

2014

Instituto Politécnico de Coimbra

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE COIMBRA

Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentáveis

**MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL,
ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÃO URBANA**

AUTORA | Rossana Lourenço

ORIENTADOR | Prof. Doutor Joaquim José de Oliveira Sousa

Coimbra, dezembro 2014

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação corresponde à concretização de uma etapa importante na minha vida pessoal, académica e profissional. O resultado deste trabalho, além de um considerável esforço próprio, esconde um número grande de contribuições, apoios, ou críticas vindas de muitas pessoas, às quais quero expressar os meus sinceros agradecimentos:

Ao Professor Doutor Joaquim Sousa, meu orientador, quero agradecer pela disponibilidade, ajuda, aconselhamento sobre a estrutura, conhecimentos transmitidos e pela revisão e comentários ao trabalho efetuado. As reuniões efetuadas ao longo da elaboração desta dissertação, foram fundamentais para o resultado final aqui apresentado, o meu obrigado e profundo reconhecimento.

Ao Professor Doutor Silvino Capitão pelo apoio, esclarecimentos e incentivo para focalizar-me na realização desta dissertação face à existência de outras atividades, a minha enorme gratidão.

Aos meus amigos, pela amizade, apoio, incentivo, compreensão, troca de ideias, partilha do estudo e paciência demonstrados durante o meu percurso académico, em particular à Helena, à Andrea, à Sara, à Laura, ao Nuno, à Juliana, ao Tiago Pais, ao João, ao Diogo Louro, ao Luís e ao Zé Miguel. O meu mais sincero agradecimento pelo carinho e ajuda prestada nos momentos mais difíceis e trabalhosos.

Ao Diogo Santo, pela importância que teve na minha vida pessoal e académica, pela amizade, carinho e ajuda, o meu sincero obrigado.

À instituição Abrigo Infantil de Nossa Senhora da Conceição, um agradecimento especial pelo importante pilar que foi na minha vida, pelo acolhimento e apoio prestados para que pudesse sempre avançar e atingir os meus objetivos. À Irmã Angelina e à Irmã Celeste Silva a minha sincera gratidão.

À Doutora Jenny, obrigada pelos conselhos, pelo apoio e sobretudo pela amizade.

Ao Nelson Pinto o meu agradecimento especial pela amizade, pelos sábios conselhos, pela força e pelo apoio incansável.

Ao Pedro Miguel Mariano, pelo apoio, amizade e por ouvir os meus desabafos e preocupações na fase de maior pressão deste trabalho, o meu sincero obrigado.

À Tecnovia, em especial à Eng.^a Carla Inácio, quero agradecer a amizade, o apoio e a compreensão ao longo da elaboração da dissertação.

À Minha Família, aos Meus Pais e aos Meus Irmãos um agradecimento muito especial, por serem a base daquilo que eu sou, a quem dedico este trabalho. À minha irmã Elsa por fazer tudo o que está ao seu alcance para que eu possa ir em busca da minha realização pessoal e

profissional, sem nunca desistir dos meus sonhos e do que sou capaz de fazer. Ao meu irmão Nelson, ao meu irmão Osvaldo, à minha irmã Dulce e à minha irmã Jéssica obrigada por ouvirem os meus desabafos, frustrações e partilharam das minhas preocupações, durante todo este tempo, dando-me o maior apoio mesmo quando me sentia cansada e sem forças. Ao meu cunhado Sílvio e minha cunhada Márcia, pelo apoio e força para que eu não desistisse, o meu sincero obrigado

A todos aqueles que direta e indiretamente contribuíram para a concretização e conclusão deste trabalho, os meus mais sinceros agradecimentos.

RESUMO

O desenvolvimento e a expansão dos núcleos urbanos conduziram a um aumento das taxas de impermeabilização do solo. Em termos de drenagem urbana, este processo é bastante nefasto, visto que reduz a capacidade de infiltração da água pluvial no solo, aumentando o volume de escoamento superficial, e reduzindo os tempos de concentração, provocando um agravamento nos caudais de ponta. A consequência direta dos fenómenos apontados é a ocorrência de inundações, causadas pela falta de capacidade dos sistemas de drenagem face aos novos caudais de ponta decorrentes das novas urbanizações. Para prevenir estas situações podem implementar-se duas soluções distintas: reforçar a capacidade dos sistemas de drenagem existentes (solução bastante dispendiosa e nem sempre exequível) ou implementar soluções de sistemas de drenagem de águas pluviais alternativos.

Esta dissertação apresenta uma forma alternativa de gestão das águas pluviais designada de Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentáveis (SUDS), que através de técnicas de controlo na origem (soluções que favorecem a infiltração da água pluvial no solo ou aumentam a capacidade de retenção/armazenamento da água pluvial), reduzem o caudal de ponta e, consequentemente, o risco de inundação.

Palavras-Chave

Gestão de águas pluviais, SUDS, controlo na origem, infiltração, retenção.

ABSTRACT

The development and expansion of urban areas led to an increase of the impervious surface area. In terms of urban drainage, this process is quite ominous, since it reduces the infiltration capacity of rainwater in the soil, increasing the volume of runoff, and reducing the time of concentration, causing an increase in peak flow rates. The direct consequence of the presented phenomena is the occurrence of floods, caused by the inability of drainage systems to new peak flows arising from new urban areas. To prevent these situations we can put into practice two different solutions: improve the capacity of drainage systems (very expensive and not always a feasible solution) or implement alternative drainage solutions.

This thesis presents an alternative way of storm water management denominated Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS), through source control techniques (solutions that promote infiltration of rainwater into the ground or increase the retention capacity / rainwater storage), reducing the peak flow rate and consequently the risk of flooding.

Key-Words

Stormwater Management, SUDS, source control, infiltration, retention.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento do Tema	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Metodologia de Trabalho	3
1.4	Estrutura da Dissertação.....	4
2	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE SISTEMAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS	5
2.1	Tipos de Sistemas.....	5
2.1.1	Sistemas Unitários	5
2.1.2	Sistemas Separativos.....	6
2.1.3	Sistemas Mistos	7
2.1.4	Sistemas Separativos Parciais ou Pseudo-Separativos	7
2.2	Componentes dos Sistemas	8
2.3	Evolução dos Sistemas de Drenagem Urbana a Partir do Século XIX.....	11
2.4	Principais Diferenças entre Abordagem Convencional de Gestão das Águas Pluviais e Abordagem Alternativa	13
3	SISTEMAS URBANOS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEIS.....	15
3.1	Conceito de SUDS	15
3.2	Objetivos dos SUDS	16
3.3	Cadeia de Gestão dos SUDS	17
3.4	Processos Associados aos SUDS	18
3.4.1	Redução do Volume de Escoamento e Atenuação do Caudal de Ponta	19
3.4.2	Controlo da Qualidade da Água Pluvial	19
3.5	Medidas Não Estruturais	20
3.6	Medidas Estruturais.....	21
4	TÉCNICAS DE CONTROLO NA ORIGEM.....	23

4.1	Bacias de Retenção	24
4.1.1	Constituição Física das Bacias de Retenção.....	24
4.1.2	Tipos de Bacias de Retenção	26
4.1.3	Vantagens e Desvantagens	32
4.1.4	Dimensionamento Hidráulico-Hidrológico	33
4.1.5	Manutenção	38
4.2	Trincheiras de Infiltração.....	39
4.2.1	Funcionamento	40
4.2.2	Aplicação.....	41
4.2.3	Vantagens e Desvantagens	42
4.2.4	Aspetos Construtivos.....	44
4.2.5	Dimensionamento Hidráulico-Hidrológico	44
4.2.6	Manutenção	47
4.3	Poços de Infiltração	48
4.3.1	Vantagens e Desvantagens	50
4.3.2	Aspetos Construtivos.....	51
4.3.3	Dimensionamento Hidráulico-Hidrológico	53
4.3.4	Manutenção	56
4.4	Pavimentos Permeáveis	56
4.4.1	Constituição dos Pavimentos Permeáveis	58
4.4.2	Tipos de Pavimentos Permeáveis	68
4.4.3	Vantagens e Desvantagens	71
4.4.4	Aspetos Construtivos.....	72
4.4.5	Dimensionamento.....	78
4.4.6	Manutenção	83
4.5	Coberturas Verdes	83
4.5.1	Constituição das Coberturas Verdes.....	87
4.5.2	Tipos de Coberturas Verdes	88
4.5.3	Benefícios e Limitações	91
4.5.4	Aspetos Construtivos.....	94
4.5.5	Manutenção	96
4.6	Outras Técnicas de SUDS	96
4.6.1	Faixas Filtrantes (<i>Filter Strip</i>).....	96
4.6.2	Valas Revestidas com Coberto Vegetal (<i>Swales</i>).....	97
4.6.3	Sistemas de Biorretenção	99
5	CONCLUSÃO	101
5.1	Considerações Finais	101
5.2	Desenvolvimentos Futuros	102

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 103**APÊNDICES E ANEXOS 111****APÊNDICE I. Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais 113**

- I.1 Principais Vantagens e Desvantagens dos Sistemas Separativos e dos Sistemas Unitários 113
- I.2 Principais Diferenças entre Abordagem Convencional e a Abordagem Alternativa... 114

APÊNDICE II. Técnicas de Controlo na Origem..... 115

- II.1 Parâmetros de Dimensionamento para Sistemas de Infiltração 115
- II.2 Dimensionamento de Dispositivos de Regularização de Caudal 118
- II.3 Caracterização de Solos para Pavimentos Permeáveis 118
- II.4 Seleção do Sistema de Pavimentos Permeáveis 118
- II.5 Ações de Manutenção em Pavimentos Permeáveis 119
- II.6 Caracterização dos Diferentes Tipos de Coberturas Verdes 120
- II.7 Vantagens e Desvantagens das Coberturas Verdes..... 121
- II.8 Matriz de Seleção dos SUDS 122

APÊNDICE III. Dimensionamento Hidráulico-Hidrológico 123

- III.1 Trincheira de Infiltração..... 125
- III.2 Poços de Infiltração..... 128
- III.3 Pavimento Permeável..... 130
- III.4 Bacia de Retenção 132

APÊNDICE IV. Procedimento Construtivo de Pavimentos Permeáveis 137**ANEXO I. Curvas I-D-F do Território Nacional 145**

- I.1 Curvas I-D-F do Território Nacional 145

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Alterações no ciclo hidrológico em consequência da urbanização	2
Figura 1.2 Estrutura da dissertação	4
Figura 2.1 Representação esquemática de um sistema do tipo unitário. (Marques <i>et al.</i> , 2013)6	
Figura 2.2 Representação esquemática de um sistema do tipo separativo. (Marques <i>et al.</i> , 2013)	7
Figura 2.3 Esquema exemplificativo de sistema unitário e sistema separativo (EPA, 2014)....	8
Figura 2.4 Combinação de sumidouro com sarjeta de passeio (Imagem cedida por Joaquim Sousa)	9
Figura 2.5 Sumidouro de grades (Imagem cedida por Joaquim Sousa).....	9
Figura 3.1 Objetivos gerais dos SUDS (Adaptado de Ballard <i>et al.</i> , 2007).....	17
Figura 3.2 Cadeia de gestão dos SUDS (Adaptado de Ballard <i>et al.</i> (2007)).....	18
Figura 4.1 Constituição física das bacias de retenção.....	24
Figura 4.2 Planta de bacia de retenção (Adaptado de Correia (2007))	25
Figura 4.3 Seção transversal de bacia de retenção (Adaptado Correia (2007))	26
Figura 4.4 Classificação das bacias de retenção enquanto estrutura física.....	26
Figura 4.5 Bacia de retenção de Tanner Spirngs Park, Portland, Oregon (Water in Zicht, 2014)	27
Figura 4.6 Funcionamento da bacia de retenção de Tanner Springs Park (Water in Zicht, 2014)	27
Figura 4.7 Bacia de retenção a seco (Susdrain, 2012)	28
Figura 4.8 Perfil tipo de uma bacia a seco (Adaptado Matos (2003a))	28
Figura 4.9 Bacia de retenção em Guimarães (CMG, s.d.)	29
Figura 4.10 Perfil tipo de bacia com nível de água permanente (Adaptado Matos (2003a)) ..	30
Figura 4.11 Cisterna de Mazagão no norte de África (Embaixada do Reino de Marrocos em Portugal, 2010).....	31
Figura 4.12 Bacia de retenção em série ou <i>on-line</i>	32
Figura 4.13 Bacia de retenção em paralelo ou <i>off-line</i>	32
Figura 4.14 Secção típica de trincheira de infiltração (Adaptado de Minnesota (s.d.)).....	40
Figura 4.15 Tipos de alimentação de trincheiras de infiltração (Adaptado de Ballard <i>et al.</i> (2007)).....	41
Figura 4.16 Integração de trincheira de infiltração (Sustainable Stormwater Management, 2007)	43
Figura 4.17 Poços de infiltração: de infiltração e de injeção (Azzout <i>et al.</i> (1994)).....	48
Figura 4.18 Esquema de entrada e saída de água num poço de infiltração (Aquafluxus, 2011)	49
Figura 4.19 Tipos de utilização de poços de infiltração em meio urbano (Chocat, 1997)	50

Figura 4.20 Exemplificação da associação de poço de infiltração com outras técnicas de controlo na origem (Azzout <i>et al.</i> , 1994).....	51
Figura 4.21 Poço de infiltração em anéis de betão pré-fabricados (NYC Buildings, 2014)	52
Figura 4.22 Pavimento Poroso – Parque de Estacionamento Doca de Santos, Lisboa (Adaptado de Ferreira (2000)).....	57
Figura 4.23 Aplicação de pavimentos permeáveis (FORMPAVE, 2014).....	58
Figura 4.24 Secção transversal típica de pavimento permeável (STORMWATER CENTER, s.d.)	59
Figura 4.25 Pavimento permeável em betão betuminoso poroso (Minnesota Pollution Control Agency, 2014)	60
Figura 4.26 Pavimento permeável em betão de cimento poroso (Pervious Pavements, 2011)	61
Figura 4.27 Pavimento permeável em blocos de betão (FORMPAVE, 2014).....	62
Figura 4.28 Superfície de relva e gravilha reforçadas (Atlanlusi, 2014).....	65
Figura 4.29 Pavimento permeável em blocos de betão alveolares (Rhino Pisos, 2014)	65
Figura 4.30 Pavimento permeável tipo A – Infiltração total (INTERPAVE, 2010)	68
Figura 4.31 Pavimento permeável tipo B – Infiltração parcial (INTERPAVE, 2010).....	69
Figura 4.32 Pavimento permeável tipo C – Sem infiltração (INTERPAVE, 2010).....	70
Figura 4.33 Blocos de drenagem (INTERPAVE, 2010)	71
Figura 4.34 Granulometria dos agregados na inexistência de geotêxtil (INTERPAVE, 2010)	73
Figura 4.35 Soluções para pavimentos permeáveis com inclinação (INTERPAVE, 2010).....	74
Figura 4.36 Considerações para prevenção da poluição (INTERPAVE, 2010).....	75
Figura 4.37 Relação entre a área permeável e área impermeável (INTERPAVE, 2010).....	75
Figura 4.38 Configuração típica de sistema de drenagem de coberturas (INTERPAVE, 2010)	76
Figura 4.39 Instalação de drenos em valas de proteção (INTERPAVE, 2010).....	76
Figura 4.40 Esquema do perímetro típico de áreas ajardinadas (INTERPAVE, 2010)	77
Figura 4.41 Procedimento de dimensionamento de pavimentos permeáveis (Adaptado de Ballard <i>et al.</i> (2007))	78
Figura 4.42 New Providence Wharf, Londres (ZINCO , 2012).....	84
Figura 4.43 Vista aérea da cobertura verde do edifício da Portugal Telecom em Picoas (Costa, 2010).....	85
Figura 4.44 Jardins de cobertura da Fundação Calouste Gulbenkian (Turismo de Portugal, s.d.)	85
Figura 4.45 Jardim das Oliveiras CCB, Lisboa (Turismo de Portugal, s.d.).....	86
Figura 4.46 Cobertura verde da sede do Banco Mais, Lisboa (Gonçalo Byrne Arquitectos, s.d.)	86
Figura 4.47 Cobertura verde da ETAR de Alcântara (Águas de Portugal, s.d.).....	87
Figura 4.48 Constituição típica de coberturas verdes (Zinco, 2014).....	88
Figura 4.49 Esquema representativo da tipologia intensiva, semi-intensiva e extensiva (Raposo, 2013)	88

Figura 4.50 Cobertura intensiva localizada em Vancouver, composta por diversas espécies de plantas, um lago e outros adornos. (Castelo-Branco, 2012)	89
Figura 4.51 Cobertura semi-intensiva instalada numa escola em Manhattan, onde há uma separação nítida entre as zonas extensiva e intensiva (Castelo-Branco, 2012)	90
Figura 4.52 Cobertura extensiva do aeroporto de Amesterdão (Raposo, 2013)	91
Figura 4.53 Detalhe construtivo da saída de escoamento protegida com câmara de inspeção e margens de segurança (ZINCO, 2014)	95
Figura 4.54 Faixa filtrante inserida em zona urbana (RainWays, s.d.).....	97
Figura 4.55 Vala de infiltração e vala de retenção (Adaptado de Matos, 2003a)	98
Figura 4.56 Vala relvada integrada em zona urbana (Fairfax, 2007)	98
Figura 4.57 Sistema de biorretenção inserido em espaço verde (Indianapolis, s.d.)	100
Figura 4.58 Sistema de biorretenção ao nível residencial (This Old House, 2014).....	100

ÍNDICE DE FIGURAS EM APÊNDICE

Figura III. 1 Planta do loteamento – Exemplo de aplicação	123
Figura IV. 1 Fase 1 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2008).....	137
Figura IV. 2 Fase 2 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009).....	137
Figura IV.3 Fase 3 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009).....	138
Figura IV. 4 Fase 4 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009).....	138
Figura IV. 5 Fase 5 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009).....	139
Figura IV. 6 Fase 6 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009).....	139
Figura IV. 7 Fase 7 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009).....	140
Figura IV. 8 Fase 8 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009).....	140
Figura IV. 9 Fase 9 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009).....	141
Figura IV. 10 Fase 10 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009).....	141
Figura IV. 11 Fase 11 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009).....	142
Figura IV. 12 Fase 12 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009).....	142
Figura IV. 13 Fase 13 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009 e ABCP, s.d.)	143
Figura IV. 14 Fase 14 Construção de Pavimento Permeável (ABCP, s.d.)	143
Figura IV. 15 Fase 15 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009).....	144

ÍNDICE DE FIGURAS EM ANEXO

Figura AI.1 Curvas de intensidade-duração-frequência aplicáveis a Portugal Continental e parâmetros das curvas I-D-F (Adaptado de Matos e Silva 1986)	145
---	-----

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 Evolução dos sistemas urbanos de drenagem pluvial.....	13
Quadro 4.1 Requisitos dos fusos granulométricos para a camada de desgaste (Estradas de Portugal, S.A., 2012)	61
Quadro 4.2 Características físicas dos blocos de betão para pavimentos permeáveis (Morgado, 2008).....	64
Quadro 4.3 Granulometria dos materiais para a camada de regularização (INTERPAVE, 2010).....	66
Quadro 4.4 Granulometria típica da camada de sub-base (INTERPAVE, 2010)	67
Quadro 4.5 Valores de referência para a percentagem de retenção de água em função da profundidade do substrato de crescimento (Adaptado de FLL, 2002)	93

ÍNDICE DE QUADROS EM APÊNDICE

Quadro I. 1 Principais vantagens e desvantagens dos sistemas separativos e dos sistemas unitários (Adaptado de Matos, 2003a)	113
Quadro I. 2 Principais diferenças entre a abordagem convencional e a abordagem alternativa (Adaptado de Philip, 2011).....	114
Quadro II. 1 Valores médios do coeficiente C para utilização no Método Racional (Adaptado de manual n.º37, ASCE <i>apud</i> Matos (2003a))	115
Quadro II. 2 Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno (JAE, 1998)	116
Quadro II. 3 Coeficiente “C” em função do período de retorno, para diversas tipologias de ocupação (Adaptado de Drainage Criteria Manual 1977 <i>apud</i> Matos (2003a)).....	116
Quadro II. 4 Taxas de Infiltração para diferentes tipos de materiais (Adaptado de Ballard <i>et al.</i> , 2007).....	117
Quadro II. 5 Valores do fator de segurança F (Adaptado Ballard <i>et al.</i> , 2007).....	117
Quadro II. 6 Valores de porosidade para diferentes tipos de solos (Adaptado Ballard <i>et al.</i> (2007))	117
Quadro II. 7 Características dos Diferentes tipos de dispositivos (Adaptado de JAE (1998))	118
Quadro II. 8 Caracterização de solos (Adaptado de INTERPAVE (2010)).....	118
Quadro II. 9 Seleção de pavimentos permeáveis (Adaptado de INTERPAVE (2010)).....	118
Quadro II. 10 Manutenção de pavimentos permeáveis (Ballard <i>et al.</i> , 2007).....	119

Quadro II. 11 Síntese da caracterização dos tipos de cobertura verde (Martins, 2009; Raposo, 2013 e Castelo-Branco, 2012).....	120
Quadro II. 12 Vantagens e desvantagens adjacentes às coberturas extensivas e intensivas. (Adaptado de Ballard <i>et al.</i> (2007))	121
Quadro II. 13 Matriz de Seleção dos SUDS (Adaptado de Ballard <i>et al.</i> (2007)).....	122
Quadro III 1 Áreas distribuídas no loteamento	124
Quadro III 2 Cálculo de $hm_{\acute{a}x}$. para diferentes durações de precipitação (DP).....	128
Quadro III 3 Cálculo de $hm_{\acute{a}x}$. para diferentes durações de precipitação (DP).....	130
Quadro III 4 Cálculo de $hm_{\acute{a}x}$. para diferentes durações de precipitação (DP).....	132

SIMBOLOGIA

- a – Parâmetro das curvas IDF
- A – Área drenada; Área da bacia de drenagem
- A_b – Área da base da trincheira de infiltração
- A_c – Área de cobertura
- A_f – Área do fundo do poço de infiltração
- A_i – Superfície ativa de infiltração; área de infiltração
- A_I – Área impermeável
- A_{pl} – Área das paredes laterais
- A_{pp} – Área de pavimento permeável
- A_{PE} – Área de parques de estacionamento
- A_{sb} – Secção da sub-base
- b – Parâmetro das curvas IDF; Metade da distância média entre drenos
- C – Coeficiente de escoamento
- d/D – Agregado de granulometria descontínua
- D – Diâmetro da tubagem; Diâmetro do poço de infiltração
- $D_{máx.}$ – Dimensão máxima do agregado
- D_c – Duração da precipitação crítica
- D_p – Duração da precipitação
- $D_{15 \text{ sub-base}}$ – Dimensão correspondente a 15% de passados do material da sub-base
- $D_{50 \text{ sub-base}}$ – Dimensão correspondente a 50% de passados do material da sub-base
- $D_{50 \text{ c.regularização}}$ – Dimensão correspondente a 50% de passados do material da camada de regularização
- F – Fator de segurança
- g – Aceleração da gravidade
- h – Espessura da sub-base
- $h_{máx.}$ – Altura máxima de água armazenada
- h_p – Altura de precipitação
- H – Carga máxima sobre a descarga
- H_e – Profundidade efetiva do poço de infiltração
- H_t – Profundidade total do poço de infiltração
- H1 – Energia a montante
- H2 – Energia a jusante
- i – Gradiente hidráulico
- I – Intensidade de precipitação
- I_{PI} – Volume de água afluente ao poço de infiltração
- K – Coeficiente de ajustamento; Coeficiente de permeabilidade
- L – Comprimento da tubagem de descarga

n – Porosidade do material

O_{PI} – Volume de água que irá infiltrar-se no solo durante a precipitação

P – Perímetro do sistema de infiltração

q – Caudal máximo efluente; Taxa de infiltração; Taxa de escoamento do pavimento

Q – Capacidade de escoamento da sub-base

Q_a – Caudal afluente

Q_i – Caudal infiltrado durante o período de precipitação

Q_p – Caudal de ponta pluvial

q_s – Caudal específico efluente

R_h – Raio hidráulico

S_{PI} – Volume de armazenamento do poço de infiltração

T_r – Período de retorno

U - Velocidade

V_a – Volume de armazenamento

z – Profundidade ou folga no poço de infiltração

Z_1 – Cota do nível máximo da bacia de retenção

Z_2 – Cota da secção de saída da tubagem de descarga

$\Delta H_{1,2}$ – Perda de carga da tubagem de descarga

LISTA DE ACRÓNIMOS E SIGLAS

- ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland
ASTM – *American Society for Testing and Materials*
BBd – Betão Betuminoso drenante
BMP – *Best Mangement Practice*
CBR – *California Bearing Ratio*; Índice de Suporte de Califórnia
CCDR-LVT – Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional de Lisboa e Vale do Tejo
CIRIA – *Construction Industry Research and Information Association*
CMG – Câmara Municipal de Guimarães
DL – Decreto de Lei
DR – Decreto Regulamentar
EEM – Estrutura Ecológica Municipal
EN – Norma Europeia
EP – Estradas de Portugal
EPA – Environmental Protection Agency
ETAR – Estação de Tratamento de Águas Residuais
FLL – *Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung Landschaftsbau e.V.*
IDF – Intensidade, Duração, Frequência
IGRA – *International Green Roof Association*
IHRH – Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos
JAE – Junta Autónoma de Estradas
LID – *Low Impact Development*
NYC – *New York City*
PEAD – PoliEtileno de Alta Densidade
PMOT – Planos Municipais de Ordenamento do Território
PNUEA – Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água
PPC – PoliPropileno Corrugado
PVC – PoliCloroeto de Vinilo
RGSPDADAR – Regulamento geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais
SAAP – Sistemas de Aproveitamento de Águas Pluviais
SSM – Sustainable Stormwater Managements
SUDS – Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentáveis; *Sustainable Urban Drainage Systems*
SWMM – *StormWater Management Model*
WSUD – *Water Sensitive Urban Design*

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do Tema

Nos últimos anos, tem-se observado um significativo crescimento das cidades. De acordo com o relatório “Perspetivas da Urbanização Mundial” (ONU, 2014), atualmente 54% da população vive em áreas urbanas, uma proporção que se espera venha a aumentar para 66% em 2050. Desde 1950 até 2014 a população urbana a nível mundial cresceu rapidamente, passando de 746 milhões em 1950 para 3,9 mil milhões em 2014. Em Portugal, também o aumento da população urbana intensificou-se com especial força nas áreas metropolitanas de Lisboa e Porto, que reúnem cerca de 40% da população do continente. Devido ao crescimento urbano ocorrem alterações no uso do solo, nomeadamente o aumento da impermeabilização, que mudam significativamente as condições de drenagem natural das águas pluviais (ciclo hidrológico - ciclo natural da água) (**Figura 1.1**): a capacidade de infiltração e retenção da água pluvial no solo reduz; o escoamento superficial aumenta e os tempos de concentração são menores, originando caudais de ponta mais elevados. A consequência direta dos fenómenos apontados é a ocorrência de inundações, causadas pela falta de capacidade dos sistemas de drenagem face ao aumento dos caudais a eles afluentes.

As sucessivas inundações, ano após ano, nas zonas urbanas provocam elevados danos. Em Portugal existem registos de inundações que resultaram em elevadas perdas humanas e económicas: o caso das cheias de 1967 em Lisboa, nas quais 462 pessoas morreram e, mais recentemente, a 20 de Fevereiro de 2010 na Ilha da Madeira, 47 pessoas morreram e 600 ficaram desalojadas.

Para obviar as situações referidas podem implementar-se duas soluções distintas:

- 1) Aumentar a capacidade dos sistemas de drenagem existentes (solução economicamente inviável e nem sempre tecnicamente exequível);
- 2) Implementar sistemas alternativos aos sistemas de drenagem de águas pluviais tradicionais.

Quando se torna impossível intervir ao nível do sistema de drenagem, por se tornar uma solução dispendiosa ou não ser possível executar alterações, torna-se imperativa a implementação de outras soluções para diminuir o risco de cheia e inundação e proteger as populações. Neste contexto, surgem os **Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável (SUDS)** - soluções de drenagem alternativas e complementares aos sistemas de drenagem de águas pluviais tradicionais (canalização direta das águas pluviais). Os SUDS, nomeadamente as técnicas de controlo na origem, permitem a redução dos caudais de ponta e dos volumes de águas pluviais afluentes ao sistema de drenagem pluvial. Os SUDS alcançam estes objetivos

na medida em que reduzem o escoamento superficial, aumentam a capacidade de armazenamento e permitem a infiltração das águas pluviais no solo.

Estes sistemas permitem que as águas pluviais, geralmente vistas como um problema em termos urbanos, passem a ser aproveitadas como recurso.

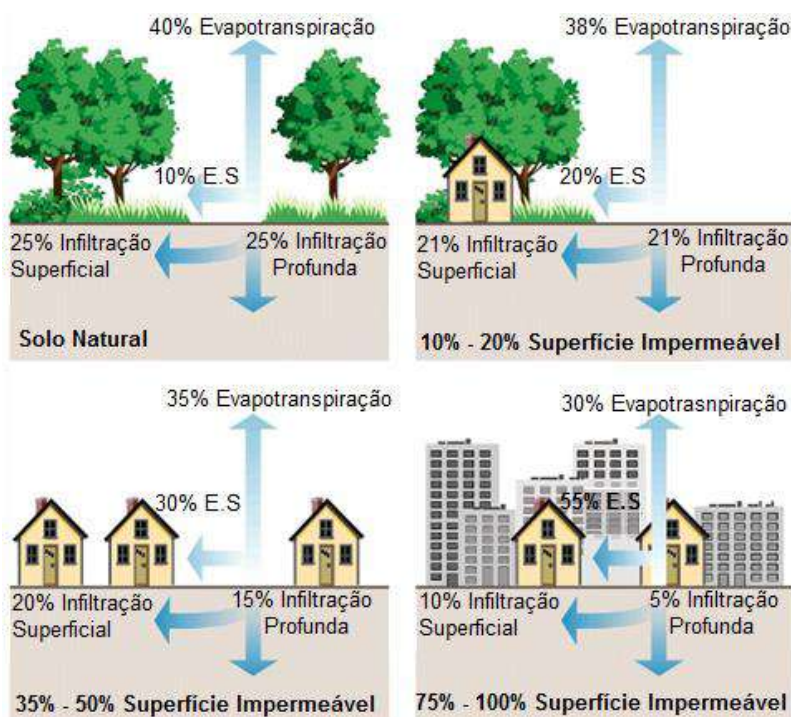


Figura 1.1 Alterações no ciclo hidrológico em consequência da urbanização

1.2 Objetivos

A presente dissertação abordará a implementação dos SUDS como sistemas de gestão de águas pluviais, recorrendo a técnicas de controlo na origem - soluções que favorecem a infiltração da água pluvial ou aumentam a capacidade de retenção/armazenamento da água pluvial, contribuindo para a redução do caudal de ponta de cheia e, conseqüentemente, do risco de inundação.

O objetivo geral da dissertação é aprofundar conhecimentos na área de hidráulica, mais especificamente no âmbito dos sistemas urbanos de drenagem de águas pluviais - sistemas urbanos de drenagem sustentáveis. A partir deste, foram definidos dois objetivos específicos:

1. Realizar uma revisão bibliográfica de forma a conhecer aprofundadamente o conceito de SUDS;
2. Adquirir conhecimento sobre as principais técnicas alternativas de gestão de águas pluviais;

3. Caracterizar as técnicas de controlo na origem, do ponto de vista do projeto e da sua implementação no terreno;
4. Avaliar o impacto de novos empreendimentos em infraestruturas existentes.

Com a elaboração da presente dissertação pretendo obter conhecimento profundo e esclarecido sobre os SUDS e incentivar a mudança de paradigma na gestão do risco de inundações no nosso país, tendo como premissa o investimento nestes sistemas, ao invés da cobertura dos prejuízos pós-cheias.

1.3 Metodologia de Trabalho

A metodologia utilizada para o desenvolvimento da dissertação compreendeu as seguintes etapas: a) Revisão bibliográfica; b) Estudo das técnicas de controlo na origem; c) Dimensionamento hidráulico-hidrológico.

a) Revisão bibliográfica

Numa primeira fase, por meio da revisão bibliográfica pretendeu-se perceber a evolução histórica dos sistemas de drenagem de águas pluviais, inteirar das diferentes tipologias, dos principais componentes e os seus objetivos. Por meio da revisão bibliográfica foi possível perceber as motivações que desencadearam a adoção de certos sistemas, em determinados períodos de tempo, e quais as vantagens e desvantagens que deles resultaram. Na segunda fase realizou-se uma pesquisa sobre a temática dos SUDS, nomeadamente, o seu conceito, os objetivos, a cadeia de gestão e as diferentes medidas associadas a esta visão. Por fim, a terceira fase da revisão bibliográfica compreendeu a pesquisa ampla e detalhada sobre as técnicas de controlo na origem.

b) Estudo das técnicas de controlo na origem

Esta fase dividiu-se em duas etapas: a) descrição geral das técnicas de controlo na origem e seus objetivos; b) Estudo detalhado das principais técnicas de controlo na origem do ponto de vista de projeto, de constituição, de características dos materiais, os tipos de soluções construtivas, o dimensionamento, os aspetos construtivos as vantagens e limitações específicas inerentes à sua implementação e, por fim, alguns aspetos relativos à manutenção. Para complementar a informação recolhida consultou-se documentação de fabricantes e fornecedores, fichas técnicas, entrevistas e cursos acerca destas técnicas, do ponto de vista do dimensionamento e da implementação.

c) Dimensionamento hidráulico-hidrológico

A metodologia de trabalho culminou com o dimensionamento hidráulico-hidrológico das técnicas de controlo na origem, para um loteamento situado na região de Lisboa.

A documentação consultada foi diversa, desde os livros, aos artigos científicos, dissertações de mestrado e normas, passando por publicações e sítios da Internet. Entre os autores mais citados na literatura consultada destacam-se Ballard *et al.* (2007) e Matos (2003a).

1.4 Estrutura da Dissertação

Com vista ao cumprimento dos objetivos referidos, a presente dissertação foi organizada de acordo com a estrutura apresentada na **Figura 1.2**.

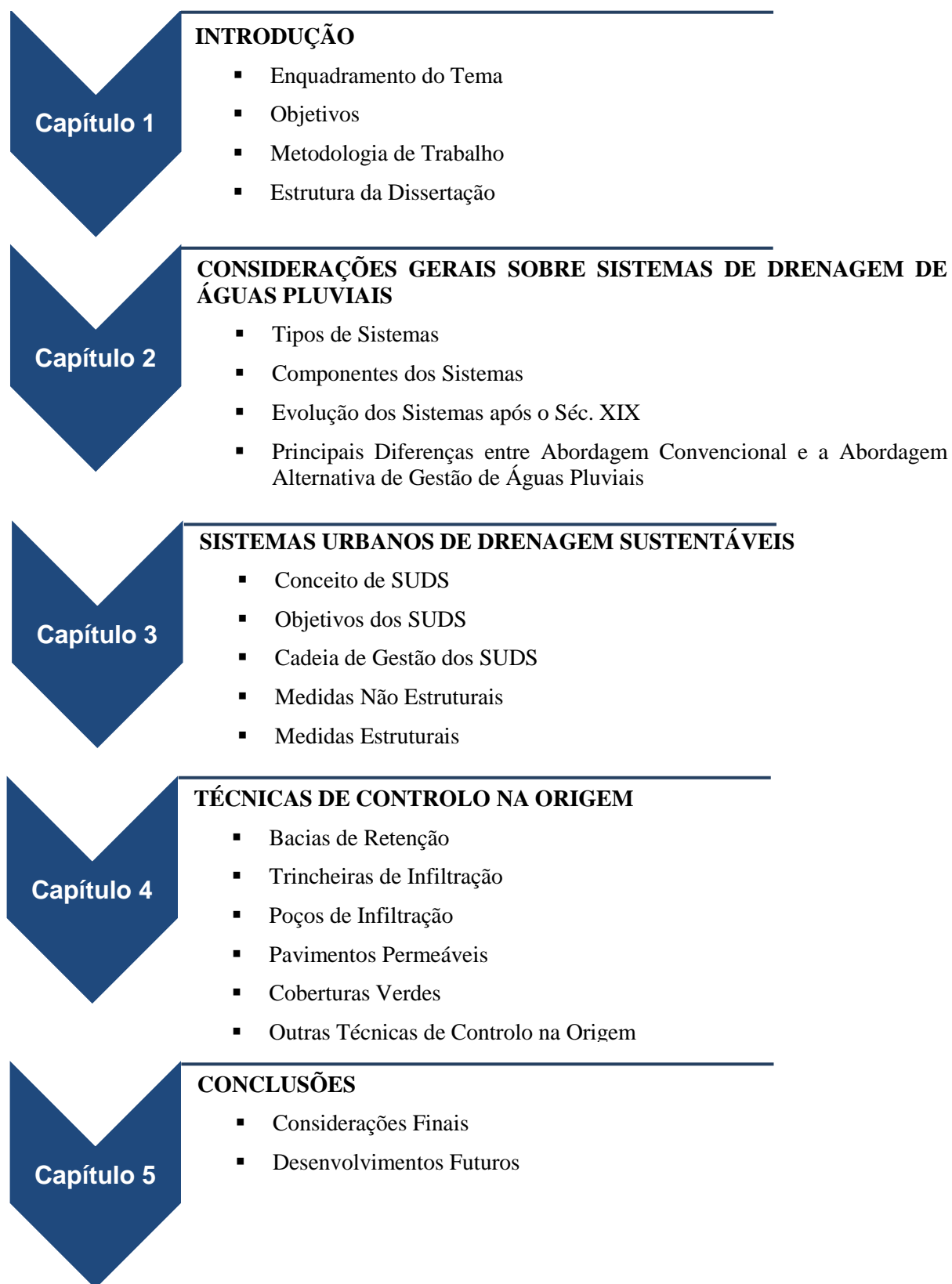


Figura 1.2 Estrutura da dissertação

2 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE SISTEMAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS

Os sistemas urbanos de drenagem de águas pluviais são um importante agente na gestão das águas pluviais e têm como objetivo primordial assegurar a recolha e o transporte das águas das chuvas, em condições apropriadas, para um meio recetor, de forma a evitar a ocorrência de inundações indesejáveis. Pode afirmar-se que a drenagem pluvial urbana não é só uma necessidade, mas uma prioridade por estar diretamente ligada à qualidade de vida e à segurança de pessoas e bens (Marque *et al.*, 2013)

Os benefícios que advêm da correta implantação de um adequado sistema de drenagem pluvial são inúmeros podendo apontar-se alguns:

- Redução das áreas inundadas;
- Proteção do tráfego rodoviário e pedestre;
- Redução de gastos com manutenção das vias públicas e áreas adjacentes permeáveis e impermeáveis;
- escoamento rápido das águas superficiais;
- Eliminação da presença de águas estagnadas;
- Abaixamento do nível freático;
- Redução da erosão hídrica do solo.

2.1 Tipos de Sistemas

A legislação portuguesa presentemente em vigor (Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de Agosto - Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais-RGSPPDADAR), refere que os sistemas de drenagem de águas residuais podem classificar-se em quatro tipos, em função da origem das águas que escoam, nomeadamente: sistemas unitários, sistemas separativos, sistemas mistos e sistemas separativos parciais ou pseudo-separativos.

2.1.1 Sistemas Unitários

Os sistemas unitários (**Figura 2.1**) são constituídos por uma única rede de coletores, onde são conjuntamente admitidas as águas residuais domésticas, industriais e pluviais. Estes recolhem e drenam a totalidade das águas a afastar dos aglomerados populacionais. Em tempo seco, as águas residuais são transportadas para uma estação de tratamento e, após serem tratadas, são

descarregadas para os meios recetores. Perante a ocorrência de precipitação, a capacidade do sistema ou da Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) poderá ser insuficiente, devido aos caudais elevados, e as águas residuais podem ser diretamente descarregadas nos meios recetores através dos descarregadores de tempestade.

