0,65	0,48	0,55	0,59	0,46	0,52	0,56
	183	0,57	0,65	0,70	0,51	0,58	0,62	0,47	0,54	0,58
0,005	72	0,47	0,54	0,59	0,45	0,52	0,57	0,43	0,50	0,55
	109[9]	0,51	0,60	0,64	0,49	0,56	0,61	0,47	0,54	0,58
	150	0,55	0,67	0,75	0,53	0,62	0,68	0,50	0,59	0,64
	183	0,63	0,74	0,85	0,57	0,67	0,74	0,53	0,64	0,70
0,010	72	0,48	0,55	0,60	0,46	0,53	0,58	0,45	0,51	0,56
	109	0,52	0,61	0,66	0,50	0,59	0,63	0,48	0,57	0,60
	150	0,59	0,72	0,78	0,56	0,66	0,71	0,53	0,63	0,68
	183	0,66	0,80	0,88	0,61	0,72	0,79	0,57	0,68	0,73
0,050	72	0,49	0,56	0,61	0,47	0,54	0,59	0,46	0,52	0,57
	109	0,54	0,62	0,69	0,51	0,60	0,66	0,49	0,58	0,63
	150	0,61	0,75	0,85	0,58	0,69	0,77	0,55	0,67	0,74
	183	0,70	0,86	0,97	0,65	0,79	0,88	0,60	0,73	0,84

Fonte: Lencastre e Franco, 1992.

[9] Em Lencastre e Franco (1992) aparece 100 no entanto de acordo com a disposição global da tabela presume-se que o valor real seja 109.

ANEXO 6

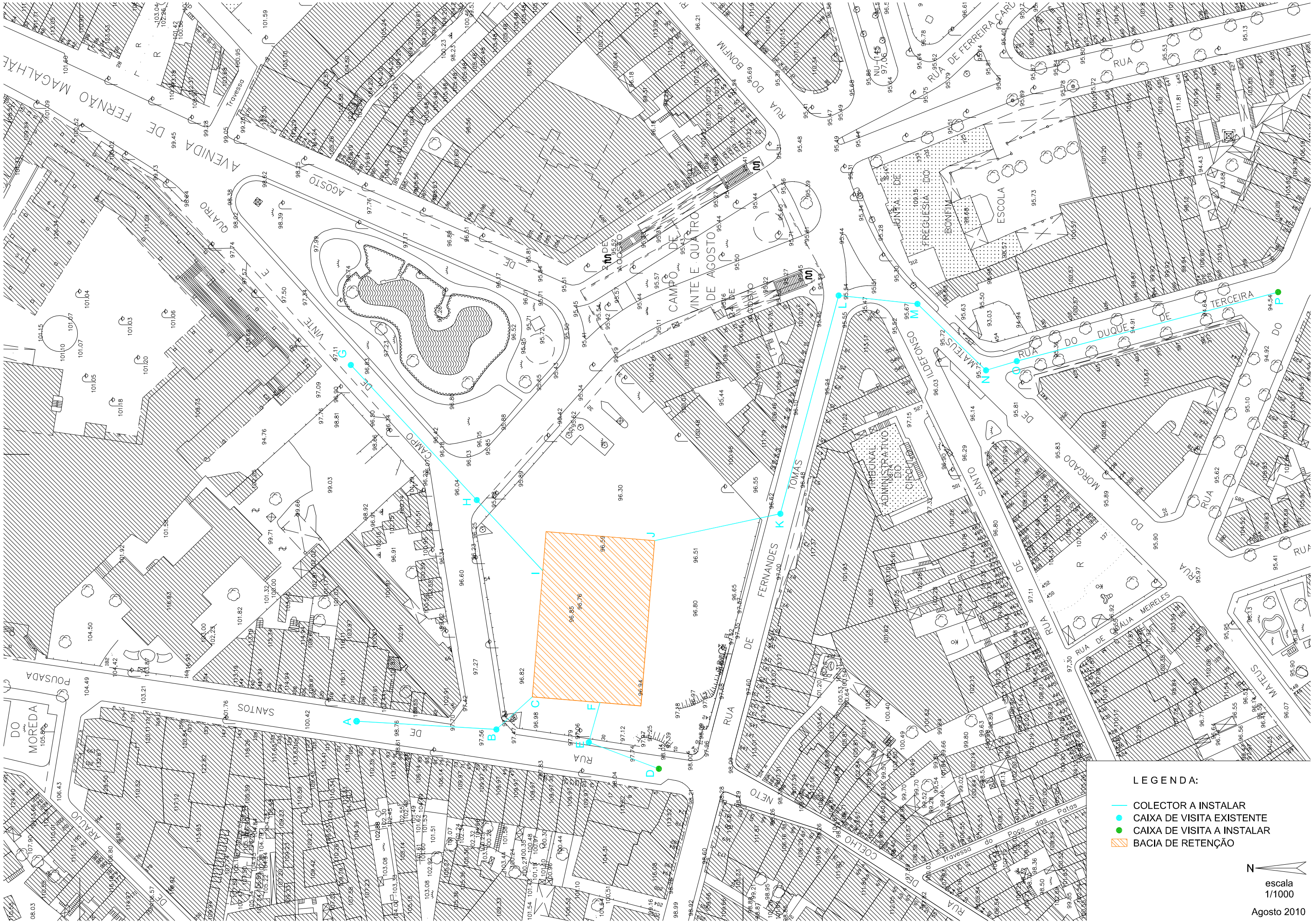
Dados referentes ao actual sistema de drenagem de águas pluviais do Campo 24 de Agosto que serviram de base ao estudo de Noraqua, 2007

