

Pavimentos Betuminosos Permeáveis na Mitigação e Adaptação às Alterações Climáticas

Márcia Isabel Lopes Afonso

Tese para obtenção do Grau de Doutor em
Engenharia Civil
(3^o ciclo de estudos)

Orientadora: Prof.^a Doutora Marisa Sofia Fernandes Dinis de Almeida
Coorientadora: Prof.^a Doutora Cristina Maria Sena Fael

junho de 2021

A presente Tese foi desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura (DECA) da Faculdade de Engenharia da Universidade da Beira Interior (UBI), nomeadamente no centro de investigação C-MADE (Centre of Materials and Building Technologies) e financiada pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) através da Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/131034/2017 pelo período de 24 meses, entre setembro de 2017 e agosto de 2019. O financiamento da Bolsa, com referência aos projetos UID/ECI/04082/2013 e UID/ECI/04082/2019, proveio de verbas do Orçamento de Estado do Ministério da Ciência, Tecnologia e Ensino Superior e de verbas do Fundo Social Europeu (FSE), ao abrigo do Quadro Estratégico Comum (2014-2020) através do Programa Operacional do Capital Humano.



Provas públicas realizadas a 28 de maio de 2021

Composição do júri

Presidente

Doutor Mário Marques Freire

Vice-Reitor da Universidade da Beira Interior

Orientadora

Doutora Marisa Sofia Fernandes Dinis de Almeida

Professora Auxiliar da Universidade da Beira Interior

Arguentes

Doutor Joel Ricardo Martins de Oliveira

Professor Auxiliar da Universidade do Minho

Doutor Rui Alexandre Lopes Baltazar

Professor Associado da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa

Doutor José Luis Molina

Professor Associado da Universidade de Salamanca

Aos meus

Agradecimentos

Através destas simples, mas sinceras palavras, expresso a minha gratidão às pessoas e entidades que tornaram possível a concretização deste trabalho, sem as quais seria difícil concluir este projeto.

Em especial, às minhas orientadoras Professora Doutora Marisa Sofia Fernandes Dinis de Almeida e Professora Doutora Cristina Maria Sena Fael pelo apoio incondicional, constante incentivo e encorajamento, pelas orientações e conselhos sábios. Agradeço-lhes também pela amizade e pelos momentos de boa disposição sempre presentes. Um abraço grande.

Ao Professor Doutor António João Carvalho de Albuquerque e à Professora Doutora Isabel Maria da Conceição Fonseca Gonçalves Falorca pela disponibilidade e apoio prestado na análise da qualidade da água e na caracterização dos solos de fundação nos troços experimentais, que são aspetos fundamentais neste trabalho.

À Universidade da Beira Interior, pelo contributo na minha formação e pelos meios e condições colocados à disposição na realização desta investigação, nomeadamente ao DECA e ao C-MADE.

Um particular agradecimento ao Eng. Albino da Ascensão dos Santos Alves (*in memoriam*) pelo seu empenho e prontidão em realizar qualquer trabalho, pelas ideias e sugestões e pela amizade crescente ao longo de todo o meu percurso na UBI. Fonte de força e inspiração na vida, Saudades.

Juntamente aos assistentes técnicos, Sr. António Félix e Sr. Luciano Rato, dos laboratórios do DECA pelo precioso apoio prestado na execução do trabalho experimental e pelos belos momentos de humor.

À empresa JRS, J. Rettenmaier & Söhne, na pessoa do Eng. Fernando Martinho, pelo fornecimento das fibras celulósicas Viatop Premium para os estudos laboratoriais e para os troços experimentais e pelos seus conselhos práticos na realização deste trabalho.

À CEPSA Portuguesa Petróleo S.A., nas pessoas do Eng. Luís Vieira e da Eng.^a Teresa Carvalho, pelos betumes fornecidos para os estudos laboratoriais.

Ao colega Eng. Sérgio Patrício pela realização do ensaio *Marshall* na sua empresa, InfraLab – Laboratório de Materiais de Construção Civil e Obras Públicas.

À Pedreira da Capinha e de Fornes de Algodres, exploradas pelo Grupo Cimpor, Agrepor Agregados – Extração de Inertes S.A. pelo fornecimento dos agregados para a análise laboratorial e aplicação em campo no TE1. Da mesma forma, à Pedreira da Capinha e à Central Betuminosa Cruchinho & Filhos quanto ao apoio na construção do troço TE1, nomeadamente no que diz respeito ao material, equipamentos e mão-de-obra.

À Central Betuminosa localizada na Pedreira da Agrepor Agregados – Extração de Inertes S.A. em Castelo Branco pela produção das misturas do TE2 e à empresa Diamantino Jorge & Filhos, LDA da Sertã pela sua aplicação e compactação.

À Junta de Freguesia de Boidobra, na pessoa do Presidente Marco António Barreiros Gabriel, pela disponibilidade em acolher esta investigação no parque *Duppigheim* como infraestrutura verde, pela ajuda dos seus funcionários e colaboradores e pelo financiamento de parte da construção do TE2.

Às minhas queridas colegas e amigas Mafalda Teixeira e Cátia Taborda pelo companheirismo e incentivo durante estes últimos anos e pela amizade cultivada na saudosa cidade da Covilhã.

Ao Luís por me ter acompanhado em todo o meu percurso, pela sua paciência e compreensão, pela ajuda e apoio incondicional nos momentos difíceis, sempre com um sorriso bem-humorado.

Em particular, ao meu pai Lino e à minha mãe Olga por tornarem este projeto de vida possível, pelos ensinamentos que me transmitiram e por estarem sempre presentes na minha vida.

À minha família, em especial aos meus irmãos, Vânia e Tiago e à minha tia Catarina, pelo encorajamento e ânimo nos momentos mais trabalhosos, pela atenção, apoio e ajuda que me deram para chegar até aqui e em todos os momentos ao longo da vida.

Resumo

A sociedade enfrenta atualmente vários constrangimentos como consequência do agravamento dos fenômenos climáticos extremos, manifestados na escassez de água e nas precipitações intensas. Adicionalmente, a crescente ocupação urbana tem incrementado a impermeabilização dos solos, levando ao aumento do escoamento superficial e, conseqüentemente, à diminuição da infiltração, tornando as cidades mais vulneráveis às inundações. De modo a conceber práticas de resiliência adequadas e responder às atuais exigências de sustentabilidade têm sido procuradas soluções no âmbito dos Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável, destacando-se a utilização de pavimentos permeáveis. A sua aplicação, sobretudo em zonas com baixo volume de tráfego, permite reduzir o escoamento superficial, retardando e diminuindo a probabilidade de ocorrência de picos de cheia. Apesar do conhecimento científico e técnico acerca dos pavimentos permeáveis, persistem lacunas ao nível do desempenho funcional, hidrológico e mecânico em situações de aplicação real, aspetos versados no presente trabalho.

O trabalho de investigação tem por objetivo o estudo de um pavimento betuminoso permeável desde a formulação otimizada das misturas betuminosas até à monitorização em fase de serviço. O desenvolvimento da composição das misturas betuminosas drenantes permitiu o melhoramento da sua durabilidade e desempenho com a utilização de fibras celulósicas revestidas com betume, definidas como um material sustentável, com uma percentagem máxima a incorporar na mistura de 0,5 % que possibilita a retenção do ligante. Esta solução, juntamente com a utilização de um betume modificado com polímeros, confere às misturas maior aderência entre o ligante e os agregados, proporcionando, simultaneamente, a porosidade requerida ($> 16\%$). A dupla camada betuminosa drenante utilizada em camada de desgaste forneceu benefícios hidrológicos substanciais com capacidade de infiltração total para intensidades de precipitação de 100, 200 e 300 mm/h. A capacidade de infiltração diminuiu em 12 % após simulação de condições de colmatação, a qual foi recuperada com uma manutenção simples. Os resultados obtidos evidenciam que as misturas betuminosas drenantes desenvolvidas em laboratório desempenham de forma eficiente o seu papel como meio de infiltração do escoamento superficial.

Em campo, a avaliação do pavimento foi realizada através da execução de troços experimentais. A monitorização destes incrementou o conhecimento acerca do desempenho do pavimento betuminoso permeável com um sistema de infiltração parcial, particularmente quando aplicado em áreas de estacionamento. Este garantiu, desde o início da construção, uma capacidade de infiltração (2×10^{-3} m/s) acima do valor mínimo exigido na normalização europeia ($0,027 \times 10^{-3}$ m/s), verificando-se uma diminuição progressiva ao longo do tempo resultante da colmatação. A manutenção simples da superfície do pavimento revelou-se um processo importante na durabilidade e restabelecimento da função do pavimento permeável. A análise à qualidade da água infiltrada permitiu constatar que o pavimento apresenta elevado potencial de reutilização para rega, resultado da retenção de metais pesados, cumprindo os requisitos presentes no Decreto-Lei n.º 236/98.

O sistema de pavimento betuminoso permeável proposto neste estudo apresentou resultados promissores que motivam a sua aplicação não só em estacionamentos, como em estradas urbanas, permitindo a adaptação e mitigação às alterações climáticas e à urbanização densificada.

Palavras-chave

Mistura betuminosa drenante; Dupla camada; Pavimento permeável; Colmatação; Capacidade de infiltração; Qualidade da água

Abstract

Society faces currently several constraints as a result of the extreme weather conditions worsening, manifested in water scarcity and intense rainfall. Additionally, the growing urban occupation has increased the soils sealing, leading to an increase in surface runoff and, consequently, to a decrease in water infiltration, turning cities more vulnerable to flooding. In order to conceive appropriate resilience practices and respond to current sustainability requirements, solutions have been sought within the Sustainable Urban Drainage Systems framework, given emphasis to the use of permeable pavements. Its application, mainly in areas with low traffic volume, allows the reduction of the surface runoff, delaying and decreasing the probability of flood peaks occurrence. In spite of the scientific and technical knowledge about permeable pavements, gaps persist in terms of functional, hydrological and mechanical performance in real application situations, aspects mentioned in the present work.

The research work aims to study a permeable asphalt pavement from the asphalt mixtures optimized mix design to the monitoring in service phase. The porous asphalt composition development allowed the improvement of its durability and performance with the cellulosic fibres use coated with bitumen, defined as a sustainable material, with a maximum percentage to be incorporated in the mixture of 0.5 % that allows the binder retention. This solution, together with the use of a bitumen modified with polymers, gives the mixtures greater adherence between the binder and the aggregates, providing at the same time the required porosity ($> 16\%$). The double layer porous asphalt used in the surface layer provided substantial hydrological benefits with full infiltration capacity for rainfall intensities of 100, 200 and 300 mm/h. The infiltration capacity decreased by 12 % after clogging conditions simulation, which was recovered with a simple maintenance. The results obtained show that the porous asphalt developed in the laboratory efficiently performs its role as a means of surface runoff infiltration.

In the field, the pavement assessment was carried out through the execution of experimental sections. The monitoring of these, increased knowledge about the permeable asphalt pavement performance with a partial infiltration system, particularly when applied in parking areas. This has assured, since the construction start, an infiltration capacity (2×10^{-3} m/s) above the minimum value required in European standardization (0.027×10^{-3} m/s), with a progressive decrease over time that was a result of clogging. The pavement surface simple maintenance proved to be an important process in the durability and restoration of the permeable pavement function. The infiltrated water quality analysis allowed to verify that the pavement presented a high potential for reuse in irrigation, resulting from the retention of heavy metals, accomplishing the requirements presented in the Portuguese Law-Decree No. 236/98.

The permeable asphalt pavement system proposed in this study showed promising results that motivate its application not only in parking lots, but also on urban roads, allowing the adaptation and mitigation to climate change and urban densification.

Keywords

Porous asphalt; Double layer; Permeable pavement; Clogging; Infiltration capacity; Water quality

Índice

Capítulo 1 – Introdução.....	1
1.1 Enquadramento e justificação	1
1.2 Objetivos.....	3
1.3 Organização do trabalho	4
Capítulo 2 – Medidas mitigadoras face às alterações climáticas	7
2.1 Introdução.....	7
2.2 O efeito das alterações climáticas e da urbanização.....	7
2.3 Medidas mitigadoras e de adaptação	15
2.4 Pavimentos permeáveis como medida mitigadora.....	20
2.4.1 Benefícios e inconvenientes	23
2.4.2 Colmatação e manutenção.....	27
2.4.3 Camadas constituintes dos pavimentos permeáveis.....	31
2.4.4 Sistemas de infiltração.....	33
2.4.5 Mistura betuminosa drenante como camada de desgaste	36
2.4.6 Estrutura do perfil de pavimento betuminoso permeável.....	39
Capítulo 3 – Métodos de avaliação do desempenho de pavimentos betuminosos permeáveis	47
3.1 Introdução.....	47
3.2 Ensaio laboratoriais.....	47
3.2.1 Caracterização da sensibilidade à água	47
3.2.2 Caracterização da permeabilidade	50
3.2.3 Caracterização da deformação permanente	53
3.3 Ensaio de campo	54
3.3.1 Caracterização da capacidade de infiltração	55
3.3.2 Avaliação da qualidade da água	59
3.3.3 Caracterização da resistência ao atrito e da textura superficial	62
3.3.4 Caracterização das deflexões pelo ensaio de carga	66
3.4 Considerações.....	71
Capítulo 4 - Formulação e caracterização das misturas betuminosas	75
4.1 Introdução.....	75
4.2 Caracterização dos materiais	75

4.2.1 Agregados naturais	75
4.2.2 Ligantes betuminosos	77
4.2.3 Fibras celulósicas.....	78
4.3 Formulação das misturas betuminosas	78
4.3.1 Composição granulométrica	79
4.3.2 Estimativa da percentagem de betume inicial	80
4.3.3 Influência da incorporação das fibras celulósicas	81
4.3.4 Determinação da percentagem ótima de betume	82
4.4 Ensaio de caracterização das misturas betuminosas	89
4.4.1 Ensaio de tração indireta em compressão diametral.....	90
4.4.2 Ensaio de sensibilidade à água	91
4.4.3 Ensaio de permeabilidade.....	94
4.4.4 Ensaio de resistência à deformação permanente	96
4.5 Avaliação da capacidade de infiltração das misturas betuminosas drenantes com colmatção	99
4.5.1 Equipamentos de ensaio e materiais de colmatção	99
4.5.2 Influência da intensidade de precipitação	101
4.5.3 Influência de diferentes materiais de colmatção	106
4.6 Considerações	108
Capítulo 5 - Troços experimentais: construção e monitorização	111
5.1 Introdução	111
5.2 Caracterização do local de implantação	111
5.3 Identificação, classificação e caracterização do solo de fundação	113
5.4 Seleção das espessuras das camadas dos pavimentos betuminosos.....	118
5.5 Construção dos troços experimentais.....	122
5.6 Avaliação do desempenho hidrológico, funcional e mecânico	126
5.6.1 Capacidade de infiltração	126
5.6.2 Análise da qualidade da água.....	134
5.6.3 Textura superficial.....	141
5.6.4 Resistência ao atrito	144
5.6.5 Resistência à deformação permanente.....	146
5.6.6 Ensaio de carga com defletómetro de impacto	148

5.7 Considerações	152
Capítulo 6 - Considerações finais e recomendações para estudos futuros	157
6.1 Introdução	157
6.2 Principais conclusões	157
6.3 Recomendações para estudos futuros	163
Referências bibliográficas	165
Acervo Normativo	187
APÊNDICES E ANEXOS	189
APÊNDICE I – Identificação e caracterização dos solos de fundação	190
APÊNDICE II – Resultados de <i>HC</i> e <i>K</i> em campo de acordo com as normas EN 12697-40 e NLT 327	201
APÊNDICE III – Análises aos parâmetros de qualidade da água	207
APÊNDICE IV – Resultados de <i>MTD</i> e <i>PTV</i> em campo de acordo com as normas EN 13036-1 e EN 13036-4	220
APÊNDICE V – Resultados do ensaio com o defletómetro de impacto	224
ANEXO I – Tabelas de dimensionamento de pavimentos betuminosos permeáveis de acordo com Woods Ballard <i>et al.</i> (2015)	229
ANEXO II – Temperaturas para avaliação da resistência à deformação permanente em Portugal	231
ANEXO III – Valores recomendados para os parâmetros de qualidade da água de acordo com o Decreto-Lei n.º 236/98 de 1 de Agosto (1998)	232
ANEXO IV – Auxiliares para interpretação do ensaio com defletómetro de impacto	234

Índice de Figuras

Figura 2.1 Emissões por sector em CO ₂ e relativas ao ano de 2017 (DCLIMA, 2019)	9
Figura 2.2 Mudanças na precipitação média nos períodos: a) 1986-2005; b) 2081-2100 (Adaptado de IPCC, 2014).....	10
Figura 2.3 Desvios do total de precipitação anual em Portugal continental para o período de 1931-2018 (IPMA, 2019)	10
Figura 2.4 Desvios da precipitação anual em Portugal continental para o período de 2071-2100 (RCP8.5 e ensembles de modelos regionais e globais) (IPMA, 2015)	10
Figura 2.5 Evolução da população residente em áreas urbanas: a) 1950; b) 2014; c) 2050 (Adaptado de United Nations, 2015).....	12
Figura 2.6 Hidrogramas de cheia esquemáticos da influência da urbanização no escoamento superficial (Adaptado de Woods Ballard <i>et al.</i> , 2015)	13
Figura 2.7 Imagens de inundações: a) Lisboa (Portugal), (Público, 2014); b) Albufeira (Portugal), (Diário de Notícias, 2015); c) Águeda (Portugal), (Público, 2016); d) Paris (França), (Público, 2018a); e) Kerala (Índia), (Público, 2018b); f) Lisboa (Portugal), (Público, 2018c).....	14
Figura 2.8 Exemplos de sistemas SUDS (Woods Ballard <i>et al.</i> , 2015): a) Telhado verde em Horniman Museum, London (UK); b) Telhado verde acessível em Bishops Square, London (UK); c) Telhado verde sobre estacionamento de bicicletas fechado em Islington, London (UK); d) Pavimento permeável com mistura drenante East Midlands Airport (UK); e) Pavimento permeável com blocos de betão em Hunter Avenue, Kent (UK); f) Pavimento permeável com grelhas de betão e gramão ao longo da linha (Suíça); g) Pavimento permeável com betão poroso em High Wycombe (UK); h) Sistema de biorretenção com árvores em Portland, Oregon (EUA); i) Parque verde em Manor Park, Sheffield (UK); j) Vala com vegetação em Upton (UK); k) Pequena bacia de infiltração em Cambourne (UK); l) Lago em Elvetham Health, Hampshire (UK)	17
Figura 2.9 Secção típica de pavimentos permeáveis e convencionais (Adaptado de Caltrans, 2014).....	21
Figura 2.10 Secção típica de um pavimento permeável (Adaptado de ASCE, 2013)	31
Figura 2.11 Perfil esquemático – infiltração total (Adaptado de Interpave, 2010).....	34
Figura 2.12 Perfil esquemático – infiltração parcial (Adaptado de Interpave, 2010)	35
Figura 2.13 Perfil esquemático – armazenamento (Adaptado de Interpave, 2010).....	35
Figura 2.14 Colmatação em misturas betuminosas drenantes: a) Camada simples; b) Camada dupla.....	38
Figura 2.15 Soluções para pavimentos permeáveis em locais inclinados (Adaptado de Interpave, 2010)	42
Figura 2.16 Exemplo de uma extremidade de seixos caso ocorra colmatação superficial (Esquerda - Adaptado de FHWA (2015); Direita - CVC & TRCA (2010)).....	43

Figura 2.17 Diagrama de dimensionamento da camada de sub-base segundo Woods Ballard <i>et al.</i> (2015).....	45
Figura 3.1 Equipamentos do ensaio de sensibilidade à água: a) Vácuo; b) Banho de água; c) Ensaio de tração indireta em compressão diametral	49
Figura 3.2 Permeâmetro de laboratório: a) Equipamento; b) Esquema K_v ; c) Esquema K_h	51
Figura 3.3 Simuladores de chuva desenvolvidos por: a) Carvalho (2015); b) Andrés-Valeri <i>et al.</i> (2016); c) Hernández (2008), Simulador Cântabro fixo	52
Figura 3.4 Equipamento de ensaio <i>Wheel tracking</i>	54
Figura 3.5 Equipamentos de medição da capacidade de infiltração: a) Anel de infiltração simples, ASTM C1701 (L. A. Sañudo-Fontaneda <i>et al.</i> , 2018); b) Anel de infiltração duplo, ASTM D3385 (Bean <i>et al.</i> , 2005); c) Permeâmetro NCAT (Kayhanian <i>et al.</i> , 2012); d) Permeâmetro LCS, NLT-327/00 (Hernández, 2008); e) Permeâmetro EN 12697-40; f) Simulador Cântabro portátil (Hernández, 2008); g) Simulador desenvolvido por Coleri <i>et al.</i> (2013)	55
Figura 3.6 Pêndulo Britânico e Escala C do equipamento.....	63
Figura 3.7 Defletómetro de impacto	66
Figura 3.8 Esquema representativo do ensaio com o defletómetro de impacto (sem escala)..	67
Figura 4.1 Curvas granulométricas dos agregados.....	76
Figura 4.2 Resultados do ensaio de escorrimento	82
Figura 4.3 Produção dos provetes em laboratório: a) Compactação; b) Desmoldagem; c) Aspecto final de provetes cilíndricos	83
Figura 4.4 Resultados das misturas densas: a) Baridade; b) Porosidade; c) <i>VMA</i>	84
Figura 4.5 Resultados das misturas drenantes com mais finos: a) Baridade; b) Porosidade; c) <i>VMA</i>	85
Figura 4.6 Resultados das misturas drenantes com mais grossos: a) Baridade; b) Porosidade; c) <i>VMA</i>	85
Figura 4.7 Ensaio <i>Marshall</i> : a) Câmara de banho de imersão; b) Prensa de compressão	85
Figura 4.8 Resultados do ensaio <i>Marshall</i> : a) Estabilidade; b) Deformação.....	86
Figura 4.9 Ensaio Cântabro: a) Máquina de <i>Los Angeles</i> ; b) Provette antes e depois do ensaio	86
Figura 4.10 Resultados do ensaio Cântabro para as misturas betuminosas drenantes.....	87
Figura 4.11 Ensaio de tração indireta em compressão diametral: a) Equipamento NAT; b) Provette a ensaiar	90
Figura 4.12 Resultados do ensaio de tração indireta em compressão diametral	91
Figura 4.13 Resultados do ensaio de sensibilidade à água	92
Figura 4.14 Exemplo de provetes ensaiados com roturas: a) Tipo a; b) Tipo b; c) Tipo c	93
Figura 4.15 Ensaio de permeabilidade em laboratório: a) Permeâmetro; b) Exemplo de ensaio a decorrer; c) Provette a ensaiar na direção vertical; d) Provette a ensaiar na direção horizontal	94
Figura 4.16 Resultados do coeficiente de permeabilidade vertical e horizontal	95

Figura 4.17 Lajeta no ensaio à deformação permanente: a) Antes do ensaio; b) Depois do ensaio.....	97
Figura 4.18 Deformação máxima das misturas betuminosas drenantes pelo ensaio à deformação permanente: a) Com betume modificado (60 °C); b) Com betume tradicional (50 °C).....	97
Figura 4.19 Ensaio de simulação da precipitação: a) Simulador de chuva b) Estrutura modular de suporte da DLPA.....	100
Figura 4.20 Curva granulométrica dos materiais de colmatação	101
Figura 4.21 Capacidade de infiltração inicial da DLPA (100, 200 e 300 mm/h)	102
Figura 4.22 Capacidade de infiltração após dois ciclos de colmatação (100, 200 e 300 mm/h)	103
Figura 4.23 Capacidade de infiltração após manutenção simples (100, 200 e 300 mm/h)	104
Figura 4.24 Diferenças percentuais das massas das lajetas MF-BE e MG-BE	104
Figura 4.25 Aspeto da superfície da lajeta MF-BE nas diferentes fases de colmatação: a) 1ª Fase; b) 2ª Fase; c) 2ª Fase após precipitação; d) 3ª Fase; e) 3ª Fase após precipitação; f) 4ª Fase após manutenção simples.....	105
Figura 4.26 Capacidade de infiltração da DLPA colmatada: a) Areia; b) Solo; c) Borracha	106
Figura 4.27 Evolução do tempo de descarga obtido pelo permeâmetro (areia, solo e borracha)	108
Figura 5.1 Localização dos troços experimentais (TE1 e TE2)	112
Figura 5.2 Planta e áreas do troço experimental TE1 (unidades em m, sem escala)	112
Figura 5.3 Planta e área do troço experimental TE2 (unidades em m, sem escala)	113
Figura 5.4 Curvas granulométricas do solo de fundação (TE1 e TE2).....	114
Figura 5.5 Permeâmetro de carga variável: a) Instalado em campo b) Esquema de ensaio	116
Figura 5.6 Distribuição dos furos do ensaio de permeabilidade de carga variável: a) TE1; b) TE2	116
Figura 5.7 Estrutura do pavimento betuminoso permeável	121
Figura 5.8 Estrutura do pavimento betuminoso denso.....	122
Figura 5.9 Fases da construção do TE1: a) Marcação do terreno; b) Escavação do terreno; c) Construção da parede divisória, caixas de recolha e colocação dos tubos de drenagem; d) Colocação do <i>tout-venant</i> e das britas; e) Compactação das camadas de sub-base e base com cilindro de rolos; f) Aplicação das misturas betuminosas; g) Compactação das camadas betuminosas com cilindro de rolos; h) Construção de valetas e vista geral do troço final.....	122
Figura 5.10 Fases da construção do TE2: a) Marcação do terreno; b) Escavação do terreno; c) Colocação do tubo de drenagem e dos tubos de ligação às caixas de recolha; d) Colocação das britas e das caixas de recolha; e) Compactação das camadas de sub-base e base com cilindro de rolos; f) Aplicação das camadas MG e MF produzidas em central; g) Compactação das camadas MG e MF com cilindro de rolos e placa vibratória; h) Caixa de recolha geral; i) Colocação de canal com grelha para recolha das águas superficiais; j) Vista geral do troço com colocação de lancis e marcação dos estacionamentos	124

Figura 5.11 Equipamentos de medição da permeabilidade em campo: a) Permeâmetro LCS; b) Permeâmetro de carga descendente.....	126
Figura 5.12 Esquema dos pontos do ensaio de permeabilidade (TE1).....	127
Figura 5.13 Esquema dos pontos de ensaio de permeabilidade (TE2)	127
Figura 5.14 Resultados gráficos de <i>HC</i> de acordo com a norma EN 12697-40 (TE1)	128
Figura 5.15 Resultados gráficos de <i>HC</i> de acordo com a norma EN 12697-40 (TE2).....	128
Figura 5.16 Resultados gráficos de <i>K</i> de acordo com a norma NLT 327/00 (TE1)	129
Figura 5.17 Resultados gráficos de <i>K</i> de acordo com a norma NLT 327/00 (TE2).....	130
Figura 5.18 Resultados percentuais de <i>K</i> (TE1)	131
Figura 5.19 Resultados percentuais de <i>K</i> (TE2)	131
Figura 5.20 Resultados médios de <i>K</i> e <i>HC</i> nos dois troços experimentais.....	132
Figura 5.21 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros: a) CQO (TE1); b) CQO (TE2)	136
Figura 5.22 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros: a) N-Tot (TE1); b) N-Tot (TE2)	137
Figura 5.23 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros (TE1): a) Mn; b) Pb	138
Figura 5.24 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros (TE1): a) Zn; b) Cr	138
Figura 5.25 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros (TE1): a) Ni; b) Al	138
Figura 5.26 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros: a) Fe (TE1); b) Zn (TE2)	139
Figura 5.27 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros (TE2): a) Cr; b) Ni	139
Figura 5.28 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros (TE2): a) Al; b) Fe	140
Figura 5.29 Técnica volumétrica da mancha: a) Material; b) Com areia; c) Com esferas de vidro	142
Figura 5.30 Resultados gráficos de <i>MTD</i> (TE1)	142
Figura 5.31 Resultados gráficos de <i>MTD</i> (TE2)	142
Figura 5.32 Resultados médios de <i>MTD</i> nos dois troços experimentais	143
Figura 5.33 Diferenças de <i>MTD</i> obtido com esferas de vidro e areia (TE2).....	143
Figura 5.34 Comportamento da DLPA do pavimento quanto ao atrito, <i>PTV</i> , e à macrotextura, <i>MTD</i> (TE2)	145
Figura 5.35 Lajeta extraída do pavimento (TE1) ensaiada no <i>Wheel tracking</i> : a) Corte do prorete em campo; b) Antes da realização do ensaio; c) Pormenor após ensaio; d) Após a realização do ensaio	146
Figura 5.36 Resultados do ensaio à deformação permanente das lajetas de campo	147
Figura 5.37 Localização dos pontos do ensaio FWD (TE2)	148
Figura 5.38 Evolução das deflexões normalizadas para a força padrão de 40 kN	149
Figura 5.39 Aproximação das deformadas medidas e calculadas: a) Ponto 1; b) Ponto 2.....	150
Figura 5.40 Aproximação das deformadas medidas e calculadas: a) Ponto 3; b) Ponto 4	150