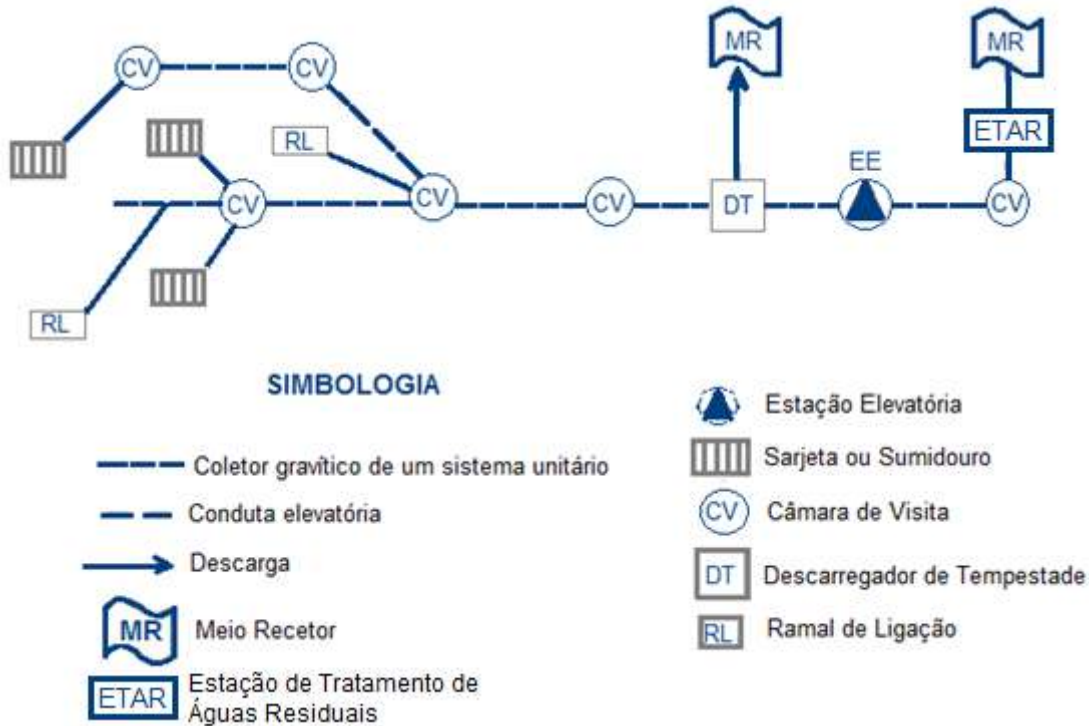


Figura 2.1 Representação esquemática de um sistema do tipo unitário. (Marques *et al.*, 2013)

2.1.2 Sistemas Separativos

Os sistemas separativos (**Figura 2.2**) são constituídos por duas redes de coletores distintas: uma destinada a conduzir as águas residuais domésticas e industriais para a ETAR, e outra que conduz as águas pluviais ou similares para os meios recetores, sem ligações entre as duas redes. Teoricamente, a principal vantagem dos sistemas separativos é a separação dos dois tipos de efluentes, águas residuais domésticas altamente poluídas e águas pluviais com uma menor carga poluente. Na prática, a separação total dos dois tipos de efluentes nem sempre é possível, devido à existência de ligações indevidas, o que pode originar descargas de poluentes prejudiciais ao meio recetor.

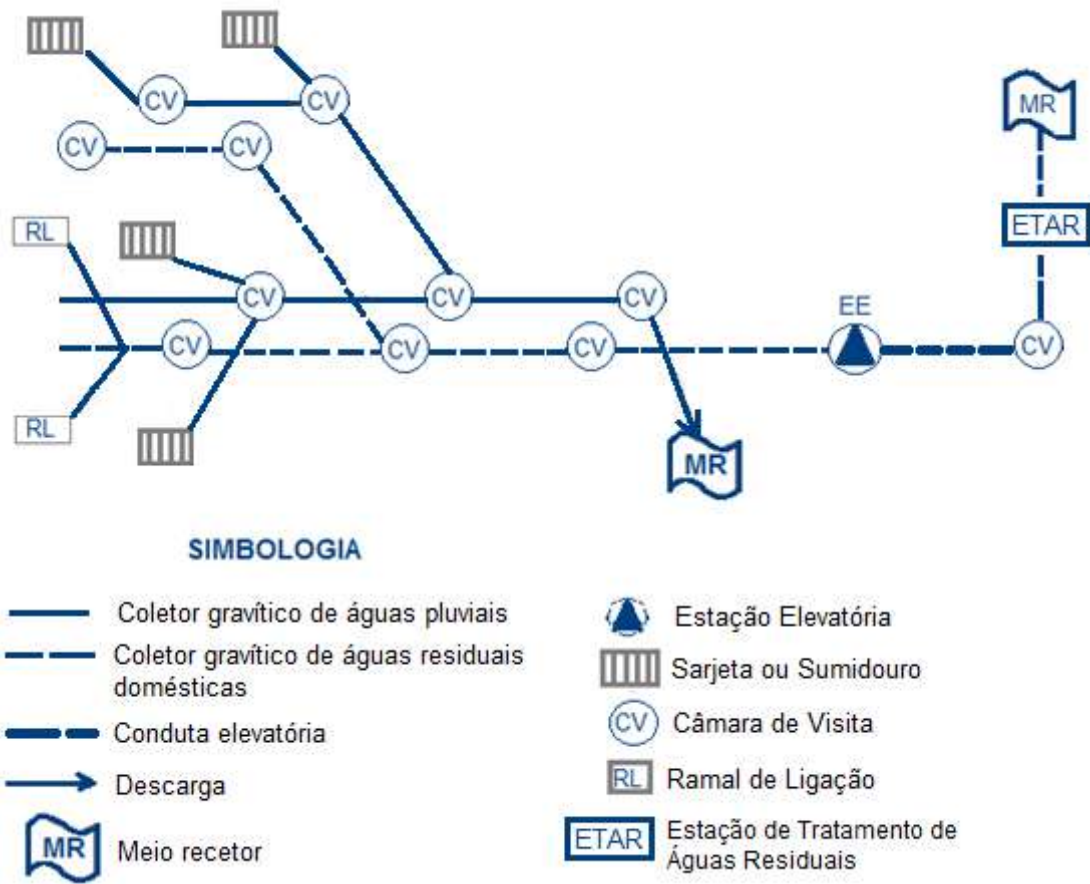


Figura 2.2 Representação esquemática de um sistema do tipo separativo. (Marques *et al.*, 2013)

No **Quadro I.1**, em apêndice, apresentam-se as principais vantagens e desvantagens dos sistemas unitários e dos separativos.

2.1.3 Sistemas Mistos

A conjugação dos dois sistemas referidos anteriormente dá origem aos sistemas mistos, em que uma parte da rede é unitária e a outra parte separativa. Este tipo de sistemas é típico de vilas e cidades antigas, em fase de crescimento ou renovação.

2.1.4 Sistemas Separativos Parciais ou Pseudo-Separativos

Os sistemas separativos parciais ou pseudo-separativos são aqueles “em que se admite, em condições excepcionais, a ligação de águas pluviais de pátios interiores ao coletor de águas residuais domésticas”. É exemplo de sistema pseudo-separativo, a ligação de tubagens de drenagem de telhados, pátios e logradouros à rede separativa de águas residuais domésticas, devido a dificuldades físicas e construtivas de ligação à rede pluvial.

Regra geral, os sistemas do tipo separativo são os mais indicados, na medida em que previnem a contaminação dos meios recetores (destino final), pois as águas residuais são encaminhadas para as ETAR.

A decisão de utilizar um sistema unitário em vez de um sistema separativo, para águas pluviais e águas residuais, tem sido objeto de discussão, tendo-se optado inicialmente (segunda metade do século XIX) pelo sistema unitário e só mais tarde (início do século XX) pelos sistemas separativos. A escolha do sistema unitário foi em muitos casos uma solução mais económica, uma vez que era possível ligar as diferentes origens da água para o mesmo coletor.

Na realidade, de acordo com a legislação portuguesa “na conceção de sistemas de drenagem pública de águas residuais em novas áreas de urbanização deve, em princípio, ser adotado o sistema separativo” (RGSPDADAR, n.º 1 do artigo 119º). Porém, podem existir condicionamentos económicos, técnicos e/ou ambientais que inviabilizam a opção por um sistema separativo.

A escolha do tipo de sistema é condicionada por diversos fatores técnicos e económicos.

Na **Figura 2.3** pode ser vista a representação de um esquema de sistema unitário e separativo.

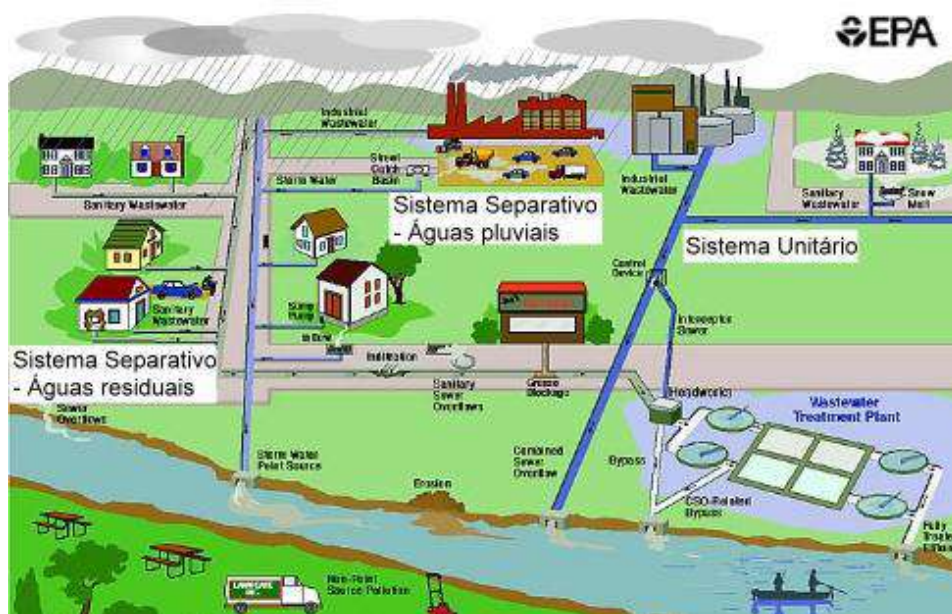


Figura 2.3 Esquema exemplificativo de sistema unitário e sistema separativo (EPA, 2014)

2.2 Componentes dos Sistemas

Independentemente do tipo de sistema de drenagem, estes dispõem de um conjunto de componentes principais que incluem, em regra, dois componentes base: **rede de coletores** e **elementos acessórios**. À parte destes componentes mais comuns existem, por vezes,

instalações complementares nos sistemas, nomeadamente descarregadores, instalações elevatórias, sifões invertidos e bacias de retenção.

A **rede de coletores** é o conjunto de canalizações que assegura o transporte das águas pluviais desde os dispositivos de entrada até um ponto de lançamento ou destino final (Marques *et al.*, 2013). As redes mais recentes são constituídas, em geral, por coletores de betão de secção circular. Há também a opção de tubos de plástico (Policloreto de Vinilo – PVC, Polietileno de Alta Densidade – PEAD ou Polipropileno Corrugado – PPC), apresentando maior facilidade de instalação. No entanto, para diâmetros grandes, como é comum nas redes de águas pluviais, torna-se mais dispendioso ou até inviável.

Os **elementos acessórios** são os dispositivos de entrada, as câmaras de visita e os descarregadores.

Dispositivos de entrada – são órgãos do sistema que garantem o acesso das águas pluviais às redes de drenagem (Sousa, 2001)

- Sarjetas de passeio - são dispositivos normalmente integrados num lancil de passeio, permitindo a entrada lateral de água na rede. No caso de sistemas unitários devem ser sifonadas para impedir a saída de gases para o exterior. Por vezes é comum encontrar-se estes dispositivos combinados com sumidouros (**Figura 2.4**).
- Sumidouros de grades - são dispositivos habitualmente implantados no pavimento, cuja entrada da água é feita pela parte superior. Deve existir uma grade de modo a garantir a entrada de água sem prejudicar a circulação rodoviária e a segurança dos peões. Estes órgãos devem localizar-se nos pontos baixos da via pública e nos cruzamentos, afastando o escoamento superficial da faixa de rodagem. (**Figura 2.5**).



Figura 2.4 Combinação de sumidouro com sarjeta de passeio (Imagem cedida por Joaquim Sousa)



Figura 2.5 Sumidouro de grades (Imagem cedida por Joaquim Sousa)

Câmaras ou caixas de visita – destinam-se a facilitar o acesso aos coletores para observação e realização de operações de limpeza e manutenção dos coletores, desobstruções, e verificação das condições de escoamento.

Descarregadores de tempestade – Os descarregadores de tempestade têm o objetivo de prevenir a sobrecarga da rede, um troço a jusante de inundar ou mesmo de prevenir a entrada de caudais superiores ao admissível nas estações de tratamento ou instalações elevatórias, aquando da ocorrência de eventos mais extremos. Nestes casos, o excedente poderá ser encaminhado temporariamente para uma bacia de retenção, até ser possível reencaminhá-lo para a estação de tratamento (“*by-pass*”) ou descarregado diretamente num curso de água próximo, sem qualquer tratamento.

No que respeita a **instalações complementares**, destacam-se os desarenadores, as bacias de retenção, câmaras de infiltração e as instalações elevatórias.

Desarenadores – permite a remoção de partículas com dimensão igual ou superior a 0,2mm, evitando a deposição de materiais granulares presentes nas águas pluviais. Os desarenadores são instalados, por exemplo, a montante de estações elevatórias para proteger o equipamento da abrasão causada pelas areias, e a montante de órgãos onde os efeitos causados pela acumulação de areias prejudiquem o bom funcionamento do sistema tais como, descarregadores, ETAR e trechos de coletores onde não estejam garantidas as condições de auto – limpeza. Existem dois tipos de desarenadores: retangulares (convencionais) e circulares (não convencionais).

Bacias de retenção ou de **amortecimento** – são utilizadas em sistemas unitários ou separativos pluviais e destinam-se a regularizar os caudais pluviais afluentes, restituindo, a jusante, caudais compatíveis com a capacidade de transporte da rede de drenagem ou curso de água.

Câmaras de infiltração ou **drenantes** – destinam-se à retenção e infiltração da água pluvial, podendo ser associadas ou não a sistemas de drenagem convencionais constituídos por coletores enterrados. Tipicamente, são constituídas por um fundo permeável executado com aglomerado grosso que favorece a infiltração das águas no solo.

Instalações elevatórias – permitem o transporte da água para pontos de cotas mais elevadas. Devem ser evitadas sempre que possível, tendo em conta os encargos de construção e de exploração e a variabilidade dos caudais afluentes e consequente dificuldade de se manterem as condições satisfatórias de funcionamento dos grupos eletrobomba e da conduta de impulsão.

2.3 Evolução dos Sistemas de Drenagem Urbana a Partir do Século XIX

Para compreender os conceitos, propostas e necessidades da implementação de sistemas urbanos de drenagem sustentáveis, é necessário contextualizar a evolução histórica dos sistemas de drenagem urbana convencionais nas cidades.

Nos últimos anos, verificou-se uma enorme evolução nos sistemas de drenagem urbana, motivada, em grande parte, pelos problemas e desafios criados pelo grande aumento populacional verificado, pelo crescimento industrial, pela concentração das populações nas zonas urbanas e pelo agravamento geral das condições ambientais, em especial da qualidade das águas dos meios recetores.

Ao longo dos tempos, e até à Idade Moderna, em regra, os sistemas de drenagem não foram considerados como infra-estruturas necessárias e condicionantes ao desenvolvimento e ordenamento dos centros urbanos (Matos, 2003b).

Alguns dos primeiros sistemas de drenagem pluvial remontam ao Século XVII. Por meio de valas abertas, que encaminhavam as águas das chuvas (águas pluviais), tão rápido quanto possível, dos centros urbanos para o meio recetor mais próximo, evitando desta forma inundações locais.

Este sistema de drenagem primitivo tornou-se “popular” e foi também utilizado para transportar as águas residuais. No entanto, com o desenvolvimento das cidades, esta solução tornou-se pouco higiénica, uma vez que a água era misturada com todo o tipo de lixo, causando odores desagradáveis. Portanto, o passo seguinte na evolução dos sistemas de drenagem foi transportar a água das chuvas por meio de canalizações enterradas, com descarga no meio recetor mais próximo.

Nascia, assim, o conceito sanitaria-higienista com a finalidade de expulsar a água das cidades, tanto de origem pluvial como residual (no mesmo coletor), o mais rápido possível. Em Paris, ao longo dos séculos XVIII e XIX, foi construído um imponente sistema de drenagem que tornou esta cidade uma referência mundial, ajudando a cristalizar o conceito sanitaria-higienista que passa a ser resumido pela expressão “*tout à l’égout*”. Este conceito tinha por base a recolha e o transporte das águas pluviais e residuais para um meio recetor, longe dos centros urbanos, sem considerar as consequências que daí resultariam.

No entanto, segundo os textos da especialidade, Hamburgo (cidade da Alemanha) foi a primeira cidade dotada de um plano nacional de drenagem de águas residuais (um sistema do tipo unitário).

Entre 1850 e o fim do século XIX em muitas cidades do mundo, principalmente capitais europeias, foram implementados sistemas unitários

Com a implementação dos sistemas unitários vários problemas foram resolvidos, no entanto, como a descarga era efetuada nos meios recetores, o aumento da poluição era notório.

Mais tarde, no século XX (1970), a qualidade da água no meio recetor ganhou relevância, o que originou o aparecimento dos primeiros sistemas separativos e de ETAR.

Com a implementação de sistemas separativos, as águas domésticas e industriais eram encaminhadas para ETAR, enquanto as águas das chuvas eram conduzidas para o meio recetor (destino final).

Devido ao crescimento da população urbana, inevitavelmente deu-se um aumento da impermeabilização do solo e, conseqüentemente, maior caudal. Em consequência deste processo de urbanização, os sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas tiveram de suportar quantidades de água cada vez maiores. Ou seja, a insuficiência dos sistemas deu origem à ocorrência de inundações.

As sucessivas inundações, ano após ano, nas cidades mostraram a insustentabilidade na conceção dos sistemas convencionais de drenagem pluvial.

Para fazer face às diversas consequências da urbanização, na década de 90, diversos países, de que são exemplos os Estados Unidos, a França, a Austrália e o Reino Unido, propuseram um conjunto de novas estratégias para a gestão das águas pluviais em meio urbano.

Através dos estudos realizados pelos países desenvolvidos, surge um conceito alternativo de drenagem urbana, que permite atenuar os caudais de ponta e, especialmente, melhorar a qualidade da água. Este novo conceito incorpora técnicas inovadoras, como pavimentos permeáveis, coberturas verdes, bacias de retenção, entre outros, e constitui uma abordagem mais sustentável na gestão das águas pluviais.

A ideia principal das propostas apresentadas para a gestão das águas pluviais em meio urbano passa por restaurar o ciclo hidrológico natural, alterado pelo processo de urbanização. As principais técnicas utilizadas contemplam o uso de estruturas que procuram reproduzir a capacidade de infiltração da água no solo, perdida devido à impermeabilização. Embora não seja possível restaurar totalmente o ciclo hidrológico natural, com aplicação destas técnicas, há uma melhoria significativa do ambiente urbano.

Em Portugal, denominou-se de Sistemas Urbanos de Drenagem sustentáveis (SUDS) – terminologia adaptada do Inglês (Reino Unido), Sustainable Urban Drainage Systems – o conjunto de técnicas alternativas sustentáveis de controlo e gestão de águas pluviais em meio urbano.

Nos últimos anos, as técnicas sustentáveis para gestão de águas pluviais em meio urbano têm sido estudadas com terminologias diferentes:

- *Sustainable Urban Drainage Systems* (SUDS) – Reino Unido
- *Low Impact Development* (LID) – Estados Unidos da América
- *Best Mangement Practice* (BMP) – Canadá
- *Water Sensitive Urban Design* (WSUD) – Austrália

Independentemente da terminologia, os objetivos gerais das técnicas sustentáveis apresentadas passam por minimizar os riscos de inundações e aumentar a qualidade da água nos meios recetores.

Em síntese, a evolução dos sistemas de drenagem pluvial pode resumir-se a três fases, apresentadas no **Quadro 2.1**.

Quadro 2.1 Evolução dos sistemas urbanos de drenagem pluvial

Período	Conceito	Características
Até 1970	Higienista	Escoamento pluvial transferido para jusante, por meio de redes de coletores enterrados
1970 a 1990	Corretivo	Aparecimento dos primeiros sistemas separativos e ETAR. A qualidade da água no meio recetor ganhou relevância.
A partir de 1990	Sustentável	Planeamento da ocupação do espaço urbano, obedecendo aos mecanismos naturais do escoamento, controlo da qualidade da água e recuperação da infiltração por meio de técnicas sustentáveis.

2.4 Principais Diferenças entre Abordagem Convencional de Gestão das Águas Pluviais e Abordagem Alternativa

As técnicas alternativas (nomeadamente as de controlo na origem) diferem dos sistemas tradicionais de drenagem tanto pelos seus métodos de projeto, construção e manutenção, como, também, e principalmente, pela capacidade de controlo das taxas de escoamento em meio urbano, podendo evitar prejuízos ambientais.

Enquanto os sistemas tradicionais de drenagem têm como mecanismo o transporte rápido das águas para jusante, através de um sistema de coletores enterrados, os sistemas de drenagem alternativos têm como objetivo a valorização da água em meio urbano e a atenuação dos impactos causados pela urbanização. As técnicas alternativas, ao contrário dos sistemas tradicionais, não têm apenas em conta a quantidade de água a drenar, como também a qualidade final da água. A uma estratégia de concentração, unidirecional, de técnica única (sistemas tradicionais), contrapõe-se uma estratégia de desconcentração, através de um conjunto diversificado de técnicas - técnicas alternativas (Matos, 2003a).

As técnicas alternativas apresentam, relativamente às soluções tradicionais de rede de coletores enterrados, importantes vantagens no quadro de uma gestão integrada das águas pluviais, mas exigem, em contrapartida, uma nova abordagem em termos de conceção, uma nova atitude em termos de articulação com outros agentes da intervenção urbana, um

conhecimento claro das suas limitações e, conseqüentemente, dos respectivos domínios de aplicação e exclusão (Matos, 2003a).

Segundo Valiron e Tabuchi (1992), relativamente aos custos de cada sistema, a experiência tem demonstrado que as técnicas alternativas apresentam custos iniciais (de primeiro investimento) inferiores às soluções clássicas.

Em termos de custos de manutenção, a informação publicada é escassa, mas os elementos disponíveis, de acordo com Valiron e Tabuchi (1992), apontam para custos que não são significativamente superiores aos custos associados à solução tradicional de rede de drenagem.

Em síntese, as principais diferenças entre abordagem convencional de gestão de águas pluviais e a abordagem alternativa (mais sustentável) são:

- Rápida eliminação *vs* amortecimento e reutilização;
- Rede de coletores enterrados *vs* infra-estruturas verdes;
- Soluções de controlo centralizadas *vs* descentralizadas.

O **Quadro I.2**, em apêndice, apresenta as principais diferenças entre as duas abordagens para gestão das águas pluviais em meio urbano.

3 SISTEMAS URBANOS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEIS

Perante o cenário constante de inundações, surge a necessidade de projetar sistemas de drenagem com maior eficiência e mais sustentáveis, visto que aumentar a capacidade de escoamento dos sistemas existentes seria uma solução pouco económica e em condições meteorológicas extremas não resolveria o problema na íntegra nem a longo prazo. Face ao exposto, surge o conceito de drenagem sustentável, cujo objetivo principal é regenerar o ciclo hidrológico natural, através da incorporação de novas técnicas com a finalidade de amortecer os caudais de ponta e atenuar o nível de poluição presente nas águas das chuvas descarregadas nos meios recetores.

Contrariamente ao sistema convencional de drenagem, no qual se processa a drenagem rápida das águas pluviais através de um sistema de coletores enterrados, a drenagem sustentável visa o controlo do escoamento superficial o mais próximo possível do local onde a precipitação atinge o solo – controlo do escoamento na fonte. A redução do escoamento processa-se pela infiltração do excesso de água no subsolo, pela evaporação e evapotranspiração – que devolve parte da água à atmosfera – e pelo armazenamento temporário, possibilitando a reutilização da água ou a sua libertação lenta, após as chuvas.

3.1 Conceito de SUDS

Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS), *Low Impact Development* (LID), ou *Water Sensitive Urban Design* (WSUD), são terminologias diferentes para expressar o mesmo conceito, sendo a primeira usada principalmente no Reino Unido, a segunda nos Estados Unidos da América e a terceira na Austrália. No entanto, por se tratar da designação mais usada na literatura base desta dissertação, aplicar-se-á de futuro a terminologia adaptada do Inglês, ou seja, SUDS.

Os SUDS são um conjunto de técnicas sustentáveis de controlo e gestão das águas pluviais e surgiu como alternativa ao sistema tradicional de drenagem das águas pluviais das áreas urbanas. Este sistema foi concebido para gerir os riscos ambientais do escoamento urbano e contribuir sempre que possível para a melhoria/aprimoramento do ambiente urbano (Ballard *et al.*, 2007).

Num contexto mais técnico, os SUDS representam o conjunto de práticas de gestão, estruturas de controlo e estratégias concebidas de uma forma eficiente e sustentável para recolher o escoamento superficial, além de minimizar a poluição no meio hídrico recetor (Susdrain, 2012).

Contrariamente à visão tradicional, esta visão integrada tem por objetivo reter a água no local e beneficiar todos os processos que daí advêm; por infiltração promove-se a recarga dos aquíferos e retarda-se a chegada das águas ao meio recetor. Por outro lado, estes sistemas

apresentam impactos positivos ao nível do funcionamento dos ecossistemas, a retenção da água proporciona habitats de vida selvagem, servindo de contributo para a biodiversidade.

Em Portugal, não é prática habitual esta visão integrada de gestão das águas pluviais em meio urbano embora os princípios base destes sistemas estejam referidos em instrumentos legais, de ordenamento do território e técnicas de engenharia, dos quais se destacam:

- Decreto-Lei n.º 115/2010, de 22 de Outubro, que aprova o quadro para a avaliação e gestão dos riscos de inundações, com o objetivo de reduzir as suas consequências prejudiciais. Neste DL é estabelecido que, em cada região hidrográfica ou unidade de gestão que venha a ser definida, seja avaliado o risco de inundação e as respetivas medidas suplementares para a sua mitigação;
- O Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água (PNUEA), em que se procura garantir uma melhor gestão da água, adequada aos conhecimentos técnicos do presente e com uma atitude responsável de prevenção face ao futuro.
- A Estrutura Ecológica Municipal (EEM), figura de ordenamento do território que integra áreas com valor ecológico, estabelecida pelo Decreto de Lei n.º 380/99, de 22 de Setembro;
- O Decreto-Lei 89/87, de 26 de Fevereiro, que refere as medidas de proteção às zonas ameaçadas pelas cheias;
- O Decreto-Lei 364/98, de 21 de Novembro, que estabelece a obrigatoriedade de elaboração de uma carta de zonas inundáveis nos municípios com aglomerados urbanos atingidos por cheias, que integrará os PMOT;
- As infraestruturas verdes;
- A engenharia natural e os sistemas de aproveitamento de águas pluviais (SAAP) (TTerra-Engenharia e Ambiente, Lda., s.d.).

3.2 Objetivos dos SUDS

Os objetivos gerais dos Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentáveis são reduzir os impactos do escoamento superficial em termos de quantidade e qualidade e maximizar os aspetos paisagísticos e da biodiversidade (Ballard *et al.*, 2007). Estes objetivos encontram-se representados de forma sinóptica no “triângulo dos SUDS” (**Figura 3.1**). A figura mostra que todos os objetivos têm a mesma importância em termos de projeto e solução, e que a solução ideal passa por obter benefícios nas três categorias. No entanto, nem sempre será possível alcançá-los com o mesmo grau de satisfação, devido, por exemplo, às características e restrições do local.

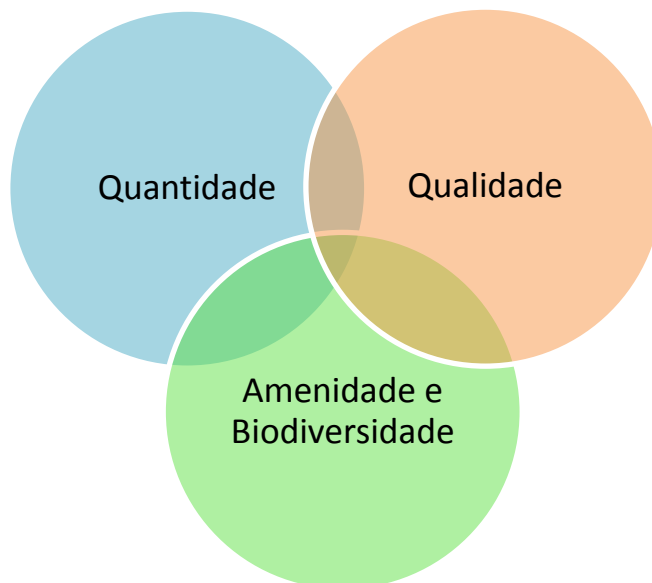


Figura 3.1 Objetivos gerais dos SUDS (Adaptado de Ballard *et al.*, 2007)

Os SUDS corretamente projetados, construídos e com manutenção adequada são mais sustentáveis que o sistema convencional e têm como objetivos:

- Reduzir tanto os caudais de ponta como o volume de escoamento superficial;
- Minimizar o transporte de poluição das áreas urbanas para o meio hídrico recetor – Melhoria da qualidade da água;
- Melhorar os regimes de escoamento nos cursos de água (mais naturais);
- Recolher as águas pluviais de forma a substituir a água da rede em aplicações que não exijam níveis de qualidade da água elevados;
- Integrar o tratamento das águas pluviais na paisagem – Melhoria da qualidade da paisagem urbana;
- Promover a recarga natural dos aquíferos/águas subterrâneas (quando a água é apropriada);
- Criar zonas de recreio e lazer (têm em consideração o ambiente natural e as necessidades da comunidade);
- Fornecer um melhor habitat para a vida selvagem.

3.3 Cadeia de Gestão dos SUDS

A cadeia de gestão de águas pluviais dos SUDS (**Figura 3.2**), adaptado do inglês *SUDS Management Train*, usa técnicas de drenagem diversas, constituídas por pequenas unidades

individuais, operando em série, que em conjunto permitem reduzir a poluição e controlar os caudais pluviais, à medida que a água escoar ao longo dos SUDS.

Cada elo da cadeia de gestão reduz o caudal e/ou o volume de escoamento superficial, e/ou melhora a qualidade da água afluenta/água pluvial.

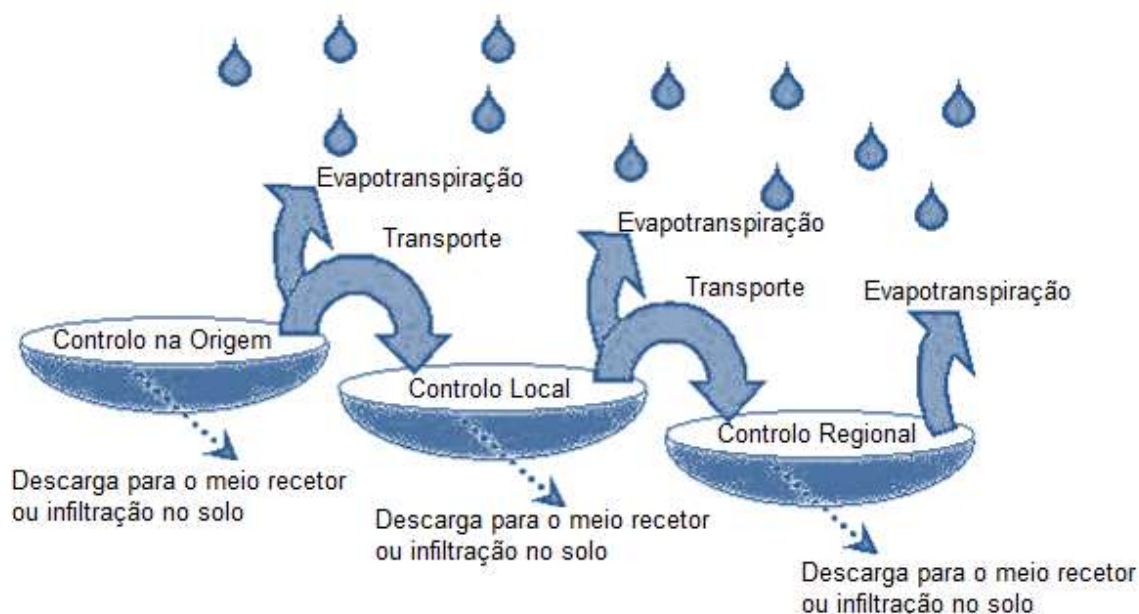


Figura 3.2 Cadeia de gestão dos SUDS (Adaptado de Ballard *et al.* (2007))

Esta cadeia de gestão nos SUDS utiliza a seguinte hierarquia de técnicas:

Controlo na Origem – controlo junto do local de origem das águas pluviais e nas imediações, e.g. pavimentos permeáveis, poços de infiltração, coberturas verdes, entre outros.

Controlo Local – controlo conjunto de uma área envolvendo vários lotes ou grandes parques de estacionamento.

Controlo Regional – controlo conjunto de vários locais, tipicamente através de bacias de retenção ou “*wetlands*” (zonas pantanosas).

As técnicas de hierarquia superior revestem-se de maior preferência, ou seja, o controlo na origem deve ser considerado antes do controlo local e este, por sua vez, antes do controlo regional. Sempre que possível, a passagem entre partes da cadeia de gestão deverá ser realizada utilizando sistemas de transporte naturais e.g. valas, trincheiras de filtração, etc.

3.4 Processos Associados aos SUDS

Aos SUDS está associado um conjunto de processos, divididos em dois grupos, que ajudam a atingir os objetivos para os quais estes sistemas foram concebidos.

3.4.1 Redução do Volume de Escoamento e Atenuação do Caudal de Ponta

3.4.1.1 Infiltração

É o processo com maior importância para as técnicas de SUDS devido à sua eficácia. Permite restabelecer o ciclo hidrológico natural que foi alterado pelo crescimento urbano. No entanto, existem situações onde a infiltração não é viável: são os casos onde a qualidade das águas do escoamento superficial é má, constituindo sérios riscos de contaminação para o solo e para as águas subterrâneas, locais onde a capacidade de infiltração do solo é diminuta, situações em que o nível freático é elevado e zonas onde a estabilidade das fundações não é assegurada.

A aplicação de técnicas que promovam a infiltração necessita de uma cuidadosa análise no que toca às características do local, a fim de perceber a sua adequabilidade ao sistema. Com isto, o desempenho do sistema de infiltração está dependente de determinados fatores, tal como as propriedades do solo. Outro fator que pesa no sucesso do sistema de infiltração está dependente do nível das águas subterrâneas (nível freático). Casos de solos não saturados garantem maior eficácia de infiltração.

No decorrer da análise da capacidade de infiltração do local devem ser considerados sistemas de pré-tratamento, tanto para evitar poluir o solo local, como também para que o solo adjacente não seja colmatado devido à entrada de sedimentos e consequente redução da capacidade de infiltração. É necessário realizar a manutenção destes sistemas, analisando a deposição de sedimentos ao longo do tempo, sendo possível, em alguns casos, a remoção dos mesmos.

A capacidade de infiltração de um determinado solo deverá ser avaliada, de preferência, *in situ*, com base em ensaios de permeabilidade. Não sendo possível a avaliação *in situ* deve recorrer-se a valores tabelados típicos para cada tipo de solo.

3.4.1.2 Atenuação e Retenção

Consiste em retardar o movimento da água para jusante. Consegue-se usando bacias e/ou reservatórios, conjugados com uma estrutura de controlo do caudal efluente. Estas estruturas atenuam os picos de cheia, por armazenamento temporário das águas pluviais, todavia não alteram o volume escoado.

3.4.2 Controlo da Qualidade da Água Pluvial

Os processos que promovem o controlo da qualidade da água pluvial são designadamente:

- Sedimentação;
- Filtração e Biofiltração;
- Adsorção;
- Biodegradação;
- Flotação.

3.5 Medidas Não Estruturais

O sucesso dos SUDS combina, idealmente, medidas de natureza estrutural e não estrutural. Este estudo centra-se apenas nas medidas de natureza estrutural. No entanto, é feita uma breve referência às medidas não estruturais.

As medidas de carácter preventivo e corretivo, executadas através da implementação de diretrizes de cariz legislativo ou institucional denominam-se por medidas não estruturais.

As medidas não estruturais incluem normas e regulamentos que disciplinam a ocupação e o uso do solo, bem como estratégias de consciencialização da população, por meio da educação ambiental (ações educativas), para observação e cumprimento de tais normas e regulamentos. Estas são extremamente importantes na temática da mitigação dos riscos de cheia na medida em que são um elemento fulcral para a limitação e controlo do uso do solo nas áreas potencialmente afetadas, bem como a redução dos danos (Araújo, 2013).

São exemplos de medidas não estruturais:

- Implementação de regulamentos;
- Sistema de seguros;
- Sistemas de previsão e aviso de cheia (concebidos para fornecerem aviso antecipado da ocorrência de cheias em zonas de risco ribeirinhas, baseados na modelação hidrológica e hidráulica e na recolha de dados hidrológicos em tempo real);
- Planeamento do uso do solo;
- Planos de emergência;
- Ações de informação e sensibilização públicas, entre outros;
- Zonamento de áreas inundáveis;
- Definição dos níveis de cheia nas zonas ribeirinhas para diferentes períodos de retorno e interdição de construção nessas zonas;
- Proteção económica para as perdas resultantes de inundações;
- Proteção de zonas suscetíveis de elevada erosão e transporte de sedimentos (zonas de grande inclinação);
- Minimizar as alterações ao terreno, incluindo a desmatação, a alteração da inclinação, a compactação do solo;
- Sempre que se justifique, recuperar o coberto vegetal usando espécies autóctones.

As medidas não estruturais, geralmente, possuem menores custos quando comparadas com as medidas estruturais. A solução ideal deve ser definida para cada caso em função das características do local e dos impactos que poderá causar em termos sociais. Certamente, para cada caso, podem combinar-se medidas estruturais e não estruturais, com vista a obter uma melhor solução.

As medidas não estruturais complementam as medidas estruturais, visto que produzem uma significativa minimização do risco de cheia, gerado por caudais excepcionais em meio urbano.

3.6 Medidas Estruturais

Medidas estruturais, como o próprio nome indica, implicam a projeção e construção de estruturas para conter, reter ou melhorar a condução do escoamento, com vista à redução do risco de cheia (Albuquerque, s.d.). Por outras palavras, são aquelas que envolvem soluções físicas de engenharia, nomeadamente obras de engenharia hidráulica, implantadas para atenuar os impactos causados pelas cheias.

Geralmente apresentam custos elevados, não significando isto que devam ser evitadas. Em termos rigorosos, o controlo do risco de inundação deve conjugar medidas estruturais e não estruturais

As medidas estruturais podem ser de carácter intensivo ou extensivo. Medidas de carácter intensivo são estruturas lineares e pontuais, que atuam diretamente nos cursos de água, como os diques, os muros de contenção, bacias de retenção ou qualquer obra de engenharia com a finalidade de alterar o escoamento natural de um curso de água, de forma a mitigar os efeitos das cheias. As medidas de carácter extensivo caracterizam-se como medidas físicas diretas, aplicadas ao nível da bacia, com o objetivo de reduzir o escoamento superficial, a erosão e as cheias. Geralmente abrangem vastas áreas. Como exemplos de medidas extensivas, podem citar-se os pavimentos permeáveis, as coberturas verdes e as trincheiras de infiltração.