Colector	câmara a montante			câmara a jusante			extensão	inclinação	secção					perda de carga total	tempo concentração
	Cota terreno	altura	cota soleira	Cota terreno	altura	cota soleira			Rectangular	diâmetro	altura	largura	k_s		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	Circular	(m)	(m)	(m)	($m^{1/3}s^{-1}$)	(m)	(min)
1 - 3	99,48	2,06	97,42	97,44	2,75	94,69	45,0	0,0607	R		1,30	0,80	40	2,7300	16
2 - 3	98,00	2,80	95,20	97,44	2,75	94,69	53,3	0,0096	R		1,30	0,80	40	0,5100	7
3 - 6	97,44	2,75	94,69	96,35	2,72	93,63	64,4	0,0165	R		1,08	0,80	40	1,0800	16
4 - 5	97,01	1,94	95,07	96,28	2,55	93,73	51,3	0,0261	R		0,80	0,80	40	1,3400	11
5 - 6	96,28	2,55	93,73	96,35	2,72	93,63	7,4	0,0135	R		1,10	1,10	40	0,1000	11
6 - 7	96,35	2,72	93,63	96,10	2,50	93,60	12,5	0,0025	R		1,30	1,35	40	0,0317	16
7 - A	96,10	2,50	93,60	95,60	2,06	93,54	22,6	0,0026	R		1,25	1,07	40	0,0583	16
A - B	95,60	2,06	93,54	96,45	2,99	93,46	23,1	0,0035	C	1,20			90	0,0800	16
B - C	96,45	2,99	93,46	95,93	2,54	93,39	22,6	0,0031	C	1,20			90	0,0700	16
C - D	95,93	2,54	93,39	95,51	2,20	93,31	22,5	0,0133	C	1,20			90	0,3000	16
10 - 11	99,21	1,60	97,61	95,51	1,33	94,18	122,7	0,0280	C	0,60			90	3,4300	8
11 - D	95,51	1,33	94,18	95,51	2,20	93,31	5,1	0,0529	C	0,60			90	0,2700	8
D - E	95,51	2,20	93,31	95,47	2,38	93,09	68,0	0,0032	C	1,50			90	0,2200	17
E - CX1	95,47	2,38	93,09	95,55	2,60	92,95	57,1	0,0025	C	1,20			90	0,1400	17
14 - 15	97,16	1,85	95,31	95,61	2,54	93,07	89,1	0,0251	R		0,95	0,65	40	2,2400	7
15 - 17	95,61	2,54	93,07	95,60	2,54	93,06	3,8	0,0033	R		0,30	2,00	40	0,0123	7
16 - 17	95,70	1,90	93,80	95,60	2,54	93,06	7,9	0,0180	C	0,40			90	0,1426	6
17 - 18	95,60	2,54	93,06	95,67	2,70	92,97	25,4	0,0033	R		1,00	0,90	40	0,0340	6
18 -20	95,67	2,70	92,97	95,80	2,90	92,90	22,0	0,0033	R		1,30	0,90	40	0,0727	6
19 - CX1	95,42	1,56	93,86	95,55	2,60	92,95	46,1	0,0037	R		0,76	0,61	40	0,1700	6
CX1 - CX2	95,55	2,60	92,95	95,60	2,85	92,75	23,2	0,0086	C	1,50			90	0,2000	17
CX2 - CX3	95,60	2,85	92,75	95,57	3,10	92,47	10,9	0,0257	C	1,50			90	0,2800	17
21 - 23	95,70	1,13	94,57	96,15	1,67	94,48	27,0	0,0033	R		0,85	0,53	40	0,0900	6
22- 23	97,11	2,05	95,06	97,11	2,05	95,06	67,4	0,0086	R		0,92	0,57	40	0,5800	8
23 - 20	96,15	1,67	94,48	95,80	2,90	92,90	15,7	0,0496	C	0,50			90	0,7793	8
20 - CX3	95,80	2,90	92,90	95,57	3,10	92,47	9,3	0,0033	R		1,30	0,90	40	0,0307	8
CX3 - 25	95,57	3,10	92,47	94,54	2,80	91,74	91,1	0,0080	R		1,80	1,23	70	0,7300	18