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 Sumário dos efeitos da alteração do clima nos pavimentos betuminosos	21
Tabela 2.2 Camadas e espessuras consideradas em pavimentos betuminosos permeáveis	33
Tabela 2.3 Guia de seleção do sistema de infiltração de pavimentos permeáveis	36
Tabela 2.4 Valores de <i>K</i> e CBR de acordo com a classificação do solo (Adaptado de Interpave, 2010)	36
Tabela 2.5 Exemplos de especificações técnicas para DLPA (Adaptado de Morgan <i>et al.</i> , 2007)	41
Tabela 3.1 Capacidade de infiltração obtida em estudos laboratoriais em termos de tempo de descarga.....	52
Tabela 3.2 Capacidade de infiltração obtida em estudos de campo	58
Tabela 3.3 Parâmetros e concentrações típicas provenientes do escoamento em pavimentos rodoviários	60
Tabela 3.4 Contaminantes típicos e fontes de poluentes provenientes do escoamento superficial em pavimentos rodoviários	61
Tabela 3.5 Valores de <i>MTD</i> e <i>BPN</i> em estudos realizados	65
Tabela 3.6 Módulos de deformabilidade para diferentes camadas de um pavimento betuminoso (JAE, 1995b).....	69
Tabela 4.1 Massa volúmica e absorção de água dos agregados	77
Tabela 4.2 Características dos betumes asfálticos	77
Tabela 4.3 Características das fibras celulósicas <i>Viatop Premium</i>	78
Tabela 4.4 Designação das misturas betuminosas densas	79
Tabela 4.5 Designação das misturas betuminosas drenantes	79
Tabela 4.6 Granulometria das misturas betuminosas densas	80
Tabela 4.7 Granulometria das misturas betuminosas drenantes	80
Tabela 4.8 Composição das misturas betuminosas	81
Tabela 4.9 Baridade máxima teórica das misturas betuminosas.....	83
Tabela 4.10 Requisitos de formulação para misturas betuminosas densas	87
Tabela 4.11 Requisitos de formulação para misturas betuminosas drenantes	88
Tabela 4.12 Percentagens ótimas adotadas para as misturas betuminosas drenantes	89
Tabela 4.13 Sumário dos valores recomendados pelas normas EN 13108-1 e EN 13108-7.....	90
Tabela 4.14 Baridade média dos grupos de provetes (ensaio de sensibilidade à água).....	92
Tabela 4.15 Resultados do coeficiente de permeabilidade vertical e horizontal	94
Tabela 4.16 Baridade e porosidade das lajetas ensaiadas à deformação permanente.....	96
Tabela 4.17 Resultados dos parâmetros do ensaio à deformação permanente das lajetas de laboratório.....	98
Tabela 4.18 Metodologia de avaliação da capacidade de infiltração sob diferentes intensidades de precipitação.....	102

Tabela 4.19 Metodologia de avaliação da capacidade de infiltração sob diferentes materiais de colmatação.....	106
Tabela 5.1 Métodos de ensaio e resultados de identificação dos solos de fundação (TE1 e TE2)	115
Tabela 5.2 Resultados do ensaio de permeabilidade de carga variável aos solos de fundação (TE1 e TE2).....	117
Tabela 5.3 Cálculo da espessura do reservatório de acordo com Araújo <i>et al.</i> (2000) (TE1 e TE2)	119
Tabela 5.4 Cálculo da espessura do reservatório de acordo com Woods Ballard <i>et al.</i> (2015) (TE1 e TE2).....	120
Tabela 5.5 Resultados do coeficiente de permeabilidade dos provetes e dos carotes.....	133
Tabela 5.6 Resultados de <i>PTV</i> obtidos com o Pêndulo Britânico (TE2)	144
Tabela 5.7 Resultados dos parâmetros do ensaio à deformação permanente das lajetas de campo (TE1)	147
Tabela 5.8 Deflexões normalizadas para a força padrão de 40 kN	149
Tabela 5.9 Características das camadas definidas para efetuar a primeira iteração no BISAR	150
Tabela 5.10 Módulos de deformabilidade finais definidos para as camadas do pavimento betuminoso permeável	151
Tabela 5.11 Ajuste do módulo de deformabilidade para a temperatura de serviço das misturas drenantes	152

Lista de Siglas e Acrónimos

APA	Agência Portuguesa do Ambiente
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BBd	Betão betuminoso drenante
BISAR	<i>Bitumen Stress Analysis in Roads</i>
BMPs	<i>Stormwater Best Management Practices</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CGP	<i>Concrete grid pavers</i>
CIRIA	<i>Construction Industry Research and Information Association</i>
COP3	Terceira Conferência das Partes
COP21	Vigésima Primeira Conferência das Partes
DAGRI	Avaliação e Gestão dos Riscos de Inundações
DCLIMA	Departamento das Alterações Climáticas
DLPA	<i>Double Layer Porous Asphalt</i>
EDX	<i>Energy Dispersive x-Ray Spectrometer</i>
ELSYM	<i>Elastic Layered System</i>
EN	<i>European Standard</i>
ENAAC	Estratégia Nacional de Adaptação às Alterações Climáticas
EP	Estradas de Portugal
EPA	<i>Environmental Protection Agency</i>
EUA	Estados Unidos da América
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i> , Deflectómetro de impacto
GEE	Gases de Efeito de Estufa
GI	<i>Green Infrastructure</i>
IDF	Curva Intensidade-Duração-Frequência
IP	Infraestruturas de Portugal
IPCC	<i>Intergovernmental Panel on Climate Change</i>
IPG	<i>Innovatieprogramma Geluid</i>
IPMA	Instituto Português do Mar e da Atmosfera
JAE	Junta Autónoma de Estradas
LCS	<i>Laboratorio de la Cátedra de Caminos de Santander</i>
LID	<i>Low Impact Development</i>
LULUCF	<i>Land Use, Land Use Change and Forests</i>
LVDT	<i>Linear Variable Displacement Transducer</i>
NAPA	<i>National Asphalt Pavement Association</i>
NAT	<i>Nottingham Asphalt Tester</i>
NCAT	<i>National Center for Asphalt Technology</i>
PA	<i>Porous asphalt</i>

PC	<i>Porous concrete</i>
PFC	<i>Permeable friction course</i>
PGP	<i>Plastic grid pavers</i>
PICP	<i>Permeable interlocking concrete pavers</i>
PNAC	Plano Nacional de Alterações Climáticas
P-3AC	Programa de Ação para a Adaptação às Alterações Climáticas
QEPiC	Quadro Estratégico para a Política Climática
OGFC	<i>Open-Graded Friction Course</i>
ONU	Organização das Nações Unidas
RCM	Resolução do Conselho de Ministros
SUDS	<i>Sustainable Urban Drainage system</i>
SMA	<i>Stone Mastic Asphalt</i>
SNIRH	Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos
TE1	Troço experimental 1 (Capinha)
TE2	Troço experimental 2 (Boidobra)
UE	União Europeia
UHI	<i>Urban Heat Island</i>
UNFCCC	<i>United Nations Framework Convention on Climate Change</i>
UNHSC	<i>University of New Hampshire Stormwater Center</i>
UK	<i>United Kingdom</i>
USEPA	<i>United States Environmental Protection Agency</i>
VLE	Valores Limite de Emissão (DCL 236)
VMR	Valores Máximos Recomendados (DCL 236)
VMA	Valores Máximos Admissíveis (DCL 236)
WSUD	<i>Water Sensitive Urban Design</i>

Simbologia

Alfabeto latino

<i>A</i>	Absorção de água dos agregados
<i>A</i>	Percentagem de agregados retidos no peneiro 2,36 mm (Eq. 4.1)
<i>Al</i>	Elemento químico: Alumínio
<i>B</i>	Percentagem de agregados que passa no peneiro 2,36 mm e fica retida no peneiro 0,075 mm (Eq. 4.1)
<i>B</i>	Conteúdo de ligante, em 100 % da mistura (Eq. 4.6)
<i>BPN</i>	<i>British Pendulum Number</i>
<i>Ca</i>	Elemento químico: Cálcio
<i>C_c</i>	Coefficiente de curvatura do solo
<i>Cd</i>	Elemento químico: Cádmi
<i>Cl</i>	Elemento químico: Cloro, Cloreto
<i>COT</i>	Carbono Orgânico Total
<i>CO₂</i>	Dióxido de carbono
<i>CQO</i>	Carência Química de Oxigênio
<i>Cr</i>	Elemento químico: Crômio
<i>Cu</i>	Elemento químico: Cobre
<i>CUC</i>	<i>Christiansen's Uniformity Coefficient</i>
<i>C_U</i>	Coefficiente de uniformidade do solo
<i>c</i>	Fator de contribuição das áreas externas ao pavimento permeável (Eq. 2.2)
<i>D</i>	Duração dos eventos de precipitação (Eq. 2.6)
<i>D</i>	Diâmetro do provete (Eq. 3.2)
<i>D</i>	Diâmetro médio da área circular em cada ponto (Eq. 3.7)
<i>D₁₀</i>	Diâmetro efetivo do solo
<i>D_m</i>	Deflexão medida no impacto do ensaio da carga aplicada (Eq. 3.8)
<i>D_n</i>	Deflexão normalizada (Eq. 3.8)
<i>d</i>	Espessura da camada do reservatório (Eq. 2.4 e 2.5)
<i>d</i>	Diâmetro do provete (Eq. 4.4)
<i>d_{ci}</i>	Deflexão calculada no geofone <i>i</i> (Eq. 3.10)
<i>d_{mi}</i>	Deflexão medida no geofone <i>i</i> (Eq. 3.10)
<i>d_{5 000}</i>	Profundidade da rodeira após 5000 ciclos (Eq. 3.4)
<i>d_{10 000}</i>	Profundidade da rodeira após 10000 ciclos (Eq. 3.4)
<i>E</i>	Módulo de deformabilidade
<i>EA</i>	Equivalente de areia do solo
<i>E_g</i>	Módulo de deformabilidade da camada granular (Eq. 3.9)
<i>E_s</i>	Módulo de deformabilidade do solo de fundação (Eq. 3.9)
<i>E_T</i>	Módulo de deformabilidade das camadas betuminosas para a temperatura T (Eq. 3.11)
<i>E₂₀</i>	Módulo de deformabilidade para a temperatura de referência de 20 °C (Eq. 3.11)
<i>E₂₈</i>	Módulo de deformabilidade para a temperatura de serviço de 28 °C (Eq. 3.11)
<i>F</i>	Fator de absorção dos agregados (Eq. 4.1)
<i>Fe</i>	Elemento químico: Ferro
<i>F_m</i>	Força de impacto registada no ensaio (Eq. 3.8)
<i>F_p</i>	Força padrão (Eq. 3.8)
<i>f</i>	Porosidade do material (Eq. 2.1, 2.4 e 2.5)

H	Altura do provete (Eq. 3.2)
H	Espessura do reservatório (Eq. 2.1)
HC	Condutividade hidráulica relativa (Eq. 3.5)
h	Altura do provete (Eq. 4.4)
h_g	Espessura da camada granular (Eq. 3.9)
h_{max}	Espessura máxima de água dentro do reservatório (Eq. 2.6)
h_1	Altura de água desde a face inferior do provete à marca superior, Altura de água desde a primeira marca para a base do reservatório inferior (Eq. 3.3)
h_2	Altura de água desde a face inferior do provete à marca inferior, Altura de água desde a última marca para a base do reservatório (Eq. 3.3)
I	Intensidade de precipitação (Eq. 2.3)
IG	Índice de grupo
I_p	Índice de plasticidade
IT-CY	<i>Indirect tensile test on cylindrical shaped specimens</i> , Rigidez por tração indireta em provetes cilíndricos
ITS	<i>Indirect Tensile Strength</i> , Resistência à tração indireta (Eq. 3.2)
ITS_d	Valor médio da resistência à tração indireta dos provetes “a seco” (Eq. 3.1)
$ITSR$	<i>Indirect Tensile Strength Ratio</i> , Resistência conservada em tração indireta (Eq. 3.1)
ITS_w	Valor médio da resistência à tração indireta dos provetes imersos (Eq. 3.1)
i	Intensidade de precipitação (Eq. 2.6)
i_e	Taxa de infiltração do solo (Eq. 2.2)
i_p	Intensidade máxima da precipitação de projeto (Eq. 2.2)
K	Elemento químico: Potássio
K	Constante em função da quantidade de material que passa no peneiro nº 200 (Eq. 4.1)
K	Coefficiente permeabilidade ou condutividade hidráulica (Eq. 3.3 e 3.6)
K_h	Coefficiente de permeabilidade horizontal
K_v	Coefficiente de permeabilidade vertical
k	Taxa de infiltração mínima baseada na profundidade do reservatório (Eq. 2.5)
k_c	Taxa de infiltração do solo de fundação
L	Altura média do provete ou Altura do corpo de prova (Eq. 3.3)
M_1	Massa do provete seco (Eq. 4.3 e 4.4)
M_2	Massa do provete saturado, imerso em água (Eq. 4.3)
M_3	Massa do provete saturado com superfície seca (Eq. 4.3)
MB	Mistura betuminosa em camada de base
MD	Mistura betuminosa em camada de desgaste
MF	Mistura betuminosa drenante com agregados finos
MF-BE	Mistura betuminosa drenante com agregados finos e betume PBM
MFS-BE	Mistura betuminosa drenante com agregados finos e betume PBM, sem fibras
MG	Mistura betuminosa drenante com agregados grossos
MG-BE	Mistura betuminosa drenante com agregados grossos e betume PBM
MGS-BE	Mistura betuminosa drenante com agregados grossos e betume PBM, sem fibras
Mg	Elemento químico: Magnésio
Mn	Elemento químico: Manganésio
MPD	<i>Mean Profile Depth</i> , Profundidade média do perfil
MTD	<i>Mean Texture Depth</i> , Profundidade média de macrotextura (Eq. 3.7)
MtCO ₂ e	Milhões de toneladas de Dióxido de Carbono equivalente
N	Elemento químico: Azoto
Na	Elemento químico: Sódio

Ni	Elemento químico: Níquel
N-NH ₄	Azoto de amónio
N-NO ₂	Azoto de nitrito
N-NO ₃	Azoto de nitrato
N-Tot	Azoto total
<i>n</i>	Porosidade do material do reservatório (Eq. 2.6)
<i>n</i>	Número total de geofones utilizados em cada ponto de ensaio (Eq. 3.10)
O	Elemento químico: Oxigénio
OD	Oxigénio dissolvido
<i>P</i>	Resistência máxima média (Eq. 3.2)
<i>P</i>	Elemento químico: Fósforo
<i>PA</i>	Perda por desgaste dos provetes conservados ao ar
<i>PA</i> _{12,5}	Mistura betuminosa drenante com granulometria até 12,5 mm
Pb	Elemento químico: Chumbo
<i>Pb_R</i>	Estimativa da percentagem de betume em relação à massa total da mistura (Eq. 4.1)
PD	Pavimento betuminoso denso
PDE	Água do escoamento superficial proveniente do pavimento betuminoso denso
PDI	Água infiltrada no pavimento betuminoso denso
<i>PL</i>	Perda por desgaste dos provetes (Eq. 4.7)
PP	Pavimento betuminoso permeável
PPE	Água infiltrada no pavimento betuminoso permeável
PPI	Água do escoamento superficial proveniente do pavimento betuminoso permeável
<i>PS</i>	Perda por desgaste dos provetes submersos em água
<i>PTV</i>	<i>Pendulum Test Value</i>
<i>PTV</i> _{CORR}	<i>Pendulum Test Value</i> (após correção da temperatura para 20 °C)
<i>p_{a1}</i>	Percentagem do agregado 1 na mistura (Eq. 4.2)
<i>p_{a2}</i>	Percentagem do agregado 2 na mistura (Eq. 4.2)
<i>p_b</i>	Percentagem do ligante na mistura (Eq. 4.2)
<i>p₂₀₀</i>	Percentagem de agregados de dimensão inferior a 0,075 mm (Eq. 4.1)
<i>q</i>	Taxa de infiltração do solo ajustada pelo fator de segurança (Eq. 2.6)
<i>R</i>	Razão entre a área drenada e a área de infiltração (Eq. 2.6)
<i>RMS</i>	<i>Root Mean Square</i> (Eq. 3.10)
<i>RD_{air}</i>	<i>Mean Rut Depth</i> , Profundidade média da rodeira
<i>r</i>	Tempo de descarga da resistência da série (Eq. 3.5)
<i>S</i>	Área da secção do provete, Área transversal da secção maior (Eq. 3.3)
<i>S</i>	Elemento químico: Enxofre
<i>Si</i>	Elemento químico: Silício
SO ₄	Sulfato
SST	Sólidos Suspensos Totais
SSV	Sólidos Suspensos Voláteis
<i>s</i>	Área da secção do permeâmetro, Área transversal da secção interna da coluna graduada (Eq. 3.3)
<i>T</i>	Período de retorno
<i>T</i>	Temperatura em profundidade (a meio da camada) (Eq. 3.11)
<i>TMAP</i>	Temperatura média anual ponderada (Eq. 3.12)
<i>TMMA</i>	Temperatura média mensal do ar (Eq. 3.13)
<i>t</i>	Duração da precipitação (Eq. 2.3)
<i>t</i>	Tempo de descarga (Eq. 3.5, 3.6 e 2.5)

t_d	Tempo de duração da precipitação (Eq. 2.2)
V	Volume do material na área coberta (Eq. 3.7)
V_m	Porosidade da mistura (Eq. 4.5 e 4.6)
VMA	Vazios na mistura de agregados (Eq. 4.6)
V_r	Volume de precipitação (Eq. 2.1 e 2.2)
WTS_{air}	<i>Wheel Tracking Slope in air</i> , Declive máximo da rodeira ao ar (Eq. 3.4)
W_1	Massa inicial do provete (Eq. 4.7)
W_2	Massa final do provete (Eq. 4.7)
$WQ\ Depth$	Precipitação (Eq. 2.4)
w_m	Fator de ponderação de cada mês (Eq. 3.12 e 3.13)
Zn	Elemento químico: Zinco

Alfabeto grego

Y_d	Massa volúmica das partículas de solo (método do volumímetro)
Δt	Intervalo de tempo para o nível de água passar de h_1 para h_2 (Eq. 3.3)
ρ	Massa volúmica dos agregados
ρ_{a1}	Massa volúmica do agregado 1 (Eq. 4.2)
ρ_{a2}	Massa volúmica do agregado 2 (Eq. 4.2)
ρ_B	Massa volúmica do ligante (Eq. 4.6)
ρ_b	Massa volúmica do ligante (Eq. 4.2)
ρ_b	Baridade saturada com superfície seca dos provetes (Eq. 4.5 e 4.6)
ρ_{bssd}	Baridade saturada com superfície seca do provete (Eq. 4.3)
$\rho_{b,dim}$	Baridade do provete obtida pelas dimensões (Eq. 4.4)
ρ_m	Baridade máxima teórica da mistura (Eq. 4.5)
ρ_{mc}	Baridade máxima teórica da mistura betuminosa (Eq. 4.2)
ρ_S	Massa volúmica das partículas de solo (método do picnómetro)
ρ_w	Massa volúmica da água à temperatura de ensaio (Eq. 4.3)
ω_L	Limite de liquidez do solo
ω_p	Limite de plasticidade do solo

Capítulo 1 – Introdução

1.1 Enquadramento e justificação

As alterações climáticas apresentam-se como um dos maiores desafios ambientais do século atual, sendo o aumento da temperatura média apontado como a principal consequência direta que afeta o ciclo hidrológico. Este fenómeno, denominado de aquecimento global, está associado ao aumento dos gases com efeito de estufa que provêm sobretudo de atividades humanas. As consequências fazem-se notar nas alterações dos padrões de precipitação, ao nível dos oceanos e dos ecossistemas. Estas alterações têm sofrido uma forte aceleração e é espetável que se tornem cada vez mais frequentes e intensas, conduzindo a situações de risco, como inundações e secas, com efeitos na disponibilidade e qualidade da água. Aspeto este que coloca novos desafios à gestão e sustentabilidade dos ecossistemas naturais. Os impactos e as vulnerabilidades das alterações climáticas influenciam a qualidade da água superficial e subterrânea, a biodiversidade e ecossistemas territoriais, a qualidade dos solos para agricultura e a saúde humana (Borrego, Lopes, Ribeiro, & Carvalho, 2009).

Para além dos aspetos associados às alterações climáticas, acresce a degradação do solo resultante da desflorestação inerente à expansão urbana com a inadequada ocupação de áreas para a construção de infraestruturas e à proliferação da atividade industrial. Salienta-se a diminuição da capacidade de infiltração dos solos devido à impermeabilização dos terrenos, afetando o ciclo hidrológico através da diminuição da recarga das águas subterrâneas, do incremento do escoamento superficial e de potenciais inundações, mesmo para precipitações com curta duração e baixa intensidade (Dietz, 2007; Eroksuz & Rahman, 2010; Leopold, 1968). Estima-se que 90 % da precipitação pode ser transformada em escoamento superficial em zonas urbanas impermeáveis, sendo que cerca de dois terços é encaminhada para os pavimentos (B. Ferguson, 2005), enquanto que em ambientes naturais permeáveis, o valor reduz para 25 % (Suriya & Mudgal, 2012). A aplicação de pavimentos densos em vias e estacionamento urbanos tem como consequência direta a redução da permeabilidade da superfície natural dos solos e o aumento da quantidade de escoamento superficial das águas pluviais, para além do transporte de sedimentos e poluentes para o meio ambiente (Bean, Hunt, & Bidelspach, 2007).

A integração dos atuais campos de investigação e o seu constante progresso são necessários para compreender melhor as mudanças na urbanização e no clima e facilitar o desenvolvimento de estratégias de planeamento com o intuito de minimizar os impactos negativos resultantes. Sabendo que as alterações climáticas já estão em curso e os impactos são inevitáveis, a vertente da adaptação deve ter uma atenção crescente. Uma das medidas para mitigação dos impactos da urbanização e adaptação às inundações urbanas, no controlo do escoamento de águas pluviais em resposta à variação da intensidade de precipitação, é o aumento das áreas permeáveis em pavimentos rodoviários.

Os pavimentos permeáveis são uma das soluções fundamentais a aplicar, cuja estrutura, para além de suportar as cargas de tráfego, permite simultaneamente infiltrar as águas pluviais para diversos fins, nomeadamente, para armazenamento temporário, dispersão para o solo ou recolha para tratamento e reutilização. Estas finalidades são consideradas uma abordagem “verde”, pelo que os pavimentos permeáveis estão abrangidos nos Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável (*Sustainable Urban Drainage System*, SUDS). Destacam-se os pavimentos betuminosos permeáveis que, pelas suas propriedades de elevada permeabilidade e porosidade, permitem influenciar significativamente a hidrologia e melhorar o ambiente, como alternativa aos pavimentos betuminosos convencionais. A aplicação deste tipo de pavimentos é recomendada em estradas com baixo volume de tráfego, como vias residenciais, parques de estacionamento, percursos de carros de golfe, caminhos pedonais, entre outros, devido à sua estrutura porosa e flexível (R. Roseen, Ballester, Houle, Briggs, & Houle, 2012). Alguns dos benefícios identificados nestes pavimentos, para além da redução do escoamento superficial e da infiltração das águas pluviais, dizem respeito à melhoria da qualidade da água, à recarga das águas subterrâneas, à atenuação do efeito de ilha de calor urbana e à redução do efeito de *spray* e aquaplanagem (Jiang, Sha, Xiao, Li, & Huang, 2015; Pratt, Mantle, & Schofield, 1995; Scholz & Grabowiecki, 2007).

A utilização dos pavimentos betuminosos permeáveis tem vindo a ser desenvolvida amplamente ao longo dos últimos 20 anos principalmente nos países do norte da Europa e do norte da América. Sañudo-Fontaneda (2014) fez um estudo relativo à aplicação dos pavimentos permeáveis em todo o mundo, porém Portugal não se encontra entre os países mencionados. No entanto, no território nacional tem-se verificado um aumento gradual da utilização de misturas betuminosas drenantes em camadas de desgaste, não só em infraestruturas novas como em reabilitações, ainda assim, os pavimentos betuminosos permeáveis não são uma técnica aplicada.

Neste sentido, apesar dos estudos realizados, salienta-se a necessidade de aprofundar o conhecimento ao nível do desempenho funcional, hidrológico e mecânico de pavimentos betuminosos permeáveis em situações de aplicação reais comparativamente a estudos laboratoriais (Boogaard, Lucke, & Beecham, 2014; R. A. Brown & Borst, 2015; Drake, Bradford, & Seters, 2014b; Jacobson, 2011; Jiang *et al.*, 2015; Q. Li, Yang, Ni, Ma, & Luo, 2015; Praticò & Vaiana, 2012). Estas são as principais motivações da realização do presente trabalho.

O trabalho de investigação da presente Tese de Doutoramento em Engenharia Civil insere-se num domínio interdisciplinar das áreas dos materiais, pavimentos, construção e hidrologia. No âmbito dos pavimentos rodoviários, aliados às medidas de mitigação e adaptação às alterações climáticas, o estudo incide na formulação e avaliação de misturas betuminosas drenantes em fase laboratorial e no desempenho dessas misturas aplicadas num pavimento com uma secção totalmente permeável em fase de serviço. Este trabalho vem dar resposta à falta de estudos focados no desempenho funcional, hidrológico e mecânico e na avaliação da colmatção dos pavimentos betuminosos permeáveis, como medida de engenharia que visa a resiliência das infraestruturas rodoviárias face às alterações climáticas. Para além disso, pretende-se dar uma base científica à aplicação de

pavimentos betuminosos permeáveis em Portugal, de modo a que estes se tornem uma alternativa viável por parte dos donos de obra, projetistas e empreiteiros.

A metodologia do presente trabalho inclui a formulação de misturas betuminosas drenantes, com incorporação de fibras celulósicas e ligantes modificados e tradicionais, aplicadas num pavimento betuminoso permeável, construído à escala real em dois troços experimentais. Os resultados obtidos no primeiro troço são comparados com os obtidos no pavimento betuminoso convencional ao nível da qualidade da água do escoamento superficial e da água infiltrada, para além da avaliação da sua capacidade de infiltração, sem presença de tráfego. No segundo troço o pavimento betuminoso permeável é avaliado quanto ao seu desempenho funcional, hidrológico e mecânico com ensaios padrão, sujeito a tráfego ligeiro. Os resultados alcançados são ainda avaliados de acordo com especificações normativas nacionais e europeias e comparados com a literatura consultada.

1.2 Objetivos

A investigação assente nesta Tese de Doutoramento pretende aprofundar o estudo de pavimentos betuminosos permeáveis aplicados em campo, ao mesmo tempo que avalia a implementação deste tipo de pavimentos perante condições climáticas e geológicas na zona da Beira Interior (Portugal).

Os objetivos gerais desta investigação são: melhorar o desempenho das misturas drenantes mediante a sua formulação e caracterização, com a possibilidade de incorporação de fibras celulósicas e betume modificado; e analisar o comportamento do pavimento betuminoso permeável à escala real, mediante a construção de troços experimentais. Estes objetivos serão alcançados através dos seguintes objetivos específicos:

- Analisar globalmente os estudos desenvolvidos - Pesquisar as principais questões relacionados com as alterações climáticas e a impermeabilização das áreas urbanas. Sistematizar as principais soluções construtivas em meio urbano, nomeadamente os pavimentos permeáveis com misturas betuminosas drenantes, na minimização dos problemas afetos às referidas alterações.
- Definir as misturas betuminosas drenantes - Formular misturas betuminosas drenantes com ensaios laboratoriais, contemplando a incorporação de fibras celulósicas e betume modificado de forma a melhorar o seu desempenho. Caracterizar laboratorialmente as misturas formuladas quanto a ensaios de desempenho funcional, mecânico e hidrológico, com enfoque na capacidade de infiltração quando colmatadas.
- Definir o pavimento betuminoso permeável - Identificar e caracterizar morfológicamente o solo de fundação das áreas para construção dos dois troços experimentais. Selecionar uma adequada secção das camadas constituintes do pavimento betuminoso permeável.
- Aplicar o pavimento formulado - Construir o primeiro troço experimental com o pavimento betuminoso permeável proposto para avaliar o seu desempenho comparativamente a um pavimento convencional, na ausência de tráfego. Construir um segundo troço experimental

para analisar o seu comportamento através de monitorização ao longo do tempo, quando está sujeito a cargas de tráfego leve.

- Caracterizar o desempenho do pavimento – Avaliar o desempenho do pavimento do ponto de vista funcional e hidrológico, nomeadamente quanto à capacidade de infiltração, qualidade da água e textura, através de monitorização em campo. Avaliar mecanicamente o pavimento quanto à capacidade de carga em campo.

1.3 Organização do trabalho

Neste trabalho de investigação adota-se uma abordagem metodológica com predomínio da investigação quantitativa, centrada em estudos experimentais, laboratoriais e em campo, alicerçada no estado de arte sobre a temática que permite aumentar o conhecimento da aplicação e desempenho de pavimentos betuminosos permeáveis. O presente trabalho encontra-se dividido em 6 capítulos que a seguir são descritos para uma melhor compreensão das matérias abordadas tendo em conta os objetivos delineados.