As medidas estruturais podem ser aplicadas a diferentes escalas:

- Controlo na Origem
- Controlo Local
- Controlo Regional

Estas medidas, sempre que possível, deverão ser aplicadas no início do planeamento da ocupação e uso do solo, para que tenham menor custo socio-económico e menor impacto ambiental. É importante referir que não é física nem economicamente viável implementar medidas estruturais que garantam proteção total.

Apenas serão estudadas em pormenor as técnicas de controlo na origem por ser o âmbito principal da presente dissertação.

4 TÉCNICAS DE CONTROLO NA ORIGEM

Designa-se por técnicas de controlo na origem de águas pluviais o conjunto diversificado de técnicas, ou procedimentos, de controlo a montante do sistema físico, que é a rede de coletores, e que interferem ao nível da bacia de drenagem. Permitem a redução dos caudais de ponta e dos volumes de águas pluviais afluentes aos coletores, essencialmente através de processos de retenção, de infiltração ou da combinação de ambos.

Segundo (Matos, 2010), as técnicas de controlo na origem (pavimentos porosos, trincheiras de infiltração, bacias de retenção e infiltração, entre outras) têm como objetivo principal promover a infiltração e/ou a retenção de águas pluviais *in situ*, para efeitos de regularização de caudais de ponta, permitindo uma maior aproximação ao ciclo hidrológico natural. As soluções de controlo na origem de águas pluviais devem merecer especial atenção logo numa fase precoce do planeamento do território, e apresentam particular potencialidade de aplicação em áreas menos consolidadas da cidade, do ponto de vista da ocupação edificada.

Surgem como nova filosofia, alternativa (ou complementar) à abordagem tradicional (designada na terminologia inglesa por “*conveyance-oriented*” “*approach*” e na terminologia francesa por “*tout à l’égout*”), conducente à recolha e ao transporte das águas pluviais, de forma tão rápida quanto possível, para fora das áreas afetadas, através da rede clássica de coletores.

As técnicas de controlo na origem têm como principais objetivos, os seguintes:

- Promover a retenção ou o armazenamento temporário da água precipitada, tendo em vista a redução de caudais de ponta do escoamento pluvial para jusante;
- Promover a infiltração no solo, quando esta é tecnicamente viável e não põe em causa aspetos de saúde pública, ambientais ou sociais, tendo em vista a redução de volumes de escoamento para jusante;
- Combinar os dois processos anteriores, contribuindo para a redução de caudais de ponta e de volumes de escoamento pluvial para jusante.

De entre estas técnicas merecem destaque as bacias de retenção, os pavimentos permeáveis, os poços de infiltração, as trincheiras de infiltração e as coberturas verdes. Estas técnicas, quando corretamente projetadas, implementadas e exploradas, constituem soluções que versam a filosofia do desenvolvimento sustentável e contribuem para a redução do risco de inundação e para a redução das descargas de poluentes para o meio recetor.

4.1 Bacias de Retenção

No âmbito dos SUDS, as bacias de retenção são adequadas ao controlo das águas pluviais ao nível regional, nível local e controlo na origem. Nesta dissertação consideram-se as bacias de retenção como uma técnica de controlo na origem, isto é, controlam as águas a montante da rede de drenagem, retendo-as temporariamente de forma a reduzir a afluência de água pluvial durante o período de caudal máximo.

As bacias de retenção, em si, constituem um mecanismo de controlo, regularização e armazenamento das águas pluviais da bacia hidrográfica, questão que permite a restituição total ou parcial das águas a jusante com caudais compatíveis com o meio recetor. Por conseguinte, o armazenamento das águas pluviais atribui uma função qualitativa, ao permitir melhorar a qualidade da água armazenada, principalmente por efeito de sedimentação dos materiais em suspensão.

Para além do efeito de amortecimento dos caudais de ponta, as bacias de retenção podem servir um outro propósito: o da resolução dos problemas relacionados com a ausência de pluviosidade. De facto, a capacidade de armazenamento das águas pluviais permite a resolução de duas situações extremas e antagónicas: as cheias e as secas. Por último, se se tratar a água coletada, esta poderá ter um campo de aplicação bastante amplo e muito útil.

No âmbito desta dissertação, a vantagem fundamental desta técnica é permitir a descarga de caudais muito inferiores aos que entram em regime de ponta, reduzindo deste modo os riscos de inundações.

4.1.1 Constituição Física das Bacias de Retenção

As bacias de retenção superficiais, independentemente do tipo, são geralmente constituídas de acordo com o indicado na **Figura 4.1**, **Figura 4.2** e **Figura 4.3**.

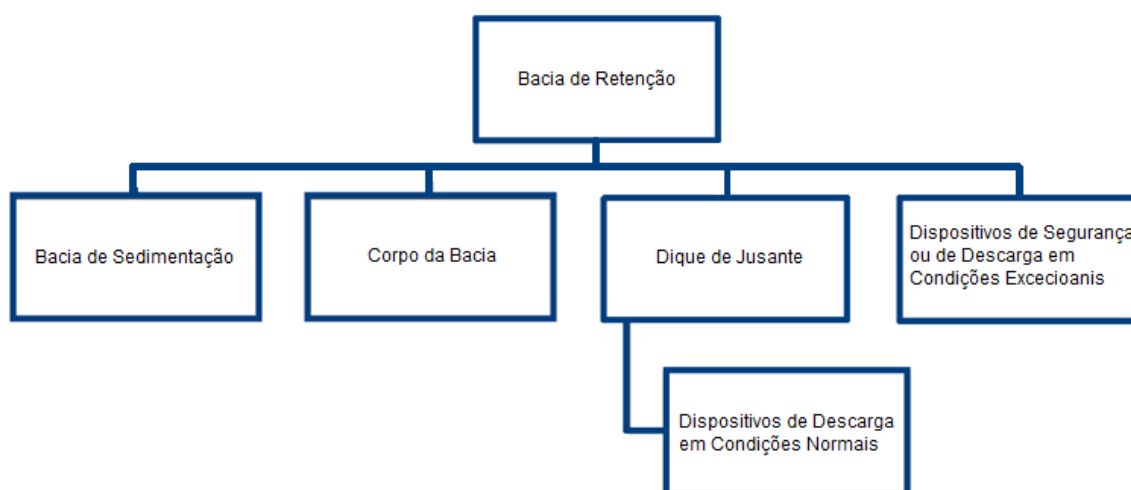


Figura 4.1 Constituição física das bacias de retenção

4.1.1.1 Corpo da Bacia

O corpo da bacia inclui o fundo e as bermas de terra, ou taludes laterais revestidos com cobertura vegetal (integração paisagística), e resulta do aproveitamento possível das condições topográficas locais.

4.1.1.2 Dique de Jusante

O dique de jusante, ou obra de saída, é uma estrutura linear, cuja elevação condiciona a altura máxima de retenção, e onde se instalam os dispositivos de descarga em condições normais.

4.1.1.3 Dispositivos de Descarga em Condições Normais

Os dispositivos de descarga em condições normais destinam-se a assegurar a regularização do caudal efluente e, no caso das bacias com nível de água permanente, a manter um nível mínimo a montante. Incluem os coletores, os orifícios e as válvulas. As descargas de fundo incluem-se neste grupo e asseguram o esvaziamento da bacia de retenção em operações de limpeza e manutenção, podendo também funcionar como sistema de segurança (RGSPDADDAR, 1995).

4.1.1.4 Dispositivos de Segurança ou de Descarga em Condições Excepcionais

Os dispositivos de segurança incluem os descarregadores de tempestade e, eventualmente, diques fusível, destinados a garantir o esgotamento das águas em condições excepcionais (RGSPDADDAR, 1995).

4.1.1.5 Bacias de Sedimentação

Para as bacias destinadas a servir grandes áreas, deve equacionar-se a colocação de uma unidade de pré-tratamento, ou de uma bacia de retenção de sedimentos (bacia de sedimentação) para reter os sólidos carregados nas grandes chuvadas. A área da bacia de sedimentação deve ser, no mínimo, 10% da área total da bacia de retenção, podendo constituir uma bacia separada, ou ser formada por um travessão de pedras ou gabiões colocado no início da bacia de retenção.

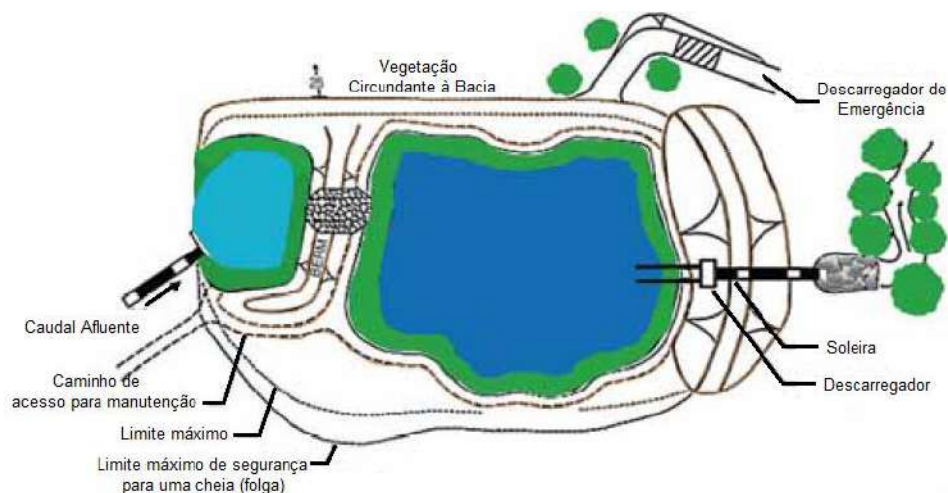


Figura 4.2 Planta de bacia de retenção (Adaptado de Correia (2007))

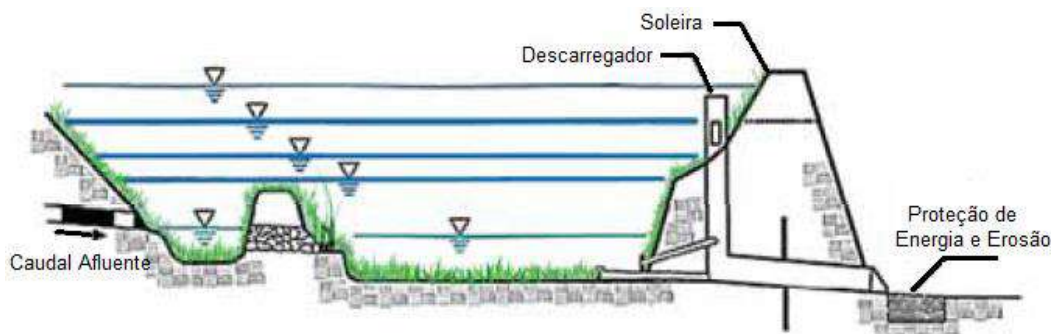


Figura 4.3 Seção transversal de bacia de retenção (Adaptado Correia (2007))

4.1.2 Tipos de Bacias de Retenção

O esquema apresentado na **Figura 4.4** resume a classificação das bacias de retenção enquanto estrutura física.

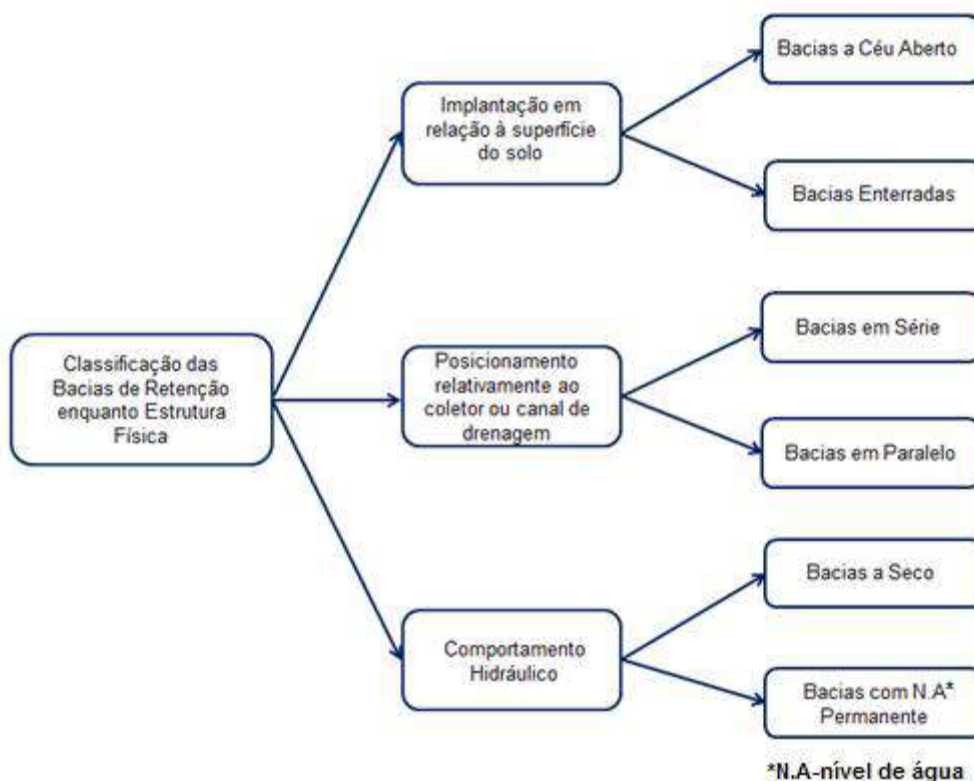


Figura 4.4 Classificação das bacias de retenção enquanto estrutura física

Em termos físicos, as bacias de retenção podem classificar-se, quanto à sua implantação, em:

4.1.2.1 Bacias a Céu Aberto ou Superficiais

As bacias a céu aberto, ou superficiais, de um modo geral são reservatórios ao ar livre, construídos em terra, com taludes reforçados ou diques com proteção lateral. Este tipo de bacias está, geralmente, ligado a preocupações de integração paisagística e valorização de áreas de lazer.

O Tanner Spirns Park na cidade de Portland (Estados Unidos), criado em 2005, integra um verdadeiro exemplo de bacia de retenção a céu aberto, como se pode observar nas **Figuras 4.5** e **4.6**. A água é recolhida da área circundante para o parque, onde passa por diferentes extratos de vegetação até chegar à bacia de retenção.



Figura 4.5 Bacia de retenção de Tanner Spirngs Park, Portland, Oregon (Water in Zicht, 2014)

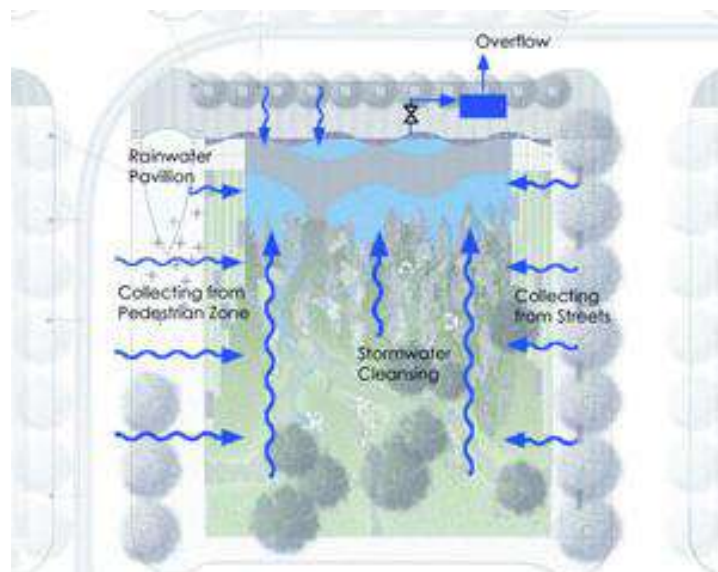


Figura 4.6 Funcionamento da bacia de retenção de Tanner Springs Park (Water in Zicht, 2014)

Estas bacias podem ainda classificar-se quanto, ao seu comportamento hidráulico (regime de armazenamento), em:

4.1.2.1.1 Bacias a Seco

As bacias a seco (**Figura 4.7**) são depressões com revestimento vegetal, mantidas secas exceto durante e imediatamente após os períodos de chuva.

As bacias secas podem ter outras funções para além do armazenamento das águas pluviais tais como: áreas de jogos e práticas desportivas, parques de lazer e espaços verdes.



Figura 4.7 Bacia de retenção a seco (Susdrain, 2012)

A Figura 4.8 ilustra o perfil tipo de uma bacia seca.

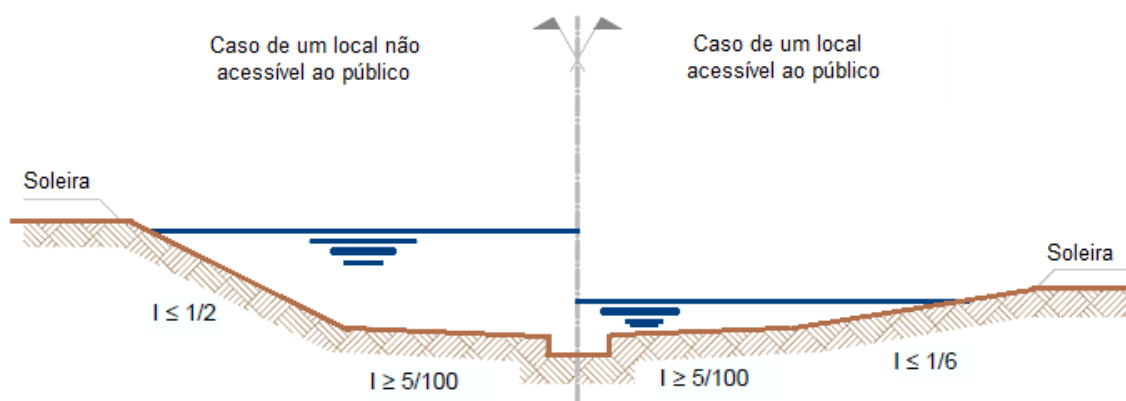


Figura 4.8 Perfil tipo de uma bacia a seco (Adaptado Matos (2003a))

Em termos geométricos, nas bacias secas a inclinação do fundo não deve ser inferior a 5% (RGSPDADDAR, 1995), para impedir a formação de zonas alagadas. No entanto, segundo (Ballard *et al.*, 2007), a inclinação do fundo não deverá exceder 1% para maximizar o contacto do escoamento com a vegetação. Relativamente às inclinações máximas dos paramentos laterais é recomendado 1/6 ou 1/2, nos casos de acessibilidade ou não acessibilidade ao público, respetivamente.

Para a implantação de uma bacia a seco é condicionante a cota do nível freático máximo em períodos de chuva, a qual deve situar-se abaixo da cota do fundo da bacia. Se o nível atingir esta cota corre-se o risco de criação de zonas pantanosas, resultando inconvenientes como a proliferação de insetos.

Com o objetivo de melhorar a qualidade das águas pluviais, as bacias a seco podem conter junto à obra de saída uma pequena lagoa.

4.1.2.1.2 Bacias com Nível de Água Permanente

São concebidas para reter a água permanentemente, aumentando o volume armazenado nos períodos chuvosos. Neste tipo de bacia, o nível freático atingido em tempo seco é condicionante, sendo conveniente que este se situe acima da cota do fundo da bacia, assegurando-se assim uma alimentação permanente.

É fundamental um estudo cuidadoso do balanço hídrico na bacia de forma a garantir a existência de um nível de água permanente satisfatório do ponto de vista qualitativo e quantitativo.

Em alternativa, poderá ser necessário recorrer a bacias com fundo impermeável (natural ou artificial) – por exemplo geomembranas – para impedir a infiltração por receio de contaminação das águas subterrâneas e permitir a manutenção de nível de água próximo do permanente.

Quando se opte por bacias com fundo e bermas impermeáveis, criadas independentemente da posição do nível freático e alimentadas exclusivamente pelas águas pluviais, é importante proceder à contabilização das perdas por evaporação e ao teor de oxigénio dissolvido. Na execução deste tipo de bacias devem ser tomadas precauções, prevendo-se dispositivos eficazes de proteção e, eventualmente, meios artificiais de arejamento ou mesmo de alimentação em períodos secos.

As bacias com nível de água permanente são, devido à sua natureza atrativa, melhor aceites pelo público, comparativamente às bacias a seco.

Este tipo de solução implica custos de investimento e de exploração mais elevados, comparativamente com as bacias a seco, e está condicionada a uma alimentação de água por parte do aquífero subjacente.

A **Figura 4.9** mostra uma bacia de retenção com nível de água permanente, construída recentemente no município de Guimarães com o objetivo de reduzir o risco de inundação naquela área.



Figura 4.9 Bacia de retenção em Guimarães (CMG, s.d.)

Na **Figura 4.10** apresenta-se o perfil tipo de uma bacia com nível de água permanente.

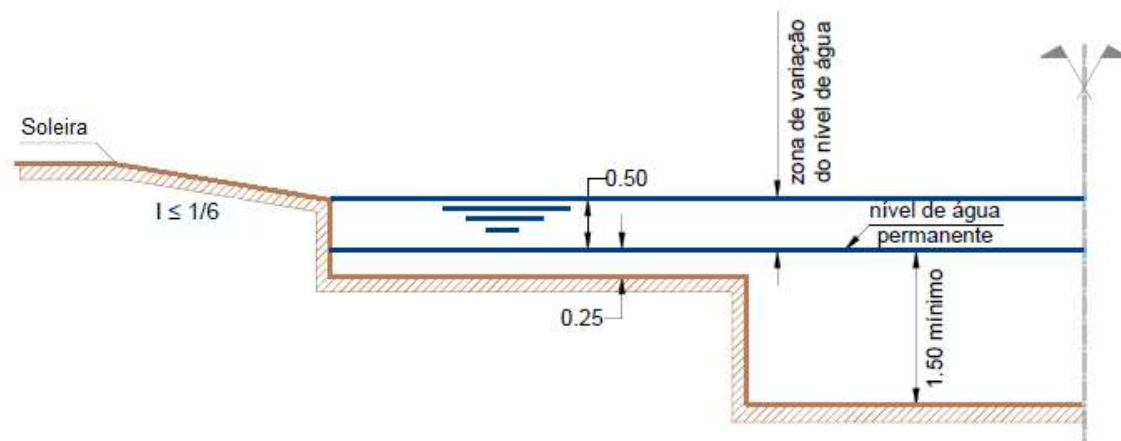


Figura 4.10 Perfil tipo de bacia com nível de água permanente (Adaptado Matos (2003a))

Em termos geométricos, nas bacias com nível de água permanente a altura máxima na bacia não deve exceder, regra geral, os 3 metros. É aconselhável existir, em tempo seco, uma lâmina líquida permanente de altura não inferior a 1,50 metros para evitar o desenvolvimento excessivo de plantas aquáticas e possibilitar a vida piscícola (RGSPDADAR, 1995).

Estando a bacia integrada em zona acessível ao público, deve prever-se uma folga mínima de 0,50 metros entre o nível máximo de água na bacia e o topo dos taludes e assegurar-se o tratamento conveniente das bermas, considerando nomeadamente:

- Talude relvado com declive não superior a 1/6 ou 1/2, consoante a zona do talude seja ou não transitável, respetivamente;
- Paramentos verticais de 0,75 m de altura, ao longo dos quais se verificam as variações de nível da água, executados de preferência com troncos de madeira ou outro material estético e ambientalmente aceitável.

Na implantação de uma bacia com nível de água permanente é necessário assegurar que o nível freático do aquífero, em tempo seco, atinja uma cota superior à cota de fundo da bacia, assegurando uma alimentação permanente ou, em alternativa, dispor de um fundo impermeável, do tipo natural ou artificial.

Estas bacias deverão ser concebidas com as devidas precauções, prevendo –se dispositivos eficazes de proteção e, eventualmente, meios artificiais de arejamento ou mesmo de alimentação em períodos secos.

A escolha entre bacias de retenção “secas” ou “com nível de água permanente” depende de vários fatores, nomeadamente:

- Efeitos do ponto de vista hidráulico e ambiental (qualidade da água);
- Volumes de armazenamento mínimos necessários;
- Utilização tipo em termos de integração paisagística;

- Acessibilidades;
- Nível e flutuações sazonais do aquífero subjacente;
- Permeabilidade do solo;
- Disponibilidades financeiras (custos), etc.

No entanto, as condicionantes fundamentais referem-se às características do solo, como a permeabilidade, e às variações do nível freático do local de implantação.

4.1.2.2 Bacias Enterradas ou Subterrâneas

As bacias enterradas, como o próprio nome indica, estão situadas abaixo do nível do solo, formando verdadeiros reservatórios de regularização. São utilizadas quando não é possível recorrer a bacias a céu aberto, fundamentalmente, por indisponibilidade de terreno em áreas densamente ocupadas, ou onde o seu custo for elevado. Sendo bacias enterradas, o seu esvaziamento, após períodos chuvosos, pode realizar-se de duas formas diferentes: com recurso a sistemas de bombagem ou graviticamente para uma cota mais baixa, caso seja possível.

Estas estruturas são construídas, normalmente, em betão armado à semelhança de reservatórios de água, ou em materiais sintéticos.

Podem estar subjacentes a áreas públicas, nomeadamente parques de estacionamento ou zonas ajardinadas. Geralmente são dispostas em paralelo, relativamente ao coletor ou canal de drenagem principal.

A **Figura 4.11** apresenta um exemplo de bacia de retenção enterrada.

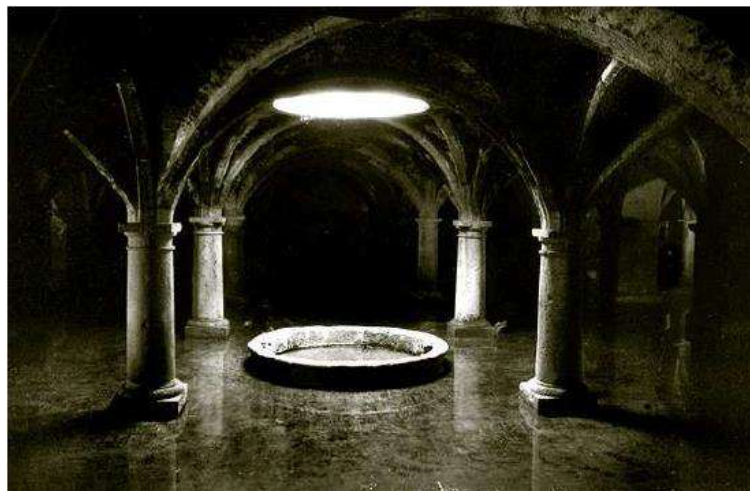


Figura 4.11 Cisterna de Mazagão no norte de África (Embaixada do Reino de Marrocos em Portugal, 2010)

Quanto à sua localização relativamente ao coletor ou canal de drenagem principal, podem classificar-se em:

4.1.2.3 Bacias em Série

As bacias em série (*On-Line*) (**Figura 4.12**) situam-se no alinhamento do coletor ou canal de drenagem afluente, interceptando-o e permitindo que a totalidade do escoamento passe pela bacia. São mais propícias a serem bacias com nível de água permanente.

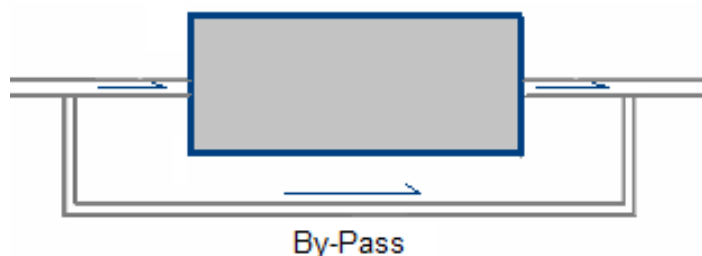


Figura 4.12 Bacia de retenção em série ou *on-line*

4.1.2.4 Bacias em Paralelo

As bacias em paralelo (*Off-Line*) (**Figura 4.13**) localizam-se paralelamente ao coletor ou canal afluente. Neste caso, só uma parte do escoamento afluente à bacia, sendo a passagem realizada através de descarregador lateral (descarregador de tempestade).

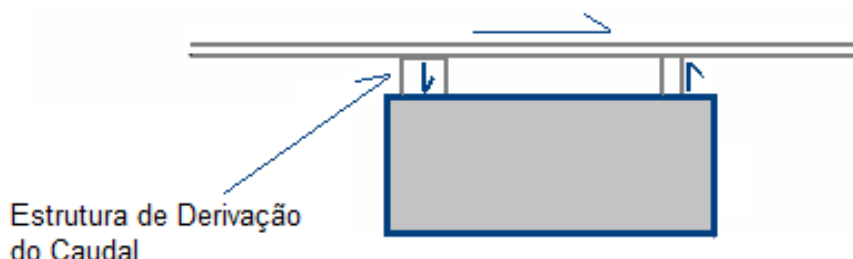


Figura 4.13 Bacia de retenção em paralelo ou *off-line*

4.1.3 Vantagens e Desvantagens

A integração das bacias de retenção na gestão integrada das águas pluviais, quando bem concebida e explorada, oferece inúmeras vantagens e utilidades, como:

- A melhoria do comportamento do sistema de drenagem, através da capacidade de armazenamento e consequente diminuição do risco de inundação;
- Evita obras de remodelação ou reforço da rede de drenagem de águas pluviais em zonas onde se encontra subdimensionada;
- A redução da carga poluente presente no escoamento – melhoria da qualidade das águas pluviais através de diversos processos físicos, químicos e microbiológicos;
- O controlo da erosão;
- O melhoramento da paisagem – valorização do ambiente urbano (através do efeito de espelho de água – bacias com nível de água permanente);
- Criação de polos de interesse recreativo, turístico e lazer;

- A recarga dos aquíferos por infiltração, quando a qualidade das água pluviais não apresenta riscos para a qualidade da água subterrânea;
- Criação de reservas de água para fins agrícolas, combate a incêndios, rega, utilizações municipais e atividades industriais;
- Entre outras aplicações.

De notar que, face à crescente necessidade de água, as bacias de retenção podem assumir um papel importantíssimo como estruturas de armazenamento em zonas não servidas por sistema de rega.

As principais desvantagens das bacias de retenção são a necessidade de ocupação de grandes áreas, risco de proliferação de insetos e doenças, risco de segurança caso as margens não possuam proteção e a possibilidade de impacto negativo no ambiente urbano.

4.1.4 Dimensionamento

Antes do dimensionamento e implantação da bacia de retenção é necessário conhecer alguns aspetos, designadamente:

- Topografia e rede hidrográfica;
- Avaliação do nível de cheia;
- Segurança pública;
- Disponibilidade de espaço físico;
- Custo/valor do solo;
- Flutuações do nível freático;
- Clima (regime de precipitação);
- Características do solo;
- Tipo de ocupação da bacia;
- Sistema de drenagem existente;
- Plano de desenvolvimento (este aspeto reveste-se de grande importância por permitir definir com maior rigor as condições de pós - desenvolvimento) (Lima *et al.*, 2006);
- Necessidades e facilidades de manutenção.

É importante realçar que, para a implantação da bacia, devem evitar-se elevados movimentos de terra. Desta forma, sempre que possível, devem-se aproveitar as condições geomorfológicas naturais, com vista à redução dos custos da obra.

O dimensionamento das bacias de retenção pressupõe duas fases:

- Dimensionamento Hidrológico;
- Dimensionamento Hidráulico.

4.1.4.1 Dimensionamento Hidrológico

Os caudais de ponta afluentes, também designados por caudais de projeto, podem ser determinados recorrendo a um dos seguintes métodos simplificados:

- Método do *Soil Conservation Service*,
- Método Racional.

Método do *Soil Conservation Service*

O Método do *Soil Conservation Service*, também designado método do hidrograma unitário, é o método aplicado a bacias de dimensão superior. O facto de apresentar uma metodologia completa e consistente permite o cálculo de hidrogramas de cheia em bacias das quais não haja dados hidrométricos suficientes.

Método Racional

O Método Racional, é o método simplificado mais divulgado e utilizado a nível mundial, para determinar o caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas de pequena e média dimensão.

Desde que se tenha em consideração as limitações que o método apresenta, e que condicionam o seu domínio de aplicação, bem como a adequação dos parâmetros de base e a correta definição dos seus procedimentos, é seguramente muito útil e permite obter resultados satisfatórios.

As limitações do Método Racional estão relacionadas com as simplificações hidrológicas e hidráulicas da sua formulação.

As simplificações hidrológicas residem em admitir a precipitação como invariável no espaço e no tempo, em considerar a transformação precipitação-escoamento como sendo uma relação linear, traduzida por um coeficiente de escoamento constante, bem como considerar o coeficiente *C* igual para todas as intensidades de chuvada (na realidade é crescente com o aumento da intensidade). Porém, em bacias de grandes dimensões, e com percentagem importante de áreas impermeáveis, são menos válidas as hipóteses de invariância temporal e espacial da precipitação e da linearidade do respetivo processo de transformação em escoamento. As eventuais perdas por infiltração não são consideradas (apesar de, quando ocorrem duas chuvadas seguidas, na verdade existir menor infiltração na segunda). Quanto às simplificações hidráulicas, as limitações do Método Racional consistem na sua inadequação para representar o escoamento pluvial como um fenómeno dinâmico, quer no espaço, quer no tempo. O Método Racional considera que o caudal de ponta de cheia só ocorre quando toda a bacia está a contribuir para o escoamento, isto é, quando a duração da chuvada crítica é igual ao tempo de concentração.

O valor da dimensão da bacia que deve constituir o limite da aplicabilidade do método racional não está definido de forma universal. Em Portugal, segundo estudos efetuados, indicam a utilização do método racional para bacias com dimensão na ordem dos 25 a 30 km².

Na dissertação apresentada, para a determinação do caudal de ponta de cheia adotou-se o método racional, dada a sua simplicidade de cálculo e as características das bacias hidrográficas que se pretende analisar.

O caudal de ponta de cheia, pelo método racional, é determinado pela **Equação 1**:

$$Q_p = \frac{C \times I \times A}{3600} \quad (1)$$

em que:

Q_p – Caudal de ponta de cheia para o período de retorno T_r (anos) (m^3/s);

C – Coeficiente de escoamento da bacia impermeabilizada;

I – Intensidade média de precipitação com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica, para o período de retorno T_r (m/h);

A – Área da bacia hidrográfica (m^2);

O parâmetro I é apresentado em anexo na **Figura AI.1**.

Tendo em conta a **Equação 1**, a aplicação do método para a obtenção do caudal de ponta requer o conhecimento da área drenante (área da bacia hidrográfica), do tipo de ocupação do solo (definição do coeficiente de escoamento), do tempo de concentração e das curvas IDF, para um dado período de retorno (Matias, 2006).

Os valores médios de coeficiente de escoamento encontram-se em apêndice no **Quadro II.1** e **Quadro II.3**.

Usualmente, as bacias de retenção são dimensionadas para períodos de retorno entre os 10 e os 50 anos, sendo comum adotarem-se períodos de retorno de 20 ou 25 anos.

Como os coeficientes de escoamento, apresentados no **Quadro II.1**, só são aplicáveis em chuvadas com períodos de retorno de 5 e 10 anos, para chuvadas menos frequentes será necessário corrigir o coeficiente de escoamento multiplicando-o por um coeficiente de ajustamento, K (**Quadro II.2**).

Com o caudal de ponta de cheia, e tendo em conta a área a drenar, o respetivo coeficiente de escoamento associado e a intensidade de precipitação, determina-se o volume da bacia que irá regularizar esse caudal.

4.1.4.2 Dimensionamento Hidráulico

O dimensionamento hidráulico consiste, fundamentalmente, na definição do volume de armazenamento necessário à regularização do caudal afluyente, para que o caudal máximo

efluente não ultrapasse, para um determinado período de retorno, um limite pré-estabelecido (caudal máximo aceitável a jusante).

A abordagem mais rigorosa para determinação do volume de armazenamento recorre à modelação matemática (e.g. o software SWMM da EPA) tendo por dados: o hidrograma de caudais afluentes, a geometria da bacia e a lei de vazão do descarregador principal (condições normais). Nesta dissertação adotou-se a abordagem simplificada referida no regulamento português, também conhecido como método holandês (RGSPDADAR, 1995).

Nas bacias de retenção importa distinguir os seguintes componentes de armazenamento:

- Volume de Armazenamento – designado por armazenamento de atenuação, segundo Ballard *et al*, (2007);
- Volume de Água Permanente.

O volume de armazenamento será calculado segundo a abordagem referida no RGSPDADAR (1995) (**Equação 2 e Equação 3**):

$$Va = 10 \times \left(-\frac{b \times qs}{1 + b} \right) \times \left[\frac{60 \times qs}{a \times (1 + b)} \right]^{1/b} \times C \times A \quad (2)$$

com:

$$qs = \frac{6 \times q}{C \times A} \quad (3)$$

em que:

Va – Volume armazenamento mínimo necessário para a bacia de retenção (m^3);

qs – Caudal específico efluente (caudal por unidade de área impermeabilizada ou seja, o caudal por unidade de área ativa da bacia de drenagem), considerado constante (mm/min);

C – Coeficiente de escoamento;

a, b – Parâmetros da curva IDF, para um dado período de retorno;

q – Caudal máximo efluente (m^3/s);

A – Área da bacia de drenagem (m^2).

Os parâmetros da curva IDF são apresentados, em apêndice, na **Figura AI.1**.

O caudal efluente (caudal de saída) varia com altura de água a montante, e depende do tipo de dispositivo de regularização de caudal.

É corrente a duração da precipitação crítica, isto é a que conduz a uma maior necessidade de armazenamento, ser bastante superior ao tempo de concentração da bacia drenada. No método simplificado, a duração da precipitação crítica D_c (min), é dada pela **Equação 4**:

$$D_c = \left(\frac{60 \times q_s}{a \times (1 + b)} \times A \times C \right)^{1/b} \quad (4)$$

De acordo com Correia (1984), citado por (Lima *et al.*, 2006), para se atingir a situação de equilíbrio a duração da precipitação deve ser igual ou superior ao tempo de concentração da bacia.

Porém, segundo Portela *et al.* (2000), citado por (Lima *et al.*, 2006), a assunção de precipitações com intensidade constante e duração superior ao tempo de concentração da bacia conduz à diminuição do caudal de ponta de cheia, por diminuição da intensidade média da precipitação. Por esta razão, é amplamente sugerido em diversos trabalhos, que se considere que a precipitação de projeto (também designada por precipitação crítica) tenha uma duração igual ao tempo de concentração da bacia. Desta forma, optou-se por considerar que a duração da precipitação crítica (D_p) é igual ao tempo de concentração (t_c).

Após a determinação do volume de armazenamento, é necessário definir dimensões (comprimento, largura e profundidade) e a forma da bacia de retenção. Esta etapa consiste em dividir o volume obtido por uma profundidade que se considere adequada, de acordo com as características do local de implantação (tipo de solo, proximidade a áreas residenciais, etc.).

Deve-se, sempre que possível, evitar profundidades (h) elevadas (e.g. admite-se um $h=1.0\text{m}$). Porém, sendo necessário optar por um h mais elevado deve-se recorrer a medidas de segurança que podem passar, por exemplo, pela vedação completa do perímetro da bacia. (Lima *et al.*, 2006)

4.1.4.3 Dimensionamento de Dispositivos de Regularização de Caudal

A seleção do caudal de saída, e a opção em termos de dispositivo de regularização de caudais (**Quadro II.7**), é importante na medida em que esta condiciona o volume armazenado e o tempo de retenção e, conseqüentemente, a eficiência da bacia de retenção, em termos quantitativos e qualitativos (Mano, 2008).

Os dispositivos de regularização de caudal podem permitir:

- A manutenção de um caudal de saída constante, qualquer que seja a altura de água na bacia. Neste caso, utilizam-se dispositivos dinâmicos de regularização de caudais, do tipo regulador por flutuador de nível, ou válvula ou comporta monitorizada de abertura variável;
- Um caudal de saída variável em função da altura de água na bacia. Neste caso, são utilizados dispositivos estáticos de regularização de caudais, do tipo descarregador superficial (triangular ou retangular), ou do tipo orifício (orifício propriamente dito ou comporta).

Nesta dissertação adotou-se uma tubagem de descarga como dispositivo de regularização de caudal (caudal de saída variável em função da altura de água na bacia).