Fonte: Noraqua, 2007.

ANEXO 7

TRAÇADO DA PROPOSTA


LEGENDA:
COLECTOR A INSTALAR
CAIXA DE VISITA EXISTENTE
CAIXA DE VISITA A INSTALAR
BACIA DE RETENÇÃO
N
escala
1/1000
Agosto 2010
A
B
C
D
E
F
G
H
I
J
K
L
M
N
O
P
AVENIDA DE FERNÃO MAGALHÃES
QUATRO DE AGOSTO
VINTE E QUATRO DE AGOSTO
CAMPO DE
RUA DE SANTOS POUSADA
RUA DE TOMAS FERNANDES NETO
RUA DE ILDEFONSO COELHO
RUA DE SANTA MATEUS
RUA DO DUQUE DE TERCEIRA
RUA DE GRAÇA MEIRELES
Travesso do Poço das Patas
TRIBUNAL ADMINISTRATIVO DO CIRCULO
JUNTA DE FREGUESIA DO BONFIM
ESCOLA
RUA DE FERREIRA CARU
RUA DO BONFIM
RUA DO MORGADO
RUA DO MOREDA
RUA DO ARAUJO

ANEXO 8

ARVORES, ARBUSTOS E CONÍFERAS USADAS PELA CMP

Árvores	Arbustos	Coníferas
Acer negundo	Hosmantus Verdes	*Abies spp*
Acer platanoides rubra	*Berberis* Vermelhos	Biota Maçã
Acer platanoides	Ligustrum ovalifolium 'aureovariegatum'	*Sequoia spp.*
Acer pseudoplatanus	Eurias Japonicas	*Cedrus atlantica*
Acer crimson king	*Viburnum Opulus*	*Chamaecyparis lawsoniana cv allumii*
Acer saccharinum	*Ilex aquifolium 'aureovariegata'*	Chamacyparis Laney
Albizia julibrissin	*Ilex aquifolium*	Chamacyparis Laney Aurea
Robinia pseudoacacia	*Taxos baccata*	Chamacyparis Lawsoniana Triumf Van Boskoop
Aesculus x carnea	*Prunus laurocerasus*	*Chamaecyparis leylandii*
Betula spp	*Buxo sempervirens*	*Chamaecyparis leylandii gold*
Casuarina equisetifolia	*Ligustrum* Japonico	Chamaecyparis Pirimidata
Alnus Glutinosa	*Ligustrum Vulgare*	*Chamaecyparis nootkatensis*
Catalpa spp	*Ligustrum* Sinensis	*Chryptomeria Japonica cv Elegans*
Celtis autralis	*Prunus Lusitanica*	*Chryptomeria Japonica*
Cercis siliquastrum	*Catraegus monogyna*	Cupressus Sempervirens
Carpinus betulus	*Viburnum* Fosky	*Juniperus chinensis*
Fraxinus americana	*Mahonia media 'winter sun'*	*Juniperus communis cv hibernica*
Fraxinius excelsior	*Spiraea* Plumosa	Juniperus Fletxer
Fagus sylvatica	*Spiraea ' van houttei'*	*Juniperus horizontalis aurea*
Fagus sylvatica cv purpúrea	*Punica granatum*	*Juniperus media cv pfitzeriana*
Grevillea robusta	Phorsytias	*Juniperus media cv pfitzeriana Old Gold*