Capítulo 1: Introdução. Neste capítulo inicial é introduzido o tema em análise com algumas considerações gerais, o papel dos pavimentos betuminosos permeáveis como medida de mitigação e adaptação à alteração dos solos naturais consequente da impermeabilização urbana e das alterações climáticas. Apresenta-se um enquadramento resumido do tema e a justificação para a sua escolha. Posteriormente definem-se os objetivos gerais e específicos que acompanham a metodologia da investigação. No final do capítulo, secção presente, faz-se uma síntese da organização e conteúdo do trabalho por capítulos.

Capítulo 2: Medidas mitigadoras face às alterações climáticas. Este capítulo comporta um conjunto sistemático de informação fundamental à compreensão do tema, nomeadamente a contextualização das soluções mitigadoras perante a adaptação das cidades às alterações climáticas e à impermeabilização devida ao crescimento urbano. Nos pontos seguintes abordam-se os pavimentos permeáveis, salientando os principais benefícios e inconvenientes da sua utilização com enfoque na colmatação e nos processos de manutenção. De seguida, descreve-se a constituição da sua estrutura, particularizando para as diferentes camadas que o constituem, os sistemas de infiltração possíveis de adotar e as características da mistura betuminosa drenante como camada de desgaste. Por fim, apresentam-se considerações de projeto, de aplicação e métodos de dimensionamento para a seleção da espessura das camadas do pavimento.

Capítulo 3: Métodos de avaliação do desempenho de pavimentos betuminosos permeáveis. Neste capítulo abordam-se os ensaios mais utilizados na caracterização das misturas betuminosas drenantes em laboratório: sensibilidade à água, permeabilidade e deformação permanente. Relativamente à avaliação dos pavimentos em campo, apresentam-se os ensaios de capacidade de infiltração, avaliação da qualidade das águas pluviais em contacto com o pavimento, resistência ao atrito e textura superficial e caracterização das deflexões pelo ensaio de carga. Neste capítulo dá-se especial atenção aos procedimentos seguidos neste trabalho para realização dos ensaios,

particularmente, no que diz respeito aos equipamentos utilizados e às condições de ensaio adotadas, para além de resultados de estudos anteriores.

Capítulo 4: Formulação e caracterização das misturas betuminosas. Este capítulo integra a caracterização dos materiais utilizados e a formulação das misturas betuminosas densas e drenantes através do estudo de composição e determinação da percentagem ótima de betume pelo ensaio *Marshall* e pelo ensaio Cântabro, respetivamente. Posteriormente à formulação, são realizados os ensaios de desempenho de tração indireta em compressão diametral, sensibilidade à água, permeabilidade e deformação permanente. Tendo em conta a finalidade do pavimento, e como complemento ao trabalho apresenta-se um estudo de simulação da dupla camada betuminosa drenante sujeita a várias intensidades de precipitação e diferentes materiais de colmatação. Neste capítulo apresentam-se os resultados dos ensaios laboratoriais e a discussão dos mesmos.

Capítulo 5: Troços experimentais: construção e monitorização. O capítulo 5 apresenta o procedimento de construção e a monitorização dos dois troços experimentais. Primeiramente, faz-se a apreciação das áreas de construção definindo a localização e a planta dos troços experimentais e caracterizando morfológicamente o solo de fundação. De seguida, define-se a estrutura do pavimento betuminoso permeável, a aplicar nos dois troços, de acordo com os métodos de dimensionamento da revisão de literatura. Apresenta-se o processo de construção dos troços por aplicação dos pavimentos previamente definidos em ambos os locais de implantação. Posteriormente, faz-se a avaliação do desempenho hidrológico pela caracterização da capacidade de infiltração e avaliação da qualidade da água infiltrada, do desempenho funcional pela caracterização da profundidade de textura e resistência ao atrito, e do desempenho mecânico pela resistência à deformação permanente e ensaios de carga. Por último, analisam-se e discutem-se os resultados.

Capítulo 6: Considerações finais e recomendações para estudos futuros. No último capítulo apresentam-se as principais conclusões obtidas em cada fase de avaliação e recomendam-se estudos futuros a desenvolver.

A Tese inclui ainda documentos respeitantes aos resultados decorrentes do presente trabalho de investigação divididos em 5 Apêndices: Apêndice I – Identificação e caracterização dos solos de fundação; Apêndice II – Resultados de *HC* e *K* em campo de acordo com as normas EN 12697-40 e NLT 327; Apêndice III – Análises aos parâmetros de qualidade da água; Apêndice IV – Resultados de *MTD* e *PTV* em campo de acordo com as normas EN 13036-1 e EN 13036-4 e; Apêndice V – Resultados do ensaio com o defletómetro de impacto. Para além de alguns documentos auxiliares à investigação presentes em 4 Anexos: Anexo I - Tabelas de dimensionamento de pavimentos betuminosos permeáveis de acordo com Woods Ballard *et al.* (2015); Anexo II - Temperaturas para avaliação da resistência à deformação permanente em Portugal; Anexo III - Valores recomendados para os parâmetros de qualidade da água de acordo com o Decreto-Lei n.º 236/98 de 1 de Agosto (1998); Anexo IV - Auxiliares para interpretação do ensaio com defletómetro de impacto.

Os trabalhos de carácter laboratorial foram desenvolvidos nas instalações do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura (DECA) da Universidade da Beira Interior (UBI), nomeadamente no Laboratório de Tecnologias e Ensaios Mecânicos, no Laboratório de Hidráulica Fluvial e das Estruturas, no Laboratório de Mecânica dos Solos e Geotecnia Ambiental e no Laboratório de Saneamento Ambiental.

Capítulo 2 – Medidas mitigadoras face às alterações climáticas

2.1 Introdução

O Capítulo 2 contextualiza os temas que estão na base da presente investigação, subdividindo-se em quatro secções, abrangendo a presente secção. A segunda secção (2.2) descreve o efeito das alterações climáticas e da urbanização, nomeadamente quanto aos efeitos da precipitação e das graves consequências associadas à crescente ocupação das áreas urbanas. A terceira secção (2.3) apresenta as medidas mitigadoras e preventivas face ao problema anteriormente descrito, baseando-se em conceitos e técnicas existentes que têm como objetivo encontrar soluções de drenagem urbana para mitigar as escorrências das águas pluviais. A quarta secção (2.4) diz respeito aos pavimentos permeáveis como medida mitigadora. Esta secção inclui seis subsecções, que mostram os benefícios e inconvenientes desta solução, os problemas de colmatção e a forma como a manutenção pode auxiliar no restabelecimento da função destes pavimentos, as camadas que constituem a estrutura de um pavimento permeável, os sistemas de infiltração possíveis de adotar consoante o tipo de fundação e as características das misturas betuminosas drenantes utilizadas em camada de desgaste. A última subsecção apresenta as especificações nacionais e de outros países relativas à seleção da secção de pavimentos betuminosos permeáveis e as principais considerações de projeto, expondo três métodos de dimensionamento da camada de sub-base (reservatório), como camada fundamental destes pavimentos.

2.2 O efeito das alterações climáticas e da urbanização

Os impactos das alterações climáticas no meio urbano têm merecido especial atenção em todo o mundo, pois cada vez se torna mais evidente que a combinação de grandes populações, estruturas densamente construídas e superfícies impermeáveis nas cidades não representam condições ideais para enfrentar um clima em mudança (Derksen, van Teeffelen, & Verburg, 2017). Neste cenário de mudança, os eventos climáticos tornaram-se extremos tendo impactos generalizados sobre os sistemas humanos e naturais (Semadeni-Davies, Hernebring, Svensson, & Gustafsson, 2008).

Em contexto internacional, o Painel Intergovernamental para as Alterações Climáticas (IPCC), constituído em 1988, tem como objetivo a recolha e sistematização da informação publicada mundialmente sobre as alterações climáticas, através da qual tem desenvolvido metodologias que devem ser adotadas pelos países face aos gases de efeito de estufa (GEE). Esta entidade tem elaborado relatórios (1990, 1995, 2001, 2007, 2014) cujo conteúdo é de extrema relevância para as negociações internacionais sobre o clima.

Em 1992, foi assinada a Convenção Quadro das Nações Unidas para as Alterações Climáticas (UNFCCC) na Cimeira da Terra do Rio de Janeiro, ratificada pela Comissão Europeia em 1994. O objetivo desta Convenção passou por estabilizar e reverter as concentrações de GEE na atmosfera sem que houvesse interferência antropogénica prejudicial para o clima. Estas ações acarretaram

responsabilidades e deveres para todos os países na redução de GEE, promovendo a cooperação internacional do desenvolvimento e investigação sobre alterações climáticas e as suas consequências, incluindo a educação dos cidadãos e a sua participação no processo.

O Protocolo de Quioto, assinado na terceira Conferência das Partes (COP 3), entrou em vigor em 2005 e foi pioneiro no acordo dos vários países em fixar o compromisso de redução dos GEE para os países desenvolvidos. A União Europeia (UE) estabeleceu a redução de 8 % dos GEE (2008-2012) através da implementação de metas diferenciadas para cada Estado-Membro. No segundo período deste Protocolo (2013-2020) a UE comprometeu-se a reduzir as emissões em 20 % em relação a 1990.

Em 2015, foi assinado o Acordo de Paris na COP 21, que entrou em vigor em 2016, cujo principal objetivo é limitar o aquecimento global, mantendo o aumento da temperatura média da Terra a um máximo de 2 °C e reunir esforços para o limitar a 1,5 °C em comparação com os níveis pré-industriais registados em 1850. Recentemente, o IPCC elaborou um Relatório Especial sobre o “Aquecimento Global de 1,5 °C”, concluindo que o aumento da temperatura média global superior a esse valor produzirá consequências mais cedo e mais graves do que o esperado inicialmente, chamando à atenção da comunidade para a urgência em reduzir as emissões de GEE para a atmosfera (IPCC, 2018).

Em contexto nacional, o Plano Nacional de Alterações Climáticas (PNAC), elaborado em 2001, visava o cumprimento das metas do Protocolo de Quioto, identificando as responsabilidades sociais quanto às emissões de GEE e definindo o seu sistema de monitorização e revisão. Este Plano foi substituído pelo PNAC 2004, revisto em 2006 e 2008, atualizando a projeção de emissões face aos dados conhecidos de forma a obter uma ferramenta mais coerente. A Agência Portuguesa do Ambiente (APA), criada em 2006, é a principal entidade que propõe, desenvolve e acompanha a matéria relativa à gestão integrada e participada das políticas de ambiente e de desenvolvimento sustentável em Portugal. Em 2010, foi criada a Estratégia Nacional de Adaptação às Alterações Climáticas (ENAAAC) com os objetivos de: informar e transferir conhecimento; reduzir a vulnerabilidade e aumentar a capacidade de resposta; participar, sensibilizar e divulgar e; cooperar a nível internacional.

Na Resolução do Conselho de Ministros n.º 56/2015 (RCM n.º 56/2015, 2015) foi aprovado o Quadro Estratégico para a Política Climática (QEPiC), que estabelece a visão e os objetivos nacionais no horizonte 2030, contemplando o PNAC 2020/2030 e a segunda fase da ENAAAC 2020. O PNAC 2020/2030 definiu como meta para 2020 a redução das emissões de GEE de -18 % a -23 % (68-72 MtCO₂e) e de -30 % a -40 % para 2030, em relação a 2005, garantindo os compromissos nacionais de mitigação. O CO₂ apresenta-se como o gás com maior representatividade, com cerca de 78 % do total das emissões nacionais. De acordo com o Memorando sobre emissões de GEE (DCLIMA, 2019), relativo ao ano de 2017, e considerando o setor de uso do solo, alteração de uso do solo e florestas (LULUCF - *Land Use, Land Use Change and Forests*), Portugal estimou as emissões em 78 MtCO₂e, fazendo corresponder a 29,2 % em relação a 1990 e a +28,5 % em relação a 2016. Este aumento

deveu-se sobretudo aos incêndios florestais de 2017 associados a um ano com temperaturas elevadas e ventos fortes que levou a uma disponibilidade hídrica muito desfavorável. Assim, a produção de energia elétrica de origem hídrica reduziu, conduzindo ao aumento do recurso ao carvão e à maior utilização de gás natural nas centrais termoelétricas. O sector da energia representou, em 2017, cerca de 72 % das emissões nacionais, tal como se verifica pela Figura 2.1. Entre 1990 e 2017, o sector dos transportes, sobretudo no que diz respeito ao tráfego rodoviário, aumentou as emissões em 68 %, tendo-se registado um aumento constante até 2000 seguido de uma estabilização até 2005, ano a partir do qual as emissões reduziram até 2013, pelo que até 2017 houve um aumento de 8,4 %.

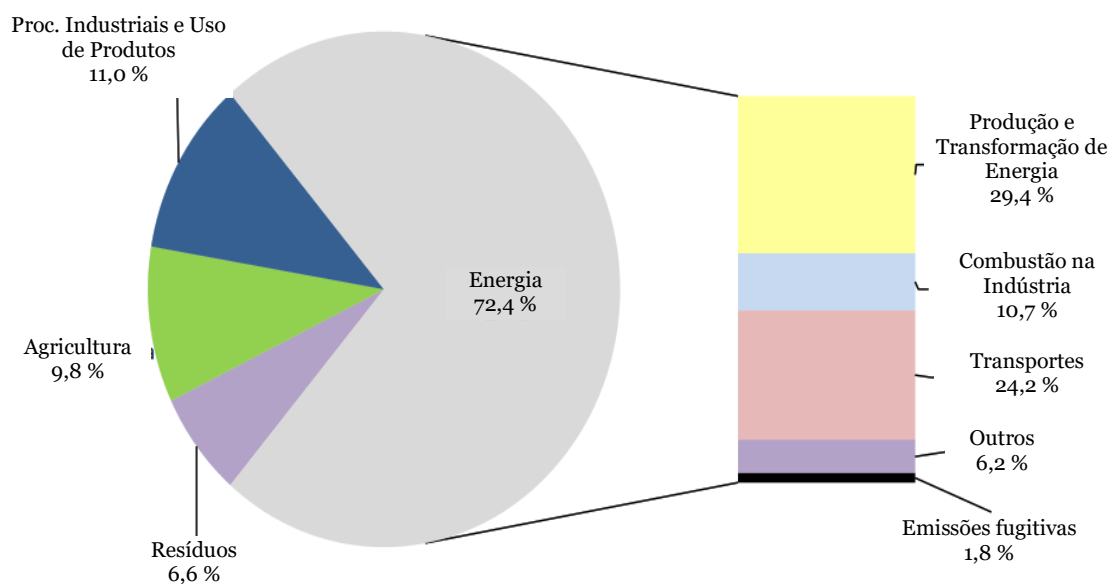


Figura 2.1 Emissões por sector em CO₂e relativas ao ano de 2017 (DCLIMA, 2019)

As causas influenciadoras das alterações climáticas de natureza antropogénica resultam da queima de combustíveis fósseis (carvão, petróleo e gás), desflorestação, utilização de fertilizantes na atividade agrícola e atividade pecuária. Segundo o IPCC (2014), a influência humana no sistema climático é bem evidente, pelo que as recentes emissões de gases de efeito de estufa atingiram valores *record*. Desde 1950, o aquecimento global é inequívoco e as mudanças apresentam-se sem precedentes. Tendo em conta essas mudanças, prevê-se que a temperatura da superfície aumente no decorrer do século XXI, pelo que é muito provável que as ondas de calor ocorram com mais frequência e duração, e que eventos extremos de precipitação se tornem mais intensos e frequentes em muitas regiões. Estas mudanças acentuam extremos de temperaturas, e o aumento do nível das águas do mar (IPCC, 2014).

As mudanças na precipitação não vão ser uniformes em todo o mundo tal como se pode verificar na Figura 2.2 que representa a precipitação média no intervalo entre 1986 e 2005 e um cenário futuro entre 2081 e 2100. De acordo com as imagens, o polo norte, o polo sul, e algumas regiões do Pacífico equatorial vão sofrer um aumento na precipitação média anual que poderá tornar-se mais intensa e frequente, enquanto que nas regiões secas a precipitação média irá diminuir.

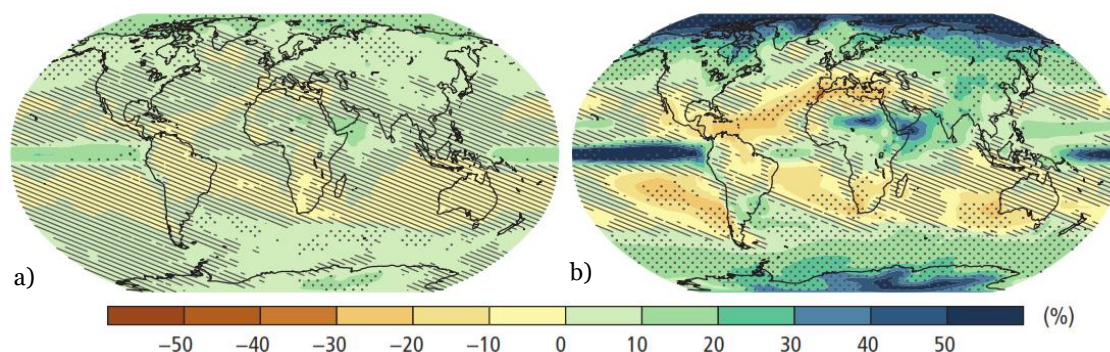


Figura 2.2 Mudanças na precipitação média nos períodos: a) 1986-2005; b) 2081-2100 (Adaptado de IPCC, 2014)

Em Portugal, tem-se verificado uma redução importante dos valores anuais de precipitação média em todo o país. Tal como se observa na Figura 2.3, a partir da década de 80 os desvios negativos superaram os desvios positivos em relação ao valor normal correspondente a 882,1 mm (1971-2000). Estes dados sugerem uma tendência de redução da precipitação nos modelos climáticos, tal como se verifica na Figura 2.4 para o período simulado entre 2071-2100. A diminuição da precipitação anual e o aumento da sua variabilidade levarão a alterações no regime de escoamento, reduzindo os caudais dos rios e a recarga dos aquíferos que, potencialmente, poderão degradar a qualidade das águas superficiais e subterrâneas (RCM n.º 130/2019, 2019).

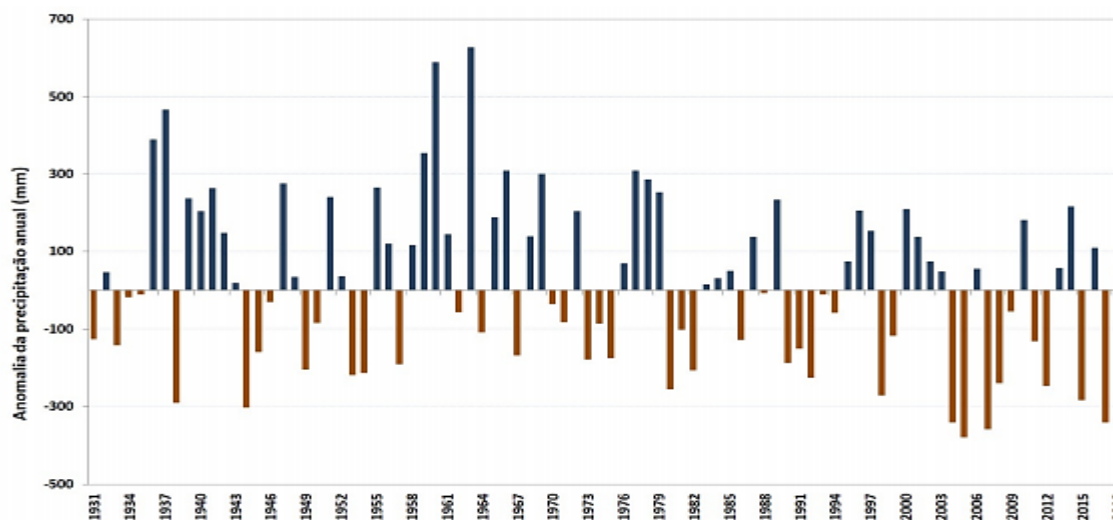


Figura 2.3 Desvios do total de precipitação anual em Portugal continental para o período de 1931-2018 (IPMA, 2019)

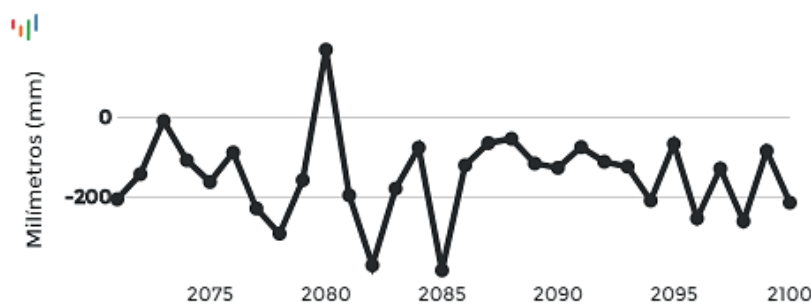


Figura 2.4 Desvios da precipitação anual em Portugal continental para o período de 2071-2100 (RCP8.5 e ensembles de modelos regionais e globais) (IPMA, 2015)

Os impactos extremos mais recentes relacionados com o clima, como ondas de calor, secas, inundações, ciclones e incêndios florestais, revelam uma vulnerabilidade significativa à variação climática, causando prejuízos financeiros, ameaças à saúde e à segurança pública. Neste âmbito, destacam-se os principais riscos que abrangem sectores e regiões: graves problemas de saúde e de subsistência resultantes de tempestades, aumento do nível das águas do mar, inundações costeiras e interiores em algumas regiões urbanas, deslizamentos de terras, períodos de calor extremos e escassez de água; danos em redes de infraestruturas devido a eventos climáticos extremos; insegurança alimentar e hídrica, perdas de meios de subsistência rural e rendimentos, sobretudo para as populações mais pobres; perda de ecossistemas, biodiversidade e bens (IPCC, 2014).

Estes problemas têm levado várias regiões do mundo a reagir e a implementar planos para reduzir as consequências das inundações. A Diretiva nº 2007/60/CE de 23 de outubro, referente à Avaliação e Gestão dos Riscos de Inundações (DAGRI), integrou uma nova abordagem, dirigida aos países membros da União Europeia, para que realizassem uma avaliação dos riscos de inundações que incorpora-se os consequentes mapas de inundações e um plano de gestão de riscos associados. Esta diretiva considera as inundações que “pelos seus efeitos negativos podem provocar a perda de vidas, a deslocação de populações, danos no ambiente e no património cultural, ser prejudiciais para a saúde humana, comprometer o desenvolvimento económico e prejudicar todas as atividades da Comunidade” (APA, 2018: pág. 8).

A APA elaborou o relatório intitulado “Avaliação preliminar do risco de inundações em Portugal continental” (APA, 2018) tendo identificado 71 locais de risco grave de inundações. Nesse relatório faz-se referência à influência das alterações climáticas sobre o risco de inundações resultantes do aumento da frequência e intensidade da precipitação, levando a riscos acrescidos quer por insuficiências nos sistemas de drenagem urbana quer por incapacidade de drenagem das linhas de água (APA, 2018).

A análise realizada pela APA incluiu inundações no período de 2011 a 2018, classificando um conjunto de 306 eventos quanto à severidade dos seus impactos. Após identificação das causas concluíram que estas derivavam fundamentalmente de fortes precipitações, subida do nível da água dos rios e deficiente drenagem. Entre as zonas identificadas, destacam-se, como as de maior risco, a Região Hidrográfica do Tejo e Oeste seguida do Vouga, Mondego e Lis. Neste estudo, concluíram que é esperado um aumento do risco de inundações em todo o território face aos efeitos antecipados das alterações ao nível dos padrões de precipitação.

Os impactos das mudanças climáticas no ciclo hidrológico têm o potencial de afetar não só o ambiente natural, mas também o ambiente urbano construído. O intenso crescimento urbano associado à deslocação das populações para as cidades é quantificado todos os anos pela Organização das Nações Unidas (ONU). Muitas cidades em todo o mundo, principalmente nos países em desenvolvimento, estão a crescer rapidamente devido ao aumento da população e à migração das áreas rurais para as áreas urbanas. Segundo a ONU, em 2018, 55 % da população mundial vivia em áreas urbanas, enquanto na Europa esse valor sobe para 74 % (United Nations, 2018). Em 2050

espera-se que somente um terço da população mundial esteja em áreas rurais (32 %) e dois terços em áreas urbanas (68 %), o inverso do que acontecia na distribuição da população urbana em meados do século XX (United Nations, 2018). Na Figura 2.5 pode verificar-se o crescimento percentual da população a residir em áreas urbanas com referência ao ano de 1950 (a), ao ano de 2014 (b) e à projeção para o ano de 2050 (c). Tendo em conta a análise realizada pela ONU em 2014, espera-se que na Europa a população em meio urbano cresça para $\approx 80\%$, com uma projeção de 76,8 % para Portugal (United Nations, 2015). Segundo o mesmo relatório, Portugal encontra-se entre os países em que a população em meio rural vai decrescer em $\approx 42\%$ em 2050.

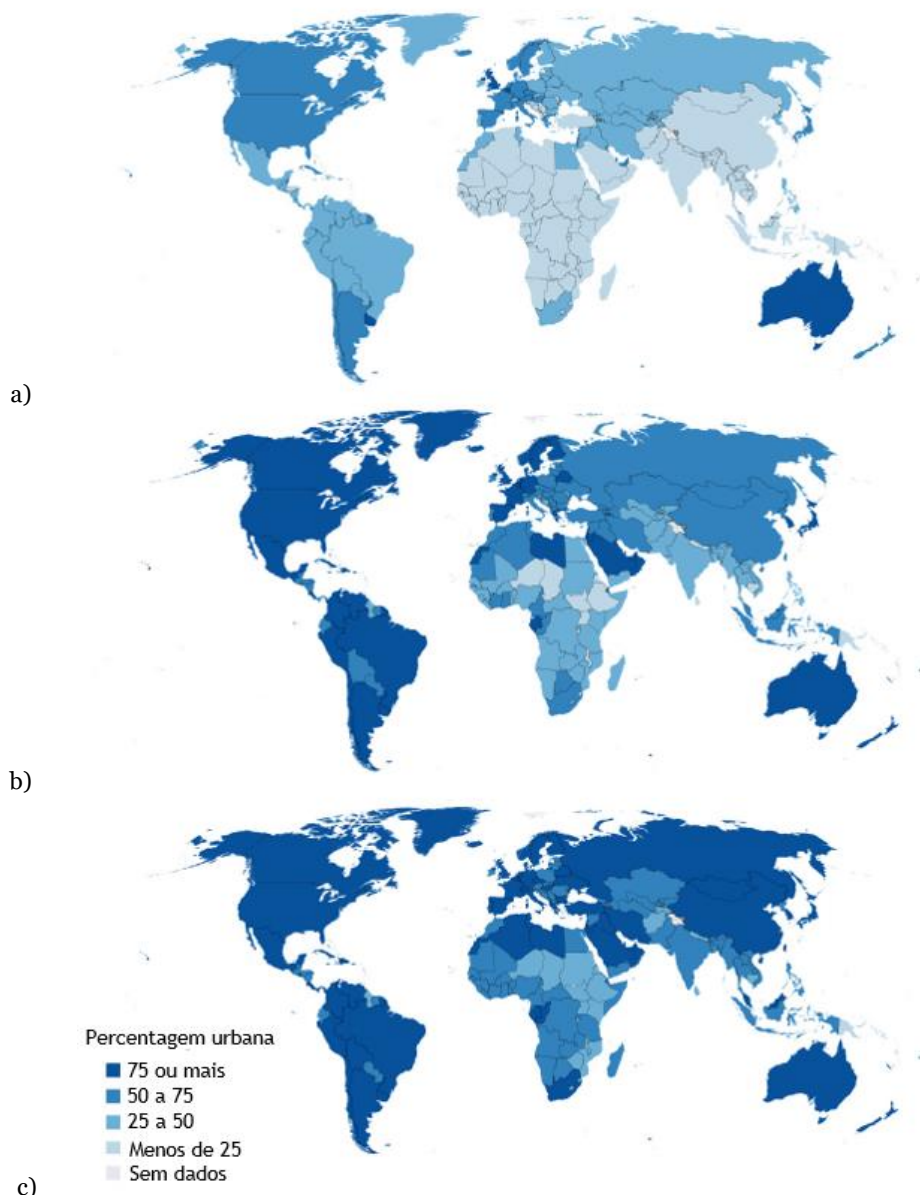


Figura 2.5 Evolução da população residente em áreas urbanas: a) 1950; b) 2014; c) 2050 (Adaptado de United Nations, 2015)

Com o aumento da área urbana assiste-se à desflorestação, ocupação de áreas inadequadas para a construção de infraestruturas e à proliferação da atividade industrial em meio urbano, fatores que têm consequências graves ao nível da degradação do solo. A impermeabilização do solo tem como

consequência direta a diminuição da infiltração e o aumento do escoamento superficial que pode levar à ocorrência de inundações nas áreas a jusante.

O desenvolvimento massivo de zonas urbanas é uma das principais causas da alteração profunda do ciclo hidrológico que associado às modificações detetadas nos agentes climáticos, como a temperatura e a precipitação, influencia consideravelmente a gestão dos recursos hídricos e dos sistemas urbanos de abastecimento e drenagem. Em condições naturais, 80 a 100 % da água que chega ao solo sob a forma de precipitação é infiltrada, alimentando os aquíferos, enquanto a restante é absorvida pelas plantas (Fuente, 2010). Quando a precipitação é maior do que a capacidade de infiltração do solo, ocorre escoamento superficial que se encaminha para os cursos de água mais próximos. Em áreas urbanas o ciclo hidrológico tem vindo a ser alterado, resultante da progressiva impermeabilização das superfícies (estradas, estacionamento e coberturas) reduzindo o solo permeável disponível para infiltração e a diminuição da cobertura vegetal (jardins e campos verdes). Os materiais que mais impermeabilizam as superfícies em meio urbano são essencialmente o asfalto e o betão.