Fixando o caudal máximo efluente (q) e a energia à entrada do dispositivo ($H1$), a **Equação 5** permite estimar o diâmetro da tubagem de descarga (D).

$$H1 - \Delta H_{1,2} = H2 \quad (5)$$

em que:

$H1$ - Energia à entrada (m)

$\Delta H_{1,2}$ - Perda de carga da tubagem de descarga (m)

$H2$ - Energia à saída (m)

Substituindo os termos na **Equação 5** obtemos a **Equação 6**:

$$Z1 - \left(\frac{q}{K \times D^\alpha} \right)^{\frac{1}{\beta}} \times L - \frac{U^2}{2 \times g} = Z2 + \frac{U^2}{2 \times g} \quad (6)$$

em que:

$Z1$ - Cota de entrada (cota do nível máximo da bacia de retenção);

$Z2$ - Cota de saída (cota da secção de saída da tubagem de descarga);

q - Caudal máximo efluente (m^3/s);

D - Diâmetro da tubagem (m);

L - Comprimento da tubagem de descarga (m);

U - Velocidade (m/s);

g - Aceleração da gravidade (m/s^2).

No **Apêndice III** apresenta-se um exemplo de aplicação relativo ao dimensionamento hidráulico-hidrológico de bacias de retenção.

4.1.5 Manutenção

Em qualquer obra, o objetivo das atividades de manutenção é possibilitar um correto desempenho ao longo da sua vida útil.

Nas bacias de retenção, o grau de tratamento e a frequência da manutenção depende do nível de utilização da bacia e das suas especificidades, das características das águas que a alimentam e das disponibilidades técnicas.

- Geralmente, a manutenção de uma bacia de retenção envolve, as seguintes tarefas:
- Verificação e controlo da afluência à bacia de águas não pluviais (águas domésticas ou industriais);

- Recolha frequente dos corpos sólidos flutuantes;
- Limpeza de eventuais dispositivos do tipo desarenadores, câmaras de grades ou retentores de óleos, localizados a monte da bacia;
- Proteção, tratamento e limpeza do fundo, bermas e taludes;
- Controlo da vegetação (remoção de plantas mortas ou com proliferação excessiva);
- Controlo da qualidade das águas armazenadas, com eventual realização de campanhas de medição periódicas (turbidez, hidrocarbonetos, sólidos em suspensão, pH, oxigénio dissolvido, carência bioquímica de oxigénio, etc.);
- Manutenção das obras de entrada e saída (limpeza de detritos e remoção de sedimentos na bacia de sedimentação).

4.2 Trincheiras de Infiltração

As trincheiras de infiltração são dispositivos pouco profundos (profundidade em geral não superior a um metro), de desenvolvimento longitudinal, e que se destinam a recolher águas pluviais perpendicularmente ao seu desenvolvimento. A água recolhida é posteriormente infiltrada no solo, retida na trincheira ou transportada até um ponto de destino final (meio recetor ou coletor).

Funcionam como reservatórios convencionais de amortecimento de caudais de cheia (Poletto & Peiter, 2012). Contribuem significativamente para a redução do escoamento superficial e do risco de inundação, por promoverem o armazenamento temporário das águas pluviais e favorecerem a infiltração.

São estruturas constituídas por valetas cobertas com material granular com porosidade à volta dos 35% (dependendo do material utilizado). Embora reduza o volume útil de armazenamento da trincheira, o preenchimento da vala deve ser realizado tanto para segurança como para a estabilização dos taludes, evitando desabamentos. As valas são preenchidas total ou parcialmente com material granular, como brita, seixo, cascalho ou blocos de drenagem (e.g. blocos de material plástico com elevado volume de vazios). Todo o material deverá estar envolvido em geotêxtil para impedir a migração de materiais finos, detritos e/ou sujidades para o seu interior e evitar a contaminação do solo. No entanto, a finalidade principal deste material, que funciona como filtro, é evitar a colmatação da estrutura, que causaria a perda de permeabilidade e de eficiência/desempenho.

A **Figura 4.14** apresenta a secção típica de uma trincheira de infiltração com os diferentes componentes que a constituem.

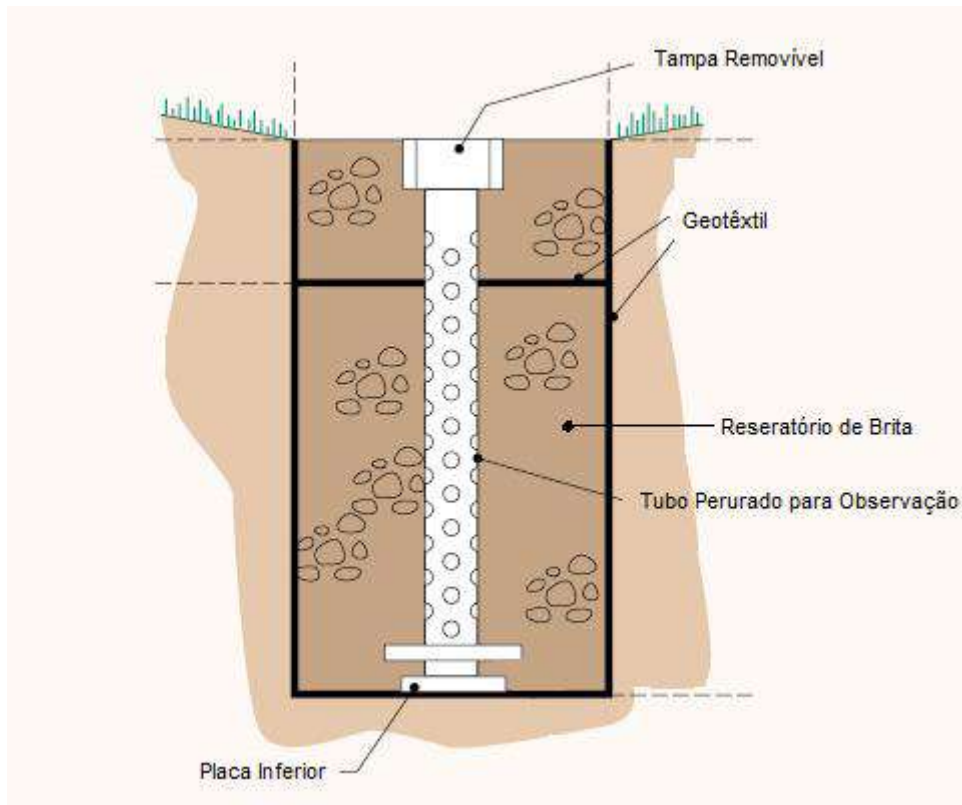


Figura 4.14 Secção típica de trincheira de infiltração (Adaptado de Minnesota (s.d.))

4.2.1 Funcionamento

O funcionamento das trincheiras é bastante simples. A entrada da água pode realizar –se de duas formas:

- De preferência lateralmente (uma rede ligada à trincheira) – alimentação pontual;
- Ou diretamente pela superfície - alimentação direta.

No caso de alimentação pontual, as trincheiras deverão possuir um tubo perfurado, no topo, para melhor distribuição das águas pluviais em toda a sua extensão. Para a situação em que a alimentação é realizada lateralmente, não é necessária a utilização do tubo perfurado. No entanto, deve prever-se a instalação de uma descarga de superfície no topo de jusante para gerir situações de sobrecarga.

A **Figura 4.15** ilustra os tipos de alimentação das trincheiras de infiltração.

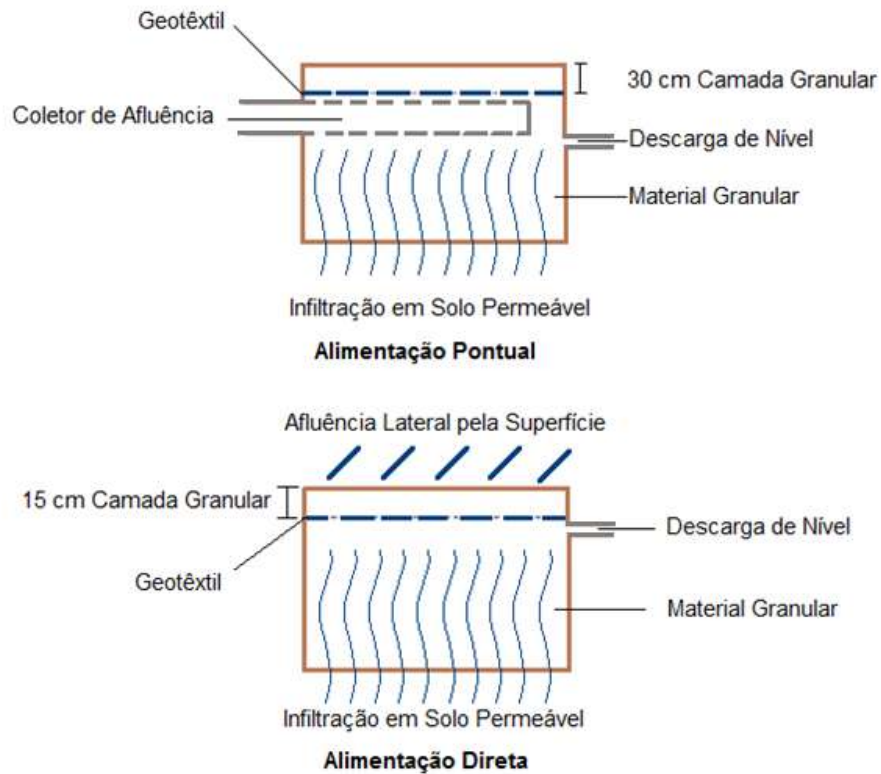


Figura 4.15 Tipos de alimentação de trincheiras de infiltração (Adaptado de Ballard *et al.* (2007))

A saída da água pode efetuar-se por dois meios:

- De forma distribuída, por infiltração no solo através da base e/ou pelas paredes laterais da trincheira – trincheira de infiltração;
- De forma localizada, através de um dreno de saída para uma câmara de visita dotada de dispositivo de regulação de caudal, ou libertada diretamente no meio recetor – trincheira de retenção.

É aconselhável associar sistemas de pré-tratamento às trincheiras de infiltração. Não só para evitar falhas prematuras no funcionamento, resultantes da colmatação da estrutura, como também prevenir a contaminação dos aquíferos. São exemplos de sistemas de pré-tratamento as faixas filtrantes, as valas revestidas, as bacias de retenção e as câmaras de retenção.

4.2.2 Aplicação

As trincheiras de infiltração podem ser usadas em:

- Parques de estacionamento;
- Estradas e auto-estradas;
- Áreas residenciais;

- Áreas comerciais e industriais.

Aconselha-se a aplicação destas estruturas em solos com elevada permeabilidade e em situações de nível freático abaixo do fundo da trincheira. As trincheiras de infiltração não devem ser usadas em áreas urbanas densas, devido à reduzida capacidade de infiltração dos solos e ao elevado nível de compactação que apresentam.

O recurso a este tipo de estruturas requer alguns cuidados. Na escolha do local para implantação das trincheiras de infiltração devem ser tidos em conta os seguintes aspetos:

- Profundidade do nível freático e da camada impermeável;
- Inclinação do terreno;
- Tipo de solo (superficial e o de fundação);
- Uso do solo e cobertura vegetal;
- Relação entre a superfície impermeabilizada da bacia e a área disponível para infiltração;
- Este sistema é mais adequado para pequenas áreas de drenagem (e.g. lotes individuais ou quarteirões).

Tendo em conta os problemas que podem surgir com a implantação de trincheiras de infiltração, como por exemplo o deslizamento de encostas, alguns autores sugerem a criação de mapas de áreas propícias à utilização de sistemas de infiltração e mapas de áreas onde a aplicação destas estruturas deve ser interdita, por razões de preservação do solo.

Deve evitar-se a implantação de trincheiras de infiltração nas seguintes áreas:

- Áreas com risco de deslizamento;
- Áreas degradadas com elevada inclinação;
- Terrenos pantanosos;
- Áreas sujeitas a efeito de maré.

Porém, é do consentimento geral que é mais importante criar mapas de áreas onde estes sistemas não se podem aplicar, que definir locais permitidos para tal.

4.2.3 Vantagens e Desvantagens

Indicam-se na lista seguinte as principais vantagens associadas às trincheiras de infiltração:

- Reduzem o escoamento superficial, sobretudo o resultante de chuvas frequentes e de pequena intensidade;
- Reduzem os caudais de ponta;
- Consequentemente, reduzem o risco de inundação devido à possibilidade de armazenamento e infiltração das águas pluviais;
- Promovem a recarga dos aquíferos;

- Apresentam baixo/médio custo de implantação e podem reduzir o tamanho das estruturas de gestão de águas pluviais a jusante;
- Simplicidade de implantação;
- A recolha das águas pluviais na origem, reduz a necessidade de estruturas de transporte (coletores);
- E ainda a boa integração com o espaço urbano (baixa ou quase nenhuma interferência na paisagem), como mostra a **Figura 4.16**



Figura 4.16 Integração de trincheira de infiltração (Sustainable Stormwater Management, 2007)

Quanto às desvantagens podemos apontar:

- A difícil precisão da vida útil desta técnica, principalmente devido aos efeitos advindos da colmatção, que causa o entupimento da estrutura;
- A limitação da técnica em termos de permeabilidade do solo, caso seja muito baixa a água na estrutura demorará muito tempo a infiltrar-se, perdendo eficiência para eventos chuvosos consecutivos;
- Possibilidade de contaminação dos aquíferos;
- Necessidade de manutenção frequente, caso não se realize poderá ser necessária a reconstrução completa da estrutura devido à elevada degradação;
- Difícil monitorização do desempenho e do funcionamento;
- Apresentam um custo ligeiramente mais elevado que um sistema convencional.

A partir das vantagens e desvantagens referidas pode afirmar-se que as trincheiras de infiltração representam uma boa alternativa para a gestão das águas pluviais em meio urbano.

4.2.4 Aspectos Construtivos

Para obter um bom funcionamento e um adequado desempenho, na construção de trincheiras de infiltração é importante ter em conta um conjunto de aspetos, nomeadamente:

- Para a profundidade, regra geral, adotam-se valores entre 1 a 2 metros;
- Em relação aos materiais granulares deverão utilizar-se, preferencialmente, britas ou cascalhos com diâmetros entre 40 mm e 60 mm, gravilhas ou blocos de drenagem (betão perfurado ou plástico);
- Para verificar o funcionamento das trincheiras de infiltração, podem ser construídos poços de observação em tubos perfurados de PVC de diâmetro 100 mm e 150mm, apoiados numa placa no fundo da trincheira e dotados de tampa para inspeção.
- Como proteção, deverá utilizar-se geotêxtil para garantir a separação entre o material granular e o solo para prevenir a colmatção, o “*piping*” e a contaminação do solo, sendo que o geotêxtil deverá possuir uma permeabilidade superior à do solo;
- A inclinação longitudinal não deve exceder 2%, para garantir baixas velocidades de escoamento, necessárias à remoção dos poluentes e promoção da infiltração;
- É aconselhável prever a existência de uma caixa de derivação à entrada da trincheira, para permitir o desvio dos caudais em excesso para a rede de águas pluviais existente, ou para outro componente de SUDS;
- Para os casos de alimentação pontual, deve ser colocado um geotêxtil imediatamente abaixo da camada superficial, de modo a reter os sedimentos perto da superfície e evitar o entupimento da trincheira, precavendo a reabilitação total da trincheira;
- Para obter melhor desempenho, durante a construção deve evitar-se a compactação dos solos em torno das trincheiras.

4.2.5 Dimensionamento Hidráulico-Hidrológico

Para efeitos de dimensionamento hidráulico, a abordagem de uma trincheira de infiltração é similar à utilizada para os sistemas de infiltração, podendo recorrer-se a um método simplificado ou a simulação numérica. Segundo (Ballard *et al.*, 2007), as trincheiras devem ser dimensionadas como sistemas de infiltração 3D - sistemas onde se considera um padrão de infiltração tridimensional.

Para o dimensionamento, será unicamente considerada a contribuição das áreas impermeáveis para o caudal afluente à trincheira. Tendo em conta tal simplificação, o coeficiente de escoamento (C) toma valores entre 0,85 e 0,95 (Ballard *et al.*, 2007).

O dimensionamento das trincheiras de infiltração corresponde ao cálculo do volume necessário ao armazenamento temporário da precipitação, com um determinado período de

retorno (em geral dez anos), para que o caudal de saída, considerado constante, não exceda um valor pré-determinado. Tal dimensionamento é realizado com base no balanço hídrico, expresso pela **Equação 7** - equação da continuidade:

$$Va = Q_a - Q_i \quad (7)$$

em que:

Va - Volume de armazenamento;

Q_a - Caudal afluyente à trincheira de infiltração;

Q_i - Caudal infiltrado durante o período de precipitação.

O caudal afluyente é dado pela **Equação 8**, e calculado com base nas curvas IDF do local (**Figura AI.1**) onde será implantada a trincheira de infiltração:

$$Q_a = \frac{C \times I \times A_D}{3600} \quad (8)$$

em que:

Q_a - Caudal afluyente ao sistema (m^3/s);

C - Coeficiente de escoamento;

I - Intensidade de precipitação para $T_r=10$ anos (m/h);

A_D - Área drenada ou área de contribuição da bacia (m^2).

O caudal infiltrado pode ser estimado através do produto da superfície ativa de infiltração (A_i) pela capacidade de absorção do solo (taxa de infiltração, q) - **Equação 9**:

$$Q_i = A_i \times q \quad (9)$$

De forma simplificada, o volume de armazenamento da trincheira pode ser estimado através do quociente do volume de armazenamento pela porosidade do material de preenchimento.

Para avaliar a altura máxima de água armazenada na trincheira de infiltração pode seguir-se o procedimento proposto por Ballard *et al.* (2007) para sistema de infiltração 3D:

1. Determinação da capacidade de infiltração do solo

De preferência, a capacidade de infiltração de um solo deve ser avaliada *in situ*, com base em ensaios de permeabilidade, e à profundidade a que ficará a estrutura (Ballard *et al.*, 2007). Na ausência dessa informação podem usar-se os valores típicos indicados no **Quadro II.4**.

Os valores constantes do **Quadro II.4** são apenas indicativos da taxa de infiltração para cada tipo de solo, uma vez que podem apresentar variações significativas em função da estrutura do solo. Por esta razão, o planeamento para a implantação de trincheiras de infiltração não deve ser realizado considerando apenas a classificação do solo.

Como em todas as técnicas de infiltração, é necessário ter em consideração, ao nível de projeto, aspetos que fazem variar a taxa de infiltração, tais como: o risco de colmatação devido às águas pluviais transportarem sedimentos e não terem sido previstos sistemas de pré-tratamento adequados, e também pela incerteza associada aos métodos de dimensionamento. Para isso, no dimensionamento, é aplicado um fator de segurança (F) que reduz o valor da taxa de infiltração. Em Azzout *et al.*, (1994), são propostos fatores de segurança a aplicar à superfície de infiltração real, variáveis entre 0,35 e 0,75, função das características das águas pluviais, das condições expectáveis de manutenção e da existência ou não de dispositivos complementares de tratamento.

O **Quadro II.5** indica os valores de (F), que dependem das consequências da falha do sistema e da área drenada (m²). A taxa de infiltração de projeto é obtida dividindo a taxa de infiltração real pelo fator de segurança (F).

2. Determinação da porosidade do material

O valor da porosidade (n) pode ser obtido através de ensaios laboratoriais, ou utilizando os valores típicos indicados no **Quadro II.6**.

3. Determinar a área drenada (A_D) e arbitrar as dimensões da estrutura de infiltração

Para o caso de trincheiras de infiltração, as dimensões a arbitrar serão o comprimento e a largura.

4. Calcular a área da base (A_b) e o perímetro da estrutura de infiltração (P)

5. Determinar o valor de b através da Equação 10:

$$b = \frac{P \times q}{A_b \times n} \quad (10)$$

em que:

P - Perímetro do sistema de infiltração (m);

q - Taxa de infiltração do solo (m/h);

A_b - Área da base da trincheira de infiltração (m²);

n - Porosidade do material de enchimento.

6. Escolher a duração da precipitação, D_P , em horas

7. **Determinar a intensidade de precipitação, I , (mm/h), através da curva IDF adequada ao local de implantação da trincheira (Figura AI.1)**
8. **Determinar o valor do parâmetro a através da Equação 11**

$$a = \frac{A_b}{P} - \frac{A \times I}{P \times q} \quad (11)$$

em que:

A_b - Área da base da trincheira de infiltração (m²);

P - Perímetro do sistema de infiltração (m);

A - Área drenada (m²);

I - Intensidade de precipitação para $T_r = 10$ anos (mm/h);

q - Taxa de infiltração do solo (m/h).

9. **Calcular a altura máxima de água armazenada, ($h_{m\acute{a}x.}$), em metros**

A altura máxima de água armazenada é dada pela **Equação 12**:

$$h_{m\acute{a}x.} = a \times (e^{(-b \times D_P)} - 1) \quad (12)$$

10. **Repetir os passos de vi) a ix) para uma gama de diferentes durações de precipitação (D_P)**

- i) Selecionar o maior dos valores obtidos para $h_{m\acute{a}x.}$
- ii) Caso o valor de $h_{m\acute{a}x.}$ não seja aceitável, arbitrar novos valores para as dimensões da estrutura de infiltração e repetir o procedimento

No **Apêndice III** apresenta-se um exemplo de aplicação relativo ao dimensionamento hidráulico-hidrológico de trincheiras de infiltração.

4.2.6 Manutenção

Como principais cuidados a ter para garantir uma adequada manutenção da trincheira destacam-se:

- Remoção periódica de lixo e detritos da superfície da trincheira;
- Remoção de ervas daninhas e raízes da superfície da trincheira, que possam causar bloqueio;
- Remoção/lavagem de silte acumulado na superfície da trincheira;

- Remoção de sedimentos presentes nas unidades de pré- tratamento.

Outras ações de manutenção poderão ser realizadas através de tubos de PVC perfurados, que atravessam toda a estrutura de cima abaixo, possuindo uma tampa removível no topo. Através deste sistema de tubos será possível verificar o nível da água na trincheira bem como o tempo que a água demora a infiltrar, avaliando, assim, a velocidade de infiltração da trincheira. Para velocidades de infiltração reduzidas deverá aplicar-se uma manutenção corretiva, substituindo, por exemplo, o material da trincheira.

4.3 Poços de Infiltração

Os poços de infiltração ou poços absorventes, “*puits d’absorption*” ou “*puits d’infiltration*” na terminologia francesa, e “*infiltration pit*” ou “*soakway*”, na terminologia inglesa, são infra-estruturas que permitem a infiltração direta das águas pluviais no solo. Segundo (Azzout *et al.*, 1994) este tipo de estrutura de controlo na origem pode dispor, ou não, no seu interior, de material de enchimento. Este material permite assegurar o armazenamento temporário da água pluvial, de forma mais ou menos significativa, consoante a natureza do solo, as condições de alimentação e o tipo de enchimento (Vale, 2011). O material de enchimento caracteriza-se por ser drenante e/ou poroso, sendo o mais indicado a brita. Quando não são preenchidos, é necessário realizar um reforço nas paredes do poço, para evitar o seu desmoronamento (Fuzy *et al.*, 2012).

Distinguem-se, em geral, dois tipos de poços de infiltração, em função da posição da base do poço relativamente ao nível freático: os poços de infiltração e os poços de injeção, como se ilustra na **Figura 4.17**. No primeiro caso, em que a cota do nível da base do poço está acima do nível freático, a água pluvial é infiltrada através de percolação pela camada não saturada do solo. No segundo caso, em que o nível freático se encontra acima do nível da cota da base do poço, a água pluvial rececionada é conduzida diretamente ao aquífero (Matos, 2003b).

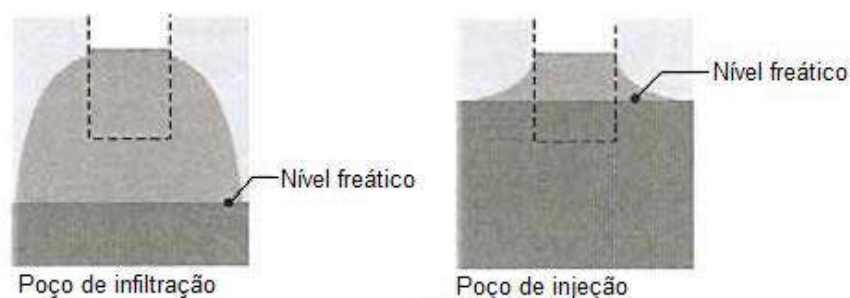


Figura 4.17 Poços de infiltração: de infiltração e de injeção (Azzout *et al.* (1994))

Apresentam a vantagem de poderem ser aplicados em locais onde a camada superficial do solo é pouco permeável (zonas urbanizadas, terrenos superficialmente impermeáveis), mas que dispõem de boa capacidade de infiltração na camada mais profunda do solo. Também poderão ser construídos em solos muito permeáveis, no entanto, implicam maiores riscos de contaminação da toalha freática (Bartolomeu (1996) *apud* Pinto (2013)).

Em termos estruturais os poços de infiltração são estruturas, geralmente, cilíndricas, enterradas, e a sua profundidade e diâmetro dependem das características do solo e da quantidade de água que se pretende infiltrar. São constituídos por anéis pré-fabricados de betão perfurados, ou alvenaria, com juntas abertas, revestidos com geotêxtil ou material drenante.

Os poços de infiltração são projetados e construídos para permitir o armazenamento temporário e a infiltração das águas pluviais, com vista à atenuação dos caudais de ponta de cheia e, conseqüentemente, diminuir os volumes de escoamento superficial, bem como melhorar a qualidade da água pluvial infiltrada. Consoante as características do solo, o tratamento da água faz-se por sedimentação, filtração e biodegradação, à medida que a água percola pelo solo de infiltração.

Como referido, os poços de infiltração são especialmente aconselháveis quando o terreno disponível é constituído por solo impermeável assente sobre fundações permeáveis (Pinto, 2013). Caso as formações permeáveis não se localizem a pouca profundidade, o poço pode ser escavado até as atingir e os ensaios de permeabilidade serão então realizados a partir desse nível. Na existência de dúvidas sobre a impermeabilidade das camadas superiores, é aconselhável a realização de ensaios em diferentes profundidades.

O funcionamento dos poços de infiltração é bastante simples: a alimentação pode ser feita diretamente pela superfície, ou através de uma rede de coletores, e a água infiltra-se através do fundo ou das paredes do poço (**Figura 4.18**).

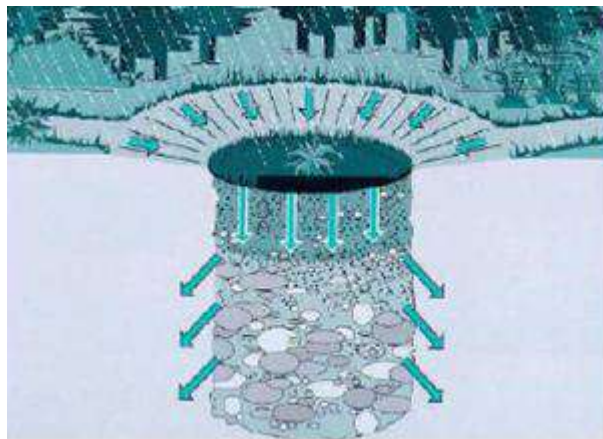


Figura 4.18 Esquema de entrada e saída de água num poço de infiltração (Aquafluxus, 2011)

Estas estruturas são adequadas para infiltrar as águas pluviais provenientes de áreas impermeáveis, como por exemplo: habitações individuais ou grupos de habitações, edifícios, praças e parques de estacionamento. Nesta última aplicação, deve garantir-se pré-tratamento para remoção da carga poluente.

Ao permitir a infiltração das águas no solo, a resistência do solo tende a diminuir, devido ao aumento da humidade, podendo dar origem a roturas, recalques e colapso estrutural do solo.

Por esta razão, é necessário avaliar os riscos da infiltração e de erosão interna no solo, provocados pela infiltração.

Não é aconselhável a utilização de poços de infiltração em:

- Zonas de terrenos instáveis (a infiltração pode agravar esta situação);
- Zonas onde o nível freático esteja a menos de um metro da base do poço;
- Zonas onde o risco de contaminação do escoamento superficial possa resultar na poluição das águas subterrâneas;
- Zonas com terrenos pouco permeáveis;
- Zona de captações de água, quer públicas quer privadas.

4.3.1 Vantagens e Desvantagens

Das principais vantagens dos poços de infiltração, destacam-se:

- Baixo custo de construção e manutenção;
- Simplicidade de implantação;
- Podem atingir, por vezes, profundidades de várias dezenas de metros;
- Compatível com solos com uma camada superficial impermeável ou pouco permeável;
- Baixa interferência na paisagem - atendendo à sua geometria (estrutura pontual e vertical) e dimensão, estes dispositivos apresentam fácil integração no tecido urbano;
- Quando a qualidade do escoamento não constitui risco de contaminação, podem promover a recarga dos aquíferos;
- Flexibilidade e domínio de aplicação em termos de utilização urbana (**Figura 4.19**);
- Possibilidade de associação com outras técnicas de controlo na origem (**Figura 4.20**)

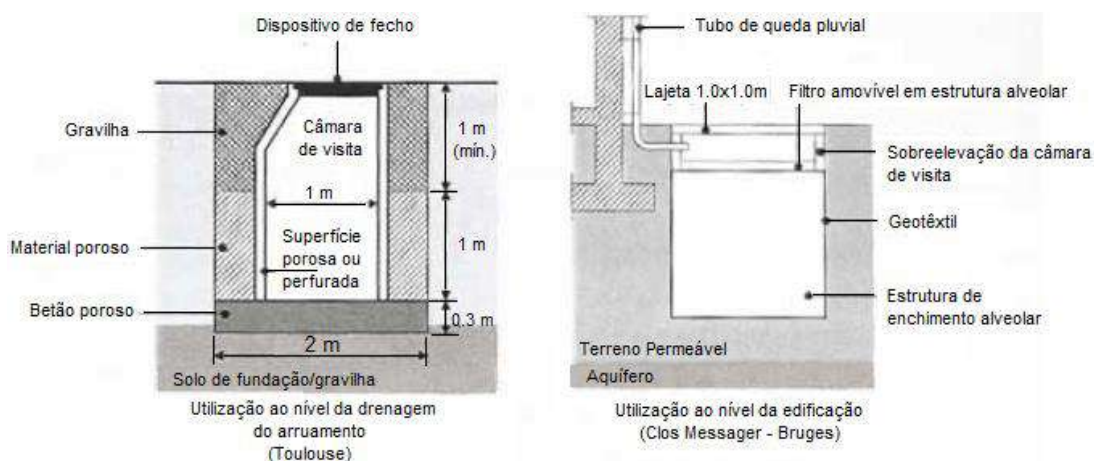


Figura 4.19 Tipos de utilização de poços de infiltração em meio urbano (Chocat, 1997)

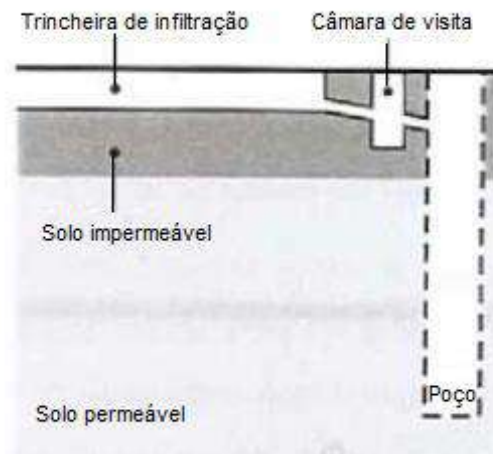


Figura 4.20 Exemplificação da associação de poço de infiltração com outras técnicas de controlo na origem (Azzout *et al.*, 1994)

As principais limitações destas estruturas prendem-se com:

- A necessidade de pré-tratamento;
- A escala reduzida dos efeitos de armazenamento;
- A necessidade de manutenção regular e frequente para evitar a colmatção dos poros;
- A não compatibilidade com terreno rochoso ou com nível freático elevado;
- A possibilidade de risco de contaminação das águas subterrâneas;
- Dimensionamento e construção requerem pessoal especializado.

4.3.2 Aspetos Construtivos

Para que apresentem um adequado desempenho e funcionamento, a construção e conceção dos poços de infiltração requer a consideração de um conjunto de aspetos, designadamente:

- Os poços de infiltração podem ser construídos em:
 - Alvenaria de pedra, tijolo, blocos de betão, com juntas abertas;
 - Anéis pré-fabricados de betão perfurados (**Figura 4.21**);
 - Módulos geocelulares (blocos de drenagem);
 - Estruturas pré-fabricadas em material plástico.



Figura 4.21 Poço de infiltração em anéis de betão pré-fabricados (NYC Buildings, 2014)

- Os poços não devem ser instalados próximo das fundações de estruturas pré-existentes, pois a infiltração poderá modificar as características do solo (Batista *et al.*, 2005);
- O fundo do poço deverá ser assente sobre uma camada de material drenante, com uma espessura entre 0,40 e 0,60 m (Pinto, 2013).
- Para evitar a colmatação dos vazios do solo e impedir a migração de finos para a camada drenante, deve proceder-se à instalação de geotêxteis. Estes componentes visam reter as partículas em suspensão, carregadas nas águas pluviais, e devem, tanto quanto possível, ser instalados de modo a propiciarem a sua fácil remoção para limpeza ou substituição.
- O poço deve possuir uma tampa, geralmente em betão ou ferro fundido, para evitar acidentes e torná-lo facilmente visitável permitindo a inspeção, a manutenção e a limpeza;
- Deve evitar-se a plantação de árvores e arbustos nas proximidades do poço, devido ao risco de colmatação e danos estruturais que as raízes podem provocar;
- É recomendável a construção de mais do que um poço, por razões de colmatação e repartição de caudal;
- Caso se adote múltiplos poços, o espaçamento entre poços deverá ser triplo do diâmetro do maior poço, e com mínimo de 6 m, para poços com profundidade superior a 6 m (Pinto, 2013);
- A espessura da camada drenante deve rondar os 2 a 5 cm;
- A camada drenante deve ser separada do terreno envolvente por geotêxtil, para impedir a migração de finos para o interior do poço;
- Para garantir uma depuração mínima a base da camada drenante de fundo deverá estar pelo menos a 1,5 m acima do nível freático (Tilley *et al.*, 2008);
- O diâmetro dos poços de infiltração deve estar entre 1 e 3 m (Morais, 1962).

- A parte superior do poço deve ser impermeável e constituída por um material resistente, como anéis pré-fabricados de betão, ou uma zona mais resistente em que as juntas são cimentadas (Pinto, 2013);
- Deve prever-se instalação de câmaras de sedimentação a montante do poço. Este componente reduz a frequência de manutenção e o risco de colmatação;
- Deve prever-se uma descarga de superfície para fazer face aos caudais excepcionais, ligada à rede de drenagem de águas pluviais.

4.3.3 Dimensionamento

A conceção e o dimensionamento de poços de infiltração pressupõem o levantamento de um conjunto de parâmetros, nomeadamente:

- Carga poluente presente no escoamento superficial;
- Caracterização dos solos (e.g. permeabilidade);
- Verificação do nível freático máximo sazonal – flutuações sazonais;
- Intensidade de precipitação da região onde será implantado o poço de infiltração.

Só a partir da observação destes parâmetros locais será possível definir os riscos de contaminação do solo e das águas subterrâneas, a estabilidade do solo por introdução de infiltração da água pluvial, e fixar dados essenciais ao dimensionamento do sistema de infiltração, bem como avaliar a viabilidade da implantação do poço em determinado local.

Na análise de viabilidade, relativamente à execução de poços de infiltração devem ser realizados estudos complementares, designadamente para um melhor conhecimento da natureza e das características do solo e dos aquíferos. É indispensável que o terreno apresente permeabilidade suficiente para infiltrar o caudal de ponta de projeto em poucas horas, após o término da precipitação.

O procedimento de dimensionamento de poços de infiltração é constituído por duas etapas:

1. Numa primeira fase estimam-se ou predefinem-se as dimensões iniciais - profundidade e diâmetro, com base nos elementos disponíveis, e analisados na fase de conceção;
2. Na segunda fase, é avaliado o balanço hídrico no interior do poço de infiltração, com base na equação da continuidade (**Equação 13**).

$$S_{PI} = I_{PI} - O_{PI} \quad (13)$$

em que:

S_{PI} - Volume de armazenamento do poço de infiltração;

I_{PI} - Volume de água que irá infiltrar-se no solo durante a precipitação (*output*);

O_{PI} - Volume de água afluyente ao poço de infiltração, proveniente da área impermeável (*input*).

4.3.3.1 Volume Afluyente

Há duas formas de obter o volume de água afluyente ao poço de infiltração:

1. Produto da área impermeável pela altura de água precipitada, em metros, para um período de retorno $T_r=10$ anos - **Equação 14**.

$$I_{PI} = A_D \times C \times h_p \quad (14)$$

em que:

I_{PI} - Volume afluyente (m^3);

A_D - Área drenada (m^2);

C - Coeficiente de Escoamento;

h_p - Altura de precipitação, com determinada duração (m).

2. Produto do caudal de ponta de cheia pela duração da precipitação (**Equação 16**). O caudal de ponta de cheia pode ser avaliado por diferentes métodos. Neste caso, optou-se pelo Método Racional, em que o caudal de ponta de cheia é dado pela **Equação 15**, e calculado com base nas curvas IDF do local onde será implantada o poço de infiltração (**Figura AI.1**).

$$Q_{pa} = \frac{C \times I \times A_D}{3600} \quad (15)$$

em que:

Q_p - Caudal afluyente ao sistema (m^3/s);

C - Coeficiente de escoamento;

I - Intensidade de precipitação para $T=10$ anos (m/h);

A_D - Área drenada ou área de contribuição da bacia (m^2).

$$I_{PI} = Q_{pa} \times D_p \quad (16)$$

em que:

I_{PI} - Volume de entrada (m^3);

D_p - Duração da precipitação (s).

4.3.3.2 Volume de Infiltração

O volume de infiltração pode ser avaliado pela **Equação 17**:

$$O_{PI} = Q_i \times D_p = A_i \times q \times D_p \quad (17)$$

em que:

O_{PI} - Volume que se infiltra durante a precipitação de duração D (m^3);

Q_i - Caudal infiltrado durante o período de precipitação (m^3/s);

D_p - Duração da precipitação (h);

A_i - Área de infiltração, para a profundidade efetiva, H_e (m^2);

H_e - Profundidade efetiva (m);

q - Taxa de infiltração com fator de segurança aplicado ($F=2$ a 3) (m/h).

Neste método de dimensionamento, para avaliação da área de infiltração (A_i), apenas se considera 50% da área lateral do poço. Também a área do fundo do poço não é contabilizada devido ao risco de colmatção mais rápido. Com as simplificações referidas o fator de segurança a aplicar varia entre 2 e 3. Já Ballard *et al.*, (2007) considera um fator de segurança de 10. No entanto estes autores consideram a área de infiltração total (área total das paredes laterais e a área do fundo do poço). Apesar de serem abordagens diferentes conduzem a resultados semelhantes.

Perante o exposto, a área de infiltração é dada pela **Equação 18**:

$$A_i = 0,50 \times \pi \times D \times H_e \quad (18)$$

Em relação ao período de retorno, $Tr=10$ anos é o valor mais comum e adotado na maioria dos projetos, no entanto conforme o local poderão ser adotados outros valores para este parâmetro, tais como $Tr=25$ anos, $Tr=50$ anos e $Tr=100$ anos.

As zonas de entrada e saída dos tubos de descarga situam-se a uma profundidade (z), que varia entre 0,40m e 1,00m, a qual não faz parte da altura efetiva. Importa realçar que H_e é a

altura efetiva e não a altura total (H_t). A altura total é a soma da altura efetiva (H_e) com a folga (z).