Gleditsia triacanthos	Leziandra	Juniperus Scopulorum Tabletop B
Hiviscus syriacus	Dervilias	*Juniperus squamata*
Morus nigra	Cilindras	*Juniperus squamata cv Blue Carpet*
Salix babylonica	*Viburnum lantana*	*Juniperus virginiana*
Prunus Pissardi	Solanos	*Juniperos virginiana cv grey owl*
Quercus Robur	*Callistemon laewis*	Juniperus Alba
Quercus rubra	*Pittosporum* Cassifolia	Juniperus Plumoso
Quercus palustris	*Pittosporum tobira*	*Juniperus squamata*
Salix Contorta	*Ligustrum ovalifolium*	*Juniperus virginiana*
Liriodendron tulipifera	Tacassaste	Retinospora Obtusa Compacta Na
Ligustrum japonicum	*Magnolia* Fuscata	Retinospura Grassilis Aurea
Ligustrum Sinensis	Fransciceia	Retinospura Obtusa Compacta
Ligustrum Variagado	Homantos Variegados	Retinospura Pesifera Aurea
Ginkgo biloba	*Buxo sempervirens*	Retinospura Pesifera Verde
Magnolia x soulangiana	*Magnolia* Stelata	Sepholotacus
Magnolia grandiflora	*Cornus sanguinea*	*Taxus baccata cv elegantissima*
Tilia argentea	Cornus Variegado	*Taxus baccata cv fastigiata*
Tília platyphyllos	*Lantana spp*	Thuja Elegantíssima
Ulmus minor	*Hibiscus spp*	*Thuja occidentalis cv pyramidalis aurea*
Platanus spp	*Abutilon kentish bell*	*Thuja occidentalis cv rheingold*
Photinia serrulata	Cidonias Chamaleones	Thuja occidentalis Smaragard

Árvores	Arbustos	Coníferas
Sorbus aucuparia	*Deutzia spp*	*Thuja orientalis cv aurea nana*
Sophora japonica	*Buddleia davidii*	Thuja orientalis Lutescens
Prunus cerasifera	Evonimuns Pret	Thuiopes Alba Variegado
Prunus Serrulata	Evonimuns Alba	Thuiopes Verde
Populus nigra cv italica	Evonimuns Magnifico	
Populus nigra	Evonimuns Argente	
Populus boliana	*Inga*	
Citrus sinensis	Suphuricarpos	
Lagerstroemia speciosa	Kéria Japonica	
Liquidambar styraciflua	*Escallonia spp*	
Juglans nigra	*Camelia Japonica*	
Jacaranda mimosifolia	Palmeira de Leque	
Morus platanifolia	Palmeira Fenix	
Melia azedarach	*Buxo sempervirens*	
Castanea spp	Cicas	
Olea europea	*Lagerstroemia indica*	
Tamarix spp	*Metrosideros tomentosa*	
Arassás	*Arbutus unedo*	
	Tamarix gallica	
	Myrtu communis	
	Pieris japonica	
	Roseira spp	