A urbanização em áreas planas agrava o risco de inundação quando sujeita a condições extremas de precipitação (H. Li, Harvey, Holland, & Kayhanian, 2013), levando a hidrogramas de cheia com caudais de ponta superiores, mais frequentes e com menor tempo de concentração, como representa a Figura 2.6. Na mesma figura é possível observar que o caudal de ponta de cheia pode diminuir quando são tomadas medidas de atenuação do escoamento no local.

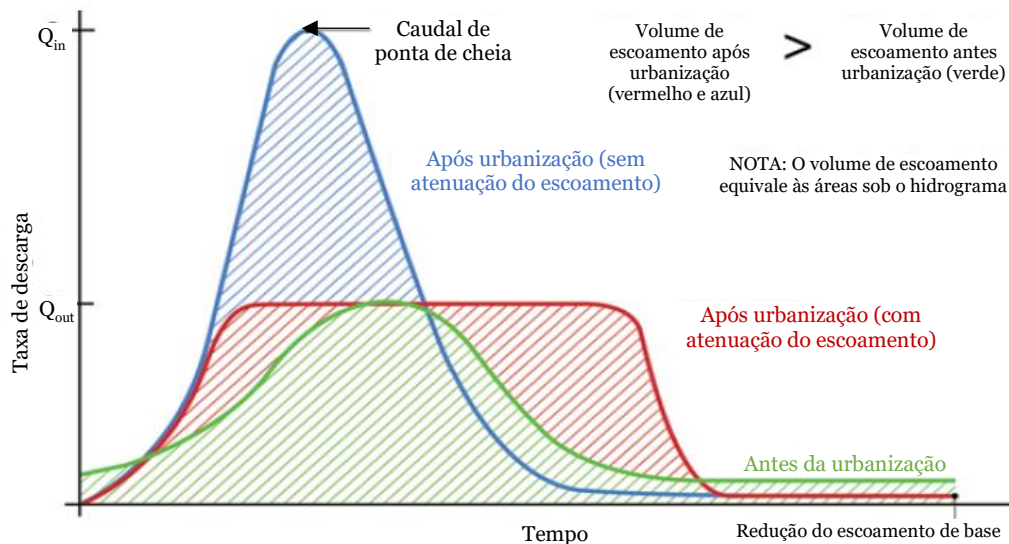


Figura 2.6 Hidrogramas de cheia esquemáticos da influência da urbanização no escoamento superficial (Adaptado de Woods Ballard *et al.*, 2015)

Na grande maioria das cidades as águas pluviais são coletadas pelos sistemas de saneamento de drenagem urbanos que transportam e descarregam as águas até aos cursos de água, tais como rios, lagos, lagoas ou mesmo no mar. O adequado planeamento dos sistemas de drenagem urbana deve proporcionar benefícios não só para as populações como para o meio ambiente, através da prevenção dos danos originados por inundações e cheias, assim como pela contaminação dos recursos hídricos

por meio de descargas acidentais dos coletores de águas residuais, pelo aumento de poluição proveniente de fontes difusas e da sedimentação de detritos no escoamento superficial das áreas impermeabilizadas das cidades (Belizario, Scalize, & Albuquerque, 2016; Castro-Fresno, Rodríguez-Bayón, Rodríguez-Hernández, & Ballester-Muñoz, 2005).

Atualmente, várias cidades são afetadas por inundações e períodos de escassez de água, situação que se agrava com as alterações climáticas. Estas têm sido amplamente reconhecidas como um problema global devido aos seus impactos previstos nos sistemas de gestão de águas urbanas em termos de alterações no escoamento da água e das inundações (Christensen & Christensen, 2003; Derkzen *et al.*, 2017; Ghazal, Ardeshir, & Zahedi Rad, 2014; Huong & Pathirana, 2013; Jacobson, 2011; Leopold, 1968; Willems, Arnbjerg-Nielsen, Olsson, & Nguyen, 2012; Zhang, Zhang, & Chen, 2017; Zhou, 2014). Frequentemente, em Portugal e no mundo, são divulgadas notícias sobre inundações e cheias como exemplificado nas imagens da Figura 2.7.

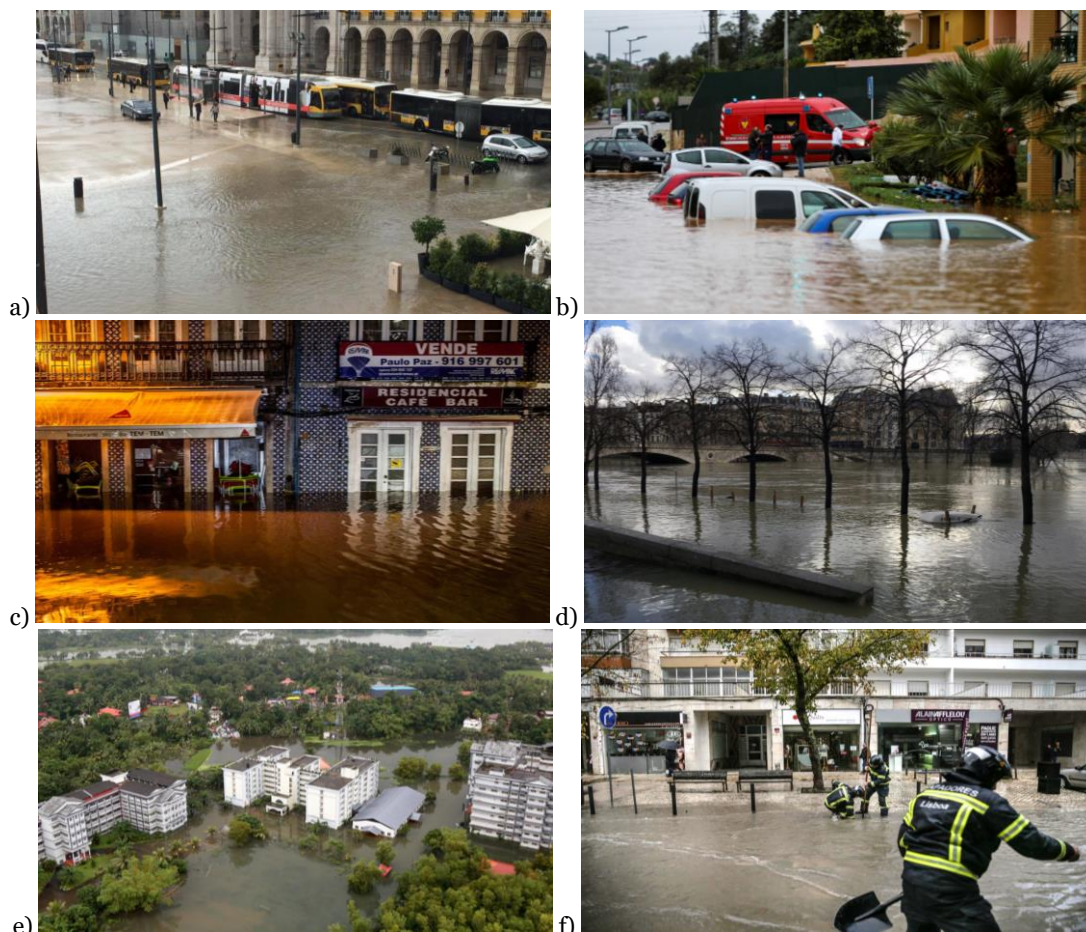


Figura 2.7 Imagens de inundações: a) Lisboa (Portugal), (Público, 2014); b) Albufeira (Portugal), (Diário de Notícias, 2015); c) Águeda (Portugal), (Público, 2016); d) Paris (França), (Público, 2018a); e) Kerala (Índia), (Público, 2018b); f) Lisboa (Portugal), (Público, 2018c)

O recente estudo realizado por Guerreiro, Dawson, Kilsby, Lewis, e Ford (2018) abordou as futuras mudanças nos impactos das inundações, das ondas de calor e secas em 571 cidades europeias. Em Portugal, as cidades de Braga, Aveiro, Vila Nova de Famalicão e Barcelos mostraram um comportamento anómalo de alta probabilidade de seca (> 32 %) e de aumentos nas cheias dos rios. O mesmo acontece em Lisboa que está entre as 100 cidades mais vulneráveis aos dois impactos

climáticos, secas e inundações. Contudo, as maiores preocupações são as Ilhas Britânicas e outras cidades europeias do Noroeste que podem vir a observar um aumento de mais de 50 % no caudal dos rios em 10 anos.

Compreender os efeitos climáticos no crescimento urbano é importante para o planeamento das cidades no sentido de auxiliar as tomadas de decisão quanto à necessidade de avaliar a mudança do uso do solo (Suriya & Mudgal, 2012). A adaptação e mitigação são estratégias complementares para reduzir e gerir os riscos das alterações climáticas. As respostas incluem instituições e governos eficientes, inovação e investimentos em tecnologias e infraestruturas amigas do ambiente (que podem reduzir as emissões de gases de efeito de estufa e aumentar a resiliência às alterações climáticas), meios de subsistência sustentáveis, culturas e escolhas do estilo de vida (IPCC, 2014). As abordagens inerentes para gerir os riscos das mudanças climáticas compreendem o melhoramento dos sistemas de drenagem de águas pluviais no que diz respeito às infraestruturas de transporte.

2.3 Medidas mitigadoras e de adaptação

A gestão das águas pluviais nas cidades tem sido um tema em progressivo debate nos últimos 20 anos, com a finalidade de minimizar os problemas relacionados com as inundações resultantes, em parte, pela construção descontrolada, adotando técnicas de drenagem urbana sustentável que proporcionam soluções amigas do ambiente.

A abordagem às necessidades de gestão da drenagem urbana leva a que diferentes termos, em diferentes partes do mundo, sejam usados para definir conceitos similares (Fletcher *et al.*, 2015; Zhou, 2014). A técnica associada aos sistemas de desenvolvimento de baixo impacto, do inglês *Low Impact Development* (LID), tem sido utilizada nos Estados Unidos da América (EUA) e Canadá. Porém, na Austrália o termo utilizado é *Water Sensitive Urban Design* (WSUD). Por sua vez, na Europa o mesmo conceito é designado por Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável, do inglês *Sustainable Urban Drainage System* (SUDS), sendo originário do Reino Unido (UK).

Em paralelo com estes sistemas, os BMPs, do inglês *Stormwater Best Management Practices*, dizem respeito a técnicas de gestão das águas pluviais que simulam processos hidrológicos naturais. Os BMPs são usados para coletar, armazenar e tratar as águas pluviais no término das áreas de drenagem (Y. Liu, Ahiablame, Bralts, & Engel, 2015). Estes vinculam métodos não estruturais (por exemplo, boa administração e manutenção preventiva) e estruturais (por exemplo, sistemas de biorretenção ou infraestruturas verdes) para alcançar o objetivo geral de prevenção da poluição através de práticas de gestão de quantidade e qualidade das águas pluviais (Fletcher *et al.*, 2015). Desta forma, previnem, minimizam e impedem que a poluição proveniente do escoamento superficial atinja os cursos de água.

Os sistemas LID promovem a interação dos processos naturais com o ambiente urbano para preservar e recriar os ecossistemas e mitigar os impactos adversos da urbanização (Zhou, 2014). Estes sistemas propõem minimizar as zonas impermeáveis para recuperar o ciclo da água e os ecossistemas dentro das bacias hidrográficas através de técnicas de gestão no controlo das águas

pluviais (Elliott & Trowsdale, 2007; Y. Liu *et al.*, 2015; C. X. Wang, 2013). A abordagem destas técnicas prende-se com a diminuição dos impactos negativos associados às águas pluviais urbanas incluindo a degradação das águas subterrâneas, qualidade das águas superficiais, escassez de recarga, erosão, inundações e perda de diversidade aquática (Dietz, 2007; EPA, 2000). As técnicas LID são medidas localizadas de controlo na origem e de pequena escala, projetadas para replicar os recursos naturais através de processos como a infiltração, evaporação e filtração, de forma a criar condições que representem o regime de escoamento antes da urbanização (Damodaram *et al.*, 2010; Joksimovic & Alam, 2014). Estudos práticos indicam que, em geral, os sistemas LID quando comparados com os sistemas convencionais comportam menos encargos de manutenção (medidos pelos custos e horas de mão-de-obra) e têm capacidade para o tratamento da qualidade da água em função do desempenho da remoção de poluentes (EPA, 2000; Houle, Roseen, Ballestero, Puls, & Sherrard Jr, 2013). As soluções LID mais comuns, com aplicação em áreas urbanas, são sistemas de biorretenção, valas e canais com vegetação, pavimentos permeáveis e coberturas verdes. Além das medidas estruturais, os LID também incluem medidas não estruturais para minimizar a área impermeável e maximizar o uso e a proteção dos solos e a vegetação nativa, assim como reduzir as fontes de contaminação através de programas de educação para modificar ações e/ou atividades humanas (Elliott & Trowsdale, 2007). As técnicas LID englobam um conjunto de medidas, que em combinação com as técnicas BMPs podem atender de forma mais eficiente aos objetivos de controlo de inundações e gestão das águas pluviais (Damodaram *et al.*, 2010; Y. Liu *et al.*, 2015).

O sistema WSUD tem uma abordagem ampla focando-se, sobretudo, no planeamento da cidade através da renovação urbana integrando de forma sustentável a gestão da água (Mullaney & Lucke, 2014; Zhou, 2014). Aspectos como qualidade, quantidade e reutilização da água fazem parte deste sistema, contudo, o principal foco tem sido a gestão com base na qualidade da água (Shackel, Beecham, Pezzaniti, & Myers, 2008). Pezzaniti, Beecham e Kandasamy (2009) definiram os princípios do sistema WSUD como: reduzir a procura de água potável por meio de dispositivos eficientes de tratamento de águas pluviais reutilizadas; minimizar e tratar as águas residuais para reutilização e/ou libertação para as águas recetoras; tratar as águas pluviais urbanas para atender aos objetivos de qualidade da água na reutilização e/ou descarga em águas superficiais; e usar as águas pluviais na paisagem urbana para maximizar a amenidade visual e recreativa dos empreendimentos. A abordagem LID não deve ser confundida com a abordagem WSUD, pois a primeira insere-se no âmbito do meio ambiente em geral e a segunda foca-se na gestão da água pluvial (L. Á. Sañudo-Fontaneda, 2014).

A técnica de drenagem urbana sustentável SUDS foi inicialmente desenvolvida no Reino Unido no final dos anos 80, tendo sido publicados manuais de projeto em 2000 para a Escócia, Irlanda do Norte, Inglaterra e País de Gales (Fletcher *et al.*, 2015). O atual guia é intitulado de *The SuDS Manual* do CIRIA (*Construction Industry Research and Information Association*) e data de 2015 (Woods Ballard *et al.*, 2015). A filosofia dos SUDS consiste em replicar o mais próximo possível a drenagem natural, tal como nos sistemas LID, através da recolha, armazenamento, tratamento, redistribuição e/ou reutilização da água (Scholz & Grabowiecki, 2007). A principal medida preventiva das técnicas SUDS é reduzir o escoamento superficial através da minimização das superfícies impermeáveis nas

idades e da subdivisão das bacias hidrográficas para evitar a concentração de grandes volumes de água numa secção (Castro-Fresno *et al.*, 2005). Segundo o manual, os quatros pilares das técnicas SUDS são: quantidade de água (controlar a quantidade de escoamento para apoiar a gestão do risco de inundação, manter e proteger o ciclo da água), qualidade de água (gerir a qualidade do escoamento e evitar a poluição), amenidade e biodiversidade (criar e sustentar melhores lugares para as pessoas e para a natureza) (Woods Ballard *et al.*, 2015). Portanto, as SUDS têm como finalidades a manutenção da saúde pública, a proteção dos recursos hídricos e a preservação da diversidade biológica e dos recursos naturais para as necessidades futuras (Willems *et al.*, 2012).



Figura 2.8 Exemplos de sistemas SUDS (Woods Ballard *et al.*, 2015): a) Telhado verde em Horniman Museum, London (UK); b) Telhado verde acessível em Bishops Square, London (UK); c) Telhado verde sobre estacionamento de bicicletas fechado em Islington, London (UK); d) Pavimento permeável com mistura drenante East Midlands Airport (UK); e) Pavimento permeável com blocos de betão em Hunter Avenue, Kent (UK); f) Pavimento permeável com grelhas de betão e gramão ao longo da linha (Suíça); g) Pavimento permeável com betão poroso em High Wycombe (UK); h) Sistema de biorretenção com árvores em Portland, Oregon (EUA); i) Parque verde em Manor Park, Sheffield (UK); j) Vala com vegetação em Upton (UK); k) Pequena bacia de infiltração em Cambourne (UK); l) Lago em Elvetham Health, Hampshire (UK)

Os sistemas SUDS podem incluir diversas soluções por vezes combinadas, como exemplifica a Figura 2.8, compreendendo (Woods Ballard *et al.*, 2015):

- Sistemas de captação de águas pluviais que podem coletar as águas de telhados e de outras superfícies para uso local;

- Coberturas verdes em que é colocada uma camada de solo sobre uma cobertura construída com o objetivo de criar uma superfície viva que pode reduzir o escoamento superficial;
- Pavimentos permeáveis que fornecem uma superfície rígida que pode ser usada para caminhos pedonais, estradas e estacionamentos, permitindo que a água da chuva circule pelo solo ou fique armazenada;
- Sistemas de biorretenção que coletam o escoamento, permitindo que o mesmo permaneça temporariamente na superfície antes de filtrar através da vegetação e dos solos subjacentes;
- Campos verdes que capturam a água da chuva e proporcionam evapotranspiração, biodiversidade e sombra;
- Valas, bacias de retenção, lagoas e zonas húmidas que diminuem o caudal, armazenam e tratam o escoamento, ao mesmo tempo que drenam o local e estimulam a biodiversidade;
- Poços que promovem a infiltração, como um meio eficaz de controlar o escoamento e contribuir para a recarga das águas subterrâneas.

Os sistemas SUDS, para além de admitirem medidas estruturais, também incluem medidas não estruturais utilizando conhecimentos e técnicas práticas que influenciam o comportamento e as atitudes das partes interessadas (Zhou, 2014). Efetivamente, devem ser adotados os dois tipos de medidas em conjunto para um melhor benefício de ambas as funções. Frequentemente, os SUDS são multifuncionais, pelo que por um lado podem melhorar a qualidade da água e ao mesmo tempo reduzir o risco de inundações, e por outro lado fornecem espaços verdes e azuis (Semadeni-Davies *et al.*, 2008). Além disso, as soluções propostas pelos SUDS oferecem uma melhor qualidade de vida aos empreendimentos em espaços urbanos, tornando-os visualmente mais atraentes, sustentáveis e mais resilientes à mudança, melhorando a qualidade do ar urbano, regulando a temperatura dos edifícios e reduzindo o ruído (Woods Ballard *et al.*, 2015). Qualquer projeto SUDS deve basear-se nos seguintes princípios:

- ✓ Gerir e usar o escoamento superficial como recurso
- ✓ Gerir as águas pluviais junto ao local de precipitação
- ✓ Permitir a entrada de água no solo
- ✓ Promover a evapotranspiração
- ✓ Retardar e armazenar o escoamento para imitar as características de escoamento natural
- ✓ Reduzir o risco de contaminação do escoamento superficial na origem através da sua prevenção, controlo e tratamento

Tendo em conta as diferentes técnicas apresentadas, as práticas de infraestruturas verdes (*Green Infrastructure*, GI), particularmente para a gestão de águas pluviais, são consideradas sinónimo de LID, SUDS e BMPs. Inicialmente, as infraestruturas verdes eram reconhecidas como parques, florestas e pântanos no interior e exterior das cidades que proporcionavam melhor qualidade de vida e tinham capacidade de infiltrar a água e controlar as inundações, mas atualmente as GI estão mais relacionadas com as metas ambientais ou de sustentabilidade que as cidades devem adotar através de uma combinação de abordagens naturais (Fletcher *et al.*, 2015; Foster, Lowe, & Winkelmann, 2011). O objetivo das GI assenta na conservação da natureza combinada com o uso do solo relacionado, por

exemplo, com a agricultura, silvicultura, lazer e recreio, e adaptação às alterações climáticas. Portanto, as GI são tecnologias implementadas para atingir metas ambientais específicas, normalmente usando materiais naturais como vegetação, mas também materiais inovadores cinzentos (por exemplo, pavimentos permeáveis) (EPA, 2014; Foster *et al.*, 2011). As infraestruturas e tecnologias verdes também têm sido identificadas como melhores práticas quando combinadas com infraestruturas cinza tradicionais para alcançar maior sustentabilidade e resiliência urbana, para além de se apresentarem como um meio de adaptação aos impactos emergentes e irreversíveis das mudanças climáticas. Exemplos de GI, em concordância com os outros sistemas de drenagem urbana, são os telhados verdes, paredes verdes, pavimentos permeáveis e espaços verdes como parques e florestas urbanas. Alguns dos benefícios das GI incluem a melhor gestão do escoamento de águas pluviais, captação e conservação da água, prevenção de inundações, redução da temperatura ambiente e dos efeitos de ilha de calor urbana e melhor qualidade do ar (Foster *et al.*, 2011). As GI são cada vez mais reconhecidas como fatores contribuintes para a adaptação às alterações climáticas quando cuidadosamente planeadas e implementadas (Derkzen *et al.*, 2017).

Em Portugal, a atual ENAAC 2020 mencionada anteriormente, assume como principais objetivos (RCM n.º 56/2015, 2015): i – Melhorar o conhecimento sobre alterações climáticas; ii – Implementar medidas de adaptação; e iii – Promover a integração da adaptação em políticas sectoriais. A concretização do segundo objetivo é conseguida pelo Programa de Ação para a Adaptação às Alterações Climáticas (P-3AC) (RCM n.º 130/2019, 2019) que inclui 9 linhas de ação, em que 8 dizem respeito a ações concretas de intervenção direta no território e infraestruturas e 1 refere-se ao desenvolvimento de ferramentas de suporte à decisão e de ações de capacidade e sensibilização. Concretamente, no que aos pavimentos rodoviários diz respeito, a linha de ação 5 corresponde à “Redução da vulnerabilidade das áreas urbanas às ondas de calor e ao aumento da temperatura máxima”, dentro das quais se incluem como medidas a “Implantação de infraestruturas verdes, incluindo a utilização de materiais de construção naturais como material de construção e a renaturalização e recuperação da permeabilidade de pavimentos” e a “Instalação ou reconversão de equipamentos de sombreamento/refrigeração”, como “Infraestruturas de transporte urbano e material circundante (veículos, paragens, estações, estacionamento)”. A linha de ação 7 é relativa à “Redução ou minimização dos riscos associados a fenómenos de cheia e de inundação” e inclui como medidas a “Criação de áreas de infiltração através de Reconversão de áreas de superfície impermeáveis (e.g. renaturalização de ecossistemas ribeirinhos, instalação de pavimentação drenante)” e a “Implementação de técnicas de drenagem urbana sustentável”, fazendo parte a “Utilização de pavimentos permeáveis e de rugosidade em acordo com condições de escoamento adequadas”.

Vários autores têm estudado os impactos da urbanização na drenagem urbana e a utilização de sistemas mitigadores do escoamento superficial e das graves consequências das inundações (Abbott & Comino-Mateos, 2003; Brattebo & Booth, 2003; EPA, 2014; Fini, Frangi, Mori, Donzelli, & Ferrini, 2017; Jia, Lu, Yu, & Chen, 2012; Semadeni-Davies *et al.*, 2008). A opção de sistemas de drenagem urbana sustentável pode oferecer uma melhor gestão do escoamento de águas pluviais em relação aos sistemas convencionais, pelo que Abbott e Comino-Mateos (2003) apresentaram os dados de

desempenho em campo de um sistema de pavimento permeável constituído por blocos de betão poroso instalado num estacionamento. Os resultados do estudo mostraram que, ao longo de treze meses, o sistema forneceu um elevado grau de atenuação na redução do caudal de ponta de cheia e na duração prolongada dos caudais de saída em comparação com os eventos registados. O estudo apresentado por Jia *et al.* (2012) averiguou o uso de técnicas LID-BMPs (pavimentos permeáveis, telhados verdes e reservatórios de águas pluviais) na mitigação dos impactos do escoamento urbano, através de simulação, na Vila Olímpica de Pequim (China). Em comparação com as condições existentes, os resultados mostraram que o plano BMP motivaria uma redução de 27 % e 21 % para o volume total de escoamento e de caudal de ponta de cheia, respetivamente. A EPA (2014) desenvolveu um modelo detalhado para a gestão das águas pluviais da *Johnson Street Basin*, através do qual avaliou o potencial das infraestruturas verdes para mitigar os caudais de ponta de cheia e reduzir as inundações associadas e cargas poluentes. O pavimento permeável e os sistemas de biorretenção foram modelados ao nível da implementação em ruas. Concluíram que a instalação do pavimento permeável (não definido) em todos os locais possíveis eliminava por completo o risco de inundação e era a opção com menor custo. Contudo, a instalação total não seria necessária, pois se o pavimento permeável fosse instalado em 75 % dos locais apropriados, o risco de inundação já reduziria em 68 %. Joksimovic e Alam (2014) avaliaram a eficiência da utilização combinada de diferentes soluções LID, tendo concluído que a combinação de sistemas de biorretenção, pavimentos permeáveis e telhados verdes levou a um melhor desempenho na gestão das águas pluviais, nomeadamente na menor percentagem de escoamento (<10%) e maior percentagem de infiltração (>70%).

O impacto das alterações climáticas no meio urbano impermeabilizado, principalmente em cidades onde o aumento de precipitação é previsto, tem sido uma preocupação crescente que leva à procura de mais conhecimento e popularidade das técnicas de drenagem urbana. Tendo em conta as possíveis medidas mitigadoras, salienta-se a aplicação de pavimentos permeáveis como solução inovadora. Pois, apesar das mudanças provocadas pela impermeabilização, a população necessita de pavimentos para apoiar as atividades diárias e manter a qualidade de vida. Portanto, os pavimentos permeáveis são considerados um componente importante dos sistemas de drenagem urbana que fornecem aos espaços benefícios económicos, sociais e ambientais (B. K. Ferguson, 2010). Na seguinte secção salientam-se os benefícios e inconvenientes da sua aplicação e destacam-se os seus componentes, nomeadamente, a estrutura, os tipos de sistemas de infiltração e as superfícies para estes pavimentos.

2.4 Pavimentos permeáveis como medida mitigadora

A grande maioria das áreas pedonais e áreas destinadas a transportes em meio urbano (como estradas, áreas de estacionamento, calçadas, praças e parques comerciais) são constituídas por pavimentos impermeáveis (H. Li, Harvey, *et al.*, 2013). A execução de obras de pavimentação aplicando este tipo de pavimentos convencionais, normalmente com superfícies betuminosas ou de betão, não permite a percolação da água no solo, convertendo toda a precipitação em escoamento superficial que por vezes se acumula e preenche as deformações na superfície, provocando danos na camada de desgaste e insegurança aos utilizadores. Consequentemente, as águas pluviais são

conduzidas para os sistemas de drenagem convencionais em vez de serem encaminhadas para o solo por meio de infiltração. Na Tabela 2.1 apresenta-se o sumário dos efeitos da alteração do clima, nomeadamente do aumento das temperaturas e da precipitação intensa, nos pavimentos betuminosos aplicados em rodovias.

Tabela 2.1 Sumário dos efeitos da alteração do clima nos pavimentos betuminosos

Temperaturas elevadas	Precipitação intensa
Exsudação do betume	Remoção do revestimento de betume da superfície
Envelhecimento do betume	Aumento do escoamento superficial
Endurecimento por envelhecimento (redução da capacidade de flexibilidade da mistura)	Teor de humidade mais elevado (se a drenagem for deficiente)
Fendilhamento na superfície do pavimento	Destabilização das camadas inferiores
Perda de material por desagregação	Erosão das plataformas rodoviárias
Formação de cavados de rodadura	Problemas do sistema de drenagem (associado à acumulação de detritos)
Efeito de ilha de calor urbano	Efeitos de aquaplanagem
Temperatura vs. Precipitação	
Ciclos de gelo-degelo: fenómenos de expansão e contração da água dentro da estrutura do pavimento que provoca a deterioração prematura das camadas mais superficiais (fendilhamento, aumento da rugosidade da camada superficial, diminuição da capacidade de carga e rigidez)	

Os pavimentos são o principal elemento das infraestruturas rodoviárias e, por isso, o projeto de um pavimento deve fornecer uma estrutura sólida capaz de suportar as cargas induzidas no local de aplicação durante a sua vida útil sem danos excessivos. Hernández (2008) definiu os pavimentos permeáveis como “secções compostas por várias camadas de materiais de construção que permitem a passagem da água através delas, desde a superfície até ao subsolo, que em conjunto oferecem a capacidade portante necessária para resistir a um determinado tráfego” (pág.34). Os pavimentos permeáveis são considerados uma das soluções mitigadoras da impermeabilização das vias e dos estacionamentos urbanos. Para além disso, são admitidos como tecnologia LID e SUDS, visto que podem ser utilizados para reduzir o escoamento superficial, o volume das inundações e a deterioração da qualidade da água que advêm da urbanização (Brattebo & Booth, 2003; Diniz, 1980). Em comparação com os sistemas tradicionais de drenagem, a retenção e infiltração de águas pluviais pelos sistemas de pavimentos permeáveis é um processo sustentável e económico, adequado para áreas urbanas (Scholz & Grabowiecki, 2009; Shirke & Shuler, 2009). Na Figura 2.9 apresenta-se a secção generalizada de qualquer tipo de pavimento permeável comparativamente a um pavimento convencional.