4.3.3.3 Altura Máxima de Água Armazenada

Para avaliar a altura máxima de água armazenada ($h_{m\acute{a}x.}$) no poço de infiltração utilizamos a **Equação 19** proposta por Tomaz P. (2012):

$$h_{m\acute{a}x.} = \frac{\frac{S_{pi}}{n}}{\frac{\pi \times D^2}{4}} \quad (19)$$

em que:

$h_{m\acute{a}x.}$ - Altura de água armazenada no poço, para uma determinada duração de precipitação (m);

S_{pi} - Volume de armazenamento para uma determinada duração de precipitação (m^3);

n - Porosidade efetiva do material de enchimento. Caso não possua enchimento $n=1$.

D - Diâmetro do poço de infiltração (m).

O **Apêndice III** expõe um exemplo de aplicação relativo ao dimensionamento hidráulico-hidrológico de poços de infiltração.

4.3.4 Manutenção

Para os poços de infiltração serão suficientes visitas de 6 em 6 meses. O poço deverá ser destapado e deverá verificar-se se o líquido é absorvido normalmente (Pinto, 2013). Caso se observem sinais de colmatção, então a camada drenante deverá ser limpa ou substituída. Se após a limpeza ou substituição continuarem a ser notórias anomalias na infiltração do da água, então é provável que seja o próprio solo a estar colmatado. Neste caso será necessária a construção de um novo poço (Morais, 1962).

É devido a este fenómeno de colmatção que o pré-tratamento das águas pluviais é crucial. No entanto a colmatção é inevitável, pelo que deve haver a possibilidade de construir mais poços na área (Pinto, 2013).

4.4 Pavimentos Permeáveis

Os pavimentos permeáveis são uma técnica alternativa para a gestão das águas pluviais em meio urbano. Distinguem-se dos pavimentos tradicionais por permitirem a drenagem das águas pluviais através da superfície para as camadas subjacentes, onde a água é armazenada

temporariamente até se infiltrar no solo, ser reutilizada ou ser encaminhada para outro componente de drenagem ou para uma linha de água (Ballard *et al.*, 2007).

Além de gerir a precipitação que cai diretamente na sua superfície, apresentam outras capacidades, como o armazenamento e a filtração das águas pluviais provenientes de áreas adjacentes, como telhados e/ou áreas impermeáveis (parques de estacionamento) (Ballard *et al.*, 2007). Neste caso, antes de atingir o pavimento permeável, o escoamento deve passar por um sistema de pré-tratamento para remoção de sedimentos, óleos e partículas em suspensão, de forma a impedir a sua colmatação.

Os pavimentos rodoviários com camada de desgaste porosa têm ainda vantagens em termos de segurança no período de chuva, pela redução dos riscos de aquaplanagem, de projeção de água, da melhoria da visibilidade das marcas nas vias, e da qualidade ambiental por, por exemplo, permitir a redução dos níveis de ruído de rolamento (Matos, 2003a).

Estes pavimentos permitem uma redução de caudal de 20 a 50% e de volume de escoamento entre 15 e 30%. Do ponto de vista da qualidade da água, o efeito depurador aponta para eficiências de redução em termos de sólidos suspensos (entre 50 a 90 %), de carga orgânica (entre 50 e 70 %) e de metais pesados, designadamente, de chumbo (entre 75 e 95 %) (Matos, 2003a).

Em Portugal, pavimentos porosos já têm alguma aplicação, como se pode comprovar pela **Figura 4.22**.



Figura 4.22 Pavimento Poroso – Parque de Estacionamento Doca de Santos, Lisboa
(Adaptado de Ferreira (2000))

Os pavimentos permeáveis têm uma aplicação versátil (**Figura 4.23**) podendo referir-se:

- Arruamentos com baixa intensidade de tráfego;
- Parques de estacionamento;
- Praças;
- Passeios pedonais ou circuláveis, entre outras.



Figura 4.23 Aplicação de pavimentos permeáveis (FORMPAVE, 2014)

Apesar da versatilidade na aplicação, é necessário ter em conta a inclinação do local onde serão executados, visto que os pavimentos permeáveis apresentam melhor desempenho em zonas planas.

A França foi o país pioneiro na aplicação de pavimentos permeáveis, no final da década de 40. Porém, como os ligantes asfálticos não eram bem estudados, dava-se a rotura das estruturas por falta de adesão entre o ligante e os agregados. Apenas no início dos anos 70, França, Estados Unidos, Suécia entre outros países, voltaram a interessar-se por esta técnica e a aplicá-la. A pesquisa realizada no início da década de 70 pelo *Instituto Franklin*, em Philadelphia, foi um marco importante para a aplicação dos pavimentos permeáveis no controlo das cheias. Alguns anos mais tarde, foram criados manuais práticos com as regras de projeto e construção de pavimentos permeáveis.

A aplicação de pavimentos permeáveis em alternativa aos que pouco ou nada favorecem a infiltração das águas pluviais é sempre recomendada. Esta medida apresenta grande potencial na redução do escoamento superficial em meio urbano, uma vez que pode ser aplicada a uma escala significativa e proporcional à área impermeabilizada (Araújo, 2013).

4.4.1 Constituição dos Pavimentos Permeáveis

Entende-se por pavimento permeável todo o pavimento que possui revestimento permeável ou poroso, ou seja, a superfície (camada de desgaste) é composta por materiais porosos ou permeáveis, que permitem a infiltração da água para as camadas inferiores.

Alguns autores, nomeadamente Ballard *et al.* (2007), fazem distinção entre:

Pavimentos Permeáveis - todo o pavimento que possui revestimento permeável, e permite a entrada de água para as camadas inferiores por meio das juntas. Como exemplos, podem mencionar-se os blocos de betão, cerâmicos ou de pedra, com juntas abertas ou blocos de betão alveolares.

Pavimentos Porosos - são todos os pavimentos em que a superfície é construída com materiais porosos. A infiltração da água processa-se por meio dos vazios da camada superficial. Betão betuminoso poroso, betão de cimento poroso, superfícies de relva ou de gravilha reforçadas, são alguns tipos de materiais porosos.

Os dois tipos de pavimento referidos podem ainda possuir função hidráulica de armazenamento, ou seja, a camada de base ou sub-base dispõe de uma estrutura de vazios com capacidade de armazenamento para as águas pluviais. Neste caso o pavimento passa a designar-se de pavimento “com estrutura reservatório”, ou, simplesmente pavimento reservatório.

A **Figura 4.24** mostra um corte transversal típico de um pavimento permeável.

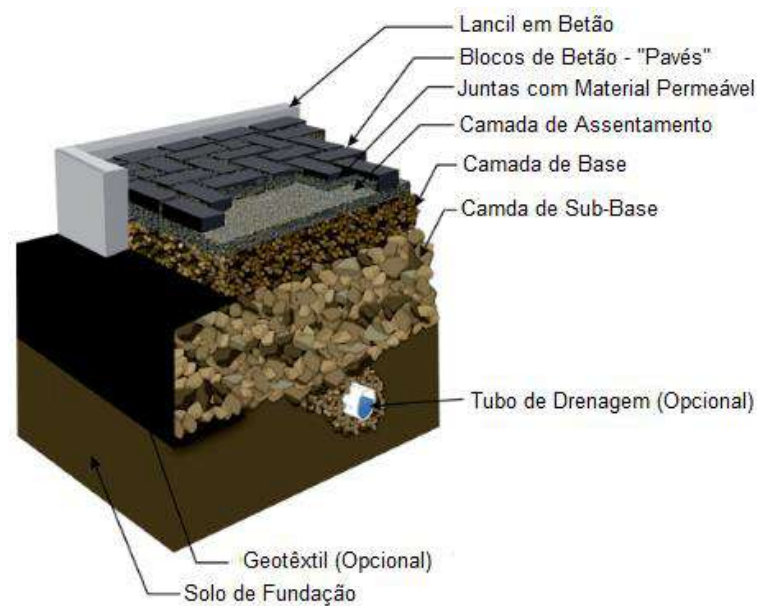


Figura 4.24 Secção transversal típica de pavimento permeável (STORMWATER CENTER, s.d.)

4.4.1.1 Camada de Desgaste

Esta camada tem espessura variável de 65 mm a 100 mm e os materiais mais comuns utilizados na sua construção são:

Betão betuminoso poroso ou drenante



Figura 4.25 Pavimento permeável em betão betuminoso poroso (Minnesota Pollution Control Agency, 2014)

O revestimento em betão betuminoso poroso (**Figura 4.25**) consiste numa mistura entre betume e agregados de dimensão uniforme. A designação em português para este material é BBd (betão betuminoso drenante). Trata-se de uma mistura betuminosa conseguida à custa de agregados de granulometria (d/D) descontínua, com betumes normais ou modificados com polímeros (EP, 2012). A Norma Europeia EN 13108-7 *Bituminous Mixtures- Material Specifications- Part 7: Porous Asphalt* especifica os requisitos para as misturas betuminosas do grupo do betão betuminoso drenante, produzidas a quente, e deve ser utilizada em conjunto com as NP EN 13108-20 e NP EN 13108-21 (EP,2012)

O elevado índice de vazios da mistura drenante é obtido por meio de uma dosagem adequada de agregados, fíler e betume (Nascimento, 2012)

Este tipo de misturas betuminosas apresentam, após compactadas, um elevado índice de vazios (22-30%), o que as torna permeáveis à água da chuva e, conseqüentemente, reduz a espessura da lâmina de água sobre a superfície do pavimento (Nascimento, 2012).

As camadas drenantes caracterizam-se por serem camadas com melhor comportamento ao nível de:

- Segurança e conforto na condução em períodos de precipitação, devido à elevada aderência que confere aos pneus, mesmo em período de chuva;

- Melhoria do ambiente sonoro por redução do ruído provocado ao nível da interface pneu/pavimento, devido à elevada porosidade que diminui significativamente a compressão do ar pois pode escapar através dos vazios da mistura.

No **Quadro 4.1** apresenta-se a granulometria típica dos agregados incorporados nas misturas betuminosas drenantes, segundo as Estradas de Portugal (EP).

Quadro 4.1 Requisitos dos fusos granulométricos para a camada de desgaste (Estradas de Portugal, S.A., 2012)

Camada de Desgaste		
PA 12,5 (BBd)		
Peneiros Série Base+ Série 2	Un	% Acumulada de Passados
20	mm	100
12,5		90-100
10		55-75
4		12-30
2		11-18
1		6-14
0,063		2-5

Betão de cimento poroso



Figura 4.26 Pavimento permeável em betão de cimento poroso (Pervious Pavements, 2011)

O revestimento em betão de cimento poroso (**Figura 4.26**) caracteriza-se pela alta permeabilidade, conseguida pela não incorporação de partículas finas na sua composição.

O betão de cimento poroso é constituído por uma pasta cimentícia que envolve os agregados e possui baixo, ou nenhum, teor de finos. Tipicamente apresenta 15% a 25% de teor de vazios e atinge um coeficiente de permeabilidade por volta de 0,34 cm/s (ABCP, s.d.)

Segundo a UNIBETÃO (2011), os pavimentos permeáveis de betão de cimento exibem as seguintes características:

- Capacidade de drenagem (Percolação) – 120 a 350 l/min.m²;
- Vazios – 15% a 30%;
- D_{máx} do Agregado – 6,30 mm a 12,50 mm;
- Massa Volúmica – 1900 kg/m³;
- Resistência à compressão – 10 a 15 MPa.

As argamassas porosas foram concebidas, de início, para remover os poluentes transportados pelas águas pluviais, tendo demonstrado serem uma medida eficaz de controlo do volume de escoamento, particularmente em cheias pouco intensas. Considera-se serem mais eficientes do que o asfalto poroso, uma vez que mantêm a sua porosidade, mesmo em climas quentes (Correia, 2007).

Este tipo de revestimento é apropriado para situações de tráfego leve a médio, como passeios e parques de estacionamento. Poderá, sob condições específicas de dimensionamento, ser aplicado em locais com tráfego pesado.

Inicialmente, o revestimento em betão de cimento poroso apresenta grande permeabilidade. Posteriormente, a falta de manutenção e limpeza faz aumentar o risco de colmatção.

Blocos de betão



Figura 4.27 Pavimento permeável em blocos de betão (FORMPAVE, 2014)

Existe uma vasta gama de possibilidades de aplicação deste tipo de pavimentos, nomeadamente:

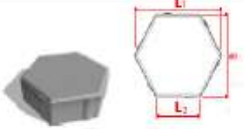
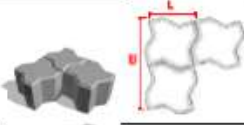
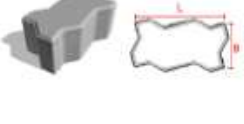
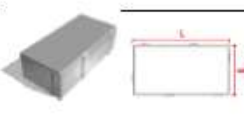

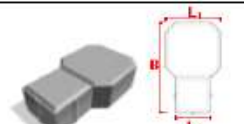
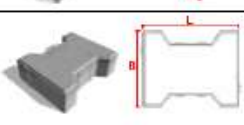
- Zonas pedonais (**Figura 4.27**);
- Pavimentos urbanos sujeitos a tráfego rodoviário leve a médio;
- Parques de estacionamento.

Segundo INTERPAVE (2010), os pavimentos permeáveis de blocos de betão permitem a infiltração de 11 a 45% da precipitação útil durante um evento chuvoso.

Os blocos de betão podem apresentar diferentes geometrias e espessuras, permitindo múltiplos arranjos e efeitos. Alguns incorporam espaçadores entre as juntas para acomodar possíveis alterações das peças.

No **Quadro 4.2** são apresentadas as características físicas dos blocos de betão mais comuns existentes em Portugal, de acordo com a norma EN 1338:2004.

Quadro 4.2 Características físicas dos blocos de betão para pavimentos permeáveis (Morgado, 2008)

Nome dos Blocos	Figura	Dimensões (mm)					Massa volúmica (kg/m ³)	Unidades por m ²
		L	L ₁	L ₂	B	e		
Hexagonais		-	195	97	170	55	120	38
"UNI-COLOC"		112,5	-	-	225	100	225	26
"Uni"		225	-	-	112,5	60	135	39
		-	-	80		175		
		-	-	100		225		
Rectangulares		100	-	-	200	55	130	50
		-	-	80		175		
"Delta"		-	200	100	200	60	135	38
"Uni-Decor"		-	140	90	230	60	130	36
Perfil "I"		200	-	-	165	60	135	35
		-	-	80		175		

e – espessura

Segundo (ABCP, s.d.) no preenchimento das juntas deverão utilizar-se agregados com $D_{máx.}$ 9,5 mm, não sendo aconselhável a utilização de areia ou pó de pedra para este fim. Pode, também, utilizar-se o material da camada de assentamento para preencher as juntas.

É importante referir que a infiltração da água nos blocos de betão pode processar-se, não só pelas juntas, mas também pelos vazios dos blocos, caso estes sejam constituídos por betão poroso.

Quando bem concebidos e explorados, estes pavimentos apresentam elevada durabilidade, mesmo em condições adversas, e boa capacidade de suporte.

Superfícies de Relva ou Gravilha Reforçadas

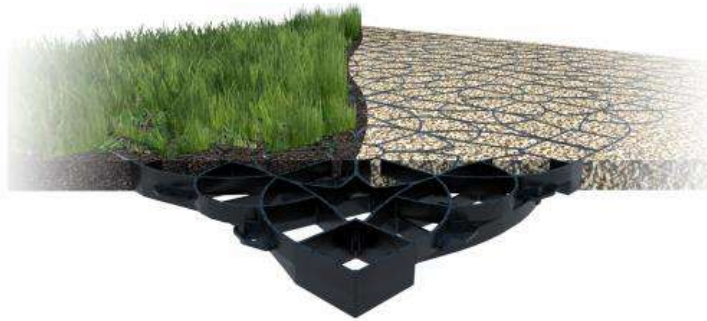


Figura 4.28 Superfície de relva e gravilha reforçadas (Atlanlusi, 2014)

O reforço das superfícies de relva ou gravilha é realizado com geogrelhas plásticas (**Figura 4.28**). Trata-se de tiras de polietileno de alta densidade (PEAD), soldadas entre si, que quando abertas formam alvéolos contíguos tridimensionais, idênticos a uma “colmeia”, podendo ser preenchidos com relva, gravilha e/ou solo, conforme a disponibilidade e finalidade.

Segundo Atlanlusi (2014), as aplicações deste tipo de revestimento são inúmeras:

- Caminhos, edifícios e acessos de moradias;
- Quintas ou espaços comerciais;
- Passeios e veredas de jardins;
- Áreas de estacionamento verdes;
- Percursos pedonais e ciclovias;
- Caminhos rurais e passagens agrícolas;
- Parques industriais;
- Terraços e coberturas verdes.

Blocos de Betão Alveolares ou Grelhas de Enrelvamento



Figura 4.29 Pavimento permeável em blocos de betão alveolares (Rhino Pisos, 2014)

Os blocos de betão alveolares (**Figura 4.29**) são produzidos com betão de alta resistência, apresentam grande durabilidade, e estão disponíveis numa alargada variedade de cores. As

espessuras deste material variam entre os 50 e os 100 mm, conforme a aplicação a que estará sujeito.

Os vazios das grelhas podem ser preenchidos com relva, brita ou seixos, proporcionando a fácil drenagem das águas superficiais e um harmonioso efeito estético (Leriviga & Litoprel, 2013).

Segundo Leriviga e Litoprel (2013), estes blocos podem ser aplicados em:

- Passeios e logradouros;
- Pistas para velocípedes;
- Parques de estacionamento;
- Arruamentos e estradas;
- Pavimentos e pistas para aviões.

4.4.1.2 Camada de Assentamento ou de Regularização

O principal objetivo é servir de apoio ao assentamento da camada de desgaste, sendo que a sua espessura varia entre 30 e 50 mm. A espessura e a qualidade do material utilizado influem diretamente no desempenho final do pavimento.

O **Quadro 4.3** apresenta a granulometria típica da camada de regularização e do material para preenchimento das juntas, caso se trate de pavimentos permeáveis com blocos de betão. No entanto, deve sempre dar-se atenção às especificações fornecidas por cada fabricante para cada material e sistema de pavimento (Ballard *et al.*, 2007).

Quadro 4.3 Granulometria dos materiais para a camada de regularização (INTERPAVE, 2010)

Peneiro (mm)	% Passados
14	100
10	98-100
6.3	80-99
2.0	0-20
1.0	0-5

4.4.1.3 Camada de Base e de Sub-Base

As camadas de base e sub-base são dimensionadas geralmente para funcionarem como reservatório e, também, suportar a carga solicitada (ABCP, s.d.), sendo a sua espessura determinada no dimensionamento hidráulico-hidrológico.

O volume de armazenamento é conseguido incorporando nesta camada materiais de granulometria aberta/extensa (ABGE) e de dimensão uniforme. Os materiais a utilizar nesta

camada podem ser: materiais granulares (e.g. britas ou *tout-venant*), e materiais alveolares em plástico. Segundo INTERPAVE (2010) esta camada deve incorporar agregados com dimensões entre 5 e 20 mm.

A bibliografia consultada refere diferentes constituições para os vários sistemas de pavimento permeável. A existência da camada de base e sub-base em simultâneo estará dependente do dimensionamento, do projetista e dos diferentes sistemas propostos pelos fabricantes. A supressão de uma camada, ou a consideração das duas camadas, estará relacionada com as cargas a que o pavimento estará sujeito, com aspetos económicos e mesmo características do local. Uma situação comum é considerar apenas uma camada (base ou sub-base), com espessura considerável, para compensar a supressão da outra camada.

O **Quadro 4.4** seguinte apresenta a granulometria típica da camada de sub-base. No entanto, deve sempre dar-se atenção às especificações fornecidas por cada fabricante para cada material e sistema de pavimento (Ballard *et al.*, 2007).

Quadro 4.4 Granulometria típica da camada de sub-base (INTERPAVE, 2010)

Peneiro (mm)	% Passados
40	100
31.5	98-100
20	90-99
10	25-70
4	0-15
2	0-5

A permeabilidade da sub-base é dos critérios mais relevantes na seleção do tipo de sistema de pavimento a implementar. A avaliação da permeabilidade é realizada no local através de ensaios de permeabilidade, a profundidades superiores a 1 m abaixo da superfície.

4.4.1.4 Geotêxteis

Os geotêxteis são mantas permeáveis com as seguintes funções:

- Impedir a passagem de pequenas partículas entre camadas, atuando como filtro;
- Separar as camadas para manter a porosidade;
- Manter a integridade estrutural das camadas.

Pode ser colocado em dois locais distintos do pavimento permeável:

- Na interface da sub-base com a camada de regularização (opcional, de acordo com recomendações do fornecedor);
- Na interface da sub-base com o solo de fundação.

O geotêxtil deve ser instalado de acordo com as prescrições de cada fabricante. (INTERPAVE, 2010).

4.4.1.5 Manta Impermeável

A manta impermeável, tecnicamente designada por geomembrana, geralmente em material plástico (PEAD), é utilizada para impedir a infiltração de água para o solo de fundação e manter a água armazenada na sub-base do pavimento. Antes da instalação da geomembrana é necessário que o leito de pavimento se encontre regularizado, compacto e isento de qualquer material que possa danificar a manta. Geralmente, esta manta é assente sobre uma camada de pó de pedra ou outro material de granulometria fina.

Segundo Ballard *et al.* (2007), deverá ser durável e resistente, nomeadamente à perfuração, e capaz de suportar cargas de construção e de operadores.

4.4.2 Tipos de Pavimentos Permeáveis

A água que se infiltra pelo pavimento pode ter dois destinos diferentes:

1. Infiltrar-se no solo natural por meio das camadas permeáveis;
2. Descarregar num sistema de drenagem pluvial ou noutra componente de SUDS.

No 2.º caso existem duas alternativas:

- Após infiltrar no pavimento, a água é descarregada no sistema de drenagem pluvial ou noutra componente SUDS (descarga direta);
- A camada de base do pavimento possui características (elevada porosidade) para funcionar como um reservatório (ou bacia de retenção) e descarrega a água lentamente para o sistema de drenagem ou outro componente de SUDS.

Segundo Ballard *et al.* (2007), consoante a função das camadas granulares e da capacidade de infiltração do solo de fundação, podem existir três tipos de pavimentos permeáveis:

4.4.2.1 Tipo A – Infiltração total

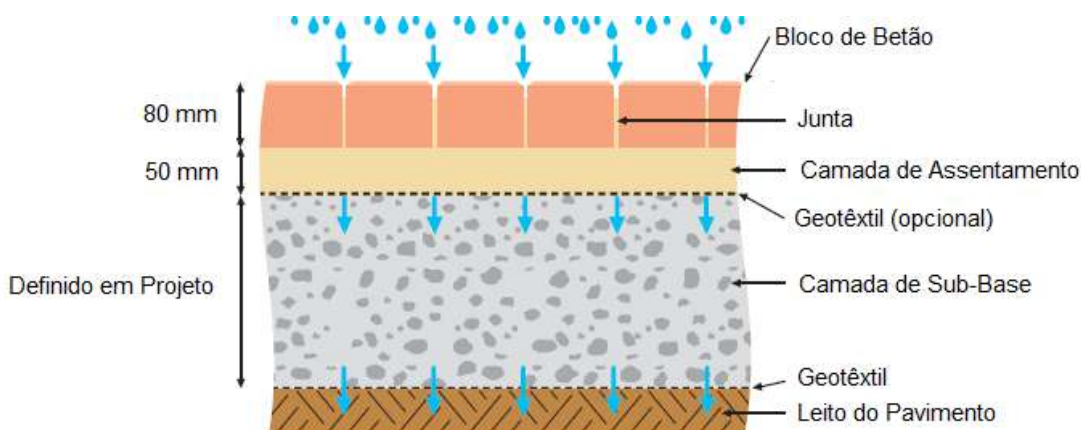


Figura 4.30 Pavimento permeável tipo A – Infiltração total (INTERPAVE, 2010)

As águas pluviais percolam através do pavimento permeável para a camada de sub-base, onde são retidas até se efetuar a infiltração no solo. Este sistema permite que toda a água que cai sobre o pavimento se infiltre para as camadas inferiores através das juntas (caso de blocos de betão) ou dos vazios (betão betuminoso poroso).

A camada granular deve ser dimensionada para armazenar a precipitação total de projeto, descontando a água que se infiltra durante o evento. Para fazer face aos caudais excecionais (precipitações superiores à de projeto), ou à incapacidade de infiltração, há que prever um *bypass* no pavimento permeável ou uma descarga de superfície.

Para a implantação do sistema tipo A (**Figura 4.30**) o nível freático deve estar pelo menos a 1,20 m abaixo da superfície do pavimento, caso contrário irão verificar-se falhas no funcionamento e o objetivo para o qual foi concebido não será alcançado.

4.4.2.2 Tipo B – Infiltração parcial

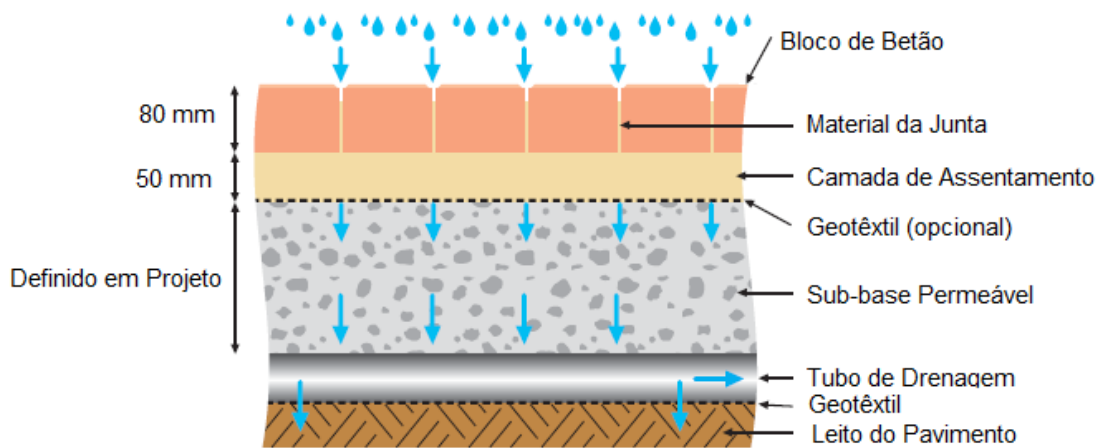


Figura 4.31 Pavimento permeável tipo B – Infiltração parcial (INTERPAVE, 2010)

Semelhante ao sistema do tipo A, este sistema é utilizado nas situações em que o solo da sub-base apresenta pouca capacidade para absorver toda a água pluvial afluyente. Ao nível da fundação são instalados drenos com a função de conduzir a fração de águas pluviais que excede a capacidade de infiltração do solo para a rede de drenagem, meio recetor ou outro componente de SUDS.

Pode afirmar-se que o sistema tipo B (**Figura 4.31**) é um sistema misto, pois apresenta um modo de funcionamento com características do sistema A e do sistema C.

4.4.2.3 Tipo C – Sem infiltração

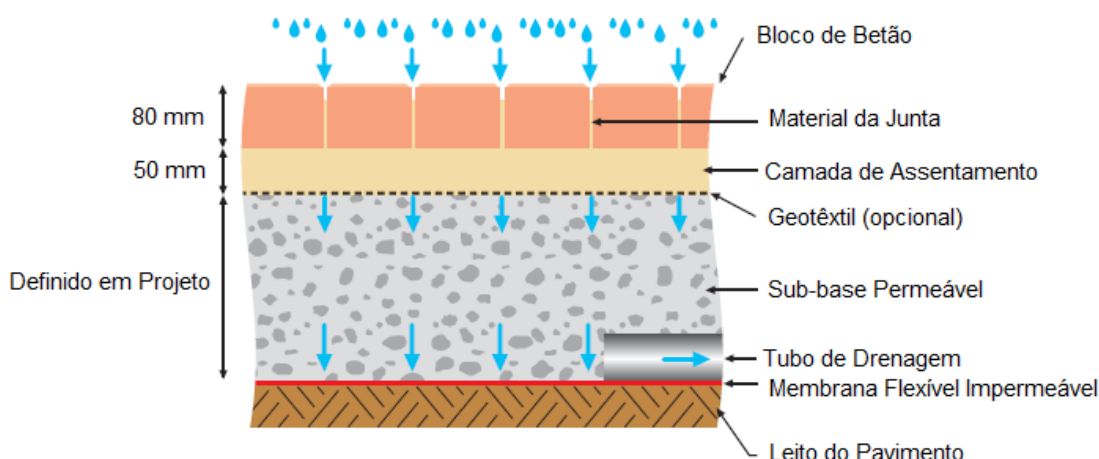


Figura 4.32 Pavimento permeável tipo C – Sem infiltração (INTERPAVE, 2010)

O sistema tipo C (**Figura 4.32**) permite a recolha integral das águas pluviais, possuindo para o efeito uma tela impermeável (geomembrana) flexível, que envolve toda a caixa do pavimento permeável, formando a zona de armazenamento (reservatório). Após a infiltração, através das camadas superiores, a água é encaminhada por meio de tubos perfurados ou drenos, colocados sobre a membrana impermeável num ou mais pontos da camada de sub-base, para a rede de drenagem, sistema de tratamento, meio recetor, etc. Importa referir que a adoção de tubos perfurados requer, em alguns casos, a execução de valas abaixo da sub-base permeável para impedir que as cargas dos veículos danifiquem o tubo.

A aplicação da tela impermeável permite que no interior do pavimento ocorram alguns processos de tratamento da água pluvial, nomeadamente:

- Filtração;
- Adsorção;
- Biodegradação;
- Sedimentação.

Visto que a água pluvial está sujeita aos tratamentos mencionados, poderá ser reutilizada para fins não potáveis, como rega, lavagem de pavimentos, entre outros.

O sistema de pavimento permeável do tipo C está indicado para as seguintes situações:

- Solos impermeáveis ou de baixa resistência (segundo INTERPAVE (2010) o solo é considerado impermeável quando a taxa de infiltração é menor ou igual que 0,36 mm/h);
- Quando se pretenda efetuar reutilização das águas pluviais;
- Zonas com elevada contaminação (das águas pluviais e/ou do solo) onde se pretende impedir a sua propagação (requer proteção) às águas subterrâneas - zonas sensíveis, como zonas de captação de água;

- Zonas contaminadas em que o risco de contaminação deve ser minimizado.

Os drenos são construídos sobre a membrana impermeável e em locais adequados de forma a encaminhar a água. No sistema tipo C, a camada de sub-base poderá ser substituída por blocos de drenagem (**Figura 4.33**). Esta solução alternativa para a sub-base tem maior capacidade de armazenamento (> 90% de vazios). No entanto a capacidade de tratamento das águas pluviais é muito inferior, relativamente às sub-bases de pedra britada.



Figura 4.33 Blocos de drenagem (INTERPAVE, 2010)

Na seleção do tipo de sistema de pavimento é importante atender a um conjunto de fatores, designadamente:

- As condições locais;
- As características do solo;
- O risco de contaminação;
- E a profundidade do nível freático.

Através do **Quadro II.9**, em apêndice, é possível escolher o sistema de pavimento mais apropriado, em função das características da sub-base e da posição do nível freático.

4.4.3 Vantagens e Desvantagens

Os pavimentos permeáveis apresentam importantes vantagens, nomeadamente:

- Sem exigência de espaço adicional, relativamente à solução tradicional de pavimentação;
- Redução da área impermeável;
- Possibilidade de recarga dos aquíferos, no caso de pavimentos permeáveis com infiltração, quando a qualidade do escoamento superficial não comprometer a qualidade da água subterrânea;

- Redução significativa do volume de escoamento superficial e dos picos de caudal de águas pluviais, e conseqüente redução do risco de inundação;
- Adicionalmente, como a quantidade de água à superfície é reduzida, a segurança e o conforto nos arrumamentos e estradas é maior, por redução da projeção de água, redução dos riscos de aquaplanagem e melhor visibilidade das marcas rodoviárias (Matos, 2003a);
- Permite a filtração, adsorção e sedimentação dos poluentes presentes nas águas pluviais (Ballard *et al.*, 2007), melhorando a qualidade das águas que se infiltram;
- Controlo da erosão do solo;
- Redução das dimensões do sistema de drenagem de jusante, pois o funcionamento do pavimento permeável permite a restituição a jusante de caudais reduzidos (ABCP, s.d.).

Como principais limitações apontam-se:

- Maior vulnerabilidade aos efeitos de colmatação por finos, em particular no caso de camadas de desgaste porosas;
- Maior facilidade de formação de gelo, em situações de baixas temperaturas;
- Manutenção exigente em termos de frequência e de custos;
- Risco de colmatação a longo prazo e crescimento de ervas daninhas por falta de manutenção adequada (Ballard *et al.*, 2007);
- Pouco conhecimento técnico por parte dos profissionais que executam os pavimentos permeáveis;
- Risco de falha no funcionamento por má construção e falta de manutenção regular;
- Aspeto ambiental – maior risco de contaminação dos aquíferos devido a acidentes com derrames;
- Em termos de custo de investimento, este tipo de pavimento, no geral, apresenta um custo superior relativamente ao pavimento tradicional.

Em síntese, pelas vantagens referidas, e pela evolução das técnicas e dos procedimentos de manutenção, pode concluir-se que a aplicação de pavimentos permeáveis é uma solução particularmente benéfica no contexto da drenagem urbana.

4.4.4 Aspetos Construtivos

Para melhorar o desempenho dos pavimentos permeáveis e minimizar problemas futuros, a aplicação destes pavimentos requer a consideração de uma série de aspetos construtivos, nomeadamente:

- Os pavimentos permeáveis não devem denar zonas adjacentes impermeáveis onde as águas pluviais possam transportar grandes quantidades de sedimentos, devido ao risco de colmatção (INTERPAVE, 2010);
- Em pavimentos permeáveis, onde não exista um geotêxtil na interface das camadas de regularização e sub-base, os agregados devem atender ao critério expresso na **Equação 20**:

$$\frac{D_{15 \text{ sub-base}}}{D_{85 \text{ c.regularização}}} \leq 5 \quad (20)$$

A **Figura 4.34** ilustra um exemplo para melhor se perceber a aplicação destas equações.

$$D_{15 \text{ sub-base}} = 8.0 \text{ mm e } D_{85 \text{ c.regularização}} = 3.7 \text{ mm}$$

$$2.0 \leq \frac{8.0 \text{ mm}}{3.7 \text{ mm}} = 2.16 \leq 5$$

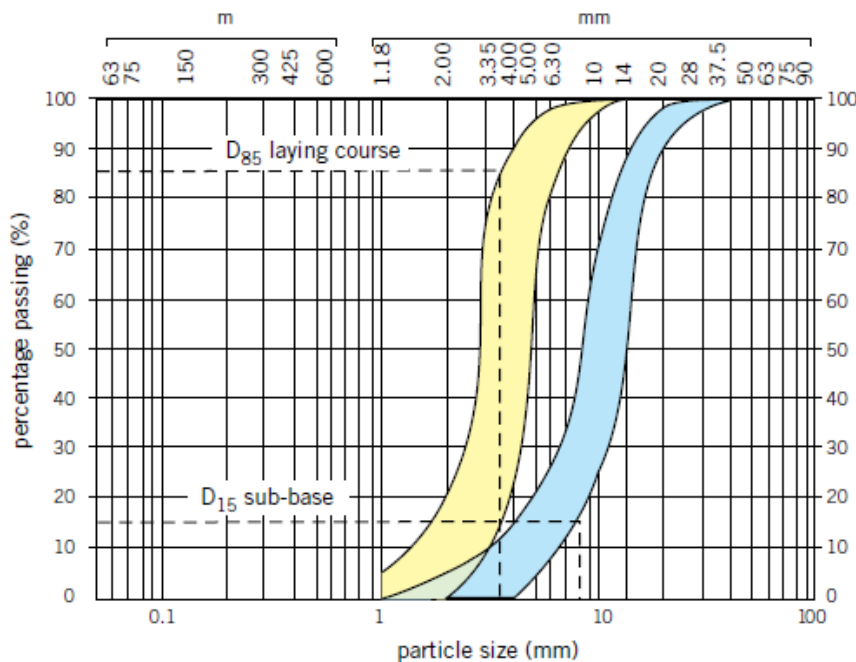


Figura 4.34 Granulometria dos agregados na inexistência de geotêxtil (INTERPAVE, 2010)

- Os pavimentos permeáveis apresentam melhor desempenho em zonas planas ou com declives suaves, por facilidade de infiltração. Caso sejam aplicados em zonas de maior inclinação pode haver ressurgência de água à superfície. Segundo o INTERPAVE (2010) existem quatro soluções para resolver este problema. Na **Figura 4.35** ilustram-se duas dessas soluções:
 1. Estruturas de represamento internas (mini barragens em betão, membranas);

2. Construir o pavimento permeável em patamares.

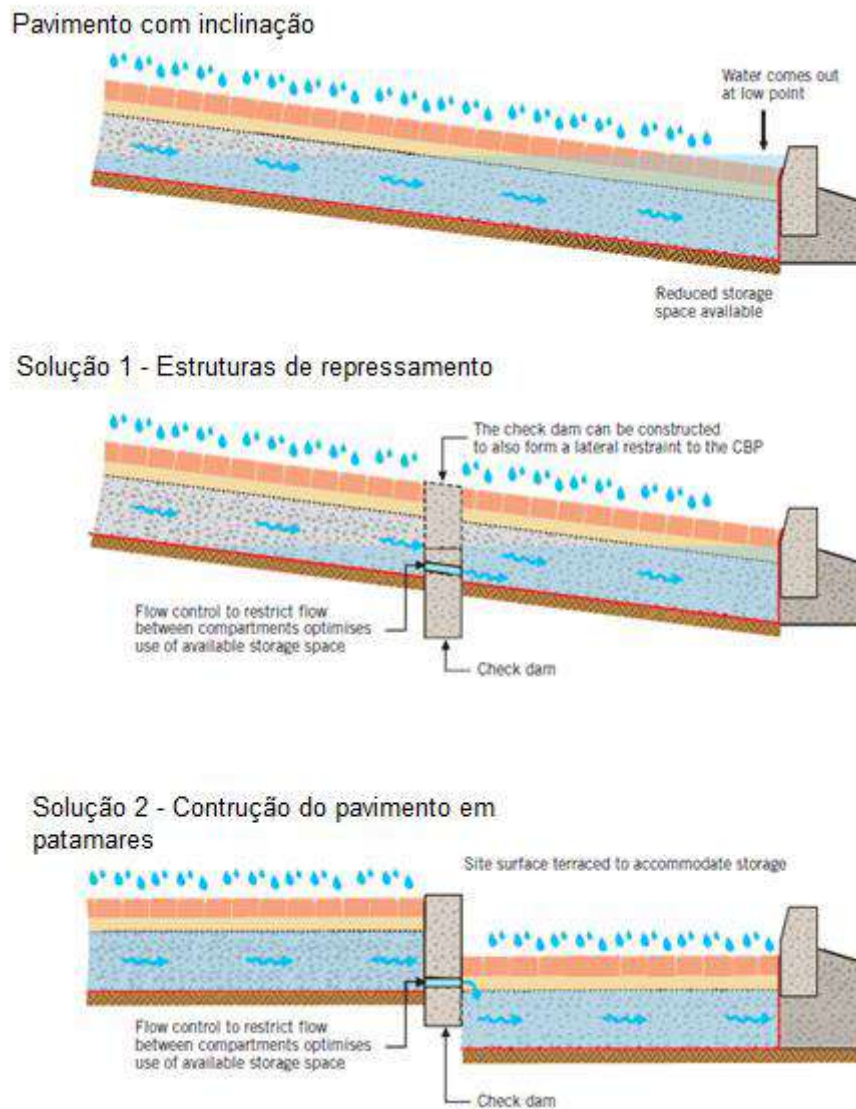


Figura 4.35 Soluções para pavimentos permeáveis com inclinação (INTERPAVE, 2010)

- Para os pavimentos do tipo A e B, o nível freático máximo (tempo de chuva) deve estar no mínimo 1,0 m abaixo da sub-base, de forma a promover a infiltração e o armazenamento e impedir a redução da capacidade de armazenamento da sub-base, devido à subida do nível freático (INTERPAVE, 2010);
- Todos os pavimentos permeáveis devem possuir descargas de superfície para fazer face a caudal excecional ou incapacidade do processo de infiltração;
- Em zonas protegidas, zonas sensíveis e/ou zonas de captação de água não são aconselhados os sistemas A e B devido ao risco de contaminação. Nestes casos, o sistema do tipo C é o mais apropriado (**Figura 4.36**);

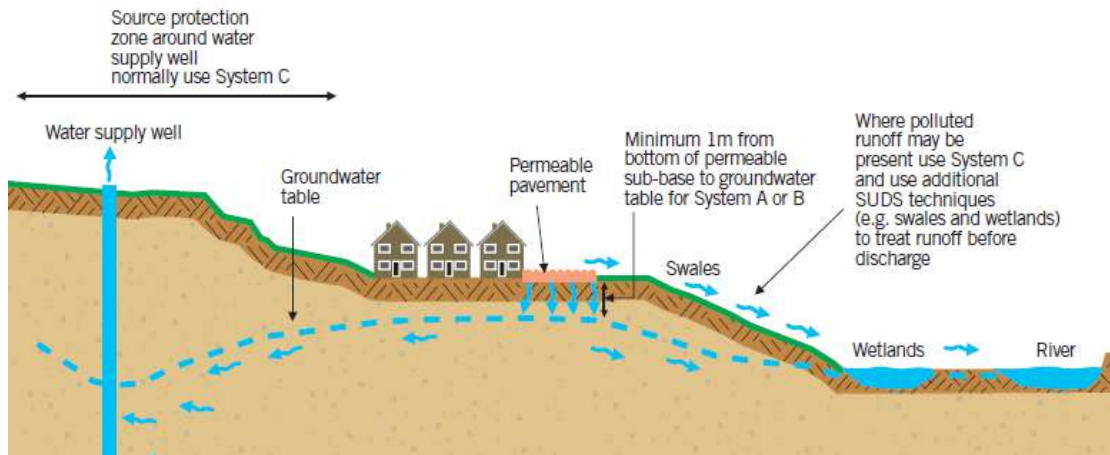


Figura 4.36 Considerações para prevenção da poluição (INTERPAVE, 2010)

- Nos casos em que áreas impermeáveis adjacentes drenam para o pavimento permeável, a relação entre a área impermeável (A_I) e a área de pavimento (A_{PP}) não deve exceder a proporção 2:1, por duas razões principais: conduzir a soluções pouco económicas e haver risco de colmatção devido à elevada carga de poluentes (**Figura 4.37**) (INTERPAVE, 2010);

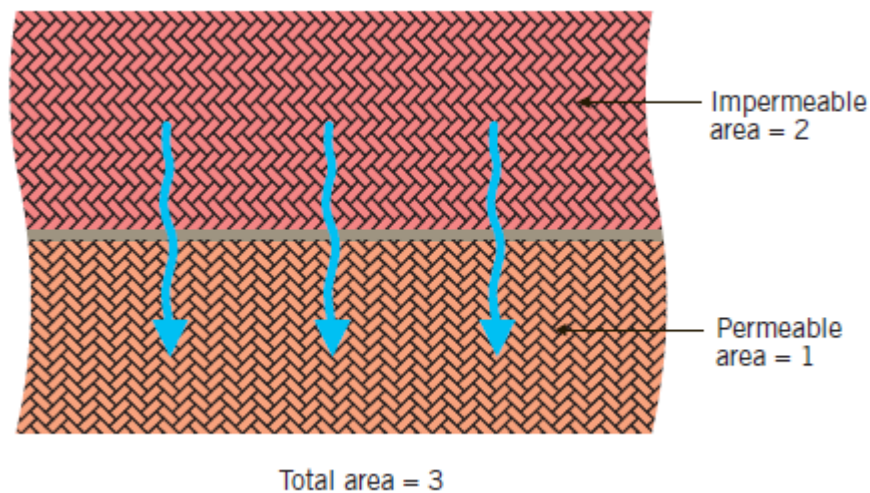


Figura 4.37 Relação entre a área permeável e área impermeável (INTERPAVE, 2010)

- Em regra, os pavimentos permeáveis recebem as águas pluviais diretamente sobre a superfície. Para entradas de água pluvial localizadas (e.g. drenagem de coberturas) deve prever-se uma caixa de ligação à camada de sub-base, como ilustra a **Figura 4.38**.