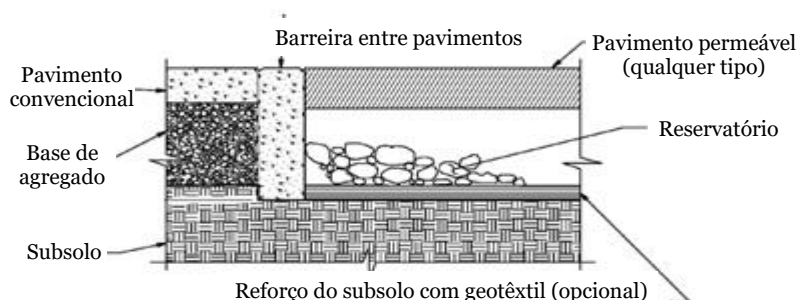


Figura 2.9 Secção típica de pavimentos permeáveis e convencionais (Adaptado de Caltrans, 2014)

O conceito de pavimento permeável foi desenvolvido durante 1970 e 1971 nos laboratórios do *Franklin Institute* na Filadélfia (Pensilvânia, EUA), com a contribuição da *United States Environmental Protection Agency* (USEPA), onde investigaram o uso de uma base e sub-base porosas com a intenção de averiguar o potencial fornecimento de água para o subsolo em vez de a remover para um sistema de recolha de águas pluviais, controlando o escoamento e a qualidade da água (Diniz, 1980). Este pavimento onde quer que seja construído, influencia significativamente a hidrologia e melhora o ambiente pelas suas propriedades de elevada permeabilidade e porosidade. Um pavimento permeável deve cumprir os três sectores da drenagem sustentável (quantidade, qualidade e serviço) regidos por três objetivos fundamentais segundo L. Á. Sañudo-Fontaneda (2014):

- Reduzir os caudais de ponta do escoamento superficial gerado pela precipitação, reduzindo de forma implícita os riscos de inundação;
- Reduzir os contaminantes presentes no escoamento superficial, mediante o processo de infiltração através de todas as camadas de pavimento permeável;
- Fornecer uma superfície com segurança para percursos pedonais e para o tráfego de veículos, devendo ser plenamente integrados através de um revestimento adequado, do ponto de vista ambiental e paisagístico.

Embora os pavimentos permeáveis tenham sido desenvolvidos inicialmente para o tráfego pedonal e de ciclistas, devido aos benefícios de sustentabilidade que oferecem, há um interesse crescente em promover o seu uso (Ndon, 2017). Atualmente, já são adequados para uma ampla variedade de aplicações residenciais, comerciais e industriais, contudo estão limitados a tráfego ligeiro (Scholz & Grabowiecki, 2009). As aplicações mais reconhecidas e comuns para utilização destes pavimentos são:

- Estradas com baixo volume de tráfego, vias residenciais e comerciais, zonas de descanso em estradas, caminhos de acesso;
- Estacionamentos (qualquer tipo com tráfego leve: supermercados, centros comerciais, universidades, escolas, empresas);
- Passeios e acessos pedonais;
- Percursos dos carros de golfe e parques de estacionamento dos mesmos;
- Ciclovias, caminhos de hipismo, campos desportivos e áreas de lazer em parques naturais.

Na Europa, o uso de misturas betuminosas drenantes em pavimentos rodoviários permeáveis teve início nos anos 70 tendo-se desenvolvido por países como o Reino Unido, Alemanha, Holanda, França, Itália, Bélgica, Espanha, Suíça, Áustria e Dinamarca. Além desses, alguns dos primeiros estudos práticos também foram efetuados em países como a Austrália, Estados Unidos da América, Canadá e Japão (Dennis, 2009). No entanto, apenas nos últimos 20 anos têm sido realizadas melhorias na conceção e construção deste tipo de pavimentos. Nos últimos anos em Portugal tem-se verificado um aumento gradual do uso de misturas betuminosas permeáveis, tanto em infraestruturas novas como em reabilitação de infraestruturas existentes. Contudo, a aplicação em

zonas urbanas de pavimentos permeáveis ainda é limitada, não sendo conhecidos estudos sobre o comportamento destes pavimentos com misturas drenantes em camadas de desgaste.

2.4.1 Benefícios e inconvenientes

O objetivo inerente aos pavimentos permeáveis é produzir características de escoamento semelhantes às de um solo natural em espaços urbanos (Foster *et al.*, 2011). Seguidamente, apresentam-se os potenciais benefícios dos pavimentos permeáveis, assim como os principais inconvenientes, para além dos resultados obtidos em diversos estudos.

O principal benefício dos pavimentos permeáveis, em substituição dos pavimentos convencionais, é proporcionar a redução da quantidade de escoamento superficial, retardando e reduzindo os valores máximos dos caudais de cheia que ocorrem devido às chuvas intensas (Brattebo & Booth, 2003; Castro-Fresno *et al.*, 2005; Pratt *et al.*, 1995). O escoamento superficial gerado num pavimento depende da permeabilidade da camada de desgaste, seguida da camada de sub-base e do tipo de solo subjacente (R. Roseen *et al.*, 2012). A camada de desgaste drenante pode ajudar a reduzir, por si só, o escoamento superficial, contudo não influencia a redução do caudal de cheia. Por um lado, os pavimentos com estrutura permeável e solo impermeável conseguem reduzir o escoamento e influenciar o valor máximo dependendo da espessura do reservatório. Por outro lado, os mesmos pavimentos e um solo de fundação permeável permitem uma infiltração total, pelo que um solo arenoso é mais adequado do que um solo argiloso, que deve ser evitado. Enquanto os pavimentos permeáveis permitem a rápida infiltração das águas pluviais, os impermeáveis impedem essa infiltração. Neste contexto, os volumes de água descarregados para os sistemas de drenagem convencionais são reduzidos. Portanto, estes pavimentos proporcionam a restauração *in situ* do ciclo hidrológico em área urbana e reduzem a necessidade de instalações tradicionais relativas às águas pluviais (Huang, He, Valeo, & Chu, 2016). Ao mesmo tempo, a água infiltrada permite a recarga dos aquíferos e a disponibilidade de maior quantidade de água para as árvores e vegetação mais próximas (C. R. Brown, 2007; B. Ferguson, 2005). Note-se que num pavimento betuminoso convencional o escoamento superficial pode ser superior a 90 % da precipitação (Araújo, Tucci, & Goldenfum, 2000; Suriya & Mudgal, 2012). Se por um lado, R. Roseen *et al.* (2012) efetuaram a monitorização de um pavimento permeável com betuminoso drenante no qual não detetaram escoamento superficial direto, outros autores (CVC & TRCA, 2010) verificaram que os valores de redução do escoamento superficial identificados em alguns casos de estudo se situam no intervalo entre 45 e 100 %, correspondendo as maiores percentagens a pavimentos permeáveis sobre solos granulares.

Ao escoamento superficial urbano está associada a principal causa de poluição e, por essa razão a gestão das águas pluviais é uma prioridade crescente em todo o mundo. As escorrências de águas pluviais em pavimentos podem acarretar riscos para a saúde pública e ambiental, devido à lavagem e transporte de poluentes, provenientes de pneus, resíduos de combustíveis, materiais da camada de desgaste de pavimentos rodoviários, aplicação de areia e sal durante o inverno e pó das áreas circundantes, em especial se descarregadas em origens de água superficial e subterrânea (Burton & Pitt, 2001). Os pavimentos permeáveis não foram apenas identificados como uma solução SUDS, mas também como uma solução que controla os poluentes em relação ao escoamento superficial de

áreas utilizadas como estradas e estacionamento, onde os contaminantes da água infiltrada no solo subjacente podem ser minimizados (Scholz & Grabowiecki, 2007). Sabe-se, por exemplo, que os níveis de contaminação no escoamento de estradas de baixo/médio tráfego, estacionamento, praças pedonais e passeios, são tipicamente menores do que em autoestradas ou estacionamento com alto tráfego, por isso podem representar oportunidades para minimizar o escoamento superficial através da aplicação de pavimentos permeáveis (CVC & TRCA, 2010). Os estudos realizados quanto à qualidade da água infiltrada e escoada pelos pavimentos permeáveis divulgam baixos valores de poluentes (Brattebo & Booth, 2003; R. A. Brown & Borst, 2015; Gilbert & Clausen, 2006; Kamali, Delkash, & Tajrishy, 2017; Legret, Colandini, & Marc, 1996; R. Roseen *et al.*, 2012; Tota-Maharaj & Scholz, 2010). O tratamento de águas pluviais ocorre sobretudo através do aprisionamento de sólidos suspensos durante a infiltração através da estrutura do pavimento. Os hidrocarbonetos presentes no escoamento são retidos no interior dos pavimentos permeáveis e podem biodegradar-se com o passar do tempo. Da mesma forma, estes pavimentos são capazes de reter os metais pesados presentes no escoamento superficial urbano, derivado dos telhados (cobre e zinco) ou estradas (chumbo), garantindo a qualidade da água infiltrada. O estudo realizado por Drake *et al.* (2014b) mostrou bons resultados no tratamento de águas pluviais de pavimentos permeáveis para hidrocarbonetos de petróleo, sólidos suspensos totais, metais (cobre, ferro, manganésio e zinco) e nutrientes (nitrogénio e fósforo). Segundo este estudo, a concentração de poluentes foi maior durante os primeiros meses após a construção e diminuiu rapidamente durante o decorrer do estudo.

Uma limitação assente nos pavimentos permeáveis é o potencial risco de contaminação das águas em algumas situações de aplicação, como por exemplo, em áreas de serviço, áreas de manutenção de veículos, instalações industriais, entre outros locais com resíduos perigosos. Estas atividades em meio urbano também têm graves efeitos, tanto nas águas, como no solo, devido à poluição provocada pela descarga de resíduos e efluentes, que são transportados para os campos agrícolas, promovendo a contaminação. Na secção 3.3.2 serão discutidos mais detalhes com os possíveis poluentes na escorrência de águas urbanas.

Estudos realizados à qualidade da água em pavimentos permeáveis revelaram que estes podem cumprir os parâmetros exigidos para a reutilização da mesma, podendo ser usados para fins não potáveis: descargas sanitárias, irrigação e limpeza (Kazemi & Hill, 2015; Nnadi, Newman, Coupe, & Mbanaso, 2015) ou para valorização energética (Tota-Maharaj, 2010). Aconselha-se, através desta técnica, a recolha e reutilização das águas pluviais sempre que o subsolo for impermeável de forma a diminuir o escoamento superficial e reduzir o consumo de água potável (Castro-Fresno *et al.*, 2005). No geral, o uso da água armazenada pode ser utilizado para fins agrícolas, urbanos e industriais (Fuente, 2010). Ernest O. Nnadi *et al.* (2015) mostraram que as águas pluviais provenientes dos sistemas de pavimentos permeáveis podem ser reutilizadas para irrigação agrícola apresentando baixos níveis de toxicidade e alta eficiência de remoção de hidrocarbonetos e metais pesados. A utilização de águas pluviais para irrigação constitui uma fonte alternativa e sustentável em muitas cidades, especialmente na estação seca, e é vista como uma opção para casos como os campos de golfe, parques recreativos e parques desportivos. A reutilização das águas pluviais armazenadas no reservatório de um pavimento permeável proporciona um custo-benefício, isto é, estimula uma

redução do consumo de água da rede pública e, conseqüentemente, do seu custo e em paralelo contribui para os benefícios ambientais (Pratt, 1999).

Os pavimentos permeáveis foram inicialmente utilizados para a drenagem de águas pluviais, no entanto reconheceu-se que também permitem a troca de água e ar entre a atmosfera e o solo de fundação, pelo que a evaporação pode ocorrer na superfície, tal como acontece nas superfícies naturais. Desta forma, a temperatura das superfícies permeáveis não aumenta significativamente e, a troca de calor entre a atmosfera e a superfície do solo é reduzida, assim como o armazenamento de calor subterrâneo (Asaeda & Ca, 2000). Vários estudos identificaram os pavimentos permeáveis como uma solução que pode atenuar o efeito de ilha de calor urbano (*Urban Heat Island*, UHI) devido à sua estrutura com elevado índice de vazios que proporciona a redução da energia armazenada no pavimento e permite o arrefecimento rápido, por meio de evaporação e da disponibilidade de humidade perto da camada superficial (Akbari & Kolokotsa, 2016; EPA, 2008; H. Li, Harvey, *et al.*, 2013; Stempihar, Pourshams-Manzouri, Kaloush, & Rodezno, 2012). Li *et al.* (2013) mostraram que o uso de pavimentos permeáveis pode potenciar a mitigação das ilhas de calor próximas à superfície e melhorar a qualidade do ar (pela permuta de calor próximo da superfície), bem como melhorar o conforto térmico humano. Numa revisão sobre o desenvolvimento de medidas de mitigação face ao fenómeno de ilha de calor urbana, Akbari e Kolokotsa (2016) identificaram dois grupos de tecnologias que: diminuem a absorção de radiação solar através de materiais com elevada refletância, conhecidos como materiais frios que podem ser usados nas fachadas, telhados e pavimentos; e aumentam a evapotranspiração através do uso intensivo de vegetação urbana como parques, telhados verdes e pavimentos permeáveis. Stempihar *et al.* (2012) mostraram que, apesar das misturas betuminosas drenantes exibirem maiores temperaturas diurnas na superfície em relação a outros pavimentos, no período noturno as mesmas misturas apresentam temperaturas menores devido à porosidade elevada que lhes permite o arrefecimento mais rápido.

A redução do ruído também é um dos benefícios apontados aos pavimentos permeáveis, nomeadamente com misturas betuminosas drenantes pela alta percentagem de vazios e com o auxílio de uma granulometria otimizada pelos agregados (Ahmad, Abdullah, Hassan, Daura, & Ambak, 2017; M. Liu, Huang, & Xue, 2016; Miljković, Radenberg, & Gottaut, 2014; Vaitkus, Čygas, Vorobjovas, & Andriejauskas, 2016). Os vazios existentes na camada de desgaste aumentam o coeficiente de absorção sonora à medida que os pneus circulam sobre a superfície do pavimento. Quando a onda sonora atinge o pavimento, uma parte é transmitida através da estrutura interna do pavimento e a outra é refletida pela superfície e novamente transmitida quando a onda sonora atinge duas ou mais vezes a superfície. Portanto, a energia sonora é transferida e dissipada, ou seja, absorvida pelo pavimento (M. Liu *et al.*, 2016). Os fatores que influenciam o desempenho de absorção sonora são os vazios, a textura e a espessura da camada de desgaste. M. Liu *et al.* (2016) concluíram, no estudo de uma dupla camada betuminosa drenante (*Double Layer Porous Asphalt*, DLPA), que são os vazios da camada inferior que mais favorecem a redução do ruído, assim como uma espessura maior dessa camada em relação à superior, para além do aumento de textura superficial. Utilizando a DLPA, o *Innovatieprogramma Geluid* (IPG) procurou reduzir o ruído da estrada em 6 dB, demonstrando ser menos ruidosa que outras superfícies incluindo as misturas

densas e misturas drenantes simples, a qualquer velocidade (Hamzah, 2007). Chu, Fwa e Tan (2017) estimaram que as contribuições de uma mistura betuminosa drenante se traduzem na melhoria do ruído dos pneus no pavimento, em que 23 a 33 % da redução é atribuída à sua capacidade de absorção sonora. A variação de porosidades (12, 16, 20 e 25 %) não fez mudanças significativas, tal como a alteração da espessura, enquanto o aumento de colmatação resultou no decréscimo do coeficiente de absorção sonora e na redução de ruído. Na literatura apresentam-se valores de frequência máxima do nível do som entre 500 e 600 hz para pavimentos betuminosos permeáveis, enquanto que para pavimentos convencionais os valores rondam os 1000 a 1250 hz (Ahmad *et al.*, 2017).

As próprias superfícies dos pavimentos permeáveis comportam benefícios como o aumento da resistência ao atrito devido ao aumento de macrotextura. Adicionalmente, os vazios das misturas porosas proporcionam uma maior infiltração de água que leva à redução da quantidade de pulverização (efeito de *spray*) em condições húmidas, que por sua vez diminui o potencial de aquaplanagem e aumenta a visibilidade (T. Fwa, Tan, & Guwe, 1999; M. Li, 2013; Putman & Kline, 2012). Estas condições oferecem segurança e conforto aos utilizadores, conduzindo a um dos importantes benefícios das superfícies drenantes e, conseqüentemente, dos pavimentos permeáveis que é a redução do risco de acidentes provenientes de climas húmidos ou em condições desfavoráveis de precipitação. Um estudo realizado no Japão demonstrou que o número de acidentes com veículos diminuiu 85 % depois de incluir misturas betuminosas drenantes em camadas superficiais (Takahashi, 2013 citado por Hernandez-Saenz *et al.*, 2016). Yang, Xu e Cao (2019) concluíram que um pavimento betuminoso permeável, comparativamente a um pavimento com SMA (*stone matrix asphalt*), pode reduzir a distância de travagem até 6-8 m com chuva forte, para além de diminuir o ruído em 2-6 dB e melhorar o arrefecimento da superfície em 6-8 °C no verão.

Para além dos benefícios referidos estão associados também benefícios económicos como a redução de combustível ($\approx 2\%$) e o desgaste dos pneus, devido à macrotextura melhorada da superfície com mistura betuminosa drenante (Ahmad *et al.*, 2017). O uso de aditivos e ligantes modificados pode incrementar o custo inicial destes pavimentos, contudo tendem a aumentar o tempo de vida útil das misturas.

Os pavimentos betuminosos permeáveis são apontados com alguns problemas estruturais relacionados com a alta percentagem de vazios, como a formação de sulcos e deformações quando a ligação entre o agregado e o betume é enfraquecida devido ao contacto com a água (C. R. Brown, 2007). Algumas preocupações estruturais (quanto à estabilidade e resistência do solo) têm surgido em relação à instalação de pavimentos permeáveis em solos com baixa permeabilidade, contudo esta questão tem sido superada com alguns estudos (Drake, Bradford, & Seters, 2014a; Dreelin, Fowler, & Carroll, 2006; Marshalls, 2013; STEP, 2015). Os solos com baixa permeabilidade (argilosos e siltosos) podem claramente receber pavimentos permeáveis através de um sistema de infiltração parcial ou sem infiltração que coletam as águas pluviais através de tubos de drenagem. Contudo, estes pavimentos não devem ser aplicados perto de locais com lamas ou areias que possam preencher os vazios à superfície (por exemplo, zonas costeiras como praias ou dunas de areia e zonas com tráfego agrícola significativo) (Ahmad *et al.*, 2017). Drake *et al.* (2014a) avaliaram três pavimentos

permeáveis com elementos de betão sobre um solo com baixa permeabilidade (10^{-5} a 10^{-8} m/s), tendo conseguido uma redução de 43 % no volume de escoamento. Dreelin *et al.* (2006) monitorizaram um pavimento permeável com grama sobre um solo rico em argila (com características drenantes) e verificaram uma redução no escoamento em 93 %.

Alguns autores defendem que os pavimentos permeáveis, como exibem temperaturas à superfície mais baixas do que os pavimentos convencionais, promovem a formação de gelo mais rapidamente e não permitem o uso de sal ou areia devido à tendência para colmatar os poros (Hernandez-Saenz *et al.*, 2016; St. John and Horner, 1997 e Rushmoor Borough Council, 1998 citados por James & Langsdorff, 2003). Enquanto outras investigações referem que os mesmos pavimentos não são propícios à formação de gelo e permitem a minimização do uso de substâncias químicas de degelo (sal de estrada) na manutenção de inverno, apontando para reduções de 64 a 77 % na utilização de sal (R. M. Roseen, Ballester, Houle, Heath, & Houle, 2014). Este facto deve-se sobretudo à cor escura do pavimento e à elevada porosidade, em que as camadas mais finas de neve descongelam devido às temperaturas mais elevadas ou ao calor do tráfego dos veículos, conduzindo a água para dentro dos poros do pavimento em vez de ficar à superfície suscetível a um novo congelamento (ASCE, 2015). Segundo Roseen *et al.* (2012), a entrada substancial de gelo (até 71 cm) e os ciclos de temperatura de congelamento e descongelamento num pavimento betuminoso permeável não comprometem a integridade estrutural, visual ou hidrológica do sistema.

2.4.2 Colmatação e manutenção

Como uma superfície de infiltração que promove o ciclo hidrológico nos espaços urbanos, o pavimento permeável também funciona como um filtro e, portanto, está sujeito à colmatação (Pezzaniti *et al.*, 2009; Sansalone, Kuang, Ying, & Ranieri, 2012). A perda de permeabilidade devido à colmatação é a principal limitação dos pavimentos permeáveis, uma vez que é colocada em causa a sua capacidade de infiltração, independentemente do material aplicado, salientado em vários estudos (Al-Rubaei, Stenglein, Viklander, & Blecken, 2013; Andrés-Valeri, Marchioni, Sañudo-Fontaneda, Giustozzi, & Becciu, 2016; Yong, Deletic, Fletcher, & Grace, 2008). Os resultados indicam que os pavimentos permeáveis perdem ≈ 90 % da capacidade de infiltrar água à superfície em poucos anos, sendo os restantes 10 % suficientes para lidar com os eventos de precipitação decorrentes (Tota-Maharaj, 2010). Para além disso, a colmatação também diminui o desempenho acústico das superfícies porosas ao longo do ciclo de vida dos pavimentos (M. Li, 2013).

O processo de colmatação rege-se pela retenção das partículas de maior dimensão, como areias, na camada superficial cujos poros são rapidamente preenchidos com as partículas mais finas que se movem no interior da estrutura (Mishra, Zhuge, & Karunasena, 2013). A retenção de partículas ao longo do tempo reduz progressivamente o diâmetro dos poros na superfície do pavimento e, por conseguinte, o diâmetro das partículas retidas (Siriwardene, Deletic, & Fletcher, 2007a). Portanto, quanto maior o número de partículas finas existentes nos espaços entre as partículas grossas, maior é a taxa de colmatação (Pratt, 1997 citado por Shirke & Shuler, 2009), pelo que o tamanho das partículas desempenha um papel preponderante na ocorrência deste fenómeno (Baladès, Legret, & Madiec, 1995). As partículas caracterizam-se pelo tipo e concentração, tamanho e taxa de deposição,

granulometria, tráfego e regime pluviométrico (Andrés-Valeri *et al.*, 2016; Kayhanian *et al.*, 2012; Sansalone *et al.*, 2012). O cenário mais crítico diz respeito à criação de uma camada de revestimento formada por essas partículas resultante da passagem dos veículos (Mishra *et al.*, 2013). Este processo de colmatação culmina na diminuição da capacidade de infiltração.

Os problemas de colmatação advêm principalmente das condições locais dos pavimentos, nomeadamente da deposição de sedimentos a longo prazo (partículas inorgânicas e orgânicas) provenientes de subprodutos do desgaste dos pneus dos veículos, do uso do solo da área de drenagem contribuinte, de atividades de trânsito e vegetação localizada ou poeiras que são frequentemente transportados pelo escoamento superficial das áreas impermeáveis adjacentes, por ação do vento ou da precipitação (Robert A. Brown & Borst, 2014; L. M. Haselbach, 2010; Siriwardene *et al.*, 2007a). Por precaução, os pavimentos permeáveis não devem ser utilizados em regiões áridas, com alta erosão ou atividade do vento. As três causas apontadas para a colmatação são: i) os sedimentos podem ser esmagados no pavimento pela passagem e peso dos veículos (desgaste da superfície); ii) a água que drena para os pavimentos pode trazer sedimentos suspensos que obstruem os poros; iii) a tensão de corte causada por acidentes de veículos pode resultar na desintegração dos agregados (Kayhanian *et al.*, 2012; Scholz & Grabowiecki, 2007).

O desempenho de pavimentos permeáveis requer a realização de estudos a longo prazo de forma a ter conhecimento do seu comportamento durante o tempo de vida útil (Booth & Leavitt, 1999; Dietz, 2007; R. Roseen *et al.*, 2012). A vida útil de um pavimento permeável diz respeito ao período de tempo em serviço (anos) correspondente à redução da capacidade de infiltração, devido à colmatação, até um nível no qual não é possível garantir essa função perante as precipitações registadas, sendo necessário realizar trabalhos corretivos de manutenção (Yong, McCarthy, & Deletic, 2013). Assim, é de esperar que a vida útil de um pavimento permeável seja menor em relação a um pavimento impermeável. Alguns autores indicam que a vida útil estimada para um pavimento permeável se encontra normalmente entre os 15 e 20 a 35 anos, contudo, o processo de colmatação pode ocorrer após 5 a 10 anos de serviço (Mullaney & Lucke, 2014; Pratt *et al.*, 1995). Contudo, Fwa, Tan e Guwe (1999) afirmam que não há como prever a vida útil do pavimento porque é dependente da capacidade de infiltração da camada porosa.

Quando uma percentagem significativa dos poros no pavimento permeável é colmatada a sua permeabilidade diminui e, conseqüentemente, reduz a capacidade de infiltração com os anos de serviço até formar uma superfície impermeável (Hamzah, Abdullah, Voskuilen, & van Bochove, 2013; Hassan *et al.*, 2015). Vários estudos têm avaliado o comportamento dos pavimentos permeáveis à colmatação. Em 1996, Legret *et al.* analisaram um pavimento betuminoso permeável com estrutura de reservatório instalado em França. A monitorização realizada durante 4 anos permitiu constatar que os sedimentos transportados no escoamento superficial acumularam sobretudo na superfície da mistura betuminosa drenante. Numa simulação laboratorial, Yong *et al.* (2008) estudaram misturas betuminosas drenantes para as condições de precipitação nas cidades de Melbourne e Brisbane, os quais colmataram após 17 e 8,5 anos em serviço. O estudo laboratorial de simulação da colmatação realizado por Yong, McCarthy e Deletic (2013) permitiu concluir que os sistemas de pavimentos

permeáveis com mistura betuminosa drenante colmataram ao fim de 12 anos. Estes verificaram ainda que a aplicação de precipitações com intensidades variáveis e períodos de secagem levaram a um aumento do tempo de vida útil. O caso de estudo realizado por Kayhanian *et al.* (2012) em parques de estacionamento com misturas betuminosas drenantes, mostrou que a colmatação ocorre perto da superfície (25 mm), por análise das imagens dos provetes recorrendo ao método de raio-x. Da mesma forma, Coleri *et al.* (2013) mostraram que a porosidade reduz na parte inferior de uma camada de mistura betuminosa drenante, quando analisada independentemente, como resultado da acumulação de partículas. No estudo de simulação da colmatação, Hassan *et al.* (2015) mostraram que a utilização de materiais originários de uma área residencial tem maior tendência para obstruir face aos provenientes de uma estrada principal.

Após ocorrer a obstrução total dos poros do pavimento, traduzida pela ausência de capacidade de infiltração, a camada superficial pode ser removida inteiramente e posteriormente substituída. Contudo, a restauração da capacidade de infiltração pode ser conseguida total ou parcialmente com a manutenção do pavimento. Para além disso, uma distribuição do tamanho dos agregados mais estreita na camada superficial do pavimento pode reter os sedimentos e limitar a sua entrada para as camadas subjacentes. Este é o efeito da aplicação de uma DLPA (Hamzah *et al.*, 2013). De notar que, áreas com maior velocidade de tráfego ajudam a manter a permeabilidade ao longo do tempo devido ao efeito de sucção resultante da passagem dos veículos, sendo fácil a sua manutenção afetando apenas a superfície (Hernández, 2008).

De modo a limitar o risco de colmatação, indicado por uma adequada infiltração das águas pluviais no solo, é necessário prevenir a obstrução dos pavimentos garantindo a sua funcionalidade, pelo que a sua inspeção e consequente manutenção são imperativas (Hunt, 2011; WAPA, 2015). Uma inspeção regular pode garantir o bom desempenho dos pavimentos sobretudo em relação à drenagem, identificar possíveis problemas (como acumulação de sedimentos e deterioração da superfície) e implementar soluções. As recomendações afirmam que a inspeção deve ser realizada 2 a 3 vezes durante os primeiros meses após a construção e posteriormente, pelo menos, uma vez por ano e quando ocorrem precipitações intensas (Hansen, 2008; Shirke & Shuler, 2009).

No entanto, a frequência da realização da manutenção ainda não é consensual, pois depende do uso do pavimento, do uso do solo circundante, da intensidade de tráfego e das condições de precipitação locais. Uma limpeza periódica remove os sólidos acumulados nos vazios, restaurando a capacidade de infiltração. Uma limpeza muito frequente aumenta os custos operacionais, mas uma limpeza pouco frequente resulta num desempenho insuficiente (Robert A. Brown & Borst, 2014). Assim, a manutenção regular, associada a uma limpeza preventiva, é considerada a medida mais adequada para manter a função dos pavimentos permeáveis a longo prazo e neutralizar a colmatação, acompanhada pelo desempenho da capacidade de infiltração da superfície através de ensaios de campo realizados regularmente (Al-Rubaei *et al.*, 2013; Baladès *et al.*, 1995; Pezzaniti *et al.*, 2009; Yong *et al.*, 2008). Tipicamente, as entidades que gerem a manutenção dos pavimentos optam por uma manutenção regular seguindo um cronograma ou definem a manutenção de acordo com o desempenho de infiltração da superfície.

Após inspeção, a presença de sedimentos na superfície do pavimento pode ser corrigida pelas técnicas de manutenção manuais e mecânicas, sendo as mais conhecidas a limpeza com vassoura, a aspiração e a lavagem a jato de alta pressão (Baladès *et al.*, 1995; Hamzah *et al.*, 2013; Sansalone *et al.*, 2012; WAPA, 2015; Winston, Al-Rubaei, Blecken, Viklander, & Hunt, 2016). A lavagem a jato de alta pressão é a técnica de manutenção mais eficaz (Baladès *et al.*, 1995). Este método leva ao enfraquecimento das ligações entre as partículas através da concentração de água nos poros da mistura. No entanto, por vezes esta técnica não está ao alcance dos serviços de limpeza dos municípios e as técnicas de manutenção mais comuns são o varrimento mecânico e a aspiração (Hunt, 2011; Winston *et al.*, 2016), que por si só podem impedir a substituição completa da superfície do pavimento. A aspiração permite extrair partículas presas na superfície do pavimento, pressupondo que o pavimento não está colmatado em profundidade. Os pavimentos permeáveis com misturas betuminosas drenantes e betão poroso são suscetíveis à temperatura de aplicação e compactação e, por isso, à colmatção da superfície, tornando o processo de limpeza mais difícil. Em casos extremos os espaços vazios não podem ser desobstruídos com qualquer combinação de limpeza ou lavagem com pressão, sendo em último caso a alternativa mais fiável a remoção e substituição da camada superior (James & von Langsdorff, 2003). A reparação localizada no pavimento é convenientemente realizada com mistura convencional, desde que a área total reparada não exceda 10 % da área pavimentada (Hansen, 2008).

O estudo realizado na Suécia por Al-Rubaei *et al.* (2013) em pavimentos betuminosos permeáveis mostrou que foi possível restaurar parcialmente a capacidade de infiltração (de $0,83 \times 10^{-5}$ para $0,1 \times 10^{-3}$ m/s) numa estrada residencial em Luleå permitindo a infiltração da precipitação intensa do local, através de lavagem de alta pressão e a limpeza com aspiração. Os fatores que influenciaram a recuperação foram o tipo de manutenção, nomeadamente na estação de inverno (aplicação de cascalho fino e/ou areia) e idade do pavimento. Dando continuidade ao estudo, Winston *et al.* (2016) utilizaram 8 técnicas de manutenção em pavimentos permeáveis (mistura betuminosa drenante, betão poroso, blocos de betão e grelhas) em 9 locais (3 nos EUA e 6 na Suécia), com o propósito de recuperar a capacidade de infiltração da superfície. Das técnicas utilizadas em superfícies com misturas betuminosas drenantes, salienta-se a aspiração, a lavagem sob pressão e a fresagem de 2,5 cm da camada envelhecida como as mais eficazes. Esta última, restaurou a capacidade de infiltração em Luleå ($0,0041$ m/s) para condições semelhantes às do pavimento novo ($0,0048$ m/s). Sendo que a maior barreira ao uso de pavimentos permeáveis é a suscetibilidade à colmatção, alguns estudos desenvolveram medidas de remoção das partículas presas nos vazios da estrutura do pavimento, para além da simples manutenção. Por exemplo, Shirke e Shuler (2009) avaliaram laboratorialmente a eficácia da lavagem reversa num pavimento permeável mostrando que esta foi eficiente, contudo na prática a sua aplicação ainda não é possível.

No geral, evidencia-se que não existe um método de manutenção eficaz que deva ser genericamente utilizado. O melhor procedimento a adotar diz respeito à monitorização contínua através de ensaios de capacidade de infiltração para melhor entender os mecanismos de colmatção *in situ* para cada aplicação e região em específico.

2.4.3 Camadas constituintes dos pavimentos permeáveis

A estrutura de um pavimento é considerada um dos fatores mais importante que pode influenciar a sua longevidade (Yong *et al.*, 2013). Em termos mecânicos, as camadas superiores do pavimento têm a função de resistir a esforços de tração enquanto as camadas em contacto com a fundação têm a função de resistir a esforços de compressão. Desta forma, as camadas superiores são ligadas, ou seja, são constituídas por materiais granulares como britas e areias estabilizados com ligantes, e as camadas inferiores são não ligadas, ou seja, são materiais inertes, britados ou naturais. Definem-se pavimentos permeáveis como uma estrutura constituída por materiais que permitem a passagem da água. Estes pavimentos apresentam uma série de superfícies distintas que cumprem a função de drenagem: relva, relva reforçada, cascalho, blocos impermeáveis ou porosos, grelhas de betão ou plásticas e misturas porosas de betão ou betuminosas. Uma vez que a água atinge a superfície permeável do pavimento, esta atua como um filtro que drena para a camada de base subsequente (também ditas de regularização) e de seguida para a camada de sub-base (denominada de reservatório). As camadas constituintes do pavimento devem ter permeabilidades crescentes no sentido descendente. A reserva de água na sub-base pode ser armazenada, transportada (para futuras utilizações) ou infiltrada no solo (Yong *et al.*, 2008). Consideradas como estruturas de reservatório devido à sua constituição porosa e capacidade de armazenar água, os pavimentos permeáveis são caracterizados pela:

- Função mecânica, associada à estrutura, que permite suportar os carregamentos impostos pelo tráfego de veículos ligeiros;
- Função hidrológica, associada ao reservatório, que assegura, pela porosidade dos materiais, a retenção temporária da água seguida da drenagem e, se possível, posterior infiltração no solo.

Independentemente da camada superficial (de desgaste) de um pavimento permeável, a sua estrutura é correntemente constituída pelas seguintes camadas de cima para baixo, esquematicamente representadas na Figura 2.10.

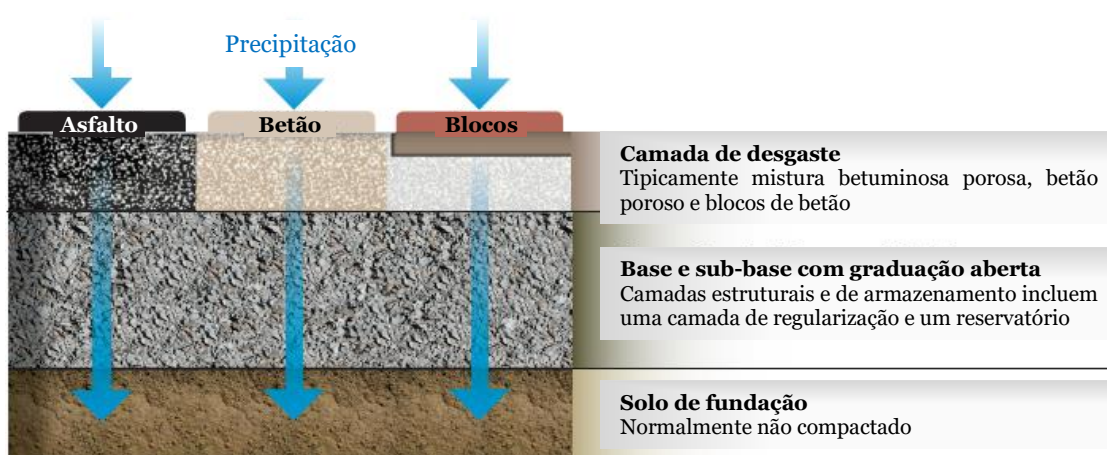


Figura 2.10 Secção típica de um pavimento permeável (Adaptado de ASCE, 2013)

- ⇒ **Camada de desgaste:** é a parte superior da estrutura do pavimento, em contacto com a atmosfera e com o tráfego, que deve garantir uma superfície lisa, antiderrapante e assegurar eficazmente a infiltração da água para as restantes camadas diminuindo o escoamento

superficial e atuando como um filtro. As diferentes soluções de revestimento para a camada superficial devem cumprir essas funções. Por sua vez, esta camada pode ser formada por duas subcamadas, como é o caso da dupla camada betuminosa drenante e da aplicação de blocos de betão através da areia de assentamento.

- ⇒ **Camada de base:** é a camada imediatamente inferior à camada de desgaste, habitualmente constituída por um material granular de granulometria aberta. Esta camada de regularização uniformiza a camada de sub-base para receber a camada de desgaste e, por conseguinte, permite estabilizar a superfície. A sua função é absorver e distribuir as cargas a que está submetida a superfície devido ao tráfego transmitindo-as às camadas inferiores do pavimento. Também auxilia como filtro que facilita a drenagem e fornece maior capacidade para o armazenamento temporário da água (B. Ferguson, 2005).
- ⇒ **Camada de sub-base:** é a camada inferior do pavimento permeável que transmite cargas mecânicas e que serve de reservatório, podendo estar em contacto direto com o solo, com o objetivo de infiltrar a água no subsolo, permitindo a recarga dos aquíferos, ou armazenar a água para reutilização, quando a camada é impermeabilizada. Esta camada normalmente é constituída por agregados de granulometria aberta com porosidade entre 30 e 40 % (Boogaard *et al.*, 2014; Tota-Maharaj, 2010). Nesta camada pode existir um sistema de drenagem com tubos perfurados em locais onde os solos naturais têm baixa permeabilidade, são impermeáveis ou onde a infiltração é indesejável. De notar, que a opção de colocação conjunta de camadas de base e sub-base é dependente de metas específicas (tipo de superfície, cargas e aspetos económicos) de cada projeto para a instalação do pavimento permeável. Nestes casos interessa colocar uma espessura considerável se existir apenas uma camada para compensar a supressão da outra.
- ⇒ **Subsolo:** é o solo imediatamente abaixo do pavimento que define a qualidade do local para a construção do mesmo e tem o papel de suportar as cargas de tráfego. É também em função do tipo de solo de fundação que se adota o sistema de infiltração do pavimento permeável (infiltração total, parcial ou sem infiltração) apresentado na secção 2.4.4.
- ⇒ **Elementos opcionais:** são elementos que fornecem propriedades extras ao pavimento permeável a fim de alcançar determinadas propriedades. Os geossintéticos são utilizados como: geotêxteis de separação ou filtros de água para a camada seguinte eliminando os principais poluentes, localizados entre a base e sub-base ou em contacto com o solo; geogrelhas de reforço, embutidas na sub-base para aumentar o reforço da mesma e melhorar as características de resistência do pavimento; e geomembranas impermeáveis, colocadas sobre o solo para impedir a infiltração da água no solo de fundação, ou seja, para pavimentos permeáveis direcionados para o armazenamento de águas pluviais.

A colocação ou não de geotêxtil nos pavimentos permeáveis ainda coloca algumas dúvidas aos investigadores (Mullaney & Lucke, 2014). Existem poucos estudos que permitem comparar o desempenho de pavimentos permeáveis com e sem geotêxtil. Embora a maioria aponte para a colocação do geotêxtil, visto que aumenta a eficiência de remoção de poluentes e ao mesmo tempo retarda o valor máximo de escoamento permitindo armazenar grandes volumes de água (Masy *et al.*,

2016; Nnadi, Coupe, Sañudo-Fontaneda, & Rodriguez-Hernandez, 2014), outros afirmam que tem potencial para causar maior colmatção devido a acumulações contínuas de sedimentos em longos períodos de tempo formando uma barreira impermeável (Rahman, Imteaz, Arulrajah, Piratheepan, & Disfani, 2015; Yong *et al.*, 2008). Rahman *et al.* (2015) observaram esta barreira quando utilizaram em simultâneo geotêxtil e materiais reciclados em substituição de agregados típicos das pedreiras na camada de sub-base (reservatório). O geotêxtil é usado sobretudo em pavimentos permeáveis com camada superficial em blocos de betão, pois a sua função é impedir que a areia migre para a base do pavimento (Scholz & Grabowiecki, 2007).

Existem modelos típicos de diferentes estruturas de pavimentos permeáveis. Sendo o foco da presente investigação em misturas betuminosas drenantes, apresentam-se na Tabela 2.2 alguns exemplos considerando diferentes camadas, materiais e espessuras. Observa-se que as espessuras consideradas em cada camada são variáveis, pois estão dependentes da finalidade do pavimento, assim como do uso ou não do geotêxtil.

Tabela 2.2 Camadas e espessuras consideradas em pavimentos betuminosos permeáveis

Estudos	Camadas consideradas e espessuras conhecidas				Elementos adicionais
	Camada de desgaste (Mistura betuminosa drenante)	Camada de base/Regularização	Camadas intermédias	Camada de Sub-base/Reservatório	
Acioli (2005)	7 cm	-	-	Brita 26 a 34 cm	Filtro geotêxtil entre camadas
Briggs <i>et al.</i> (2009)*	10-15 cm	Brita 10-20 cm	Areia pouco graduada 20-30 cm; Cascalho 8 cm	Agregado grosso >10 cm sem drenos (solos permeáveis) > 30 cm com drenos (solos pouco permeáveis)	-
Terra Tech, (2009)*	10 cm	Brita (40 % porosidade) 10 cm	Cascalho (25 % porosidade) 30 cm	Gravilha (40 % porosidade) 20 cm	-
R. Roseen <i>et al.</i> (2012)	10 cm	Brita (9 mm) 10 cm	Areia/cascalho mal graduado 61 cm	Brita 10 cm	Geotêxtil junto ao solo e laterais
Basch <i>et al.</i> (2012)	5 - 10 cm	Brita 2,5 - 5 cm	-	Agregado grosso 45 - 90 cm	Geotêxtil opcional
Al-Rubaei <i>et al.</i> (2013)	4,5 cm	-	-	Mecadame (35-40 % porosidade) 100 cm	Geotêxtil entre solo e reservatório
Yong <i>et al.</i> (2013)	7,5 cm	Agregado britado 4 cm	-	Agregado lavado (40 % porosidade) 57 cm	-
Kumar <i>et al.</i> (2016)	10 cm	-	-	Agregados com dreno 30 cm	Geotêxtil entre solo e reservatório
Huang <i>et al.</i> (2016)	8 cm	Agregados (12 mm) 7 cm	-	Agregados 63 mm com dreno 50 cm	Geotêxtil entre solo e reservatório

*Referidos por Korkealaakso, Kuosa, Niemeläinen, & Tikanmäki (2014).

2.4.4 Sistemas de infiltração

Os sistemas de infiltração dependem da taxa de infiltração do solo de fundação. Esta é definida pela intensidade máxima de precipitação que o solo pode absorver. No início de uma precipitação a taxa

de infiltração do solo é máxima, mas diminui exponencialmente até atingir um valor constante. Quando a intensidade da precipitação é superior à taxa de infiltração do solo produz-se escoamento superficial.

Os pavimentos permeáveis são constituídos por um conjunto de camadas permeáveis que permitem que em regiões com elevadas taxas de infiltração do solo as águas pluviais se infiltrem pelas camadas do pavimento até ao solo de fundação, enquanto em regiões com baixas taxas de infiltração do solo, as águas podem ser transportadas por um sistema de drenagem até ao subsolo ou para um reservatório de armazenamento. Estes pavimentos podem ser projetados para três tipos de infiltração: infiltração total, infiltração parcial e sem infiltração.

Os sistemas de infiltração total, Figura 2.11, permitem que as águas pluviais se infiltrem por todas as camadas do pavimento através dos espaços vazios até ao subsolo e, eventualmente, atinjam as águas subterrâneas. Em certos casos, as águas pluviais ficarão temporariamente retidas na camada de sub-base (reservatório) quando esta é influenciada pela permeabilidade do solo de fundação, infiltrando-se posteriormente nesse solo (C. R. Brown, 2007; B. Ferguson, 2005). Geralmente não são utilizados tubos de drenagem, pelo que este sistema apenas pode ser usado quando o tipo de solo tem condições de permeabilidade suficientes (taxa de infiltração) e onde a adição de água ao subsolo não afetará negativamente a sua capacidade de carga (Marshalls, 2013). A estrutura funcional deste sistema reduz os custos inerentes à construção e manutenção das condutas da rede de drenagem de águas pluviais (Interpave, 2010).

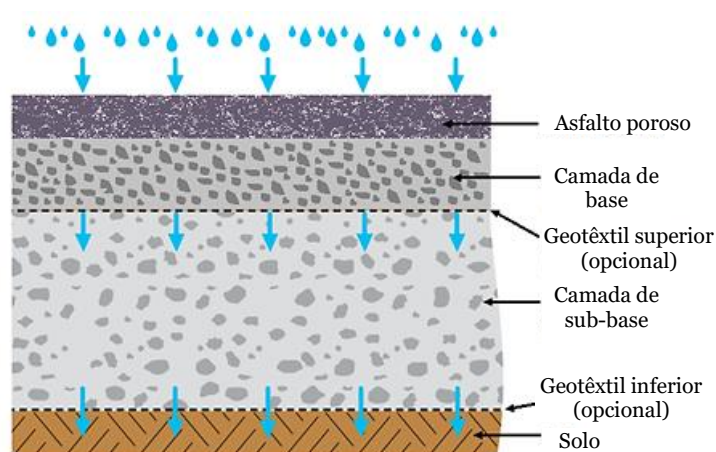


Figura 2.11 Perfil esquemático – infiltração total (Adaptado de Interpave, 2010)

Em áreas onde a infiltração total não é possível, os sistemas de pavimentos permeáveis com tubos de drenagem ainda oferecem muitos benefícios ambientais (Pratt *et al.*, 1995), sendo denominados de sistemas de infiltração parcial, Figura 2.12. Nestes sistemas, os tubos de drenagem colocados na camada de sub-base coletam e transportam as águas pluviais para fora do sistema, sempre que a taxa de infiltração do solo natural é excedida, devido à sua baixa permeabilidade (normalmente menor que $4,17 \times 10^{-6}$ m/s) (CVC & TRCA, 2010). Este sistema pode, por conseguinte, evitar que o solo existente perca a sua estabilidade. As águas são, normalmente, encaminhadas para outros dispositivos de drenagem, tais como valas e linhas de água. Contudo, o volume de água que se infiltra

no solo representa frequentemente a maior percentagem de precipitação (Interpave, 2010). Este sistema permite alcançar a exigência de redução do escoamento das águas pluviais, eliminando a necessidade de armazenamento a longo prazo (Interpave, 2010).

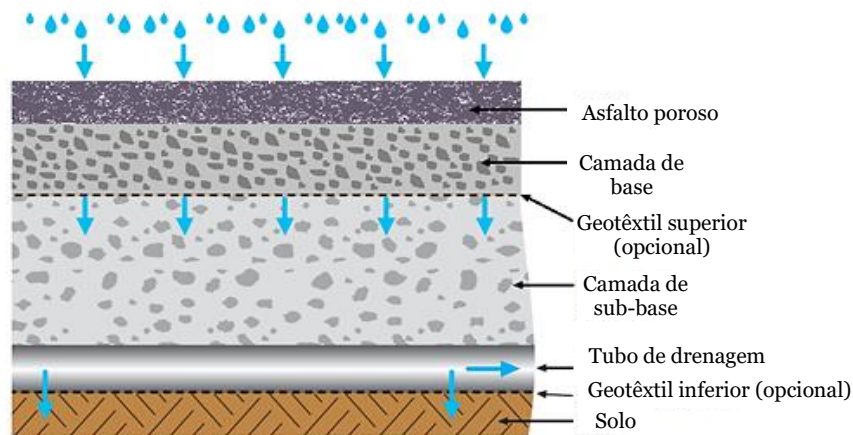


Figura 2.12 Perfil esquemático – infiltração parcial (Adaptado de Interpave, 2010)

Os sistemas sem infiltração, ou de armazenamento, Figura 2.13, permitem reter completamente as águas pluviais. Para o efeito, é utilizada uma membrana impermeável e flexível, colocada entre o subsolo e a camada de sub-base, incluindo as laterais da escavação do pavimento, de modo a formar um reservatório de armazenamento eficaz. Desta forma, o sistema atenua a sobrecarga do sistema de drenagem pluvial, por vezes já saturado. Estes sistemas são utilizados em situações onde as condições não são propícias à infiltração de água, tais como a proximidade com outras estruturas ou fundações e solos com permeabilidade baixa, em que a introdução de água adicional no solo poderia ser prejudicial (Marshalls, 2013).

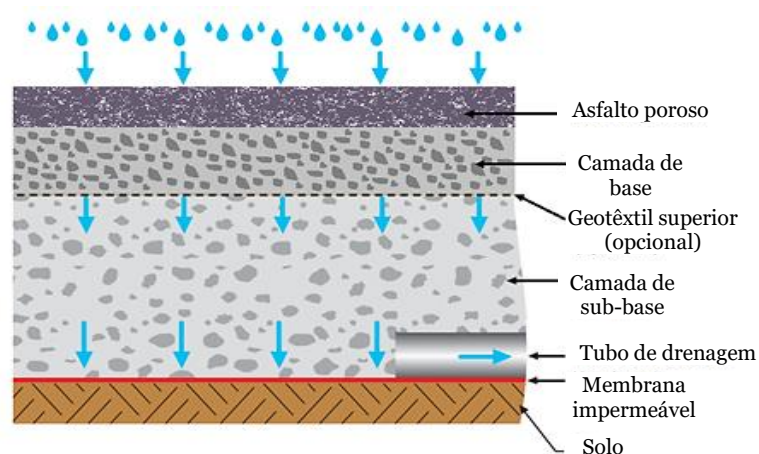


Figura 2.13 Perfil esquemático – armazenamento (Adaptado de Interpave, 2010)

Este perfil de pavimento é particularmente adequado para locais contaminados, uma vez que impede que os poluentes sejam transferidos para o solo e, eventualmente, introduzidos nas águas subterrâneas. Os tubos perfurados ou drenos são colocados sobre a membrana impermeável em locais apropriados para drenar as águas pluviais para esgotos, linhas de água ou sistemas de tratamento. Os tubos de saída são projetados para restringir o caudal, de modo que a água seja

armazenada temporariamente no interior do pavimento e a descarga seja lenta. Assim, pode atuar como uma zona de retenção subterrânea e armazenar a água para reutilização em limpezas, irrigação, lavagem de automóveis e descargas sanitárias (Interpave, 2010).

Segundo a Interpave (2010), o tipo de sistema de infiltração varia com o coeficiente de permeabilidade do solo de fundação, como apresentado na Tabela 2.3. Este é definido de acordo com os ensaios de infiltração ao solo, que devem ser executados próximos da base da última camada do pavimento de forma a simular previamente o seu comportamento. Ao coeficiente de permeabilidade atribuído a um solo também está associada a sua resistência após compactação através do valor de CBR (*California Bearing Ratio*) que caracteriza o comportamento mecânico do pavimento. Quanto maior for a percentagem de finos num solo, menor será a sua permeabilidade e, conseqüentemente, menor o seu valor de CBR. Na Tabela 2.4 encontram-se os valores típicos do coeficiente de permeabilidade dos solos e respetivos valores de CBR. De notar que em zonas protegidas ou de captação de água não são aconselhados os sistemas de infiltração total e parcial devido ao risco de contaminação.

Tabela 2.3 Guia de seleção do sistema de infiltração de pavimentos permeáveis

Coeficiente de permeabilidade do solo de fundação, K (m/s)	Sistema de infiltração total	Sistema de infiltração parcial	Sistema sem infiltração
Interpave (2010)	10^{-6} a 10^{-3}	✓	✓
	10^{-8} a 10^{-6}	✗	✓
	10^{-10} a 10^{-8}	✗	✓
CVC & TRCA (2010)	$> 4,17 \times 10^{-6}$	$1,00 \times 10^{-8}$ a $4,17 \times 10^{-6}$	$< 1,00 \times 10^{-8}$

Tabela 2.4 Valores de K e CBR de acordo com a classificação do solo (Adaptado de Interpave, 2010)

Classificação do solo	Intervalo típico do coeficiente de permeabilidade K (m/s)	Intervalo típico dos valores de CBR
Solo argiloso	10^{-10} a 10^{-8}	2 a 5
Argila siltosa	10^{-9} a 10^{-8}	3 a 6
Argila arenosa	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
Cascalho arenoso bem graduado	10^{-5} a 10^{-3}	30 a 80

2.4.5 Mistura betuminosa drenante como camada de desgaste

Qualquer tipo de superfície inerente a um pavimento permeável deve garantir a infiltração das águas pluviais. Na literatura são encontrados diversas camadas de desgaste em pavimentos permeáveis, os quais se dividem essencialmente em dois tipos (Hernández, 2008):

- Porosos ou contínuos, que se definem como aqueles cujo material permite a infiltração da água. Os tipos de superfície mais comuns são as misturas betuminosas drenantes (*porous asphalt*, PA) e o betão poroso (*porous concrete*, PC).
- Descontínuos, que permitem a infiltração da água através das juntas entre os elementos que os constituem, combinados ou não com materiais porosos. São exemplos os blocos de betão

(*permeable interlocking concrete pavers*, PICIP ou *permeable unit pavers*) e as grelhas plásticas ou de betão (*concrete and plastic grid pavers*, CGP e PGP).

As misturas betuminosas drenantes destacam-se como as mais utilizadas em camada de desgaste, apresentando-se de seguida os principais conceitos associados à sua composição e desempenho.

O desempenho superficial dos pavimentos é o fator mais importante para os seus utilizadores, nomeadamente quanto à segurança, resistência ao atrito, baixo ruído e boa visibilidade durante a noite e em períodos de chuva. Uma mistura betuminosa a quente convencional não garante estas características do pavimento, deste modo são requeridas misturas com um conteúdo de vazios mais elevado como é o caso das misturas betuminosas drenantes, também denominadas em português de betão betuminoso drenante (BBd). Nos EUA, estas misturas são designadas por OGFC ou PFC (*open-graded friction course* ou *permeable friction course*), mas o seu uso é maioritariamente em pavimentos convencionais com camadas de base impermeáveis com o objetivo de alcançar benefícios de atrito, segurança e ambientais (Hernandez-Saenz *et al.*, 2016; Kandhal, 2002; Putman, 2012). Portanto, estas misturas são usadas em todo o mundo segundo dois princípios (Lyons & Putman, 2013): em pavimentos convencionais aplicados em estradas com grande volume de tráfego (sobre camadas impermeáveis) e em pavimentos permeáveis em estradas com baixo volume de tráfego (com uma estrutura totalmente constituída por camadas porosas) (Ball & Rankin, 2010; Carvalho, 2015; Imran, Akib, & Karim, 2013; R. M. Roseen *et al.*, 2014). Usualmente, neste último caso os pavimentos são designados de pavimentos betuminosos permeáveis.

As misturas betuminosas drenantes são misturas betuminosas a quente com agregados de dimensão uniforme que respeitam uma curva granulométrica descontínua e, por isso, têm uma estrutura de poros abertos interligados que permitem a infiltração da água (Dietz, 2007; R. Roseen *et al.*, 2012). A formulação deste tipo de misturas consiste numa mistura com um conteúdo de vazios interconectados entre 14 e 32 % (EN 13108-7:2006), comparativamente a uma mistura convencional que tem 0,5 a 14 % (EN 13108-1:2006), normalmente entre 3 a 5 % (Estradas de Portugal, 2014). Em Portugal a formulação rege-se unicamente por um tipo de camada de desgaste denominada de PA12,5, ou seja, asfalto poroso com tamanho máximo do agregado de 12,5 mm. As espessuras praticadas em Portugal com uma camada única são de 4 e 5 cm (Estradas de Portugal, 2014). O grande conteúdo de vazios proporciona permeabilidade à mistura e, por isso uma maior facilidade de entrada de água na sua estrutura. Alguns autores afirmam que a capacidade de infiltração inicial destas misturas excede os 0,0035 m/s (Al-Rubaei *et al.*, 2013), enquanto outros apontam para variações entre 0,0248 a 0,448 m/s (R. Roseen *et al.*, 2012). Note-se que um pavimento convencional é praticamente impermeável, rondando valores de $0,85 \times 10^{-8}$ a $0,1 \times 10^{-4}$ m/s (Kuang, Sansalone, Ying, & Ranieri, 2011).

A vida útil das misturas betuminosas drenantes é variável devido à durabilidade e à perda de permeabilidade como resultado da colmatação. Por exemplo, no Reino Unido, Dinamarca e França estimam um tempo de vida útil entre 7 a 12 anos (Dennis, 2009). O desenvolvimento de uma dupla camada betuminosa drenante (DLPA) tem constituído uma boa prática na resolução dos problemas

causados pela colmatação em pavimentos betuminosos permeáveis (Hamzah *et al.*, 2013; Praticò & Vaiana, 2012). A DLPA foi desenvolvida na Holanda e os seus conceitos de projeto foram apresentados pela primeira vez em 1996 na 1st *Eurasphalt and Eurobitume Congress* por Van Bochove do *Heijmans Infrastructuur B.V* (Hamzah, 2007). Na Figura 2.14 pode observar-se esquematicamente a diferença na acumulação de sedimentos entre uma mistura betuminosa drenante simples e dupla. Como se verifica na Figura 2.14 b), relativa à DLPA, a camada superior é constituída por agregados de tamanho mais fino para garantir uma superfície lisa e atuar como um peneiro que reduz a entrada de sedimentos que tendem a ficar acumulados nos poros, evitando que a camada inferior com agregados mais grossos seja obstruída e facilite a drenagem. Ambas as misturas betuminosas drenantes (superior e inferior) têm uma elevada percentagem de vazios, assegurando a drenagem das águas pluviais para as camadas inferiores, constituídas por agregados soltos de granulometria uniforme, com função de reservatório (M. Liu *et al.*, 2016).