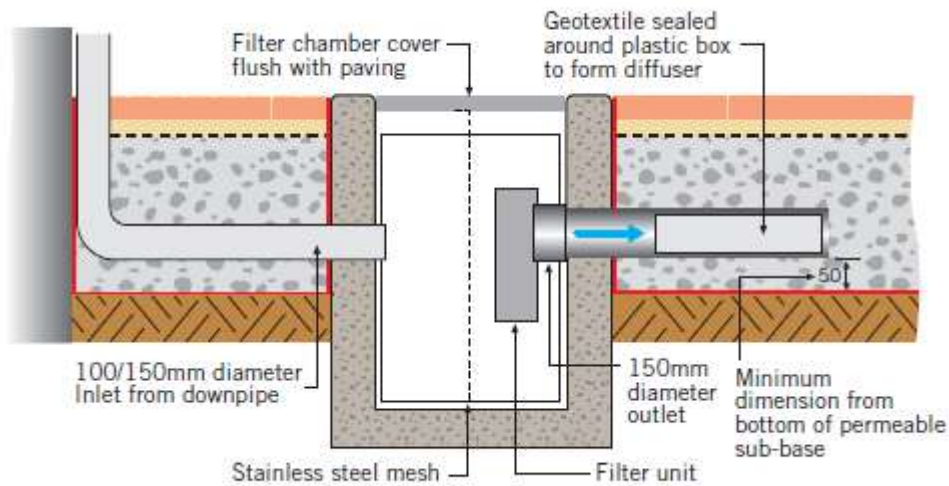


Figura 4.38 Configuração típica de sistema de drenagem de coberturas (INTERPAVE, 2010)

- Para pavimentos permeáveis aplicados a grandes áreas e sujeitos a cargas de veículos significativas, os drenos devem ser instalados em pequenas valas para proteção estrutural (**Figura 4.39**);

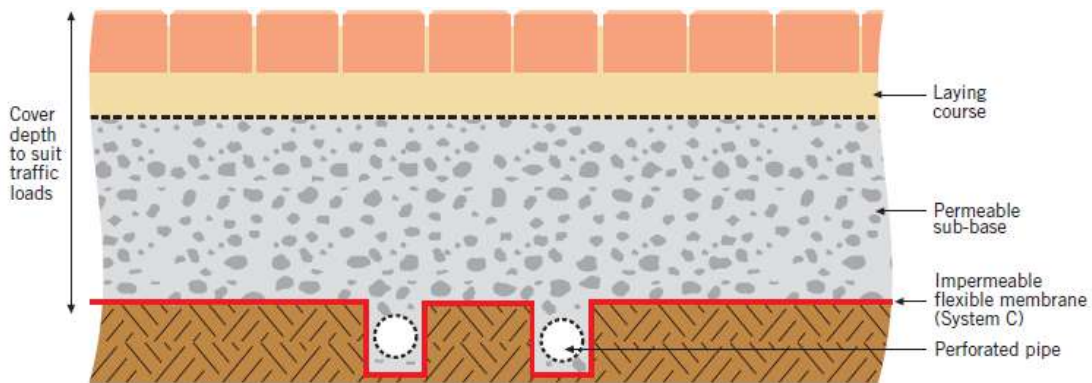


Figura 4.39 Instalação de drenos em valas de proteção (INTERPAVE, 2010)

- Sempre que possível as áreas ajardinadas em redor dos pavimentos permeáveis devem estar a um nível inferior ao do topo do lancil e ter uma inclinação dirigida para o exterior do pavimento. No caso das áreas ajardinadas drenarem para o pavimento permeável, a superfície dessas zonas deve ser estabilizada para minimizar a mobilização de sedimentos (**Figura 4.40**).

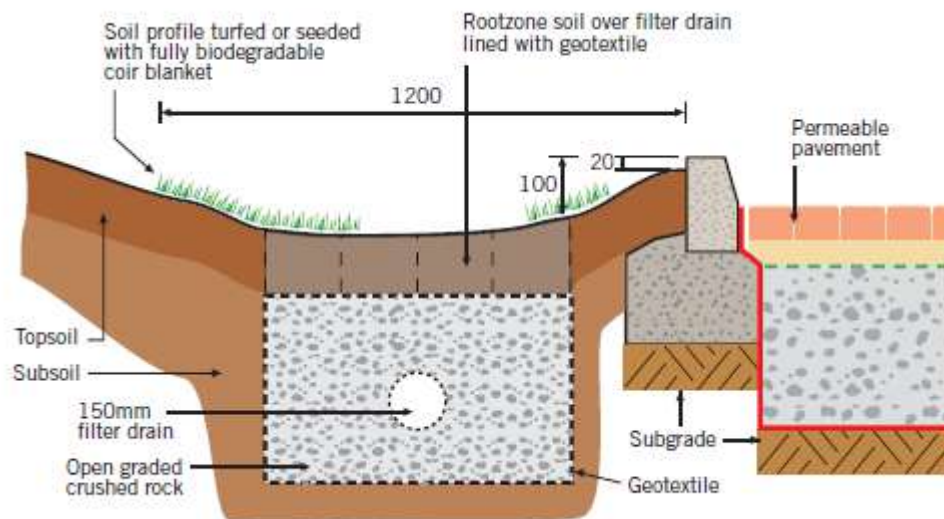


Figura 4.40 Esquema do perímetro típico de áreas ajardinadas (INTERPAVE, 2010)

4.4.5 Dimensionamento

A fase de dimensionamento dos pavimentos permeáveis é decisiva para o seu bom funcionamento.

As etapas que compõem o dimensionamento de um pavimento permeável são apresentadas na **Figura 4.41**.

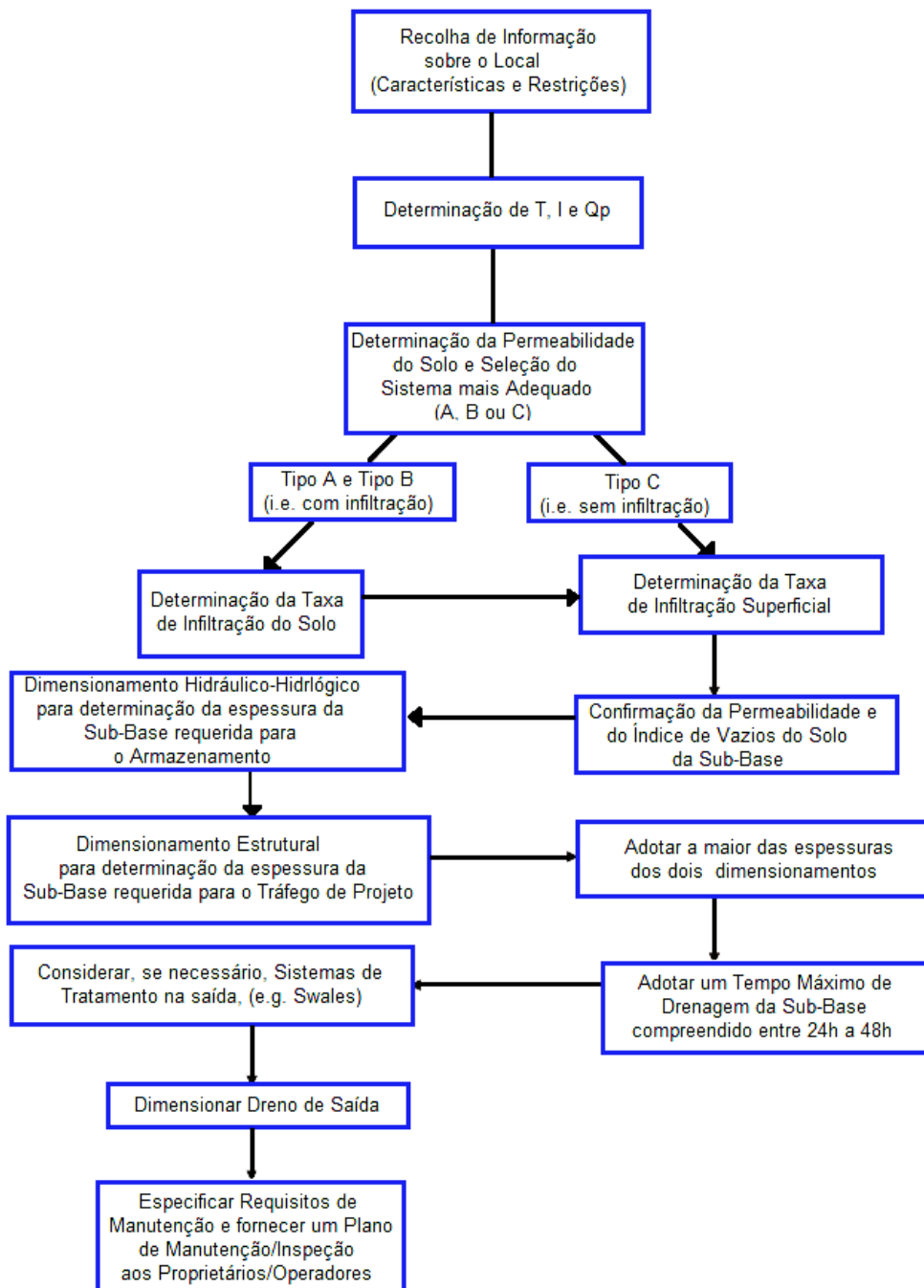


Figura 4.41 Procedimento de dimensionamento de pavimentos permeáveis (Adaptado de Ballard *et al.* (2007))

O dimensionamento dos pavimentos permeáveis, integrados nos SUDS, envolve duas partes:

- Dimensionamento hidráulico-hidrológico
- Dimensionamento estrutural

Não irá aqui ser apresentado o dimensionamento estrutural, por não fazer parte do âmbito desta dissertação. Todavia, a título informativo, o processo de dimensionamento estrutural é idêntico ao que é feito para os pavimentos tradicionais, sendo que informações detalhadas sobre este assunto podem ser consultadas na literatura específica – Pavimentos Rodoviários (Branco *et al.*, 2008).

Relativamente ao período de retorno, este parâmetro está associado ao risco de inundação e aos danos envolvidos. A escolha do período de retorno deve ser realizada com critério principalmente nas zonas com um elevado nível de impermeabilização e com sistemas de drenagem inadequados, pois o risco de inundação em tais zonas é maior. Nesta dissertação adotou-se para o dimensionamento dos pavimentos permeáveis um T igual a 20 anos.

4.4.5.1 Dimensionamento Hidráulico - Hidrológico

O dimensionamento hidráulico-hidrológico consiste na determinação da espessura da camada de sub-base, necessária para armazenar o volume precipitado sobre a superfície do pavimento, ou outro volume proveniente de áreas impermeáveis que escoam para o pavimento permeável. O volume a considerar no dimensionamento é o volume total que o pavimento drena menos o volume que se infiltra no solo, ou segue para a rede de drenagem ou para outro componente de SUDS. Ou seja, o volume da sub-base deve ser suficiente para reter a diferença entre o volume do escoamento superficial afluyente e o volume infiltrado durante a chuvada. A espessura obtida no dimensionamento hidráulico-hidrológico deve ser comparada com a obtida no dimensionamento estrutural, devendo adotar-se a maior das duas.

Segundo Ballard *et al.* (2007), devem ser considerados quatro aspetos no dimensionamento hidráulico-hidrológico de pavimentos permeáveis:

1. Determinação da taxa de infiltração

A taxa de infiltração deve ser expressivamente maior que a intensidade de precipitação para evitar a formação de poças de água superficiais. Normalmente, a taxa de infiltração de superfícies permeáveis é significativamente maior do que a intensidade de precipitação, não sendo um fator restritivo para a utilização de pavimentos permeáveis.

Por exemplo, os valores típicos das taxas de infiltração superficial de pavimentos permeáveis em blocos de betão rondam os 400 mm/h. É necessário ter em conta que o valor da taxa de infiltração não se mantém constante ao longo do tempo, diminui progressivamente e estabiliza. Este fenómeno deve-se à acumulação de sedimentos e outros detritos na superfície e vazios do material. Para fazer face a esta situação, Ballard *et al.* (2007), recomendam a aplicação de um fator de segurança de 10 à taxa de infiltração.

A taxa de infiltração pode ser avaliada através do teste de infiltração/ensaio de permeabilidade *in situ*, descrito na ASTM C1701 *Standard Test Method for Infiltration Rate of In Place Pervious Concrete*.

Para o dimensionamento serão utilizadas as taxas de infiltração apresentadas no **Quadro II.4**.

2. Determinação de $h_{m\acute{a}x}$. (altura máxima de água na camada reservatório)

Como já foi referido, os pavimentos permeáveis podem ser de três tipos principais:

- Sistema A – Infiltração total;
- Sistema B – Infiltração parcial;
- Sistema C – Sem infiltração.

O processo de dimensionamento é semelhante para os três sistemas, existindo algumas diferenças, visto que os parâmetros a serem avaliados alteram consoante a função que o pavimento irá desempenhar. Caso se trate de um pavimento com finalidade de infiltração deve determinar-se a taxa de infiltração (q) da estrutura do pavimento. Para pavimentos com estrutura reservatório deve avaliar-se a taxa de infiltração superficial (q), a altura máxima de água no reservatório ($h_{m\acute{a}x}$) e a capacidade do sistema que irá drenar a água armazenada (q).

Segue-se o procedimento para determinação de ($h_{m\acute{a}x}$), referido por Ballard *et al.* (2007) para sistemas de infiltração planos:

- a) Determinar a taxa de infiltração q (m/h) (**Quadro II.4**) e aplicar o fator de segurança (**F**) adequado (**Quadro II.5**)
- b) Determinar a porosidade do material em laboratório ou com base no **Quadro II.6**.
- c) (i) Determinar a área a ser drenada A_D (m²) e a área de infiltração (área do pavimento permeável) A_b (m²)
 - (ii) Calcular R pela **Equação 21**.

$$R = \frac{A}{A_b} \quad (21)$$

- d) (i) Escolher a duração da precipitação, D_P (h)
 - (ii) Determinar a intensidade de precipitação correspondente, I (m/h)
- e) (i) Verificar se q é maior que R . Se sim, então a taxa de infiltração excede a taxa de escoamento e $h_{m\acute{a}x} = 0$.

Sendo $h_{m\acute{a}x} = 0$, significa que o pavimento não apresenta camadas com função hidráulica de armazenamento. Ou seja, a sub-base terá função meramente estrutural.

(ii) Se q é menor que R , então calcula-se $h_{m\acute{a}x}$ pela **Equação 22**.

$$h_{m\acute{a}x} = \frac{D_P}{n} \times (R \times I - q) \quad (22)$$

em que:

$h_{m\acute{a}x}$. - Altura máxima de água no reservatório (m)

D_P - Duração da precipitação (h)

n - Porosidade do material da camada reservatório

I - Intensidade de precipitação para o período de retorno adotado (m/h)

q - Taxa de infiltração com o fator de segurança aplicado (m/h)

- f) Repetir os passos d) e e) para várias durações de precipitação e construir uma tabela de resultados.
- g) Escolher o maior valor de $h_{m\acute{a}x}$.

Para pavimentos permeáveis em que $R = 1$, omite-se o passo c) e a altura máxima de água no reservatório é dada pela seguinte **Equação 23**:

$$h_{m\acute{a}x} = \frac{D_P}{n} \times (I - q) \quad (23)$$

A condição de $R=1$ acontece quando não existe contribuição de outras áreas impermeáveis, ou seja, apenas se contabiliza para o dimensionamento a precipitação que cai sobre o pavimento. Assim sendo, a área drenada toma o mesmo valor que a área de infiltração.

A espessura da sub-base requerida para o armazenamento será um valor igual ou superior a $h_{m\acute{a}x}$.

Nos pavimentos permeáveis em que os materiais da sub-base não apresentam características que permitam o armazenamento, a água vai acumular-se à superfície. Neste caso $R=1$ e $n=1$, omitem-se os passos b) e c) e a altura máxima de água à superfície é dada pela **Equação 24**:

$$h_{m\acute{a}x} = D_P \times (I - q) \quad (24)$$

Para os pavimentos com estrutura reservatório ainda é necessário avaliar o **Tempo de Esvaziamento**. Ballard *et al.* (2007) defendem que a estrutura reservatório deverá ter

capacidade para esvaziar metade do seu armazenamento em 24 horas, para assegurar que o pavimento tem disponibilidade para receber escoamento de outra precipitação.

3. Determinação da capacidade dos drenos longitudinais para drenar a água armazenada na sub-base

Em certos casos, pode ser viável drenar o volume armazenado parcial ou totalmente e/ou aquele que não se infiltrou. Uma solução, é a instalação de drenos longitudinais para regular o caudal de saída para jusante. Não existem diretrizes padronizadas sobre a capacidade de drenagem longitudinal. Importa realçar que, para um funcionamento adequado, a capacidade de escoamento dos drenos deverá ser maior que a capacidade máxima de infiltração do sistema (Acioli, 2005).

A capacidade de drenagem longitudinal pode ser estimada utilizando as **Equação 25** e **Equação 26** propostas por Ballard *et al.* (2007), em função da inclinação do pavimento:

Pavimento Plano

$$q = K \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^2 \quad (25)$$

em que:

q - Taxa de escoamento do pavimento (m/s);

K - Coeficiente de permeabilidade da sub-base (m/s);

h - Espessura da sub-base (m);

b - Metade da distância média entre drenos (m).

Pavimento Inclinado

Para os pavimentos inclinados, a capacidade dos drenos longitudinais deverá ser avaliada pela lei de Darcy, dada pela seguinte expressão:

$$Q = A_{sb} \times K \times i \quad (26)$$

em que:

Q - Capacidade de escoamento da sub-base (m³/s);

A_{sb} - Secção da sub-base (m²);

K - Coeficiente de permeabilidade da sub-base (m/s);

i - Gradiente hidráulico (assumir igual à inclinação do pavimento – hipótese conservadora).

4. Para além da precipitação de projeto o pavimento deve ser dimensionado para fazer face a eventos extremos – gestão de eventos extremos de precipitação

O dimensionamento de pavimentos permeáveis deve garantir que a capacidade de armazenamento não se esgota mesmo para eventos extremos de precipitação. Devem sempre incluir-se dispositivos de emergência para os casos em que a capacidade da estrutura ultrapassa a capacidade de projeto, ou por incapacidade de infiltração, ou devido aos caudais excepcionais. Uma solução, passa pela instalação de sarjetas e/ou sumidouros que irão drenar o excesso para um sistema de drenagem pluvial complementar.

No **Apêndice III** apresenta-se um exemplo de aplicação relativo ao dimensionamento hidráulico-hidrológico de pavimentos permeáveis.

4.4.6 Manutenção

As principais ações de manutenção que devem ser realizadas nos pavimentos permeáveis são as apresentadas no **Quadro II.10**.

No **Apêndice IV** encontra-se documentado o procedimento construtivo dos pavimentos permeáveis.

4.5 Coberturas Verdes

As coberturas verdes (*green roofs*) (**Figura 4.42**) são uma medida de controlo na origem, para gestão de águas pluviais em meio urbano. Consistem no desenvolvimento de um revestimento vegetal (plantas, flores, arbustos e/ou árvores) ao nível da cobertura, cultivado de forma intencional. As coberturas verdes podem desenvolver-se em coberturas planas ou inclinadas, acessíveis ou de acesso limitado. Na bibliografia consultada são também referenciadas como coberturas ajardinadas (*roof gardens*), coberturas vivas (*living roofs*), coberturas vegetais (*vegetated roofs*) e coberturas ecológicas (*ecoroofs*).

Nesta dissertação optou-se por utilizar o termo “Coberturas Verdes” por ser o referenciado na literatura base e o que mais vezes é mencionado para referir sistemas construtivos de revestimento vegetal, abrangendo na sua definição todas a tipologias.

As coberturas verdes são um elemento importante na transformação das cidades atuais em ambientes urbanos mais sustentáveis. Mediante o tipo de vegetação utilizada, a área coberta e as características do substrato, ajudam não só a reduzir a quantidade de águas pluviais que é escoada até aos sistemas de drenagem, como também afetam a qualidade das mesmas (Castelo-Branco, 2012).



Figura 4.42 New Providence Wharf, Londres (ZINCO , 2012)

Os sistemas de coberturas verdes podem ter diversas aplicações, nomeadamente:

- Edifícios residenciais;
- Edifícios de serviços;
- Edifícios industriais ou comerciais;
- Coberturas de parques de estacionamento subterrâneos.

Quando instaladas em edifícios existentes, poderá haver a necessidade de proceder a alterações para ajustes e reforço da estrutura.

Na Europa têm sido utilizadas muito para além da necessidade de responder às funções normais de uma cobertura de edifício, que é a proteção contra agentes atmosféricos - chuva, sol, vento e neve (Raposo, 2013).

A implementação destas estruturas pode ser incentivada através de subsídios e de reduções nos impostos municipais. Em algumas cidades dos Estados Unidos da América e do Canadá são aplicados incentivos económicos através da redução nas taxas de gestão de águas pluviais, embora os pré-requisitos para atribuição destes variem de cidade para cidade (Castelo-Branco, 2012).

A alteração da legislação poderá, por outro lado, ser um aspeto a considerar para incentivar a instalação destas coberturas.

Apesar de, em Portugal, este tipo de coberturas estar pouco desenvolvido, devido à falta de incentivos, há já coberturas verdes de referência, como sejam:

- **Cobertura do edifício da Portugal Telecom em Picoas (Figura 4.43)**



Figura 4.43 Vista aérea da cobertura verde do edifício da Portugal Telecom em Picoas (Costa, 2010)

- **Jardins de Cobertura da Fundação Calouste Gulbenkian (Figura 4.44)**



Figura 4.44 Jardins de cobertura da Fundação Calouste Gulbenkian (Turismo de Portugal, s.d.)

- **Jardim das Oliveiras CCB (Figura 4.45)**



Figura 4.45 Jardim das Oliveiras CCB, Lisboa (Turismo de Portugal, s.d.)

- **Cobertura verde da sede do Banco Mais Lisboa (Figura 4.46)**



Figura 4.46 Cobertura verde da sede do Banco Mais, Lisboa (Gonçalo Byrne Arquitectos, s.d.)

- **ETAR de Alcântara, Lisboa (Figura 4.47)**



Figura 4.47 Cobertura verde da ETAR de Alcântara (Águas de Portugal, s.d.)

4.5.1 Constituição das Coberturas Verdes

Em termos genéricos, a construção de uma cobertura verde baseia-se na adição das seguintes camadas:

1. Plantas, selecionadas especialmente em função do projeto;
2. Substrato de crescimento, que providencia os nutrientes e a estrutura de suporte às plantas;
3. Filtro de geotêxtil, que retém os nutrientes e as partículas finas do substrato - Camada Filtrante;
4. Camada drenante, que pode ter dupla função - escoar o excesso de águas pluviais e reter parte das mesmas para futura utilização pelas plantas;
5. Camada de proteção, que protege o sistema de impermeabilização de perfurações acidentais;
6. Sistema de impermeabilização, que se coloca sobre a estrutura do edifício para garantir a sua estanquidade (caso não seja aplicada barreira anti-raiz);
7. Barreira anti-raiz, para evitar que estas atravessem a membrana impermeável e penetrem na laje, prevenindo o colapso do edifício (Castelo-Branco, 2012). Atualmente, algumas membranas impermeáveis já desempenham a função resistente às raízes da vegetação, mas tal não invalida a colocação de uma camada extra, especificamente para essa funcionalidade;
8. Estrutura de suporte, compatível com o sistema de cobertura verde.

A **Figura 4.48** ilustra a constituição típica de uma cobertura verde.

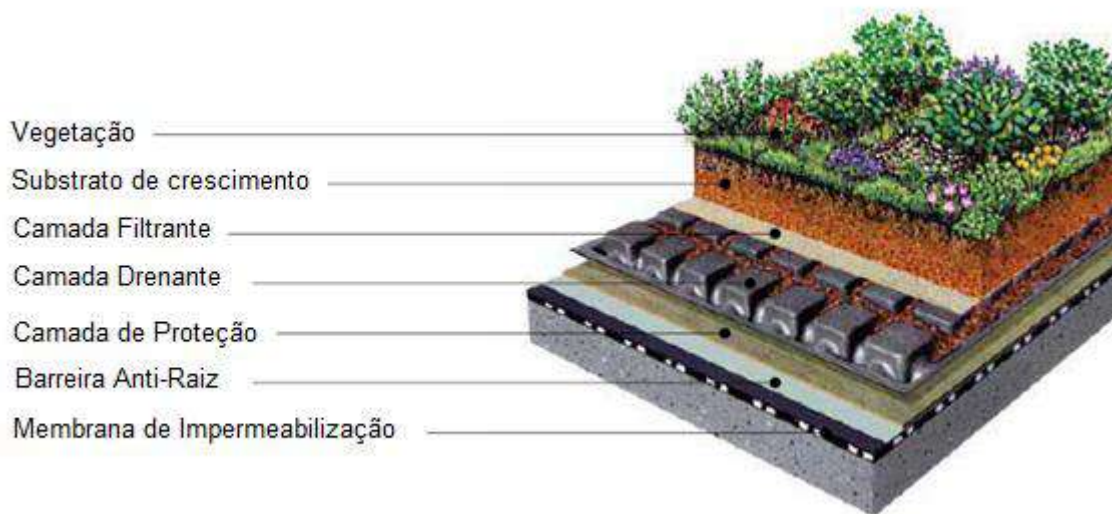


Figura 4.48 Constituição típica de coberturas verdes (Zinco, 2014)

A necessidade de aplicar uma camada de isolamento térmico deve ser estudada caso a caso, tendo em conta, principalmente, a espessura do substrato (Martins, 2009). A camada de isolamento térmico pode ser aplicada sob o sistema de impermeabilização, (coberturas “tradicionais”), ou sobre o sistema de impermeabilização (coberturas “invertidas”).

4.5.2 Tipos de Coberturas Verdes

Segundo vários autores e entidades, as coberturas verdes dividem-se em três tipos, em função da profundidade do substrato, da espécie de plantas utilizadas para o revestimento, assim como das necessidades de rega e manutenção: Intensivas, Semi-Intensivas e Extensivas (**Figura 4.49**).

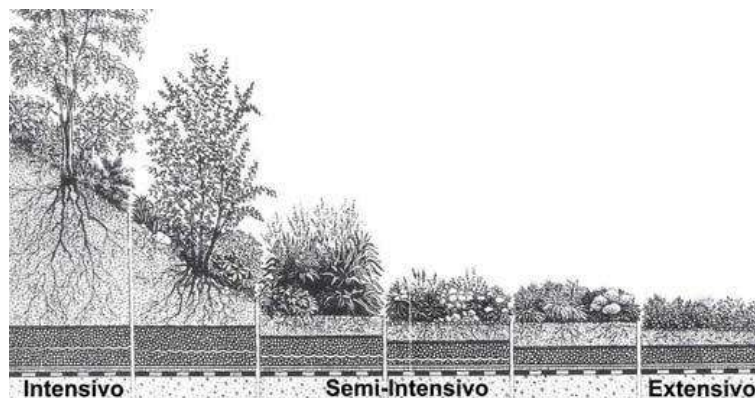


Figura 4.49 Esquema representativo da tipologia intensiva, semi-intensiva e extensiva (Raposo, 2013)

4.5.2.1 Intensivas

As coberturas ajardinadas intensivas, também designadas jardins de cobertura, são espaços verdes construídos sobre os edifícios, destinadas a serem utilizadas como áreas de plantação com fins recreativos, estéticos e ambientais (Martins, 2009).

Estes sistemas são implementados em coberturas planas, podendo ser utilizados para disponibilizar recursos hídricos e armazenamento para irrigação.

Contudo, se não permitirem o acesso de público maximizam o seu potencial ecológico.

A profundidade da camada de solo deverá ser de pelo menos, 15 cm. O edifício deve ter capacidade para suportar o peso adicional da cobertura, apesar de hoje em dia se utilizarem substratos mais leves, que minimizam a carga sobre o edifício.

A profundidade da camada de solo possibilita uma grande variedade de opções na escolha das plantas. No entanto, não devem usar-se plantas cuja raízes atinjam grandes comprimentos.

A camada de substrato desempenha funções de absorção de nutrientes, água e oxigénio, assim como de suporte físico das plantas. Esta camada apresenta, ainda, uma grande capacidade de isolamento, protegendo, inclusive, a impermeabilização de forma duradoura, frente aos efeitos prejudiciais externos formando uma camada térmica adicional.

Este tipo de coberturas necessita de manutenção periódica, nomeadamente irrigação e fertilização.

As coberturas verdes são estruturas com custos mais elevados de construção e de manutenção, quando comparadas com coberturas tradicionais.

A **Figura 4.50** apresenta um exemplo de cobertura verde intensiva.



Figura 4.50 Cobertura intensiva localizada em Vancouver, composta por diversas espécies de plantas, um lago e outros adornos. (Castelo-Branco, 2012)

4.5.2.2 Semi-Intensivas

As coberturas verdes semi-intensivas são um sistema intermédio entre as coberturas intensivas e extensivas. Muitas vezes, a distinção entre coberturas intensivas e extensivas não é fácil, dado que poderá haver uma combinação entre diferentes elementos destas duas, numa única, sendo neste caso designada por semi-intensiva (Castelo-Branco, 2012).

A profundidade do substrato normalmente varia entre 10 e 25 cm, possibilitando menores cargas sobre a estrutura de suporte. Esta profundidade permite o cultivo de uma variedade de plantas, sendo no entanto inferior à das intensivas mas superior à das extensivas. As plantas cultivadas requerem manutenção regular, incluindo irrigação, fertilização e corte.

Relativamente aos custos de instalação e manutenção, assumem valores intermédios entre os correspondentes às coberturas intensivas e extensivas.

A **Figura 4.51** apresenta um exemplo de cobertura verde semi-intensiva.



Figura 4.51 Cobertura semi-intensiva instalada numa escola em Manhattan, onde há uma separação nítida entre as zonas extensiva e intensiva (Castelo-Branco, 2012)

4.5.2.3 Extensivas

As coberturas verdes extensivas não são executadas para uso humano regular, e muitas vezes nem sequer estão visíveis (NEOTURF, 2012), sendo apenas acessíveis para atividades de manutenção. As coberturas extensivas são as mais encontradas, a sua manutenção é mínima, apresentam baixo custo de instalação, já que a camada de solo é muito reduzida, variando entre 2 a 15 cm de profundidade, o que facilita a sua aplicação, reduzindo de forma considerável o acréscimo de carga que este tipo de cobertura implica no edifício (NEOTURF, 2012). Segundo Ballard *et al.* (2007), a espessura das coberturas verdes extensivas deve situar-se entre os 25 mm e os 125 mm.

As plantas utilizadas neste tipo de cobertura deverão necessitar de manutenção reduzida, ter capacidade de resistir às condições climáticas extremas e de se regenerar facilmente.

Regra geral, este tipo de coberturas não é difícil de implementar e manter, o que se traduz em reduções significativas nos custos de instalação e manutenção.

A **Figura 4.52** apresenta um exemplo de cobertura verde extensiva.



Figura 4.52 Cobertura extensiva do aeroporto de Amesterdão (Raposo, 2013)

O **Quadro II.11**, em apêndice, faz uma síntese das principais características das coberturas intensivas, semi-intensivas e extensivas.

Em conclusão, as coberturas extensivas, apresentam maior simplicidade e, por essa razão, são mais fáceis de aplicar. A camada de substrato é menos profunda, o que torna a estrutura mais leve, podendo ser aplicadas em estruturas com maior inclinação. Relativamente ao custo, requerem um investimento mais reduzido, quer na fase inicial, quer em termos de manutenção. No entanto, não permitem uma grande variedade da condição estética. Em relação às coberturas intensivas, dado que a profundidade do substrato é maior em relação às coberturas extensivas, permitem um melhor isolamento térmico e acústico, possibilitam a utilização de uma maior variedade de plantas, aumentando, desta forma, a biodiversidade e a diversidade estética. Todavia, devido ao peso destas estruturas, só podem ser instaladas em edifícios suficientemente capazes de suportar, não só o peso inicial, mas também o peso da água após irrigação ou após um evento de precipitação (em forma de água e/ou neve) e a força exercida pelo vento (Castelo-Branco, 2012)

4.5.3 Benefícios e Limitações

As coberturas verdes são projetadas para alcançarem diversos objetivos, estando dependentes de fatores específicos como o orçamento, localização, capacidade de carga, preferências do cliente, disponibilidade de materiais e plantas (Castelo-Branco, 2012). Apesar de serem projetadas para responder a diferentes parâmetros, existem vantagens e desvantagens que são análogas às coberturas intensivas e extensivas.

Quando corretamente construídas, as coberturas verdes geram uma ampla gama de benefícios. Os benefícios ambientais são os que maior importância têm no âmbito desta dissertação, pelo que serão apresentados com maior detalhe relativamente aos restantes.

4.5.3.1 Benefícios Ambientais

Os principais benefícios ambientais são:

- Regulação da temperatura urbana – redução do efeito “ilha de calor”

O efeito “ilha de calor” ocorre em todas as cidades e é resultado cumulativo de modificações na cobertura do solo e na composição da atmosfera, devido ao desenvolvimento urbano e às atividades antrópicas.

Sendo que as coberturas dos edifícios têm um contributo importante nesta problemática, as propriedades térmicas das soluções de coberturas verdes permite-lhes, à escala particular dos edifícios, amenizar os climas urbanos e, em particular, o efeito de “ilha de calor” (Raposo, 2013).

- Melhoria da qualidade do ar

As coberturas verdes contribuem para a redução das partículas poluentes do ar, não só através das plantas, mas também pela deposição na terra vegetal: as plantas através da fotossíntese reduzem o dióxido de carbono da atmosfera e produzem oxigénio; as coberturas verdes removem os metais pesados, as partículas em suspensão e os compostos orgânicos voláteis; a absorção dessas partículas poluentes evita a sua entrada no ciclo da água através da escorrência superficial, conduzindo à melhoria da qualidade da água. No entanto, este efeito só é efetivo à escala urbana se um número elevado de coberturas for revestido com vegetação

- Gestão das águas pluviais

As coberturas verdes influenciam o escoamento das águas pluviais de várias formas. A precipitação pode ser absorvida pelos substratos de crescimento e pelas plantas, sendo posteriormente evaporada para a atmosfera. Pode ser ainda retida e armazenada nas diferentes camadas. Por fim, a água em excesso será drenada pelo sistema de drenagem pluvial. Desta forma, as coberturas verdes reduzem os caudais de escoamento e agem como amortecedor do fluxo de água entre a ocorrência da precipitação até à entrada no sistema de drenagem predial, ainda que dependendo do número de camadas da solução construtiva e da espessura do substrato de crescimento.

Uma cobertura verde pode reduzir o desperdício de água das chuvas até 90%. A capacidade dos sistemas de drenagem de águas pluviais pode ser reduzida, conseguindo-se poupanças nos custos de construção.

O risco de inundação diminui de 50 a 80%, visto que a água da chuva é maioritariamente absorvida pelas plantas, outra é evaporada e a restante é conduzida para os coletores, através dos tubos de queda (NEOTURF, 2012).

A (FLL, 2002) recomenda que sejam consideradas as seguintes estratégias de armazenamento de água:

- Ao longo do substrato de crescimento, através da utilização de substâncias ou materiais que retenham a água, tais como placas de substrato pré-fabricadas;
- Ao longo da camada de proteção, utilizando mantas de retenção de água;
- Ao longo do substrato de crescimento e da camada drenante, através da utilização de agregados de poros abertos (tal como argila expandida), de granulometria variada;

- Ao longo da camada de drenagem, utilizando placas de drenagem pré-fabricadas com capacidade de retenção.

No **Quadro 4.5** são apresentados alguns valores de referência para a percentagem de retenção de água em função da profundidade do substrato de crescimento.