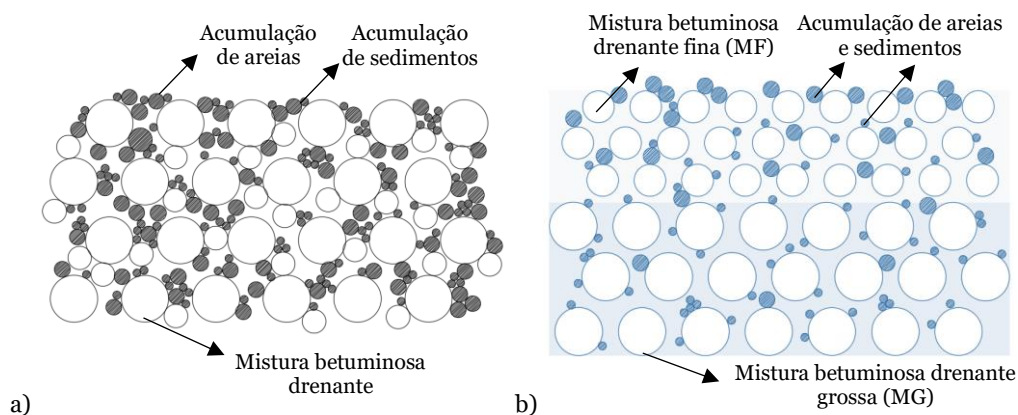


Figura 2.14 Colmatação em misturas betuminosas drenantes: a) Camada simples; b) Camada dupla

Alguns dos inconvenientes relacionados com estas misturas são a desagregação de agregados na superfície do pavimento devido à perda de aderência entre o ligante e o agregado ou devido à fraca coesão do revestimento de mástique (inertes finos com betume) com o agregado. Estes fenómenos acontecem devido ao envelhecimento das misturas, mas também existem outros fatores como a baixa percentagem de ligante, agregados revestidos com poeiras, temperatura de compactação, frequência de tráfego, entre outros (Lyons & Putman, 2013). A compactação da mistura também é um processo importante, pelo que se a compactação for insuficiente, o conteúdo de vazios vai aumentar, mas a resistência e a durabilidade da mistura diminuem, e se for excessiva vai comprometer a permeabilidade do pavimento (Arrieta & Maquilón, 2014). As misturas drenantes também são suscetíveis à ocorrência de escorrimento do ligante atribuída à falta de finos, para promover a permeabilidade, e ao aumento do conteúdo de ligante, para oferecer maior durabilidade à mistura. Este fenómeno pode ocorrer durante o transporte da mistura, mas também ao longo do tempo com altas temperaturas em serviço caso a formulação não inclua materiais para o impedir. Nestes casos, a alta temperatura do pavimento faz com que o ligante fique mais líquido e flua gradualmente através da estrutura de vazios por gravidade até atingir uma profundidade mais fria. Numa situação a longo prazo, este escorrimento pode reduzir consideravelmente a permeabilidade da mistura (B. Ferguson, 2005).

Os problemas relacionados com as questões ambientais têm motivado a realização de investigações sobre materiais amigos do ambiente neste campo. Este facto combinado com a percentagem de ligante relativamente elevada e com a necessidade de melhorar a durabilidade das misturas tem levado à incorporação de aditivos para estabilizar a mistura, tais como polímeros que têm a função de endurecer o ligante e fibras que absorvem o ligante em excesso (Lyons & Putman, 2013).

Hoje em dia são produzidos betumes modificados com polímeros com características diferenciadoras, como a elasticidade, a resistência face ao envelhecimento e às deformações plásticas, a boa adesividade com os agregados e a baixa suscetibilidade térmica (CEPSA, 2014; Mallick, Kandhal, Cooley, & Watson, 2000; Poulikakos & Partl, 2010). Estas características proporcionam um aumento da resistência à deformação permanente e à fadiga devido à maior elasticidade conferida à mistura. Para além de melhorarem a resistência à desagregação dos agregados, também mantêm o volume de vazios ao longo do tempo, mitigando a densificação devido ao tráfego e às altas temperaturas (Hernández, 2008).

A adição de fibras reduz significativamente o escorrimento do ligante, evitando a sua perda durante o armazenamento e transporte, ao mesmo tempo que permite uma maior percentagem de ligante resultando numa mistura com maior durabilidade (Martinho *et al.*, 2013). As fibras podem ser utilizadas tanto em misturas betuminosas drenantes, como em betão poroso e misturas SMA. Vários tipos de fibras têm sido utilizados em misturas betuminosas, incluindo distintos materiais de origem, tais como, celulose, minerais, polímeros sintéticos e vidro como os mais comuns, para além das fibras com materiais reciclados como papel de jornal, carpetes e pneus (NCHRP, 2015). As fibras celulósicas são dos aditivos mais aplicados (Kandhal, 2002; Lyons & Putman, 2013; Shao-peng, Gang, Liantong, Zheng, & Qun-shan, 2006). Estas são de origem vegetal, obtidas maioritariamente de plantas capazes de produzir madeira (lenhosas) ou de jornais reciclados. A absorção bastante elevada oferece às fibras celulósicas a capacidade para se aglutinarem ao ligante das misturas (NCHRP, 2015). A adição de fibras celulósicas inibe o aparecimento de heterogeneidades nas características da camada aplicada, como porosidades muito diferentes e conseqüentes degradações precoces. Estas fibras apresentam um conjunto de importantes vantagens, como a ampla disponibilidade e o custo relativamente baixo, para além da capacidade de serem recicladas, são biodegradáveis, não são perigosas para a natureza, apresentam pegada de carbono zero e boas propriedades mecânicas e físicas (baixa densidade e equilíbrio da rigidez, tenacidade e resistência) (Satyanarayana, Arizaga, & Wypych, 2009). As fibras podem ser adicionadas em percentagens que variam entre 0,2 e 0,5 % do peso total da mistura, contudo a percentagem adequada depende do ensaio de escorrimento realizado à mistura.

2.4.6 Estrutura do perfil de pavimento betuminoso permeável

O dimensionamento de um pavimento betuminoso permeável é realizado de forma a que o mesmo seja capaz de transmitir comodidade e segurança ao utilizador, capacidade de drenagem e capacidade estrutural para suportar as cargas de tráfego e as variações térmicas. Segundo Pratt, Wilson e Cooper (2002) o projeto correto de um pavimento permeável é aquele em que a permeabilidade das diferentes camadas cresce em profundidade. Perante este conceito, uma estrutura adequada deve

consistir num sistema de camadas, nas quais a permeabilidade da camada superficial é menor que a permeabilidade das camadas subjacentes. As espessuras das diferentes camadas do pavimento variam de acordo com a literatura, baseadas nas especificações individuais de cada país. Nas especificações das estradas em Portugal ainda não se encontra definida a estrutura de pavimentos betuminosos permeáveis, portanto, a análise das espessuras das diferentes camadas do pavimento deve ser realizada através da reunião de um conjunto de informação técnica relativa a estruturas de pavimentos rodoviários com misturas betuminosas, permeáveis e impermeáveis.

Em Portugal, ainda vigora o Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional da Junta Autónoma de Estradas (JAE) de 1995 (JAE, 1995a) relativo às estruturas de pavimentos. Esta entidade é atualmente denominada de Infraestruturas de Portugal, S.A. (IP, S.A.) e anteriormente foi designada de Estradas de Portugal, S.A. (EP, S.A.). Como EP ainda tem disponível vários documentos de consulta pública relativos ao Caderno de Encargos Tipo Obra, o qual contempla uma secção de pavimentação com os seguintes documentos: 14.03 – Características dos materiais; 15.03 – Métodos Construtivos; e 16.03 – Dicionário de rubricas e critérios de medição. Contudo, a documentação disponível não faz referência a estruturas de pavimentos. Assim sendo, o Manual da antiga JAE é o último documento que faz menção a estes conteúdos.

As espessuras das camadas de um pavimento rodoviário, assim como os materiais a utilizar, devem ser escolhidos em função do tráfego que o pavimento vai suportar e das características do solo de fundação que vai servir de suporte. Também é importante ter em conta as condições climáticas da zona de aplicação (precipitação e temperatura) e as características das matérias-primas disponíveis nas proximidades da construção. Portanto, segundo o Manual (JAE, 1995a), essas são as variáveis de projeto essenciais a considerar no dimensionamento de pavimentos. A entidade CEPSA Portuguesa Petróleos criou um Manual de Pavimentação cujos conceitos inerentes ao Manual da JAE estão bem presentes, incluindo o mesmo catálogo de estruturas de pavimentos (CEPSA, 2014). Este catálogo define as estruturas de pavimentos flexíveis, semi-rígidos e rígidos tendo por base diversos tipos de materiais e considerando as condições extremas mais desfavoráveis das classes de tráfego (T_1 a T_6) e fundação (F_1 a F_4). Não contemplando pavimentos com estrutura permeável, apenas se pode ter como referência as secções de pavimentos flexíveis compostas por misturas betuminosas e agregados britados, pela semelhança com algumas secções permeáveis. As secções de pavimentos flexíveis apresentadas variam desde camadas de misturas betuminosas com espessura mínima de 8 cm e máxima de 28 cm (correspondente a uma classe de fundação F_3 e tráfego T_6 e T_1 , respetivamente) sobre uma ou duas camadas de 20 cm de espessura de agregado britado de granulometria extensa. Relativamente a misturas betuminosas drenantes, indicadas apenas para camadas de desgaste sobre camadas impermeáveis, refere-se que devem ser aplicadas com espessura constante de 4 cm ou 5 cm (CEPSA, 2014; Estradas de Portugal, 2014). Em Espanha, a camada betuminosa drenante pode ser aplicada com espessuras de 3, 4 ou 5 cm quando o tamanho máximo dos agregados é de 12 mm (Hernández, 2008).

Em geral, na Europa, quando as misturas betuminosas drenantes são aplicadas sobre bases impermeáveis, as espessuras variam entre os 1, 9 e os 5 cm (Ahmad *et al.*, 2017), enquanto que

quando aplicadas sobre bases permeáveis, com função de diminuição do escoamento das águas pluviais sobre pavimentos, as espessuras são maiores, entre 5 e 10 cm (Lyons & Putman, 2013). Como referência às aplicações práticas de outros países, nomeadamente Espanha, o Manual da CEPISA também contempla a utilização da dupla camada drenante para melhorar a eficácia da mistura e reduzir a probabilidade de ocorrência de colmatção. O Manual refere, para a DLPA, que a primeira camada a aplicar deve ser com agregado mais grosso de dimensão máxima entre 12 e 20 mm, que proporciona vazios de maior tamanho e mais difíceis de colmatar pelas poeiras, seguida da camada à superfície com agregados mais finos de dimensão máxima entre 8 e 10 mm de modo a oferecer mais conforto aos utentes, reduzir o ruído e ter capacidade de infiltrar a água. Neste caso, não é mencionada qualquer espessura para a dupla camada. Em Espanha, Manchón, Santamera e Llorente Sagasetta (2000) apresentam recomendações para projeto e desenho da via urbana através de um catálogo prático de 195 soluções de secções adotadas por diferentes profissionais, entidades e normas municipais. As secções permeáveis incluídas apenas são aplicadas para espaços pedonais, tendo-se como referência as secções com misturas betuminosas em camada única com 5 cm de espessura ou em camada dupla com 4 + 4 cm sobre uma camada de brita com 15, 20 ou 25 cm e solo granular quando apropriado com 15, 20 ou 30 cm. A *Federal Highway Administration* (FHWA, 2015) recomenda 6 cm de espessura mínima para tráfego ligeiro com uma camada simples de mistura betuminosa porosa e 10 a 15 cm de espessura total para tráfego intermédio ou pesado, respetivamente, com camada dupla. Outros estudos, em diferentes países utilizam tipicamente as especificações presentes na Tabela 2.5, segundo Morgan *et al.* (2007).

Tabela 2.5 Exemplos de especificações técnicas para DLPA (Adaptado de Morgan *et al.*, 2007)

País	Camada superior				Camada inferior			
	Tamanho agregados (mm)	Espessura da camada (cm)	Betume modificado (%)	Porosidade (%)	Tamanho agregados (mm)	Espessura da camada (cm)	Betume modificado (%)	Porosidade (%)
Áustria	4/8	2,5	6,0	23,1	11/16	4,5	4,9	23,1
	0/8	2,5	6,5	25,1	0/16	4,5	4,5	27,9
Bélgica	0/7	2,5	-	30,0	0/14	4,5	-	20,0
Dinamarca	5/8	2,5	-	-	11/16	4,5	-	-
	2/5	2,0	-	-	11/16	3,5	-	-
França	2/5	2,5	-	-	16/22	6,5	-	-
	4/6	2,0	4-5	-	10/14	4,0	4,0	-
	4/6	2,0	4-5	-	10/14	3,0	4,0	-
Alemanha	0/6	2,0	4-5	-	10/14	3,0	4,0	-
	5/8	2,5	6,5	25,8	11/16	5,5	5,8	26,1
Itália	0/6	1,5	5,0	-	0/12	3,0	5,0	-
	0/10	1,5	-	-	0/18	4,0	-	-
Suécia	0/11	3,0	-	25,0	0/16	5,0	-	20,0
Suíça	8	-	5,0	24,1	22	-	4,3	14,8
	8	2,0	5,9	24,8	13	3,0	4,7	22,8
Japão	5	1,5-2,0	5,0	23-25	13	3,0	5,0	20,0
	5	2,0	-	25,0	13	3,0	-	23,0
Ponderação (Morgan <i>et al.</i> , 2007)	4 - 8	2 - 3	5,7 - 6,0	20 - 25	11 - 20	3,5-6,5	5,7 - 6,0	20 - 25

A par da camada de desgaste, as camadas inferiores do pavimento permeável, principalmente o reservatório, devem ser seleccionadas criteriosamente. Os principais fatores a destacar na conceção e dimensionamento são: as condições climáticas e geotécnicas locais, o tráfego a que se destina, as condições topográficas e o uso do solo das áreas envolventes. Assim, previamente ao dimensionamento do reservatório devem ser tidas em conta algumas regras de aplicação quando se pretende projetar um pavimento permeável.

- Segundo a EPA (1999), os pavimentos permeáveis devem ser aplicados apenas em solos com baixo teor de argila (< 30 %), em áreas que recebem tráfego leve, com inclinação relativamente plana (< 5 %) e com uma distância de pelo menos 1,2 m da base do pavimento ao lençol freático ou 60 cm de acordo com B. Ferguson (2005).
- Quando a inclinação do pavimento é acentuada, a capacidade de armazenamento do reservatório fica condicionada, pelo que devem ser construídas barreiras de seccionamento de modo a obter vários níveis de armazenamento, tal como mostra a Figura 2.15. Em solos permeáveis, esta solução é fácil de implementar porque os compartimentos não necessitam de ligação através de tubagens (Woods Ballard *et al.*, 2015).

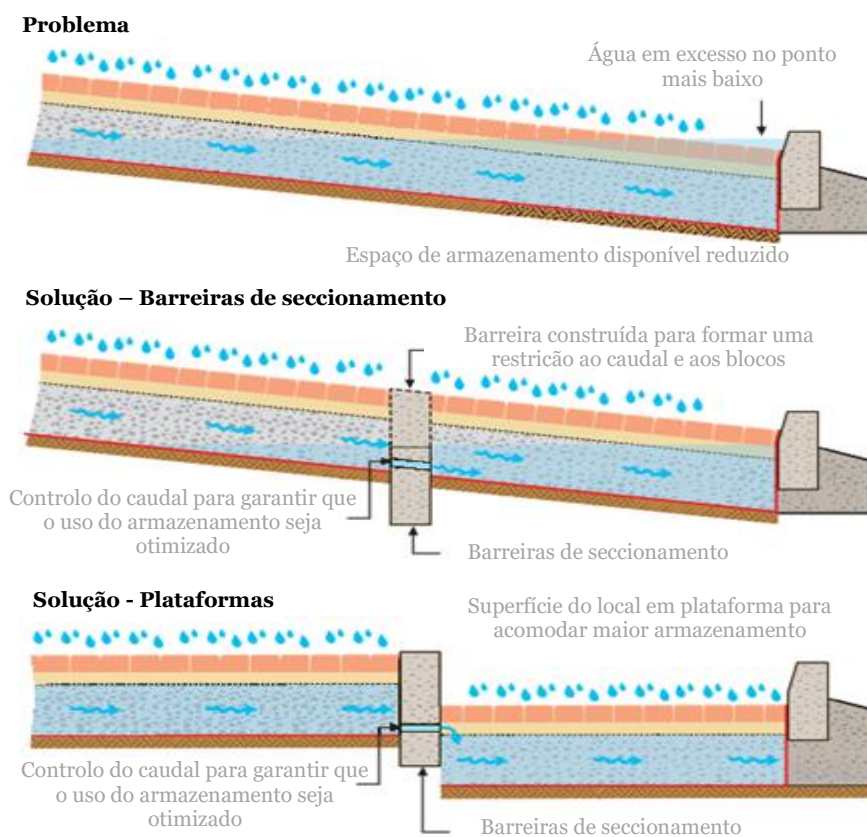


Figura 2.15 Soluções para pavimentos permeáveis em locais inclinados (Adaptado de Interpave, 2010)

- A maioria dos pavimentos permeáveis não são projetados para armazenar e infiltrar a precipitação máxima no local, pelo que deve adicionar-se um elemento que evite que a água armazenada atinga as camadas superficiais. Normalmente, são colocados tubos de drenagem

perfurados no fundo do reservatório ligados a um tubo de descarga. Em alguns casos, recomenda-se que seja inserido um caminho alternativo para a entrada de água no reservatório, caso a superfície fique obstruída, como uma extremidade de seixos (Figura 2.16).

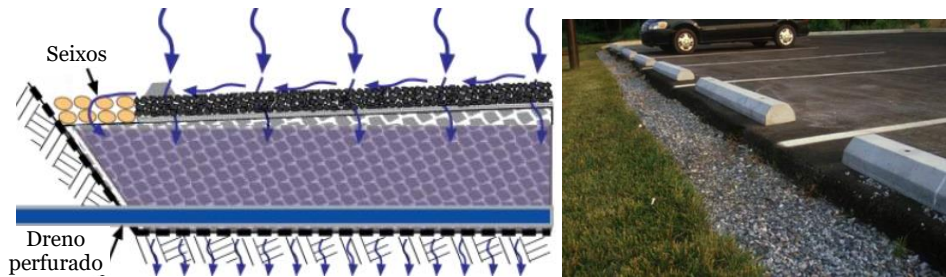


Figura 2.16 Exemplo de uma extremidade de seixos caso ocorra colmatção superficial (Esquerda - Adaptado de FHWA (2015); Direita - CVC & TRCA (2010))

- Sempre que possível, a contribuição do escoamento proveniente de áreas envolventes, sobretudo impermeáveis, deve ser evitada devido ao risco de colmatção e a soluções de espessura do reservatório excessivas e pouco rentáveis. Sendo assim, para a viabilidade deste tipo de pavimento, as áreas de contribuição não devem exceder em duas vezes a área total do pavimento, ou seja, a proporção máxima deve ser de 2:1 (impermeável:permeável) (Interpave, 2010).

Particularmente, o dimensionamento do reservatório de um pavimento permeável merece especial atenção, pelo que deve satisfazer os critérios mecânicos e hidrológicos. A adoção da espessura final será a maior entre os dois critérios. Quanto aos critérios mecânicos, a superfície de um pavimento permeável e a camada de reservatório devem ser projetadas para suportar a carga máxima de tráfego. No entanto, os pavimentos permeáveis são normalmente formulados para tráfego ligeiro, pelo que os requisitos estruturais não são significativos e as espessuras são sobretudo determinadas pelos requisitos hidrológicos e pela espessura mínima (Ahmad *et al.*, 2017). Portanto, a análise hidrológica determina se o volume de água relativo aos eventos de precipitação local pode ser armazenado e drenado pela estrutura do pavimento com uma dada espessura de reservatório. Em alguns casos, as camadas de base e sub-base são consideradas conjuntas, constituindo o reservatório. Nos parágrafos seguintes estão descritos três métodos de dimensionamento do reservatório, que apresentam fórmulas apoiadas fundamentalmente na taxa de infiltração do solo de fundação e na duração e intensidade de precipitação da região.

O método apresentado por Araújo *et al.* (2000) sugere a Equação 2.1 para obter a espessura do reservatório (H , mm) através do volume de precipitação a ser retido por este (V_r , mm) dado pela Equação 2.2 e a porosidade do material (f),

$$H = \frac{V_r}{f} \quad (2.1)$$

$$V_r = (i_p + c - i_e) \times t_d \quad (2.2)$$

onde, i_p é a intensidade máxima da precipitação de projeto em mm/h, c é o fator de contribuição das áreas externas ao pavimento permeável, i_e é a taxa de infiltração do solo em mm/h e t_d é o tempo de duração da precipitação em h. Em Portugal, a intensidade máxima de projeto pode ser obtida através das curvas Intensidade-Duração-Frequência (curvas IDF), que são traduzidas pela Equação 2.3,

$$I = a \times t^b \quad (2.3)$$

onde, I é a intensidade de precipitação em mm/h, t é a duração da precipitação em min e a e b são parâmetros apresentados no Anexo IX do Decreto-Lei n.º 23/95 de 23 de Agosto (1995) segundo as diferentes regiões pluviométricas. Estes parâmetros foram deduzidos por Brandão, Rodrigues e Costa (2001) com base nos registos de postos udométricos do continente, com t a variar entre 5 min e 48 h e o período de retorno T entre 2 e 1000 anos. No contexto dos pavimentos permeáveis as durações da precipitação são variáveis, desde 5 minutos a 48 horas, tal como o período de retorno que pode variar entre 1 e 100 anos (Acioli, 2005; Amirjani, 2010; Araújo *et al.*, 2000; Hernández, 2008; Willems *et al.*, 2012; Woods Ballard *et al.*, 2015). A escolha destes critérios é flexível, dependendo da funcionalidade do pavimento, do local de implantação e do impacto na comunidade, sendo o período de retorno maior quanto mais elevado o impacto. Tipicamente, pode considerar-se uma duração de 10 minutos e um período de retorno de 10 anos. Contudo, alguns autores afirmam que a duração pode ser distinta em diferentes pontos do sistema de drenagem (Woods Ballard *et al.*, 2015), pelo que o cálculo deve ser realizado para o intervalo de valores acima referido de forma a garantir que os parâmetros de projeto sejam atendidos em todos os pontos.

A entidade Caltrans da Califórnia apresenta um método de dimensionamento do reservatório no seu guia de projeto de pavimentos permeáveis (Caltrans, 2014). Este método é realizado por comparação da taxa de infiltração do reservatório, baseada na espessura, com a taxa de infiltração do solo. A metodologia descrita estabelece as 6 etapas seguintes:

Etapa 1: Determinar a espessura do reservatório com base na precipitação da região, através da Equação 2.4, onde d é a espessura da camada do reservatório em m, $WQ\ Depth$ (*Water Quality Depth*) é a precipitação em m, e f é a porosidade do material,

$$d = \frac{WQ\ Depth}{f} \quad (2.4)$$

Segundo o documento (Caltrans, 2014), o $WQ\ Depth$ é obtido diretamente através do programa *Basin Sizer*, somente para utilização na Califórnia. Porém, corresponde ao percentil 85 de um evento de precipitação de 24 h para a região onde se insere o pavimento e, em Portugal, pode ser obtido por consulta da precipitação diária registada pelo Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH).

Etapa 2: Determinar a taxa de infiltração com base na espessura do reservatório obtida na etapa 1 através da Equação 2.5. Onde, k é a taxa mínima baseada na profundidade do reservatório em mm/h e t é o tempo de escoamento (tipicamente 72 h),

$$k = d/t \times f \quad (2.5)$$

Etapa 3: Determinar a taxa de infiltração do solo de fundação (k_c , mm/h), através de ensaios de campo ou estabelecendo esse valor consoante o tipo de solo no local.

Etapa 4: Comparar as taxas de infiltração determinadas nas etapas 2 e 3 e verificar se o local de implantação é adequado. Se $k_c > k$, significa que a precipitação do local pode infiltrar no solo dentro do tempo de escoamento considerado e o local é adequado. Se $k_c < k$, significa que o solo não consegue drenar a precipitação do local no tempo de escoamento considerado e o local é inadequado.

Etapa 5: Considerar a espessura mínima do reservatório de 15 cm para pavimentos permeáveis de parques de estacionamento para veículos de passageiros.

Etapa 6: Comparar as espessuras obtidas nas etapas 1 e 5. A espessura final do reservatório será a máxima entre as duas.

Woods Ballard *et al.* (2015) apresentam um manual acerca das técnicas SUDS, incluindo o dimensionamento mecânico e hidrológico de pavimentos permeáveis apoiado por um conjunto de tabelas presentes no Anexo I. O procedimento sugerido apresenta-se no diagrama de dimensionamento da Figura 2.17 e está descrito por etapas nos parágrafos posteriores.

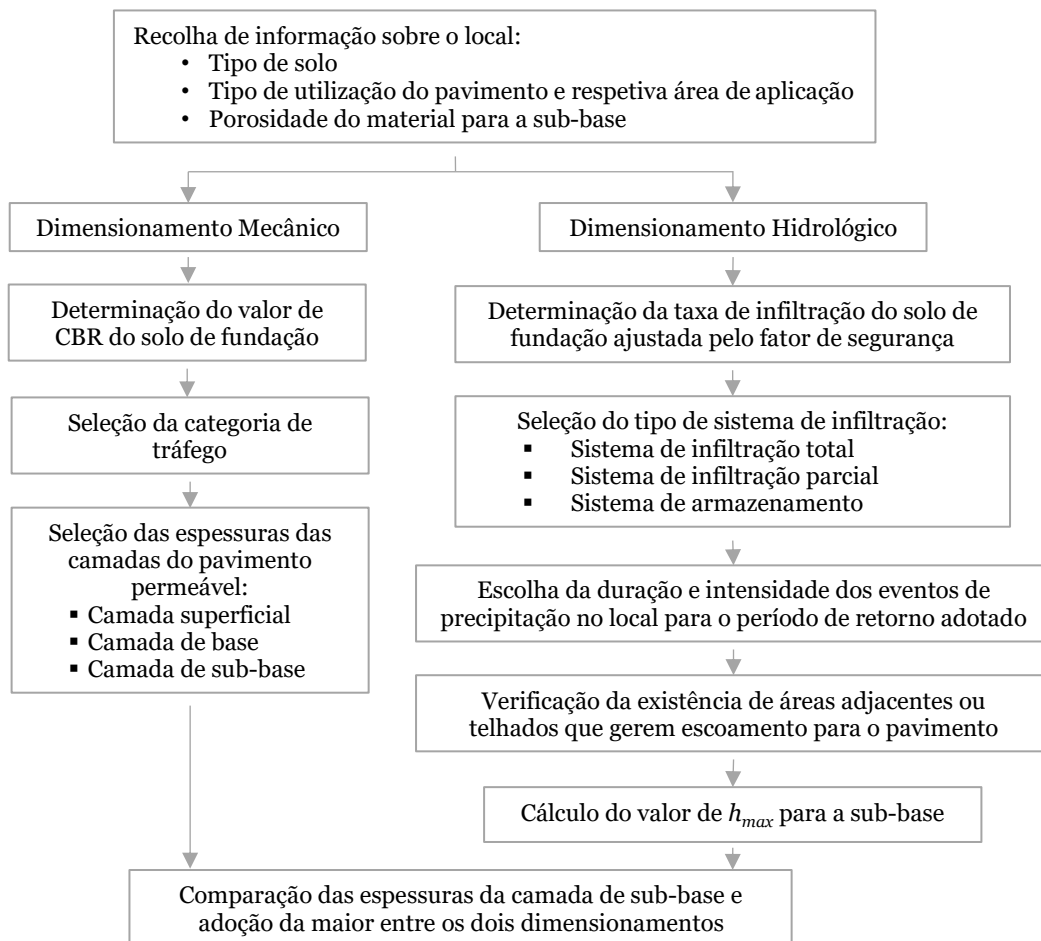


Figura 2.17 Diagrama de dimensionamento da camada de sub-base segundo Woods Ballard *et al.* (2015)

Etapa 1: Determinar o valor de CBR do solo de fundação. O CBR de um solo é inversamente proporcional ao teor em água, ou seja, quando este aumenta o valor de CBR diminui. Portanto, as variações nos níveis de água subterrânea ou da humidade como resultado do armazenamento de água na sub-base irão afetar o valor do CBR de equilíbrio. Este valor deverá ser considerado no dimensionamento e pode ser obtido por ensaios laboratoriais ou, alternativamente, por estimativa com base na classificação do tipo de solo (Tabela 2.4). De notar que o valor mínimo de CBR para que não seja necessária nenhuma intervenção de melhoramento do subleito é de 5 %. O valor mínimo permitido é de 2,5 % com a remoção de 0,5 a 1 m do subleito e colocação de uma camada de material de melhoramento.