Quadro 4.5 Valores de referência para a percentagem de retenção de água em função da profundidade do substrato de crescimento (Adaptado de FLL, 2002)

Solução Construtiva	Profundidade do Substrato (cm)	Média Anual de Retenção de Água (%)	Coefficiente Anual de Descarga/ Índice de Impermeabilização
Extensiva	2 – 4	40	0,60
	4 – 6	45	0,55
	6 – 10	50	0,50
	10 – 15	55	0,45
	15 – 20	60	0,40
Intensiva	15 – 25	60	0,40
	25 – 50	70	0,30
	>50	>90	0,10

Nota: Todos os valores se referem a locais com valores de precipitação anual de 650 – 800 mm monitorizados durante vários anos. Em regiões com valores de precipitação anuais mais baixos a retenção de água é maior, e em regiões com precipitação anual superior é menor.

- Qualidade e tratamento das águas pluviais

Para além de reduzirem os caudais de escoamento, as coberturas verdes permitem reduzir a quantidade de poluentes, melhorando a qualidade das águas pluviais (Raposo, 2013). O substrato ajuda a filtrar os nitratos, e outras partículas poluentes presentes na água pluvial que podem ser arrastadas para os meios recetores.

4.5.3.2 Outros Benefícios

Além dos benefícios ambientais, as coberturas verdes ainda proporcionam:

- Aumento do isolamento acústico e diminuição do ruído;
- Aumento da eficiência energética e redução dos custos com energia (NEOTURF, 2012);
- Aumento do espaço útil (NEOTURF, 2012);
- Coberturas ecológicas como substituto de áreas de paisagem perdidas (NEOTURF, 2012);
- Prolongamento da vida útil da impermeabilização (ZINCO, 2012);
- Aumento da atividade fotossintética que implica:
 - Aumento na produção de oxigénio;
 - Maior reciclagem do dióxido de carbono;

- Diminuição do efeito de estufa.

São muitos os benefícios das coberturas verdes, mas também apresentam limitações, nomeadamente:

- Incertezas sobre custos e benefícios;
- Custo de manutenção elevado (coberturas intensivas);
- Aumento de carga ao edifício;
- Desconhecimento entre os utilizadores e clientes dos benefícios;
- Falta de incentivos à implementação;
- Falta de conhecimento no mercado por parte dos fabricantes e projetistas;
- Falta de exemplos construídos cria uma compreensível falta de confiança;
- Necessidade de mão-de-obra especializada;
- Falta de normas técnicas.

O **Quadro II.12**, em apêndice, apresenta uma síntese das vantagens e desvantagens das coberturas intensivas e extensivas.

4.5.4 Aspectos Construtivos

O adequado desempenho das coberturas requer a consideração de uma série de aspetos construtivos. A seguir são referidos alguns dos aspetos mais importantes.

4.5.4.1 Saídas de escoamento

Para a execução das saídas de escoamento e pontos de drenagem de segurança devem seguir-se as seguintes recomendações:

- Caso as saídas se encontrem no interior das áreas plantadas, é recomendada a colocação de câmaras de inspeção sobre as mesmas, que impeçam a proliferação da vegetação e, simultaneamente, permitam a passagem da água (**Figura 4.53**) (FLL, 2008). Quando colocadas em áreas não plantadas, devem ser protegidas com agregados de pedra, por forma a manter o afastamento mínimo de 25 cm como margem de segurança à proliferação da vegetação (Raposo, 2013). É necessária ainda a proteção com filtros adequados ao material circundante;
- As saídas de escoamento e os pontos de drenagem de segurança deverão ser mantidos livres de substrato e de vegetação, a fim de permitirem a livre circulação da água e uma fácil verificação visual, e deverão ser de simples inspeção em todos os momentos (FLL, 2008);
- Em coberturas inclinadas, a drenagem é efetuada junto dos beirados, através de algerozes preenchidos com agregado de pedra, com ou sem tubos incorporados no seu interior, ou através de caleiras pré-fabricadas (Raposo, 2013). Importa salientar que o

dimensionamento destes canais de drenagem deve dar resposta aos maiores volumes de água que aqui se acumulam normalmente (FLL, 2008);

- O número e a dimensão das saídas de escoamento (tubos de queda) deverão ser planeados tendo em conta a precipitação média local e a capacidade de retenção de água da solução construtiva;
- Junto às fachadas, as águas das chuvas devem ser drenadas de forma rápida e completa, através de faixas de agregados de pedra, de caleiras ou sumidouros que por sua vez se interligam com o sistema de recolha e drenagem de água pluvial do sistema construtivo (IGRA, 2014);

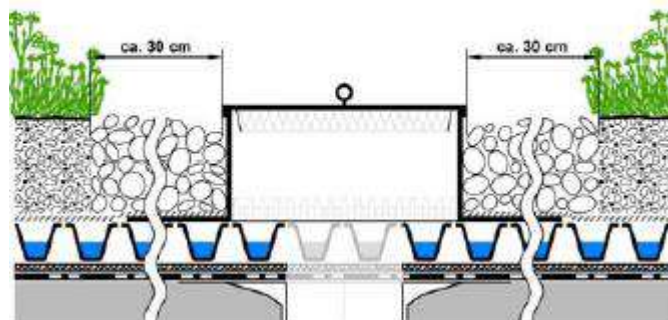


Figura 4.53 Detalhe construtivo da saída de escoamento protegida com câmara de inspeção e margens de segurança (ZINCO, 2014)

4.5.4.2 Substrato e Camada Drenante

Independentemente da natureza do substrato, é essencial que a solução construtiva dê respostas às necessidades de humidade e arejamento das raízes das plantas selecionadas. Assim sendo, os materiais da camada drenante, quer sejam placas de drenagem, mantas porosas ou agregados, serão selecionados em função do tipo de cobertura verde e dos objetivos a atingir, mas, sobretudo devem permitir o escoamento livre e eficaz dos substratos, evitando o empoçamento e sobrecargas (Raposo, 2013).

A camada de substrato deverá ser protegida contra a erosão. A seleção de plantas e o método de plantação têm de ser ajustado à inclinação.

4.5.4.3 Inclinação da Cobertura Verde

As coberturas planas devem ser construídas com uma inclinação mínima de 2°, uma vez que qualquer deflexão na cobertura irá permitir a acumulação de água, por cima da camada de drenagem, sendo nocivo para as plantas (ZINCO, 2014).

Nas coberturas verdes com pendentes a partir de 10° é necessário considerar requisitos prioritários, como a estabilidade do substrato e a retenção da água. As forças de corte (deslizamento) aumentam com a inclinação da cobertura, sendo necessário considerar barreiras de contenção para receber essas forças (ZINCO, 2012).

4.5.5 Manutenção

Os sistemas de coberturas verdes necessitam de ser executados com um nível de qualidade superior ao dos sistemas de coberturas convencionais, devido ao facto de as suas especificidades – maiores cargas impostas na estrutura subjacente e necessidade de serem 100% estanques – tornarem demasiado dispendiosas quaisquer ações de reparação e/ou substituição de um dos seus componentes, nomeadamente a membrana de impermeabilização e as camadas de substrato e de vegetação (Raposo, 2013).

Regra geral, a periodicidade das atividades de manutenção e inspeção estabelecem-se segundo o tipo de cobertura verde (FLL, 2008):

- Extensiva - entre 2 a 4 vezes por ano (e entre 1 a 2 inspeções visuais por ano, para definir que medidas são necessárias);
- Intensiva - entre 8 a 10 vezes por ano;
- Intensiva com relvados e gramíneas - entre 2 a 12 vezes por ano.

A FLL (2002) recomenda os seguintes cuidados e atividades de manutenção e inspeção que devem ser realizados em qualquer tipo de cobertura verde, de acordo com a sua necessidade:

- a) Irrigação;
- b) Remoção da vegetação indesejável;
- c) Aparar como e quando necessário;
- d) Remoção de aparas, folhas e lixo;
- e) Adubação;
- f) Repetição da sementeação e plantação das zonas em mau estado, e reenchimento do substrato;
- g) Proteção das plantas e inspeção dos sistemas anti deslizamento (no caso de coberturas inclinadas);
- h) Preservação das zonas limite, faixas de segurança e áreas pavimentadas livres de vegetação;
- i) Limpeza das instalações técnicas e sistema de drenagem pluvial.

4.6 Outras Técnicas de SUDS

Para além das técnicas já referidas, existem outras que merecem destaque, nomeadamente: faixas filtrantes, valas revestidas com coberto vegetal e os sistemas de biorretenção.

4.6.1 Faixas Filtrantes (*Filter Strip*)

As faixas filtrantes (*filter strip*, na terminologia inglesa) são faixas de vegetação que recebem águas pluviais sob a forma de lâmina de escoamento superficial, concebidas primariamente

para funcionarem como pré-tratamento, sendo por isso frequentemente colocadas entre uma superfície impermeável e a linha de água recetora, ou outro qualquer componente de SUDS.

Servem essencialmente para reter sedimentos ou outros materiais presentes nas águas pluviais, que posteriormente poderiam colmatar outro componente ou dispositivo a jusante, por redução da velocidade de escoamento e por ação da filtração através da vegetação. A sua eficiência depende da densidade e tempo de contacto com a vegetação (Santos, 2010).

As faixas filtrantes são uma solução adequada ao tratamento de águas pluviais de áreas relativamente pequenas como: estradas, coberturas e parques de estacionamento. A **Figura 4.54** exemplifica a aplicação desta solução em zona urbana.



Figura 4.54 Faixa filtrante inserida em zona urbana (RainWays, s.d.)

4.6.2 Valas Revestidas com Coberto Vegetal (*Swales*)

As valas revestidas com coberto vegetal, também designadas de valas revestidas com vegetação (“*swales*”, na terminologia inglesa, e “*noues*” ou “*fosses*”, na terminologia francesa), são uma técnica de controlo na origem e representam dispositivos de desenvolvimento longitudinal, a céu aberto, geralmente de pequena profundidade, de secção variável, podendo ser triangular, trapezoidal ou curva de pequena curvatura, e revestidas com coberto vegetal. As valas podem possuir pequenos travessões para melhorar a infiltração e a sedimentação. Têm como objetivo, segundo Matos (2003a), recolher o escoamento superficial, transportando-o lentamente (tempos de escoamento elevados), proporcionando efeito de armazenamento e, se possível, a sua infiltração ao longo do percurso.

Na **Figura 4.55** apresentam-se as duas situações típicas de funcionamento hidráulico destas valas: valas de infiltração e valas de retenção.

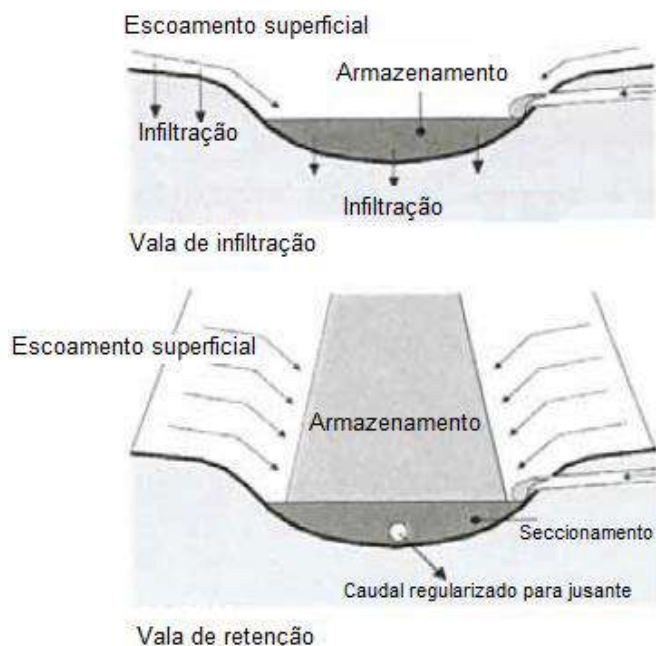


Figura 4.55 Vala de infiltração e vala de retenção (Adaptado de Matos, 2003a)

Esta solução pode ser aplicada nas imediações de arruamentos ou estradas, podendo igualmente constituir soluções bem integradas no meio urbano, especificamente em espaços verdes (Matos, 2003a). Na **Figura 4.56** pode observar-se uma vala relvada integrada em zona urbana. O tipo de coberto vegetal a utilizar, em geral relva ou plantas rasteiras, deve ser adaptado ao tipo de escoamento previsto, ao solo e ao clima. Não é aconselhável a escolha plantas de folha caduca, devido ao risco de obstrução de eventuais dispositivos de regulação de caudais.



Figura 4.56 Vala relvada integrada em zona urbana (Fairfax, 2007)

Estas estruturas são uma solução que funciona bem quando associada a outros componentes SUDS. No entanto, não é aconselhável a sua utilização como tratamento de fim de linha por não apresentar bom desempenho para gerir caudais elevados.

Estas estruturas são de fácil execução 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 escoamento superficial seja relativamente baixa.

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 são inferiores.

Informações sobre esta solução, relativamente à constituição, ao dimensionamento, aos aspetos construtivos, à manutenção e outras, podem ser consultadas no manual de SUDS da CIRIA (Ballard *et al.*, 2007).

4.6.3 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 escoamento superficial, usando para isso solo e vegetação. 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 (Santos, 2010). Na sua forma mais complexa podem conter camadas de areia e gravilha para aumentar o efeito da infiltração.

As espécies vegetais mais usadas incluem plantas ornamentais, herbáceas, arbustos e árvores. Para as zonas mais sujeitas ao alagamento devem adotar-se espécies com capacidade para suportar as flutuações do nível de água.

Normalmente, são projetados para permitir a infiltração da água no solo. Contudo, poderão conter uma tubagem enterrada para coletar e transportar a água recolhida para o componente de SUDS seguinte. Em situações extremas, devem prever-se descarregadores de superfície (ou uma câmara de *by-pass*) para conduzir os caudais excessivos para o meio recetor ou outro componente de SUDS.

Pela componente estética que esta solução oferece, e os baixos custos associados, são geralmente aplicadas ao nível residencial, podendo também aplicar-se ao longo de estradas, auto-estradas e parques de estacionamento.

Os sistemas de biorretenção estão mais direcionados para o tratamento das águas pluviais. No entanto, segundo Dempsey (2006) também contribuem para reduzir o volume de escoamento superficial.

As **Figuras 4.57 e 4.58** exemplificam a aplicação dos sistemas de biorretenção em diferentes situações.



Figura 4.57 Sistema de biorretenção inserido em espaço verde (Indianapolis, s.d.)



Figura 4.58 Sistema de biorretenção ao nível residencial (This Old House, 2014)

O **Quadro II.13**, em apêndice, apresenta uma matriz de seleção das técnicas de controlo na origem.

5 CONCLUSÃO

5.1 Considerações Finais

A presente dissertação apresentou os Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentáveis, nomeadamente as técnicas de controlo na origem, como sistemas alternativos e complementares à gestão de águas pluviais em meio urbano.

Ao longo do texto foram apresentadas e caracterizadas detalhadamente as principais técnicas de controlo na origem, e foi possível apontar quatro vantagens principais, comuns entre as técnicas referenciadas: a) redução do risco de inundação; b) melhoria da qualidade das águas pluviais; c) desenvolvimento sustentável e d) redução dos custos com sistemas de drenagem.

Quando se refere que as técnicas de controlo na origem apresentam grande potencial na redução do risco de inundação, é necessário ter em atenção que, ao passar-se do sistema convencional de rede de coletores enterrados, praticamente independente do meio em que se insere, para um conjunto de técnicas alternativas dispersas na bacia urbana, cujo comportamento é função direta das características do meio (e.g. solo e enquadramento paisagístico), aumenta a importância em termos de conceção global, por um lado, e por outro a necessidade de estudos e simulações prévias de cenários de risco acrescido (e.g. precipitações atípicas ou falhas de funcionamento por colmatção). Em suma, as técnicas de controlo na origem podem ser potencialmente mais eficazes do que a solução clássica de rede enterrada, em termos de controlo de cheias, todavia exigem uma nova abordagem/postura, em termos de conceção e implementação, marcada pela necessidade de intervenção de especialistas em hidrologia e hidráulica urbana ao nível dos estudos de planeamento e do desenho urbano de pormenor, bem como um conhecimento claro das suas limitações e, naturalmente, dos respetivos domínios de aplicação e exclusão.

Em termos ambientais, as técnicas de controlo na origem são mais eficazes do que a solução tradicional de controlo de poluição. No entanto, para tirar maior proveito das suas potencialidades e integração no ambiente urbano, requerem a participação de especialistas das áreas de hidráulica e hidrologia urbana.

No plano social, as vantagens associadas resultam do contributo na valorização dos espaços em que se inserem, permitindo conjugar aspetos técnicos com atividades de lazer, bem como a criação de ambientes urbanos mais sustentáveis.

Em relação ao custo, a experiência entretanto acumulada e os resultados obtidos, em alguns países, demonstram que as técnicas de controlo na origem apresentam custos iniciais (de primeiro investimento) inferiores ao sistema convencional. Importa realçar que a conjugação ou composição de técnicas em série pode aumentar a diferença nos custos destes sistemas, podendo apresentar custos globais muito competitivos. No entanto, estes sistemas podem ficar mais dispendiosos, se por falta de manutenção surgir a necessidade de substituição da

estrutura ou dispositivo. Naturalmente, a ordem de grandeza dos custos e a magnitude dos benefícios depende das condições locais.

Em Portugal, não tem sido prática a integração das técnicas de controlo na origem na gestão das águas pluviais. Todavia, devido às inúmeras inundações ocorridas, houve uma maior consciencialização e reconhecimento da importância do risco de inundação em zonas urbanas e esta temática começou a ganhar importância, conhecendo-se já alguns exemplos no nosso país, referidos ao longo da dissertação.

A adoção de uma abordagem mais sustentável no contexto da drenagem de águas pluviais faz todo o sentido, visto que é crucial adaptar as nossas cidades e fornecer-lhes uma maior resiliência às alterações provocadas pelo processo de urbanização. Posto isto, a investigação, o desenvolvimento tecnológico, a formação e sensibilização/divulgação de informação sobre esta temática é importante para que se dissemine a implantação das técnicas de controlo na origem. Outra forma de difundir e incentivar o desenvolvimento e a implementação destes sistemas é a criação de incentivos (e.g. fiscais) por parte dos municípios e outras entidades intervenientes na área dos recursos hídricos. Refira-se, a título de exemplo, a decisão tomada pelo Município de Coimbra no sentido de reduzir as taxas aos promotores que optem por implementar, nos seus empreendimentos, técnicas de controlo na origem. Esta medida visa articular o impacto dos novos empreendimentos nas infraestruturas existentes, podendo, no limite, os empreendimentos terem “Impacto Zero”.

Perante o exposto, concluímos que as técnicas de controlo na origem revestem-se de uma enorme importância, significando uma evolução dos sistemas de drenagem e constituindo instrumentos privilegiados para a resolução ou minimização dos problemas provocados pelas águas pluviais.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

A presente dissertação abordou de uma forma criteriosa as técnicas de controlo na origem. Visto ser um assunto emergente no nosso país, existem muitos aspetos ainda não contemplados e que podem conduzir a uma melhoria, em diversos aspetos, destas técnicas alternativas.

Os desenvolvimentos previstos, para uma maior divulgação e implementação dos SUDS em Portugal, passam não só pela melhoria de alguns métodos de dimensionamento utilizados, como também pela elaboração de normas e legislação, para servir de base à fase de projeto e de execução.

Os trabalhos a desenvolver de futuro podem ser sumariamente descritos por:

- Criação de modelos numéricos e físicos para simulação do comportamento hidráulico;
- Desenvolvimento de estudos piloto;
- Elaboração de análise Custo-Benefício entre o sistema convencional e os SUDS.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABCP. (s.d.). *Projeto Técnico: Pavimento Permeável*. Associação Brasileira de Cimento Portland, Brasil.
- Acioli, L. (2005). *Estudo Experimental de Pavimentos Permeáveis para o Controle do Escoamento Superficial na Fonte*. Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Adp. (s.d.). <http://www.adp.pt/>. Águas de Portugal, Lisboa (Consultado em outubro de 2014).
- Agostinho, M., & Poletto, C. (2012). *Sustainable Urban Drainage Systems: Devices*. HOLOS Environment, pp.121-131.
- Albuquerque, T. (s.d.). *Sistema de Drenagem Urbana: Drenagem Sustentável*. Universidade Federal de Sergipe - UFS, Brasil.
- Amaral, R. (2011). *Avaliação de Soluções Naturais para o Tratamento de Excedentes Poluídos de Sistemas de Águas Residuais*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa .
- Aquafluxus. (2011). <http://aquafluxus.com.br>. Aquafluxus - Consultoria Ambiental em Recursos Hídricos, Rio de Janeiro – Brasil (Consultado em novembro de 2014).
- Araújo, I. (2013). *Estratégias de Mitigação do Risco de Cheia Aplicadas ao Estudo de Caso da Ribeira da Laje no Concelho de Oeiras*. Relatório de Estágio, Departamento de Geociências, Ambiente e Ordenamento do Território da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, Porto.
- ASCE. (2014). *Manual n.º 37*. American Society of Civil Engineers, América.
- Atlanlusi. (2014). <http://www.atlanlusi.pt/atla/>. Atlanlusi, Portugal (Consultado em outubro de 2014).
- Azzout, Y., Cres, F., Barraud, S., & Alfakih, E. (1994). *Techniques Alternatives en Assainissement Pluvial. Choix, conception, réalisation et entretien*. . Tec & Doc., Lavoisier, pp. 341, Paris.
- Ballard, B. W., Kellagher, R., Martin, P., Jefferies, C., Bray, R., & Shaffer, P. (2007). *The SUDS Manual*. CIRIA- Construction Industry Research and Information Association, Londres .
- Bichanço, M. (2006). *Bacias de Retenção em Zonas Urbanas como Contributo para a Resolução de Situações Extremas: Cheias e Secas*. Porto: Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Branco, F., Pereira, P., & Santos, L. (2008). *Pavimentos Rodoviários*. Edições Almedina SA, Coimbra.

- Brandão, C., Rodrigues, R., & Costa, J. (2001). *Análise de Fenómenos Extremos. Precipitações Intensas em Portugal Continental*. Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos, Instituto da Água, Lisboa.
- Carvalho, J., & Leils, A. (2010). *Cartilha de Infiltração*. Arte Gráfica, Vol. 2.
- Castelo-Branco, M. (2012). *Coberturas Ajardinadas: Influência dos Substratos na Gestão de Águas Pluviais*. Tese de Mestrado, Instituto Superior de Agronomia - Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Chocat, B. (1997). *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. Lavoisier - Technique et Documentation, pp. 1124.
- CMG. (s.d.). <http://www.cm-guimaraes.pt/>. Câmara Municipal de Guimarães, Guimarães (Consultado em outubro de 2014).
- Correia, C. (2007). *Boas Práticas em Recursos Hídricos*. CCDR-LVT, Lisboa.
- Costa, A. (2010). *Águas Pluviais em Meio Urbano - Contribuição de Lisboa para o seu Uso Sustentável*. Tese de Mestrado, Departamento de Ciências e Engenharia do Ambiente - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Costa, L. (2010). *Espaços Verdes sobre Cobertura - Uma Abordagem Estética e Ética*. Tese de Mestrado, Instituto Superior de Agronomia - Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Cucio, M. (2012). *Água em Ambientes Urbanos: Medidas de Armazenamento Artificial e Facilitadores de Infiltração para Controle de Inundações Urbanas*. Tese de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- DEQ. (2013). *Permeable Pavements*. Virginia Department of Environmental Quality, V. 2, Design Specification N.º 7, Richmond.
- EP. (2009). *Caderno de Encargos Tipo Obra*. Estradas de Portugal, S.A, Lisboa.
- EP. (Janeiro de 2012). *Pavimentação: Características dos Materiais*. Estradas de Portugal, S.A, Lisboa.
- EPA. (2014). <http://www.epa.gov/>. United States Environmental Protection Agency, EUA (Consultado em novembro de 2014).
- ERM. (2010). <http://www.emb-marrocos.pt/>. Embaixada do Reino de Marrocos em Portugal, Lisboa (Consultado em novembro de 2014).
- Fairfax, V. (2013). <http://www.fairfaxcounty.gov/nvswcd/drainageproblem/control-runoff.htm>. Fairfax Country Virginia. s.l. (Consultado em dezembro de 2014).
- Ferreira, F. (2000). *Gestão Integrada de Água Pluvial em Meio Urbano: Estratégias para o Controlo de Excedentes de Sistemas de Drenagem de Águas Residuais Unitários e Pseudo-Separativos*. Tese de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da UNL, Lisboa.

- Filho, K., Martins, J., & Porto, M. (2012). *Águas em Ambientes Urbanos: Facilitadores de Infiltração e Qualidade das Águas*. Relatório, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo.
- FLL. (2002). *Guidelines for the Planning, Execution and Upkeep of Green-Roof Sites*. FLL, Alemanha.
- FORMPAVE. (2014). *Sustainable Drainage Systems*. Hanson Formpave, Reino Unido.
- Fuzy, C., Carvalho, G., Nascimento, L., Martinelli, M., & Santos, V. (2012). *Águas em Ambientes Urbanos: Facilitadores de Infiltração e Qualidade das Águas*. Relatório, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo.
- Gonçalo Byrne. (s.d.). <http://www.byrnearqu.com/>. Gonçalo Byrne Arquitectos, Lisboa (Consultado em outubro de 2014).
- Haba, E. G. (2011). *Control de Escorrentías Urbanas Mediante Pavimentos Permeables: Aplicación en Climas Mediterráneos*. Tese de Mestrado, Universitat Politècnica de València, Espanha .
- IGRA. (2014). <http://www.igra-world.com>. Internarional Green Roof Association, Alemanha (Consultado em novembro de 2014).
- IHRH. (2007). *Plano Director de Águas Pluviais do Concelho da Maia* . Maia.
- Indianapolis. (s.d.). <http://www.indy.gov/egov/city/dpw/sustainindy/greeninfra>. Indianapolis (Consultado em novembro de 2014).
- INTENSIO. (2010). *Intelligent Stormwater Solutions by Wavin: Infiltration and Attenuation Systems Product and Installation Guide*. INTENSIO, Reino Unido.
- INTERPAVE. (2010). *Permeable Pavements - Guide to Design, Constructions and Maintenance of Concrete Block Permeable Pavements*. Interpave The Precast Concrete Paving and Kerb Association, Reino Unido.
- JAE. (1998). “*Manual de Drenagem Superficial em Vias de Comunicação*”. Junta Autónoma de Estradas, Direção de Serviços de Projetos, Portugal.
- Leriviga & Litoprel. (2013). <http://www.leiriviga.pt/> Leriviga & Litoprel, Leiria (Consultado em outubro de 2014).
- Lima , H. M., Evaristo, S., & Raminhos, C. (2006). *Impactes de Projectos da Engenharia Civil na Hidrologia de Bacias de Drenagem. Como gerir o excesso do escoamento?* Universidade do Minho, N.º 25, pp. 41-59.
- Mano, E. R. (2008). *Estudo de Bacias de Retenção: Como Solução para Situações Crescentes de Urbanização*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

- Marchioni, M., Silva, C., & Mayor, A. (s.d.). *Sistemas Construtivos Pavimentos Permeáveis: PR-3 Conceitos e Requisitos para Pavimentos de Concreto Permeável*. Inovação e Sustentabilidade, Brasil.
- Marques, A. S., de Lima, J. P., Sousa, J., Simões, N. E., & Pina, R. (2013). *Hidrologia Urbana - Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais*. Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos - Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Martins, C. T., Mendes, M. T., Abreu, J., de Almeida, J. L., de Lima, J. P., & de Lima, I. P. (2010). *Hidrologia Urbana - Conceitos Básicos*. Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos e Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Martins, F. (2010). *Coberturas Verdes - Seu Contributo para a Eficiência Energética e Sustentabilidade*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura da Universidade da Beira Interior, Covilhã.
- Matias, M. B. (2006). *Bacias de Retenção: Estudo de Métodos de Dimensionamento*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Matos, J. (2003a). *Ambiente e Saneamento – Sistemas de Drenagem Urbana*. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Matos, J. (2003b). *Aspectos Históricos da Evolução da Drenagem de Águas Residuais em Meio Urbano*. Universidade do Minho, N.º 16, pp. 13-23.
- Matos, J. (2009). *Apontamentos de Gestão Integrada de Sistemas de Saneamento*, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do IST, Lisboa.
- Matos, J. (2010). *Drenagem Urbana na Europa no Séc. XXI: Problemas, Desafios, Soluções e Perspectivas*. ARH do Tejo - InfoTejo, N.º 7, pp. 2-3.
- Matos, J. (2012). *Gestão Integrada de Sistemas de Saneamento - Drenagem Pluvial em Meio Urbano*. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do IST, Lisboa.
- Matos, J., Oliveira, R., Monteiro, A., & Lacerda, M. (Janeiro-Abril de 2007). O Plano Geral de Drenagem de Águas Residuais da Cidade de Lisboa. *Águas & Resíduos*, pp. 4-16.
- Matos, M. R. e Silva, M. H., (1986), “*Estudos de precipitação com aplicação no projeto de sistemas de drenagem pluvial. Curvas intensidade-duração-frequência da precipitação em Portugal*”. Encontro Nacional de Saneamento Básico/86. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Matos, R. (2008). *Soluções de Controlo na Origem de Águas Pluviais*. LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Mestre, D. (2013). *Planeamento e Restauro de Corredores Fluviais na Bacia do Rio Grande*. Tese de Mestrado, Instituto Superior de Agronomia da Universidade de Lisboa, Lisboa.

- Minnesota Pollution Control Agency. (2014). http://stormwater.pca.state.mn.us/index.php/Main_Page. Minnesota Pollution Control Agency, USA (Consultado em novembro de 2014).
- Minnesota, U. (s.d.). <http://stormwaterbook.safl.umn.edu/content/infiltration-practices>. Stormwater Treatment: Assessment and Maintenance (Consultado em novembro de 2014).
- Monteiro, M. R. (2010). *Estudo de Bacias de Retenção: Tratamento em Auto-Estradas - Caso A24*. Tese de Mestrado, Universidade de Trás - os - Montes e Alto Douro, Vila Real.
- Morgado, P. d. (2008). *Concepção e Dimensionamento de Pavimentos em Blocos*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Mujovo, M. (2014). *Simulação de Fluxo Vertical em Trincheiras de Infiltração Urbana*. Tese de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Brasil.
- Nascimento, C. (2012). *Avaliação da Permeabilidade de Misturas Betuminosas Drenantes em Laboratório ou "In Situ"*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- NEOTURF. (2012). <http://www.neoturf.pt/pt>. NEOTURF, Portugal (Consultado em outubro de 2014).
- Neto, P. (2012). *Telhados Verdes associados com Sistema de Aproveitamento de Águas da Chuva: Projeto de Dois Protótipos para Futuros Estudos sobre esta Técnica Compensatória em Drenagem Urbana e Prática Sustentável na Construção Civil*. Rio de Janeiro, Brasil: Universidade Federal do Rio de Janeiro - Escola Politécnica .
- NYC Buildings. (2014). <http://www.nyc.gov/html/dob/html/news/drywell.shtml>. NYC Buildings, Nova Iorque (Consultado em novembro de 2014).
- Pais, F., & Moreira, M. (s.d.). *Avaliação da Incidência ao Risco de Inundação: Aplicação a um Caso Particular no Concelho de Lisboa*. Universidade de Évora, Évora.
- Pavia. (s.d.). *PaviDren - Betão Betuminoso Drenante Pavimentos de Elevada Qualidade*. s.l.: Grupo Pavia, Espanha.
- Pervious Pavements. (2011). <http://www.perviouspavement.org>. Pervious Pavements (Consultado em novembro de 2014).
- Philip, R. (2011). *Kit de Treinamento SWITCH Gestão Integrada das Águas Urbanas na Cidade do Futuro: Gestão de Águas Pluviais: Explorando Opções*. Módulo 4.
- Pinto, L. (2011). *O Desempenho de Pavimentos Permeáveis como Medida Mitigadora da Impermeabilização do Solo Urbano*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Pinto, M. (2013). *Sistemas Locais de Saneamento de Baixo Custo*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

- Pita, F. (2002). *Armazenamento e Tratamento de Resíduos - Tratamento de Águas Residuais Domésticas*. Coimbra.
- Poleto, C. (2011). *SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems): Uma Contextualização Histórica*. Revista Thema, pp.1-12.
- Poleto, C., & Peiter, T. (2012). *Estudo de Trincheiras de Infiltração sobre o Escoamento Superficial*. REA – Revista de Estudos Ambientais, Vol. 14, pp. 57-67.
- Poleto, C., & Tassi, R. (s.d.). *Sustainable Urban Drainage Systems*. Brasil.
- Puliti, D., Boareto, F., Coltro, F., & Navega, P. (2012). *Pavimentos Porosos e sua Influência na Drenagem Urbana*. São Paulo: Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.
- RainWays. (2014). <http://www.3riverswetweather.org/green/green-solution-vegetated-filter-strip>. 3 Rivers Wet Weather RainWays, Pittsburgho (Consultado em novembro de 2014).
- Raposo, F. (2013). *Manual de Boas Práticas de Coberturas Verdes: Análise de Casos de Estudo*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Reis, R., Oliveira, L., & Sales, M. (s.d.). *Proposição de Parâmetros de Dimensionamento e Avaliação de Poço de Infiltração de Água Pluvial*. 23º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Brasil.
- RGSPDADDDAR. (1995). *Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais*. DL 23/95, Portugal.
- Rhino Pisos. (2014). <http://www.rhinopisos.com.br/site/>. Rhino Pisos, Brasil (Consultado em outubro de 2014)
- Santos, J. (2010). *Gestão de Águas Pluviais Urbanas: Mudança do Paradigma nos Sistemas Públicos de Drenagem*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Saraiva, M. (1999). *Gestão de Corredores Fluviais no Quadro do Ordenamento do Território*. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian e Fundação para a Ciência e Tecnologia.
- Silva, L. (2004). *Sistemas de Drenagem Urbana Não-Convencionais*. São Paulo.
- Sousa, E. (2001). *Saneamento Ambiental I - Sistemas de Drenagem de Águas Residuais e Pluviais: Concepção dos Sistemas de Drenagem*. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Seção de Hidráulica e Recursos Hídricos e Ambientais do IST, Lisboa.
- Sousa, E., & Matos, J. (s.d.). *Projeto de Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Souza, V. (2002). *Estudo Experimental de Trincheiras de Infiltração no Controle de Geração do Escoamento Superficial*. Tese de Mestrado, Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

- STORMWATER CENTER. (s.d.). *Permeable Interlocking Concrete Pavemente (PICP) for Stormwater Management*. Stormwater Center, University of New Hampshire, Reino Unido.
- SSM. (2007). <http://sustainablestormwater.org/2007/05/23/infiltration-trenches/>. Sustainable Stormwater Management, s.l. (Consultado em dezembro de 2014).
- Susdrain. (2012). <http://www.susdrain.org/>. Susdrain, Londres (Consultado em novembro de 2014).
- This Old House. (2014). <http://www.thisoldhouse.com/toh/how-to/intro/0,,20517496,00.html>. This Old House (Consultado em novembro de 2014).
- Tomaz, P. (2009). *Curso de Manejo de Águas Pluviais - Pavimento Poroso*. pp. 60-1 a 60-18, Brasil.
- Tomaz, P. (2010). *Curso de Manejo de Águas Pluviais - Trincheiras de Infiltração*. pp. 14-1 a 14-8, Brasil.
- Tomaz, P. (2012). *Infiltração e Dry Well - Routing de poço e vala de infiltração pelo modelo BRE 365*, pp. 48-1 a 48-19, Brasil.
- TTerra. (s.d.). *A integração da Abordagem LID (ou SUDS ou WSUD) no Planeamento Urbano*. TTerra-Engenharia e Ambiente, Lda, Cascais.
- Tucci, C. (s.d.). *Gestão da Drenagem Urbana*. CEPAL, Vol. 48.
- Turismo de Portugal. (s.d.). <http://www.visitlisboa.com/>. Turismo de Portugal, Lisboa (Consultado em outubro de 2014).
- UNIBETÃO. (2011). www.unibetao.pt Unibetão, Lisboa (Consultado em outubro de 2014).
- Vale, A. (2011). *Qualidade de Águas Pluviais em Meio Urbano: Caso de Estudo do Parque de Estacionamento do Instituto Superior Técnico*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Valiron, F., & Tabuchi, J. (1992). *Maîtrise de la Pollution Urbaine para Temps de Pluie - Etat de L'Art*. Tec & Doc., Lavoisier, pp. 563, Paris.
- Varela, A. (2011). *A Utilização de Revestimentos de Vegetação Intensivos e Extensivos em Projeto de Arquitectura Paisagista em Cobertura*. Tese de Mestrado. Instituto Superior de Agronomia-Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Virgiliis, A. (2008). *Procedimentos de Projeto e Execução de Pavimentos Permeáveis visando Retenção e Amortecimento de Picos de Cheias*. Tese de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Water in Zicht. (Novembro de 2014). www.water-in-zicht.nl Water in Zicht, Países Baixos (Consultado em novembro de 2014).
- ZINCO. (2012). *Guia de Planificação - Sistemas ZinCo para Coberturas Ecológicas*. ZINCO Cubiertas Ecológicas, S.L, Barcelona.

ZINCO. (2014). <http://www.zinco.pt/> ZINCO, Barcelona (Consultado em outubro de 2014).

APÊNDICES E ANEXOS

APÊNDICE I. Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais

I.1 Principais Vantagens e Desvantagens dos Sistemas Separativos e dos Sistemas Unitários

Quadro I. 1 Principais vantagens e desvantagens dos sistemas separativos e dos sistemas unitários (Adaptado de Matos, 2003a)

Tipo de Sistema	Vantagens	Desvantagens
Sistemas Separativos	O facto de transportarem efluentes de natureza distinta por meio de diferentes coletores permite que sejam sujeitos a diferentes condições de tratamento final.	Custos elevados de primeiro investimento, associados à necessidade de dispor de dois tipos de tubagens ou coletores.
Sistemas Unitários	Economia de primeiro investimento, decorrente da construção de um único tipo de coletor que transporta a totalidade da água do meio urbano.	Descarga de excedentes poluídos em tempo de chuva, com eventuais impactes negativos no ambiente.

I.2 Principais Diferenças entre Abordagem Convencional e a Abordagem Alternativa

Quadro I. 2 Principais diferenças entre a abordagem convencional e a abordagem alternativa
(Adaptado de Philip, 2011)

Aspetto da Água Pluvial	Abordagem Convencional	Abordagem Alternativa
Quantidade	As águas pluviais são transportadas para fora das áreas urbanas o mais rápido possível.	As águas pluviais são retidas na origem/fonte, permitindo a sua infiltração e atenuação dos picos de cheia, sendo posteriormente encaminhadas gradualmente para o sistema de drenagem, meio recetor ou outro componente.
Qualidade	As águas pluviais são tratadas com as águas residuais em estações de tratamento centralizadas ou descarregada no meio recetor sem qualquer tipo de tratamento.	As águas pluviais são tratadas utilizando sistemas naturais descentralizados, como solo, vegetação e bacias.
Valor Recreativo e Amenidade	Não considera	As infra-estruturas de águas pluviais são planeadas para melhorar a paisagem urbana e fornecer oportunidades recreativas.
Biodiversidade	Não considera	Os ecossistemas urbanos são recuperados e protegidos pelo uso das águas na manutenção e melhoria dos habitats naturais.
Potenciais Recursos	Não considera	As águas pluviais são recolhidas para abastecimento e retidas para recarga de aquíferos, cursos de água e vegetação.

APÊNDICE II. Técnicas de Controlo na Origem

II.1 Parâmetros de Dimensionamento para Sistemas de Infiltração

Quadro II. 1 Valores médios do coeficiente C para utilização no Método Racional (Adaptado de manual n.º37, ASCE *apud* Matos (2003a))

Tipo de Ocupação	Coeficiente C
Comercial	
Centro da cidade	0,70 - 0,95
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 C
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

Quadro II. 2 Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno (JAE, 1998)

Período de Retorno	K
25	1,10
50	1,20
100	1,25

Quadro II. 3 Coeficiente “C” em função do período de retorno, para diversas tipologias de ocupação (Adaptado de Drainage Criteria Manual 1977 *apud* Matos (2003a))

Tipologia de Superfície	Coeficiente C		
	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 sobre 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 impermeável			
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

Quadro II. 4 Taxas de Infiltração para diferentes tipos de materiais (Adaptado de Ballard *et al.*, 2007)

Tipo de Solo	Taxa de Infiltração (m/h)
Gravilha	10-1000
Areia	0.1-100
Areia Argilosa/Franca	0.01-1
Franco Arenoso	0.005-0.5
Franco	0.001-0.1
Franco Siltoso	0.0005-0.05
Franco-argilo-arenoso	0.001-0.1

Quadro II. 5 Valores do fator de segurança F (Adaptado Ballard *et al.*, 2007)

Área Drenada (m ²)	Consequências da Falha de Capacidade do Sistema		
	Sem danos ou inconvenientes	Inconvenientes menores	Inconvenientes graves ou danos em edifícios ou estruturas
<100	1.5	2	10
100-1000	1.5	3	10
>1000	1.5	5	10

Quadro II. 6 Valores de porosidade para diferentes tipos de solos (Adaptado Ballard *et al.* (2007))

Material	Porosidade (n)
Sistemas Geo - Celulares (blocos de drenagem)	0.9-0.95
Pedra Lavada	0.4-0.5
Gravilha Uniforme	0.3-0.4
Areia ou Gravilha Graduada	0.2-0.3

II.2 Dimensionamento de Dispositivos de Regularização de Caudal

Quadro II. 7 Características dos Diferentes tipos de dispositivos (Adaptado de JAE (1998))

Tipo de Dispositivo	Características
Orifício/Comporta	Caudal variável, função da altura de água
Descarregador triangular ou retangular	Caudal variável, função da altura de água sobre a soleira do descarregador e da geometria da bacia
Regulador por flutuador de nível/válvula ou comporta monitorizada	Caudal constante (a altura de água medida pelo flutuador comanda a abertura da secção da descarga)
Filtro (areia ou gravilha)	Caudal pouco variável

II.3 Caracterização de Solos para Pavimentos Permeáveis

Quadro II. 8 Caracterização de solos (Adaptado de INTERPAVE (2010))

Tipo de Solo	Valor típico do coeficiente de permeabilidade K (m.s)	Valor típico de CBR
Argila densa	10^{-10} a 10^{-8}	2 a 5
Silte denso	10^{-9} a 10^{-8}	3 a 6
Areia densa	10^{-9} a 10^{-6}	5 a 20
Areia mal graduada	5×10^{-7} a 5×10^{-6}	10 a 40
Areia bem graduada	5×10^{-6} a 10^{-4}	10 a 40
Gravilha bem graduada	10^{-5} a 10^{-3}	30 a 80

II.4 Seleção do Sistema de Pavimentos Permeáveis

Quadro II. 9 Seleção de pavimentos permeáveis (Adaptado de INTERPAVE (2010))

		Sistema A	Sistema B	Sistema C
		Infiltração Total	Infiltração Parcial	Sem Infiltração
Permeabilidade da Sub-Base (K) (m/s)	10^{-6} a 10^{-3}	✓	✓	✓
	10^{-8} a 10^{-6}	✗	✓	✓
	10^{-10} a 10^{-8}	✗	✗	✓
Nível Freático a 1.0 m do leito de pavimento		✗	✗	✓
		✗	✗	✓
Sub-Base com presença de poluentes		✗	✗	✓

II.5 Ações de Manutenção em Pavimentos Permeáveis

Quadro II. 10 Manutenção de pavimentos permeáveis (Ballard *et al.*, 2007)

Programa de Manutenção	Ação Necessária	Frequência
Manutenção Regular	Limpeza mecânica (varrer e aspirar)	3 vezes/ano (no fim do inverno, a meio do verão e no fim do outono após queda das folhas), ou por observação do local seja necessária manutenção devido a entupimento, ou frequências recomendadas pelo fabricante.
Manutenção Ocasional	Estabilização das áreas ajardinadas adjacentes	Conforme necessário
	Remoção de ervas daninhas	Conforme necessário
Ações Corretivas	Para a recuperação ou reestruturação de qualquer paisagem através da manutenção da vegetação ou deslizamento do solo, deve ser cortado a menos de 50mm do nível de pavimentação	Conforme necessário
	Trabalho de reparação de depressões, fissuras, fendas ou substituição de blocos danificados que constituem perigo para os utentes e afetam o desempenho estrutural	Conforme necessário
	Reabilitação da camada de desgaste e das camadas não superficiais	Conforme necessário (caso a infiltração seja reduzida em resultado de obstrução significativa)
Monitorização	Inspeção inicial	Mensalmente, durante 3 meses após a instalação
	Inspeccionar possíveis sinais de mau funcionamento e /ou o crescimento de ervas daninhas. Se for necessário, tomar medidas corretivas.	3 vezes por mês, 48h após as chuvadas.
	Inspeccionar acumulação de sedimentos e estabelecer a frequência das ações de limpeza	Anualmente
	Monitorizar Câmaras de Visita	Anualmente

II.6 Caracterização dos Diferentes Tipos de Coberturas Verdes

Quadro II. 11 Síntese da caracterização dos tipos de cobertura verde (Martins, 2009; Raposo, 2013 e Castelo-Branco, 2012)

	Intensivas	Semi-Intensivas	Extensivas
Acessibilidade	Normalmente Acessível	Parcialmente acessível	Normalmente Inacessível
Manutenção	Elevada	Média-Baixa	Baixa
Variedade de Plantas	Relvado, Plantas Perenes, Arbustos e Árvores	Herbáceas, Gramíneas, Plantas Perenes e Arbustos	Musgos, Seduns, Herbáceas e Gramíneas
Profundidade do Substrato	150 - 400 mm (edifícios) > 400 mm (estruturas enterradas)	120 - 250 mm	60 - 150 mm < 60 mm (variedade de plantas reduzida)
Capacidade de Carga (Saturado, incluindo vegetação)	>150 Kg/m ² (em média)	120 – 150-200 Kg/m ²	60 – 150 Kg/m ² 40 – 60 Kg/m ² (muito finos e leves)
Custo	Elevado	Médio	Baixo
Desempenho Energético	Elevado	Elevado - Médio	Médio - Baixo

II.7 Vantagens e Desvantagens das Coberturas Verdes

Quadro II. 12 Vantagens e desvantagens adjacentes às coberturas extensivas e intensivas.
(Adaptado de Ballard *et al.* (2007))

	Vantagens	Desvantagens
Coberturas Intensivas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Maior diversidade de plantas e habitats; ▪ Maior potencial de biodiversidade quando inacessíveis; ▪ Grande variabilidade estética; ▪ Melhor isolamento térmico; ▪ Geralmente são acessíveis; ▪ Espaço de lazer ou recreio; ▪ Podem ser aplicadas em estruturas já existentes, mas é necessário reforçar os cuidados, sobretudo no que respeita à capacidade de carga; ▪ Melhoria da qualidade ambiental; ▪ Contribuem para a certificação energética e ambiental. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pesadas; ▪ Grande necessidade de manutenção; ▪ Elevado investimento e custo de manutenção; ▪ Necessidade de irrigação frequente; ▪ Não podem ser aplicadas em estruturas com declive elevado; ▪ Necessidade de mão-de-obra especializada para a implementação e manutenção.
Coberturas Extensivas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Leve; ▪ Geralmente não necessita de estruturas de reforço para o suporte da cobertura, sendo indispensáveis no caso de sistemas com declive; ▪ Baixa necessidade de manutenção; ▪ Menor investimento; ▪ Indicado para implementar em estruturas já existentes (reabilitação de estruturas); ▪ Podem ser instaladas em declives até 45°; ▪ Adequado para grandes áreas; ▪ De mais fácil substituição; ▪ Baixa necessidade de irrigação; ▪ Pode não haver plantação, mas germinação espontânea através do vento, pássaros, abelhas e outros; ▪ Aspeto mais natural; ▪ Melhoria da qualidade ambiental; ▪ Contribuem para a certificação energética e ambiental. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Menor variedade de plantas que podem ser utilizadas; ▪ Normalmente não são acessíveis; ▪ No Inverno, com falta de vegetação, podem não ser esteticamente atrativas.

II.8 Matriz de Seleção dos SUDS

Quadro II. 13 Matriz de Seleção dos SUDS (Adaptado de Ballard *et al.* (2007))

	Melhoria da Qualidade da Água Pluvial	Redução do Volume de Escoamento Superficial	Redução do Caudal de Ponta
Bacias de Retenção com Nível de Água Permanente	✓		✓
Bacias de Retenção a Seco	✓		✓
Trincheiras de Infiltração	✓	✓	✓
Poços de Infiltração	✓	✓	✓
Pavimentos Permeáveis	✓	✓	✓
Coberturas Verdes		✓	✓
Faixas Filtrantes	✓		✓
Valas com Coberto Vegetal	✓	✓	✓
Sistemas de Biorretenção	✓		✓

APÊNDICE III. Dimensionamento Hidráulico-Hidrológico

A **Figura III.1** apresenta a planta de um loteamento, situado na região de Lisboa, para o qual se prevê um sistema de drenagem de águas pluviais constituído por um sistema convencional e por uma solução de drenagem sustentável, que incorpora técnicas de controlo na origem.



Figura III. 1 Planta do loteamento – Exemplo de aplicação

A área total de construção é de 22.842,50 m² e distribui-se da seguinte forma:

- Área de Coberturas
- Área de Parques de Estacionamento
- Área de Arruamentos
- Área de Espaços Verdes

O **Quadro III.1** indica os valores das áreas supracitadas por lote e por tipo de área.

Quadro III 1 Áreas distribuídas no loteamento

		Área de Cobertura (m ²)	Área de Parques de Estacionamento e Passeio (m ²)	Área de Espaços Verdes (m ²)	Área de Arruamentos (m ²)
Lote 1	Bloco 1	400	150	360	4802,5
	Bloco 2	400	150	360	
	Bloco 3	400	150	360	
	Bloco 4	400	150	360	
	Bloco 5	400	150	360	
Lote 2	Bloco 6	320	150	240	
	Bloco 7	320	150	240	
	Bloco 8	320	150	240	
	Bloco 9	320	150	240	
	Bloco 10	320	150	240	
	Bloco 11	320	150	240	
Lote 3	Bloco 12	320	150	240	
	Bloco 13	320	150	240	
	Bloco 14	320	150	240	
	Bloco 15	320	150	240	
	Bloco 16	320	150	240	
	Bloco 17	320	150	240	
Lote 3	Bloco 18	320	150	240	
	Bloco 19	320	150	240	
	Bloco 20	320	150	240	
	Bloco 21	320	150	240	
	Bloco 22	320	150	240	
	Bloco 23	320	150	240	
	Bloco 24	320	150	240	
Σ		8080	3600	6360	
				Área Total (m²)	22842,50

Considerações para o dimensionamento

- Admitir pavimento asfáltico para a superfície dos parques de estacionamento e considerar esta área praticamente impermeável (C=0,80);
- Os terrenos apresentam uma capacidade infiltração de 50 mm/h;
- Considera-se que uma falha de capacidade dos sistemas terá inconvenientes menores (trincheira de infiltração, poço de infiltração e pavimento permeável);

- O pavimento permeável deve garantir a drenagem das águas pluviais da cobertura do lote 1 e do parque de estacionamento que serve este lote;
- Admitir que os terrenos apresentam uma capacidade de infiltração suscetível de permitir a adoção de um pavimento permeável do tipo A (infiltração total);
- A trincheira de infiltração deve garantir a drenagem dos blocos 23 e 24;
- Dois poços de infiltração devem garantir a drenagem da área do campo de jogos e das zonas ajardinadas envolventes;
- Sabendo que para o sistema de drenagem convencional existente só se pode descarregar 20 % do caudal proveniente dos blocos 15 a 22 e dos parques de estacionamento que servem estes blocos, dimensionar uma bacia de retenção para regularizar o restante caudal;
- A restante área, não mencionada nos pontos supracitados, drena para o sistema de drenagem convencional existente.

Todas as características de materiais e parâmetros necessários ao dimensionamento encontram-se no **Apêndice II**.

III.1 Trincheira de Infiltração

Dimensionar a trincheira de infiltração, para uma área de 640 m², considerando um período de retorno de 10 anos, sendo a taxa de infiltração no solo de 50 mm/h e, a porosidade do material é de 0,4 (gravilha uniforme). Consideramos que não existe pré-tratamento.

- Lisboa - Região pluviométrica A

$$I = a \times t^b = 290,68 \times 5^{-0,549} = 120,14 \text{ mm/h} = 0,120 \text{ m/h}$$

- Coeficiente C para coberturas

$$C = 0,85$$

- Dimensões para a trincheira:

- Comprimento = 20 m

- Largura = 1,50 m

- Altura = 2,00 m

- Área de infiltração

$$A_i = A_{pl} + A_f$$

em que:

A_{pl} - Área das paredes laterais;

A_f - Área do fundo.

$$A_i = (2 \times 2 + 1,50) \times 20 = 110 \text{ m}^2$$

Caudal afluente

$$Q_a = C \times I \times A = \frac{0,85 \times 0,120 \times 640}{3600} = 0,0181 \text{ m}^3/\text{s}$$

Caudal infiltrado

$$Q_i = A_i \times q$$

Considerando que uma falha do sistema terá inconvenientes menores, o fator de segurança a aplicar à taxa de infiltração é de 1,5 (Ballard *et al.*, 2007).

$$q = \frac{50}{1,5} = 33 \text{ mm/h} = 0,033 \text{ m/h}$$

Assim:

$$Q_i = \frac{110 \times 0,033}{3600} = 0,0010 \text{ m}^3/\text{s}$$

Volume de armazenamento temporário

$$V_a = (Q_a - Q_i) \times D_p$$

O volume de armazenamento temporário resulta em:

$$V_a = (0,0181 - 0,0010) \times 5 \times 60 = 5,13 \text{ m}^3$$

Altura máxima de água armazenada

A altura de água armazenada será calculada pelo procedimento proposto por Ballard *et al.* (2007).

1. Taxa de infiltração

$$q = 0,033 \text{ m/h}$$

2. Porosidade do material

$$n = 0,4$$

3. Determinar a área drenada (A_D) e arbitrar as dimensões da estrutura de infiltração

- a. Dimensões para a trincheira: 10 x 1,50 x 2,00 m

- b. $A_D = 640 \text{ m}^2$

4. Calcular a área da base (A_b) e o perímetro da estrutura de infiltração (P)

$$A_b = 1,50 \times 20 = 30 \text{ m}^2$$

$$P = 2 \times 2 + 1,50 = 5,50 \text{ m}$$

5. Determinar o valor de b

$$b = \frac{P \times q}{A_b \times n}$$

em que:

P - Perímetro do sistema de infiltração (m);

q - Taxa de infiltração do solo (m/h);

A_b - Área da base da trincheira de infiltração (m²);

n - Porosidade do material de enchimento.

$$b = \frac{5,50 \times 0,033}{30 \times 0,4} = 0,015$$

6. Escolher a duração da precipitação, D_p , em horas

$$D_p = 5 \text{ min.} = 0,083 \text{ h}$$

7. Determinar a intensidade de precipitação, I , (mm/h), através da curva IDF para a região de Lisboa

$$I = 120,14 \text{ mm/h} = 0,120 \text{ m /h}$$

8. Determinar o valor do parâmetro a

$$a = \frac{A_b}{P} - \frac{A_D \times I}{P \times q}$$

em que:

A_b - Área da base da trincheira de infiltração (m²);

P - Perímetro do sistema de infiltração (m);

A_D - Área drenada (m²);

I - Intensidade de precipitação para $T_r = 10$ anos (m/h);

q – Taxa de infiltração do solo (m/h).

$$a = \frac{30}{5,50} - \frac{640 \times 0,120}{5,50 \times 0,033} = -417,69$$

9. Calcular a altura máxima de água armazenada, ($h_{m\acute{a}x.}$), em metros

$$h_{m\acute{a}x.} = a \times (e^{(-b \times D_p)} - 1)$$

$$h_{m\acute{a}x.} = -417,69 \times (e^{(-0,020 \times 0,083)} - 1) = 0,52 \text{ m}$$

A profundidade da trincheira de infiltração deverá ser um valor de maneira a que o fundo se encontre a pelo menos 1,0 m do nível freático e superior a $h_{m\acute{a}x.}$.

10. Repetir os passos de 4 a 9 para uma gama de diferentes durações. (D_p) e, seleccionar o maior dos valores obtidos para $h_{m\acute{a}x.}$.

O **Quadro III.2** apresenta os valores de $h_{m\acute{a}x.}$ para diferentes durações de precipitação.

Quadro III 2 Cálculo de $h_{m\acute{a}x.}$ para diferentes durações de precipitação (D_p)

D_p (min)	D_p (h)	I (m/h)	a	b	$h_{m\acute{a}x.}$ (m)
5	0,083	0,120	-417,69	0,015	0,52
10	0,167	0,082	-283,69	0,015	0,71
15	0,25	0,066	-227,27	0,015	0,85
30	0,50	0,045	-153,22	0,015	1,14
60	1	0,031	-103,86	0,015	1,55
120	2	0,021	-68,60	0,015	2,03

A altura da trincheira de infiltração será um valor superior ao maior valor de $h_{m\acute{a}x.}$.

III.2 Poços de Infiltração

Dimensionar dois poços de infiltração, sem material de enchimento ($n = 1.0$), para drenar as águas pluviais do campo de jogos e das zonas ajardinadas envolventes, com área total de 1.500 m², considerando um período de retorno de 10 anos e, sendo a taxa de infiltração no solo de 50 mm/h. Consideramos que não existe pré-tratamento.

- Intensidade de precipitação para a região de Lisboa

$$I = 120,14 \text{ mm/h} = 0,120 \text{ m /h}$$

- Coeficiente C para relvado sobre solo impermeável com inclinação plana a média

$$C = 0,22$$

- Altura total do poço de infiltração: na adoção deste parâmetro deverá garantir-se que o fundo se encontra pelo menos a 1,0 metro do nível freático. A altura efetiva do poço é aquela que ficará molhada e geralmente a folga para altura total varia entre 0,40 e 1,00 m. A altura total é então a soma da altura efetiva com a folga:

$$H_t = H_e + z = 3,00 + 1,00 = 4,00 \text{ m}$$

- Diâmetro: o diâmetro do poço é um valor arbitrado. Geralmente adotam-se valores entre 2,00 e 3,00 m.

$$D = 2,50 \text{ m}$$

- Área de infiltração: a área de infiltração será avaliada pelo procedimento proposto por Tomaz (2012), no qual se considera apenas 50% da área das paredes do poço (sem a folga) e não se considera a área do fundo.

$$A_i = 0,50 \times A_{pl}$$

em que:

A_{pl} - Área das paredes laterais;

$$A_i = 0,50 \times \pi \times D \times H_e = 0,50 \times \pi \times 3,00 \times 2,50 = 11,78 \text{ m}^2$$

Caudal afluyente

$$Q_a = \frac{C \times I \times A}{3600} = \frac{0,22 \times 0,120 \times 1500}{3600} = 0,011 \text{ m}^3/\text{s}$$

O caudal de ponta afluyente é dividido pelo número de poços, do que resulta 0.0055 m³/s por poço.

Caudal infiltrado

Considerando que uma falha do sistema terá inconvenientes menores, o fator de segurança a aplicar à taxa de infiltração é de 1,5 (Ballard *et al.*, 2007).

$$q = \frac{50}{1,5} = 33 \text{ mm/h} = 0,033 \text{ m/h}$$

Assim:

$$Q_i = A_i \times q = 11,78 \times \frac{0,033}{3600} = 1,08 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

Volume de armazenamento

$$S_{PI} = I_{PI} - O_{PI}$$

Sendo:

$$I_{PI} = Q_a \times D_p = 0,0055 \times 5 \times 60 = 1,65 \text{ m}^3$$

$$O_{PI} = Q_i \times D_p = 1,08 \times 10^{-4} \times 5 \times 60 = 0,032 \text{ m}^3$$

O volume de armazenamento do poço de infiltração é:

$$S_{PI} = 3,30 - 0,032 = 1,62 \text{ m}^3$$

Altura Máxima de Água Armazenada

Para avaliar a altura máxima de água armazenada ($h_{m\acute{a}x.}$) no poço de infiltração utilizamos a fórmula proposta por Tomaz (2012):

$$h_{m\acute{a}x.} = \frac{\frac{S_{PI}}{n}}{\frac{\pi \times D^2}{4}}$$

Substituindo os valores na equação temos:

$$h_{m\acute{a}x.} = \frac{\frac{1,62}{1}}{\frac{\pi \times 2,50^2}{4}} = 0,33 \text{ m}$$

Como $h_{m\acute{a}x.}$ é inferior à altura total concluímos que as dimensões foram corretamente arbitradas.

Repetir o procedimento para uma gama de diferentes durações. (D_p) e, selecionar o maior dos valores obtidos para $h_{m\acute{a}x.}$.

Quadro III 3 Cálculo de $h_{m\acute{a}x.}$ para diferentes durações de precipitação (D_p)

DP (min)	DP (h)	I (m/h)	D (m)	n	SPI (m3)	hmáx. (m)
5	0,083	0,120	2,50	0,4	1,62	0,33
10	0,167	0,082	2,50	0,4	2,22	0,45
15	0,25	0,066	2,50	0,4	2,69	0,55
30	0,50	0,045	2,50	0,4	3,68	0,75
60	1	0,031	2,50	0,4	5,08	1,03
120	2	0,021	2,50	0,4	6,93	1,41

A altura de cada poço de infiltração será um valor superior ao maior valor de $h_{m\acute{a}x.}$.

III.3 Pavimento Permeável

Dimensionar o pavimento permeável de forma a garantir a drenagem das águas pluviais da cobertura do lote 1 e do parque de estacionamento que serve este lote, considerando um período de retorno de 10 anos, sendo a taxa de infiltração no solo de 50 mm/h e, a porosidade do material é de 0,4. Considera-se que o terreno apresenta uma capacidade de infiltração que permite a adoção do sistema de pavimento permeável do tipo A (infiltração total). A área total drenada é de 2.750 m². Não será considerado sistema de pré-tratamento.

- Intensidade de precipitação para a região de Lisboa:

$$I = 120,14 \text{ mm/h} = 0,120 \text{ m /h}$$

- Coeficiente C: O coeficiente C será um coeficiente ponderado pois as áreas que drenam para o pavimento são de diferentes naturezas. Assim:

- Área de cobertura (73 % da área drenada)

$$A_c = 2000 \text{ m}^2$$

- Área de parques de estacionamento (27 % da área drenada)

$$A_{pe} = 750 \text{ m}^2$$

Para coberturas C toma valor de 0,85 e para os parques de estacionamento C vale 0,80. Então:

$$C = 0,73 \times 0,85 + 0,27 \times 0,80 = 0,84$$

- Área de infiltração: A área de infiltração corresponde à área do pavimento permeável:

$$A_i = A_{pp} = 200 \times 6,50 = 1300 \text{ m}^2$$

Caudal afluente

$$Q_a = \frac{C \times I \times A}{3600} = \frac{0,84 \times 0,120 \times 2750}{3600} = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

Caudal infiltrado

$$Q_i = A_i \times q$$

Considerando que uma falha do sistema terá inconvenientes menores, o fator de segurança a aplicar à taxa de infiltração é de 1,5 (Ballard *et al.*, 2007).

$$q = \frac{50}{1,5} = 33 \text{ mm/h} = 0,033 \text{ m/h}$$

Assim:

$$Q_i = \frac{1300 \times 0,033}{3600} = 0,0013 \text{ m}^3/\text{s}$$

A determinação da espessura da sub-base será avaliada pelo procedimento proposto por Ballard *et al.* (2007).

1. Determinação da taxa de infiltração

$$q = 0,033 \text{ m/h}$$

2. Determinação da porosidade do material

$$n = 0,4$$

3. Determinação da área drenada e da área de infiltração e calcular R

$$A_D = 2750 \text{ m}^2$$

$$A_i = 1300 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A_D}{A_i} = \frac{2750}{1300} = 2,12$$

4. Duração da precipitação e intensidade de precipitação

$$D_p = 5 \text{ min} = 0,083 \text{ h}$$

$$I = 120,14 \text{ mm/h} = 0,120 \text{ m/h}$$

5. Como a taxa de infiltração (q) é menor que a relação (R) calculamos $h_{m\acute{a}x.}$.

$$q = 0,033 < R = 2,12$$

$$h_{m\acute{a}x.} = \frac{D_p}{n} \times (R \times I - q)$$

Substituindo os termos na expressão vem:

$$h_{m\acute{a}x.} = \frac{0,083}{0,4} \times (2,12 \times 0,120 - 0,033) = 0,044 \text{ m}$$

6. Repetir os passos de 4 a 5 para uma gama de diferentes durações. (D_p) e, seleccionar o maior dos valores obtidos para $h_{m\acute{a}x.}$.

Quadro III 4 Cálculo de $h_{m\acute{a}x.}$ para diferentes durações de precipitação (D_p)

D_p (min)	D_p (h)	I (m/h)	n	R	q (m/h)	$h_{m\acute{a}x.}$ (m)
5	0,083	0,120	0,4	2,12	0,033	0,046
10	0,167	0,082	0,4	2,12	0,033	0,059
15	0,25	0,066	0,4	2,12	0,033	0,067
30	0,50	0,045	0,4	2,12	0,033	0,078
60	1	0,031	0,4	2,12	0,033	0,082
120	2	0,021	0,4	2,12	0,033	0,058

A espessura da sub-base deverá ser será um valor superior ao maior valor de $h_{m\acute{a}x.}$.

III.4 Bacia de Retenção

Sabendo que o sistema de drenagem existente tem capacidade para receber apenas mais 20 % do caudal proveniente dos blocos 15 a 22 e dos parques de estacionamento que servem estas habitações, dimensionar a bacia de retenção para regularizar o restante caudal. Considerar um período de retorno de 20 anos e a área total drenada é de 3.760 m².

O coeficiente C será um coeficiente ponderado pois a área drenada apresenta diferentes superfícies. Assim:

- Área de cobertura (68 % da área drenada)

$$A_c = 2560 \text{ m}^2$$

- Área de parques de estacionamento (32 % da área drenada)

$$A_{pe} = 1200 \text{ m}^2$$

Para coberturas C toma valor de 0,85 e para os parques de estacionamento C vale 0,80. Então:

$$C = 0,68 \times 0,85 + 0,32 \times 0,80 = 0,83$$

Caudal afluyente

$$I = a \times t^b = 317,74 \times 5^{-0,538} = 133,67 \text{ mm/h} = 0,134 \text{ m/h}$$

$$Q_a = C \times I \times A = \frac{0,83 \times 0,134 \times 3760}{3600} = 0,116 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para as condições referidas e, tendo em conta que a bacia de retenção será dimensionada para 80 % do Q_a , determine o volume de armazenamento necessário à regularização desse caudal.

Volume de armazenamento

$$V_a = 10 \times \left(-\frac{b \times qs}{1 + b} \right) \times \left[\frac{60 \times qs}{a \times (1 + b)} \right]^{1/b} \times C \times A$$

com:

$$q = 20\% Q_a = 0,20 \times 0,116 = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$$

pelo que:

$$qs = \frac{6 \times q}{C \times A} = \frac{6 \times 0,023}{0,83 \times \frac{3760}{10\,000}} = 0,442 \text{ mm/min}$$

em que:

V_a - Volume armazenamento mínimo necessário para a bacia de retenção (m^3);

qs - Caudal específico efluente (caudal por unidade de área impermeabilizada ou seja, o caudal por unidade de área ativa da bacia de drenagem), considerado constante (mm/min);

C - Coeficiente de escoamento da bacia impermeabilizada;

a, b - Parâmetros da curva IDF, para um dado período de retorno;

q - Caudal máximo efluente (m^3/s);

A – Área da bacia de drenagem (ha).

Assim:

$$Va = 10 \times \left(-\frac{(-0,538) \times 0,442}{1 + (-0,538)} \right) \times \left[\frac{60 \times 0,442}{317,74 \times (1 + (-0,538))} \right]^{1/-0,538} \times 0,83 \times \frac{3760}{10\ 000}$$

$$= 38,6\ m^3$$

Dispositivo de regularização de caudal

Fixando o caudal máximo efluente (q) e a energia à entrada do dispositivo ($H1$), a expressão seguinte permite estimar o diâmetro da tubagem de descarga (D), assumindo que esta é de betão liso (fórmula de Scimemi) e que as perdas de carga localizadas igualam a energia cinética do escoamento:

$$H1 - \Delta H_{1,2} = H2$$

em que:

$H1$ – Energia à entrada (m)

$\Delta H_{1,2}$ – Perda de carga da tubagem de descarga (m)

$H2$ – Energia à saída (m)

Substituindo os termos na expressão vem:

$$Z1 - \left(\frac{q}{K \times D^\alpha} \right)^{\frac{1}{\beta}} \times L - \frac{U^2}{2 \times g} = Z2 + \frac{U^2}{2 \times g}$$

em que:

$Z1$ – Cota de entrada (cota do nível máximo da bacia de retenção, 155 m);

$Z2$ – Cota de saída (cota da secção de saída da tubagem de descarga, 152 m);

q – Caudal máximo efluente (m^3/s);

D – Diâmetro da tubagem (m);

L – Comprimento da tubagem de descarga (30 m);

g – Aceleração da gravidade (m/s^2).

Substituindo os parâmetros pelos valores correspondentes temos:

$$155 - \left(\frac{0,023}{38,77 \times D^{2,67}} \right)^{\frac{1}{0,53}} \times 30 - \frac{\left(\frac{0,023}{\frac{\pi \times D^2}{4}} \right)^2}{2 \times 9,81} = 152 + \frac{\left(\frac{0,023}{\frac{\pi \times D^2}{4}} \right)^2}{2 \times 9,81}$$

$$D = 0,104 \text{ m}$$

Pela fórmula monómia para tubagens de betão liso, o diâmetro é de DN 120 mm.

Em suma, a drenagem pluvial deste loteamento será assegurada pelos seguintes sistemas/dispositivos:

- **Sistema de drenagem pluvial convencional**

- **Trincheiras de infiltração**

- Comprimento: 20 m

- Largura: 1.50 m

- Altura: 2.10 m

- **Poços de infiltração**

- Número de poços: 2

- Diâmetro: 2.50 m

- Altura total: 3.50 m

- **Pavimento permeável**

- Dimensões: 200 m x 6.50 m

- Espessura da sub-base: 10 cm

- **Bacia de retenção**

- Volume de armazenamento: 38,6 m³

APÊNDICE IV. Procedimento Construtivo de Pavimentos Permeáveis

As figuras seguintes documentam o procedimento construtivo de um pavimento permeável, com uma parte em betão betuminoso poroso e outra em blocos de betão.

1) Limpeza do terreno e preparação do solo de fundação

A limpeza do terreno é realizada com escavadoras e/ou retro-escavadoras com o apoio de camiões basculantes. Nesta fase (**Figura IV.1**) a equipa de topografia já realiza os trabalhos da sua especialidade.



Figura IV. 1 Fase 1 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2008)

2) Terraplenagens

Nesta fase (**Figura IV.2**) realizam-se as escavações ou aterros necessários para se obterem as cotas de projeto.



Figura IV. 2 Fase 2 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009)

3) Compactação do solo de fundação e execução do leito de pavimento

Nesta fase (**Figura IV.3**) compacta-se o solo de fundação de forma a garantir a capacidade de suporte exigida no projeto. Se o solo de fundação natural não possuir as características de suporte necessárias, deverá executar-se o leito de pavimento, isto é, proceder-se ao tratamento do solo natural com cimento e/ou cal, ou substituí-lo por solos de melhor qualidade.



Figura IV.3 Fase 3 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009)

4) Execução da rede de drenagem

Os tubos pré-fabricados de betão assentam numa caixa de brita, respeitando as inclinações impostas pelo projeto de drenagem (**Figura IV.4**).



Figura IV. 4 Fase 4 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009)

5) Aplicação da geomembrana

Aplicação da geomembrana sobre camada de pó de pedra e espalhamento de uma camada de proteção por cima da geomembrana, também com pó de pedra (**Figura IV.5**).



Figura IV. 5 Fase 5 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009)

6) Espalhamento da camada de sub-base (neste caso brita) manualmente

Nesta fase (**Figura IV.6**) procede-se ao espalhamento da sub-base em camadas de espessura adequada, para que se obtenha em toda a espessura o grau de compactação exigido. Para estabilização mecânica pode espalhar-se uma camada de areia grossa, ou outro agregado com dimensão adequada, para conferir o travamento/fecho final da camada.



Figura IV. 6 Fase 6 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009)

7) Compactação das camadas de sub-base com cilindro de rolo liso incluindo vibração (Figura IV.7)



Figura IV. 7 Fase 7 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009)

8) Execução da camada de base

O material da base granular é lançado através da retroescavadora dum altura não superior a 1 metro, sendo espalhado manualmente e depois compactado com cilindro de rolo liso (**Figura IV.8**)



Figura IV. 8 Fase 8 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009)

9) Execução de lancis e sarjetas

Nesta fase (**Figura IV.9**) são executados os lancis e as sarjetas. Estes elementos devem colocar-se antes do revestimento e têm como função confinar o pavimento, no caso de blocos de betão, para evitar deslocamentos das peças, abertura de juntas e perda de travamento entre os blocos.



Figura IV. 9 Fase 9 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009)

10) Espalhamento da camada de suporte e execução do revestimento

A camada de suporte será em brita de dimensão reduzida, ou areia grossa, e o revestimento com mistura betuminosa porosa (betão betuminoso poroso), e posteriormente procede-se à compactação com cilindro de rolo liso (**Figura IV.10**).



Figura IV. 10 Fase 10 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009)

11) Execução da rega de impregnação

Importa realçar que esta rega de impregnação deve possuir uma baixa dosagem de ligante para não colmatar os vazios da mistura betuminosa porosa e, dessa forma, não impedir a infiltração da água (Figura IV.11).



Figura IV. 11 Fase 11 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009)

12) Execução da camada desgaste em betão betuminoso poroso (Figura IV.12)



Figura IV. 12 Fase 12 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009)

13) Execução da outra área em blocos de betão

Deve depositar-se o material da camada de assentamento (e.g. areia grossa) de forma a conseguir-se uma camada uniforme. Posteriormente, colocam-se os blocos de betão manual ou mecanicamente, sendo que a colocação manual é o processo mais usual. Para impedir a passagem do material da camada de assentamento para as camadas inferiores deve aplicar-se um geotêxtil. Eventualmente, a utilização do geotêxtil pode ser dispensada caso se verifique

que haja transição adequada de granulometria entre as camadas e esta permita filtração sem transporte de finos para as camadas inferiores (**Figura IV.13**)



Figura IV. 13 Fase 13 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009 e ABCP, s.d.)

14) Preenchimento das juntas com material granular de granulometria adequada

Esta fase (**Figura IV.14**) é particularmente importante para garantir o bom funcionamento hidráulico (infiltração) do pavimento. Realiza-se o espalhamento do material sobre a superfície do pavimento e, posteriormente, com uma vassoura manual ou mecânica ou escova dura, varre-se para que a areia entre nas juntas, ao mesmo tempo que se faz uma compactação final que assegure um melhor preenchimento das juntas.



Figura IV. 14 Fase 14 Construção de Pavimento Permeável (ABCP, s.d.)

1) Obra concluída (Figura IV.15)



Figura IV. 15 Fase 15 Construção de Pavimento Permeável (Virgiliis, 2009)

Após a conclusão da obra deverão realizar-se ensaios de permeabilidade, para confirmar as taxas de infiltração do pavimento permeável e verificar a existência ou não de incoerências.

ANEXO I. Curvas I-D-F do Território Nacional

I.1 Curvas I-D-F do Território Nacional

As curvas intensidade-duração-frequência (curvas I-D-F) apresentadas por Matos e Silva (1986), relacionam os valores a nível nacional com o das que estabeleceram para Lisboa. Para o efeito, sugerem que as intensidades médias das precipitações resultantes daquelas curvas sejam agravadas de 20% nas regiões montanhosas de altitude superior a 700 m, e reduzidas de 20% nas regiões do Nordeste (Mano, 2008).

Na **Figura AI.1** apresentam-se as regiões pluviométricas referentes à classificação proposta por aquelas autoras de origem, indicando-se também os valores que, em função do período de retorno. A intensidade média da precipitação, i , vem expressa em milímetros por hora e a duração, t , em minutos. Em conformidade com as séries de precipitação analisadas por Matos e Silva, (1984), t não deverá exceder 120 min (Mano, 2008).

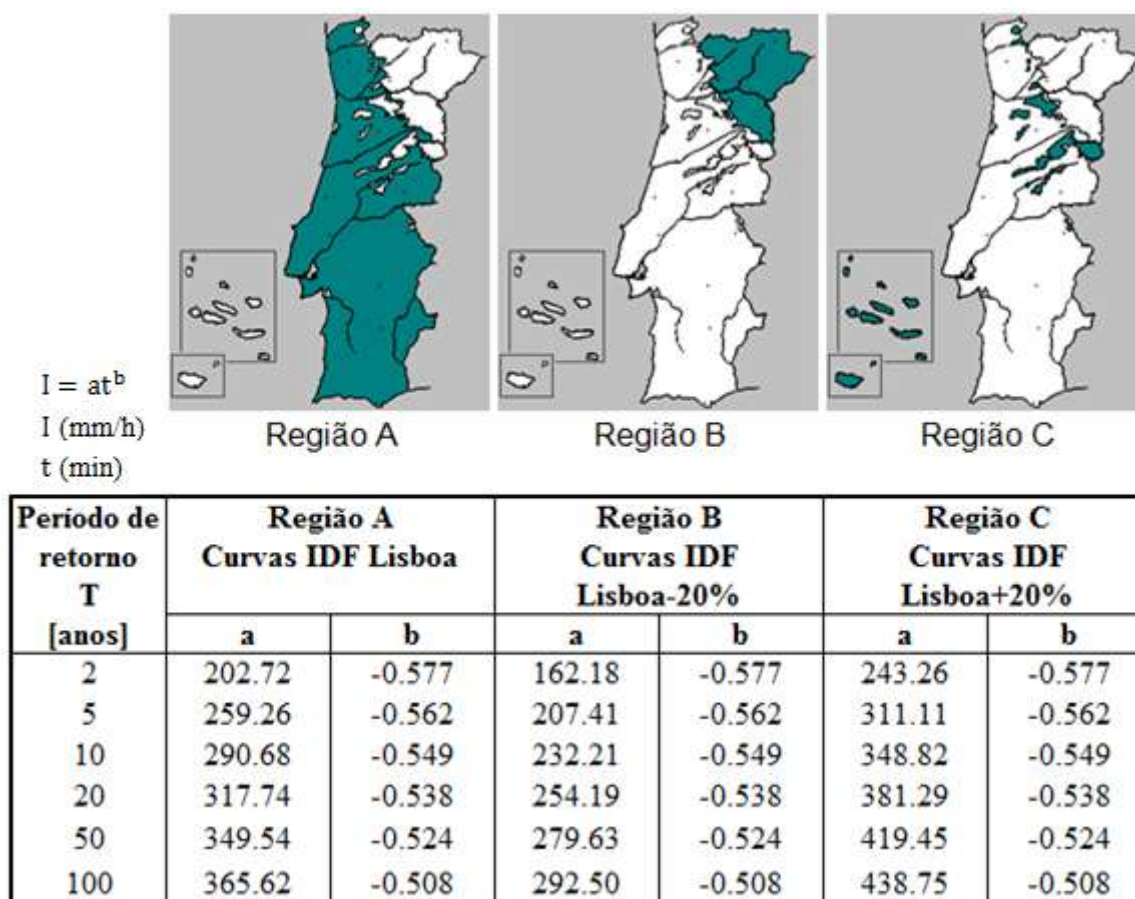


Figura AI.1 Curvas de intensidade-duração-frequência aplicáveis a Portugal Continental e parâmetros das curvas I-D-F (Adaptado de Matos e Silva 1986)