Etapa 2: Determinar a categoria de tráfego. Por consulta da Tabela AI.1 no Anexo I deve adotar-se a categoria de tráfego mais adequada ao tipo de utilização do pavimento permeável.

Etapa 3: Determinar as espessuras das camadas. Sabendo a categoria de tráfego, as espessuras a adotar relativas a pavimentos betuminosos permeáveis devem ser obtidas pela Tabela AI.2 de acordo com o dimensionamento mecânico.

Etapa 4: Determinar a taxa de infiltração do solo de fundação. A taxa de infiltração deve ser obtida por ensaios no local de aplicação do pavimento permeável, ajustada por um fator de segurança que considere possíveis reduções no desempenho a longo prazo de acordo com a Tabela AI.3.

Etapa 5: Confirmar o tipo de sistema de infiltração. Tendo em conta a permeabilidade do solo de fundação afetada pelo fator de segurança seleciona-se o tipo de sistema pela Tabela 2.3 (secção 2.4.4).

Etapa 6: Verificar a espessura máxima do reservatório. Através da Equação 2.6 é possível obter a espessura máxima de água dentro do reservatório (h_{max} , m) em sistemas de infiltração planos,

$$h_{max} = \frac{D(Ri - q)}{n} \quad (2.6)$$

onde, R é a razão entre a área drenada e a área de infiltração, q é a taxa de infiltração do solo ajustada pelo fator de segurança (mm/h), i e D são a intensidade e duração dos eventos de precipitação para o período de retorno adotado (mm/h, h) e n é a porosidade do material do reservatório. Se $q > R$, então $h_{max} = 0$. Se $q < R$, então calcula-se h_{max} para o intervalo de durações escolhido e adota-se o maior valor.

Note-se que as espessuras obtidas pelos métodos apresentados devem ser comparadas à espessura mínima recomendada de pelo menos 15 cm, devendo adotar-se o valor máximo (Araújo *et al.*, 2000; Caltrans, 2014; Woods Ballard *et al.*, 2015). Outros trabalhos referem espessuras mínimas para o reservatório de 10 cm (Korkealaakso *et al.*, 2014), sendo que na Tabela 2.2 apresentada anteriormente verifica-se que em alguns trabalhos práticos as espessuras variam entre 10 e 100 cm. Posteriormente, no Capítulo 5, serão aplicados os métodos descritos e tidas em consideração as espessuras recomendadas na camada de desgaste para seleção da secção final do pavimento.

Capítulo 3 – Métodos de avaliação do desempenho de pavimentos betuminosos permeáveis

3.1 Introdução

O desempenho de um pavimento deve ser avaliado aquando da sua formulação em laboratório e posteriormente em campo através de troços experimentais. No presente capítulo são apresentados os principais métodos de avaliação de desempenho, quer nas misturas betuminosas drenantes em laboratório (3.2) quer no pavimento betuminoso permeável em campo (3.3), quanto a ensaios de carácter funcional, hidrológico e mecânico que foram aplicados neste trabalho.

O desempenho funcional de um pavimento refere-se ao nível de serviço adequado às exigências dos utilizadores, possibilitando a circulação dos veículos em condições de segurança, conforto, economia e qualidade ambiental. No que concerne aos sistemas de pavimentos permeáveis, a sua vida útil funcional é determinada pela capacidade que este tem para atender aos objetivos hidrológicos e de qualidade ambiental. Por um lado, um dos mecanismos pelo qual o pavimento pode falhar, devido ao envelhecimento, é pela perda de permeabilidade respeitante ao desempenho hidrológico, para além da ineficiência dos mecanismos dinâmicos de remoção dos poluentes. Por outro lado, as falhas mecânicas como sulcos e fissuras podem, por sua vez, impedir que o pavimento atinga os objetivos de desempenho mecânico e funcional, considerando padrões de segurança.

3.2 Ensaios laboratoriais

As misturas betuminosas drenantes são formuladas e caracterizadas através de ensaios laboratoriais antes de serem produzidas e aplicadas em obra. A norma EN 13108-7:2006 especifica os requisitos para este tipo de misturas. Os principais ensaios de caracterização dizem respeito à sensibilidade à água e à permeabilidade pelo mecanismo da ação da água, para além da deformação permanente como mecanismo mais frequente de degradação de pavimentos flexíveis.

3.2.1 Caracterização da sensibilidade à água

A degradação das misturas betuminosas nos pavimentos rodoviários é causada por um conjunto de solicitações associadas à ação do tráfego e dos agentes climatéricos, dos quais se destacam as temperaturas e a ação da água. Estas originam mecanismos de degradação tais como, a perda de adesividade entre o betume e o agregado, a perda de coesão da mistura betuminosa e o envelhecimento do betume, assim como a degradação ou fratura do agregado quando sujeito a progressivos ciclos de gelo-degelo (Poulikakos & Partl, 2010).

As principais características que influenciam a adesividade entre o betume e o agregado são: i) os vazios entre agregados e a sua absorção de betume, que pode não existir em poros pequenos devido à maior viscosidade do betume comparado com a água; ii) a forma e angularidade do agregado, que

com arestas bem definidas proporcionam maior intertravamento e atrito entre partículas; iii) a textura superficial, que deve ser preferencialmente rugosa e; iv) a viscosidade do betume, que é influenciada pela temperatura.

A coesão da mistura está associada à quantidade de betume, pelo que quanto mais betume maior a coesão até atingir um valor ideal para a sua estabilidade. No entanto, o envelhecimento do betume produz o aumento da sua viscosidade e, conseqüentemente, da rigidez da mistura, assim como a perda de adesividade betume-agregado. Se por um lado, a reação com o ar resulta no endurecimento do ligante, por outro, a ação da água enfraquece a ligação entre o ligante e o agregado, levando à desagregação da mistura que por vezes é agravada pela ação do tráfego.

As misturas betuminosas drenantes não retêm água e, por isso, apresentam risco reduzido de danos relacionados com esta. Contudo, a maior percentagem de vazios contribui para o envelhecimento do betume e menor adesão do mesmo, podendo ser atenuada com a utilização de betumes modificados, em que a película de betume que reveste os agregados é mais espessa e favorece a resistência à ação da água. No estudo realizado por Mallick *et al.* (2000) verificaram que a perda por desgaste destas misturas pode ser reduzida com a utilização de betumes modificados com polímeros e com a adição de fibras, assim como com a utilização de maior quantidade de agregados finos, o que torna a formulação mais complexa.

Os ensaios Cântabro e de sensibilidade à água são os que melhor traduzem a resistência das misturas betuminosas drenantes à ação da água, quanto ao desgaste e à rotura. Estes efeitos conduzem sobretudo à desagregação que resulta da perda de adesividade provocada pela falta de qualidade dos materiais, segregação dos inertes em central, qualidade e quantidade insuficientes de betume, transporte e aplicação com baixas temperaturas e presença de água. A ausência de mástique nas misturas betuminosas drenantes também leva a uma maior desagregação associada à sucessiva passagem dos pneus dos veículos originando degradações, tais como a formação de ninhos.

O método de ensaio para avaliar a sensibilidade à água encontra-se descrito na norma EN 12697-12:2008, tendo como objetivo determinar o efeito da saturação e condicionamento acelerado em água na resistência à tração indireta de dois grupos de provetes cilíndricos previamente mantidos em diferentes condições. Esta norma preconiza três métodos de ensaios (A, B e C). Tal como nos países Europeus, em Portugal vigora a aplicação do método A, descrito de seguida.

O número de provetes por cada grupo deve ser no mínimo três, com dimensões de 100 ± 3 mm para misturas com agregados de tamanho máximo igual ou inferior a 22 mm, compactados com o compactador de impacto, de acordo com a norma EN 12697-30:2012. A separação dos dois grupos deve ter em conta a semelhança da baridade entre provetes para cada grupo.

O primeiro grupo de provetes (“a seco”) é acondicionado ao ar a uma temperatura de 20 ± 5 °C e o segundo grupo (imersos) é primeiramente submetido a vácuo (20 °C durante 30 min) com uma pressão absoluta de $6,7 \pm 0,3$ kPa, para garantir uma adequada entrada de água nos poros da mistura,

e posteriormente acondicionado em banho de água a 40 ± 1 °C durante um período de 68 a 72 h. Na Figura 3.1 apresentam-se o equipamento de vácuo (a) e banho de água (b).

Após o acondicionamento dos dois grupos de provetes, os mesmos são colocados a uma temperatura compreendida entre 5 e 25 °C, durante pelo menos 2 h, previamente à realização do ensaio de resistência à tração indireta. Nota-se, no entanto, que a norma EN 13108-20:2006, referente aos ensaios tipo incluídos pela marcação CE de misturas betuminosas preconiza uma temperatura de 15 °C, a qual tem sido utilizada na maioria dos trabalhos realizados.



Figura 3.1 Equipamentos do ensaio de sensibilidade à água: a) Vácuo; b) Banho de água; c) Ensaio de tração indireta em compressão diametral

Posteriormente, os dois grupos de provetes devem ser ensaiados à compressão diametral (Figura 3.1 c)), conforme a norma EN 12697-23:2003, garantindo uma aplicação da carga por meio de uma prensa com velocidade constante de 50 ± 2 mm/min. O ensaio termina quando for atingida a força vertical máxima, que culmina na rotura do provete. A resistência conservada em tração indireta (*ITSR* – *Indirect Tensile Strength Ratio*) é obtida através da Equação 3.1 (EN 12697-12) para o tipo de mistura ensaiado. Enquanto, a resistência à tração indireta (*ITS* – *Indirect Tensile Strength*) é dada pela Equação 3.2 (EN 12697-23) para os dois grupos de provetes,

$$ITSR = 100 \times \frac{ITS_w}{ITS_d} \quad (3.1)$$

$$ITS = \frac{2P}{\pi D H} \quad (3.2)$$

onde, *ITSR* é a resistência conservada em tração indireta (%), *ITS_w* é o valor médio da resistência à tração indireta dos provetes imersos (kPa), *ITS_d* é o valor médio da resistência à tração indireta dos provetes “a seco” (kPa), *P* é a resistência máxima média (kN), *D* é o diâmetro do provete (mm) e *H* é a altura do provete (mm).

Após o cálculo do *ITSR*, a norma EN 13108-7 preconiza as categorias entre *ITSR₅₀* e *ITSR₁₀₀* para misturas betuminosas drenantes. Segundo a norma EN 12697-23, cada um dos provetes após o ensaio deve ser avaliado quanto à rotura segundo os tipos: a (rotura de tração clara), b (deformação)

e c (combinação). Simultaneamente, deve ser verificado o revestimento do ligante na superfície do agregado exposto e a existência, ou não, de agregado fraturado ou esmagado.

3.2.2 Caracterização da permeabilidade

A permeabilidade ou condutividade hidráulica (K), é a principal propriedade hidrológica que caracteriza os pavimentos permeáveis e está diretamente relacionada com a capacidade de infiltração das superfícies porosas. Por sua vez, a capacidade de infiltração traduz a maior ou menor facilidade com que a água se desloca num determinado pavimento e depende da quantidade infiltrada, das suas características e do meio poroso (textura e estrutura) (Kuang *et al.*, 2011; Kuosa, Niemeläinen, & Korkealaakso, 2014). A caracterização da permeabilidade, em laboratório, é avaliada em provetes produzidos com as misturas betuminosas drenantes previamente formuladas. Em campo, a mesma característica é muitas vezes denominada de capacidade de infiltração e é avaliada na própria superfície do pavimento.

Os principais equipamentos utilizados em laboratório para medir a permeabilidade são os permeâmetros de carga descendente (Hamzah *et al.*, 2013; Hassan *et al.*, 2015; Marchioni, Andrés-Valeri, Giustozzi, & Becciu, 2016). Correntemente, a permeabilidade é medida através do permeâmetro LCS desenvolvido em Espanha, pelo Laboratório de *Caminos de Santander*, e utilizado em campo e laboratório, obedecendo à norma NLT-327 (2000). Neste dispositivo, de carga variável, a permeabilidade é traduzida pelo tempo que demora a escoar um dado volume de água através da mistura drenante. A norma EN 12697-19:2012 apresenta um equipamento de medição da permeabilidade de carga constante, vertical e horizontal, de provetes cilíndricos em laboratório. Esta medição é realizada pelos tempos de descarga que uma quantidade de água conhecida demora a infiltrar num provete.

Visto que comumente é utilizado o permeâmetro LCS também em laboratório, neste estudo foi utilizado um dispositivo de carga variável similar que permite avaliar a permeabilidade vertical e horizontal em provetes cilíndricos compactados em laboratório, tal como representado na Figura 3.2 a). O diâmetro do permeâmetro é de 9,4 cm com um volume escoado correspondente a $\approx 1735 \text{ cm}^3$. Das medições realizadas é obtida a permeabilidade vertical (K_v) que representa um escoamento unidirecional vertical, como esquematizado na Figura 3.2 b). A permeabilidade horizontal (K_h) representa as condições de escoamento ocorridas durante uma chuvada, esquematizada na Figura 3.2 c). A permeabilidade vertical é medida com o provete livre em ambas as faces e envolvido por uma manga plástica em toda a área lateral. Enquanto a permeabilidade horizontal é medida com o provete completamente impedido na face inferior através da colocação de parafina. O coeficiente de permeabilidade é determinado recorrendo à Lei de *Darcy* traduzido pela Equação 3.3,

$$K = \frac{s \times L}{S \times \Delta t} \times \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (3.3)$$

onde, K é o coeficiente de permeabilidade (m/s), s é a área da secção do permeâmetro (m^2), S é a área da secção do provete (m^2), L é a altura média do provete (m), Δt é o intervalo de tempo para o nível

de água passar de h_1 para h_2 (s), h_1 é a altura de água desde a face inferior do provete à marca superior (m) e h_2 é a altura de água desde a face inferior do provete à marca inferior (m). Esta lei pressupõe que o provete está saturado, é homogéneo e que o escoamento é laminar. Vários autores questionam a aplicabilidade da lei de *Darcy* referindo que o escoamento nas misturas drenantes é turbulento (Hamzah, Hasan, & Ven, 2012; Xu, Guo, & Tan, 2016). Contudo, neste estudo foi utilizada a lei de *Darcy* dada a sua simplicidade e falta de equipamento que permita considerar o escoamento turbulento. A norma EN 13108-7 estabelece as categorias de permeabilidade vertical e horizontal com valores entre $0,1 \times 10^{-3}$ e $4,0 \times 10^{-3}$ m/s.

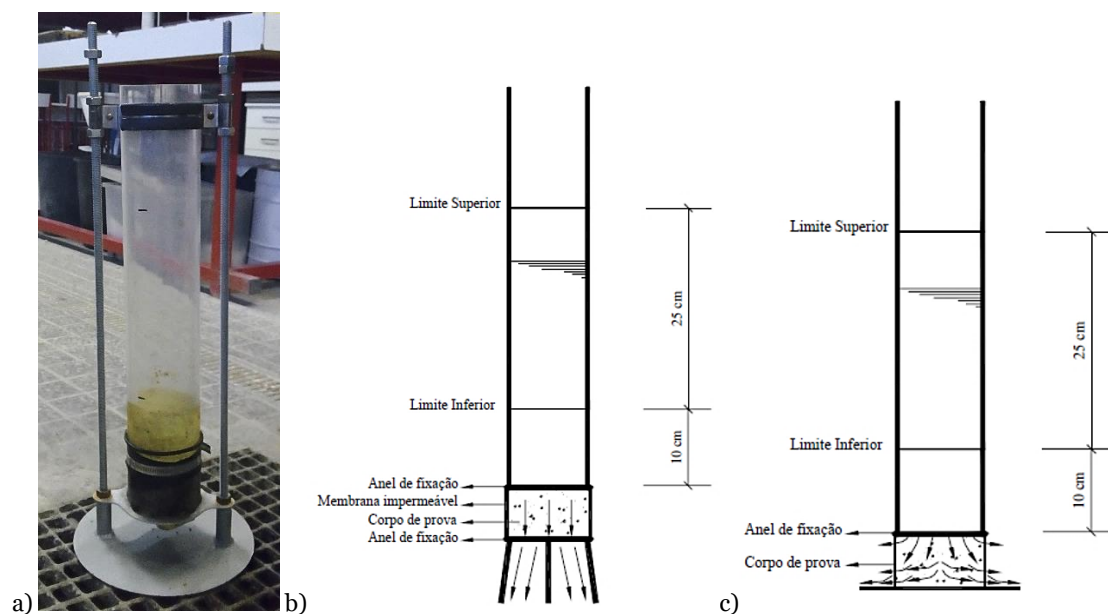


Figura 3.2 Permeâmetro de laboratório: a) Equipamento; b) Esquema K_v ; c) Esquema K_h

Por vezes, também se recorre à utilização de simuladores de chuva na avaliação da permeabilidade pois permitem representar o efeito da intensidade de precipitação em situações com ou sem colmatação dos pavimentos permeáveis (Coleri *et al.*, 2013; Marchioni *et al.*, 2016). Estes dispositivos são desenvolvidos para estudar as superfícies permeáveis tanto em campo como em laboratório (Figura 3.3), possibilitando a realização de ensaios com diferentes intensidades de precipitação, correspondentes a diferentes períodos de retorno. Este método é importante nos estudos de infiltração e ao mesmo tempo eficiente em termos de tempo, custo e facilidade de execução, de forma a superar a dependência de ocorrência de eventos de chuvas naturais, ou seja, permitindo que os dados sejam obtidos em condições controladas e em curtos períodos de tempo (Pérez-Latorre, de Castro, & Delgado, 2010).

A capacidade de infiltração está intrinsecamente relacionada com a colmatação pois esta resulta do preenchimento dos poros por sedimentos. Neste sentido, a colmatação (abordada na secção 2.4.2) pode ser determinada por vários métodos experimentais, nos quais se inclui a avaliação da permeabilidade. O desempenho de um pavimento permeável depende das condições locais onde está inserido, da granulometria dos materiais da área envolvente e dos riscos de colmatação daí resultantes, incluindo as quantidades e o modo de atuação dos sedimentos (Fletcher, Andrieu, & Hamel, 2013; Kamali *et al.*, 2017).



Figura 3.3 Simuladores de chuva desenvolvidos por: a) Carvalho (2015); b) Andrés-Valeri *et al.* (2016); c) Hernández (2008)

Tabela 3.1 Capacidade de infiltração obtida em estudos laboratoriais em termos de tempo de descarga

Estudo	Tipo de superfície	Equipamento e condições de ensaio	Colmatação e/ou Manutenção	Resultados (tempo de descarga, s)
Hamzah <i>et al.</i> (2013)	Mistura betuminosa drenante (provetes simples de 7 cm, com 19 % de vazios e duplos de 1,5, 2 e 3 cm na camada superior, com média de 24 % de vazios)	<ul style="list-style-type: none"> Permeâmetro: carga descendente Condições: novos; com 5 ciclos de colmatação e; manutenção 	<ul style="list-style-type: none"> Material de colmatação: 8 g/l de solo siltoso Manutenção com aspiração simples entre colmatações 	<ul style="list-style-type: none"> Novos: 24 s (simples) a 63 s (duplos) Simple após 5 ciclos: 142 s Duplos após 5 ciclos: 76 s (1,5 cm), 99 s (2 cm), 97 s (3 cm)
Marchioni <i>et al.</i> (2016)	Mistura betuminosa drenante (lajetas 50x26x5 cm, com 15, 20 e 25 % de vazios)	<ul style="list-style-type: none"> Simulador: 3 m de altura, 30 aspersores, 50, 100 e 150 mm/h Permeâmetro: LCS (NLT 327/00) Condições: novos; após colmatação e; após precipitação 	<ul style="list-style-type: none"> Material de colmatação: 0,5, 1,0 e 2,0 kg/m² de areia e agregados de granulometria extensa 	<ul style="list-style-type: none"> Novos: 8 – 105 s Após colmatação: 13-300s (0,5 kg/m²), 23-300s (1kg/m²), 245-300s (2kg/m²) Precipitação 100 mm/h Novos: >50 s Após colmatação: >100->200s (0,5kg/m²), >200-300s (1kg/m²), >250-300s (2kg/m²) Escoamento < 1 % em 74 % dos testes
Andrés-Valeri <i>et al.</i> (2016)	Mistura betuminosa drenante (lajetas 50x26x5 cm, com 15, 20 e 25 % de vazios)	<ul style="list-style-type: none"> Simulador: 3 m de altura, 30 aspersores, 50, 100 e 150 mm/h e lajetas a 60 cm do piso Permeâmetro: LCS (NLT 327/00) Condições: novos; após 1^a e; após 2^a colmatação 	<ul style="list-style-type: none"> Material de colmatação: 0,5 e 1 kg/m² de areia de pedra Manutenção com aspiração e lavagem inversa 	<ul style="list-style-type: none"> Precipitação 100 mm/h Novos: 11 a 50 s Após colmatação: 30 a 266 s (0,5kg/m²), 74 a 300 s (1kg/m²) Escoamento < 2,5 % Após manutenção Novos: 14 a 66 s Após colmatação: 16 a 57 s (0,5kg/m²), 17 a 55 s (1kg/m²)

Os sedimentos utilizados para simulações podem ser de amostras reais ou obtidos artificialmente (Siriwardene, Deletic, & Fletcher, 2007b) e a sua aplicação pode ser manual (Castro, González-Angullo, Rodríguez, & Calzada, 2007; Coleri *et al.*, 2013), dissolvida na água precipitada (Pezzaniti

et al., 2009) ou adicionada ao escoamento superficial (Kamali *et al.*, 2017). Em simulações do efeito da colmatação realizadas em laboratório, o material mais utilizado é a areia com uma curva granulométrica conhecida (Sansalone *et al.*, 2012; Shirke & Shuler, 2009; Tan, Fwa, & Han, 2003). Na Tabela 3.1 apresentam-se três estudos acerca da capacidade de infiltração através do tempo de descarga usando permeômetros e simuladores de chuva, desenvolvidos pelos investigadores de acordo com o objeto de estudo. No geral, os resultados identificam a diminuição do tempo de descarga com os ciclos de colmatação com mais evidência nas camadas simples do que em camadas duplas, recuperando parcialmente após manutenção. Desta forma, o estudo da capacidade de infiltração em laboratório, através da simulação das condições reais controladas, é essencial para a avaliação do comportamento das superfícies permeáveis devido à carência de estudos neste campo.

3.2.3 Caracterização da deformação permanente

A deformação permanente na superfície de pavimentos rodoviários é resultante da aplicação repetida de cargas, conduzindo a depressões longitudinais (rodeiras) e a elevações laterais contíguas. As rodeiras podem surgir por desgaste do material da camada superficial, por deformação permanente com origem principal nas camadas não ligadas (inferiores ou de fundação) ou nas camadas betuminosas superiores. As principais causas devem-se ao aumento de tráfego, cargas transportadas por eixo, rodados duplos, menor velocidade de tráfego, compactação da mistura, granulometria dos agregados e quantidade de betume. Em pavimentos permeáveis todas as camadas se tornam suscetíveis a deformações permanentes, pois a maior porosidade torna a estrutura mais vulnerável às ações do tráfego, pelo reduzido contacto entre partículas. As consequências provocadas pela formação de rodeiras assentam, por exemplo, na diminuição da segurança em períodos de chuva provocada pela acumulação de água nas depressões, levando ao fenómeno de aquaplanagem.

A resistência à deformação permanente de misturas betuminosas pode ser avaliada através de diversos ensaios, entre os quais se destacam os ensaios de simulação, em laboratório e à escala real, através de simulação das ações do tráfego por meio de um rodado. Os ensaios de simulação em laboratório, designados por *Wheel tracking tests*, têm sido os mais utilizados nesta área. Estes permitem avaliar o comportamento das misturas, quando sujeitas à passagem sucessiva de um rodado, sob condições controladas, através da medição da profundidade de rodeira.

A norma EN 12697-22:2003+A1:2007 especifica os procedimentos de ensaio segundo o equipamento de grandes e pequenas dimensões. Na descrição que se segue vai ser considerado o equipamento utilizado neste estudo, nomeadamente de pequenas dimensões, como apresentado na Figura 3.4. Este pode ser realizado pelo procedimento A ou B relativos a condições de realização do ensaio ao ar (A e B) ou em banho de água (B). Habitualmente é utilizado o procedimento B por condicionamento ao ar, cujo ensaio termina quando se atingem 10 000 ciclos de carga aplicados ou quando o sulco atinge uma profundidade de 20 mm. A frequência do contacto do pneu na superfície do provete é de 26,5 ciclos de carga em 60 s. O número mínimo de provetes (lajetas) para este tipo de procedimento é de 2, com altura variável de acordo com o tipo de mistura a estudar e a aplicar em obra. Os mesmos têm um tempo de condicionamento à temperatura de ensaio, antes deste iniciar, de pelo menos 4 h (espessura < 60 mm), 6 h (espessura > 60 mm) ou 24 h no máximo.



Figura 3.4 Equipamento de ensaio *Wheel tracking*

Os ensaios laboratoriais devem ser realizados com temperaturas que representem as condições reais em serviço, normalmente entre 40 e 60 °C. Em Portugal, as zonas climáticas foram definidas em zona quente, média e temperada pela JAE em 1995, e ainda hoje são consideradas na realização do ensaio de deformação permanente (ver Anexo II, Figura AII.1). Freire (2002) concluiu que a referência aos 60 °C para a realização do ensaio é excessiva face às temperaturas observadas nas camadas betuminosas, em dias de temperaturas extremas em Portugal, recomendando valores de 50, 45 e 40 °C para as três zonas climáticas (ver Anexo II, Tabela AII.1).

Os resultados do ensaio são caracterizados pelo declive máximo da rodeira ao ar, *Wheel Tracking Slope in air* (WTS_{air}) obtido pela Equação 3.4, e a profundidade média da rodeira, *Mean Rut Depth* (RD_{air}), correspondente à profundidade obtida aos 10 000 ciclos,

$$WTS_{air} = \frac{d_{10\,000} - d_{5\,000}}{5} \quad (3.4)$$

onde, WTS_{air} é o declive máximo da rodeira (mm/10³ ciclos), $d_{10\,000}$ é a profundidade da rodeira após 10 000 ciclos (mm) e $d_{5\,000}$ é a profundidade da rodeira após 5 000 ciclos (mm).

A resistência à deformação permanente das misturas betuminosas drenantes é, *à priori*, menor do que a das misturas convencionais devido à porosidade elevada. Este tema tem sido pouco abordado, contudo alguns autores afirmam que a utilização de betumes modificados e aditivos como fibras, melhoram o comportamento à deformação permanente (NCHRP, 2015). Mallick *et al.* (2000) realizaram o ensaio a 64 °C até aos 8 000 ciclos e concluíram que as misturas drenantes com aditivos melhoraram a profundidade de rodeira. O estudo de Q. Li *et al.* (2015) mostrou que a mistura betuminosa drenante com ligante modificado obteve uma boa estabilidade a altas temperaturas no ensaio de deformação permanente a carotes retirados de campo.

3.3 Ensaios de campo

A aplicação de pavimentos permeáveis em áreas urbanas tem conduzido à realização de vários estudos que avaliam o seu desempenho, não só em laboratório, mas também em campo. Concretamente, na presente investigação distinguem-se os ensaios hidrológicos (capacidade de

infiltração e qualidade da água), funcionais (atrito e textura) e mecânicos (ensaios de carga) que serão resumidamente apresentados nas subsecções seguintes.

O estudo hidrológico concentra-se na avaliação da capacidade de infiltração da superfície, tendo em conta a evolução do estado de colmatagem, enquanto a qualidade da água se concentra na remoção de vários poluentes face aos limites de descarga para o meio ambiente. Os estudos funcional e mecânico contemplam a adequação da superfície em termos de segurança e conforto e a adequação da estrutura do pavimento em termos de capacidade de carga, respetivamente, para o tipo de aplicação confinante à passagem de determinado tráfego.

3.3.1 Caracterização da capacidade de infiltração

Sendo a construção de pavimentos totalmente permeáveis cada vez mais frequente, acresce a necessidade de utilizar ferramentas adequadas para aferir a sua funcionalidade ao nível da capacidade de infiltração da superfície, especialmente no que diz respeito à colmatagem (Andrés-Valeri *et al.*, 2016; L. Haselbach, Dutra, Paulete, & Pinto da Silva Filho, 2016; Hassan *et al.*, 2015; Kamali *et al.*, 2017; Kayhanian *et al.*, 2012; H. Li, Kayhanian, & Harvey, 2013; Sansalone *et al.*, 2012; Siriwardene *et al.*, 2007a; Yong *et al.*, 2013).

Uma forma de avaliar a capacidade de infiltração dos pavimentos traduzindo o seu desempenho hidrológico é através da medição da permeabilidade na superfície. Os anéis de infiltração simples e duplo (Al-Rubaei *et al.*, 2013; H. Li, Kayhanian, *et al.*, 2013; Lucke, White, Nichols, & Borgwardt, 2015; Winston *et al.*, 2016) e os permeâmetros (Hamzah *et al.*, 2013; Hassan *et al.*, 2015; Marchioni *et al.*, 2016) estão entre os métodos mais utilizados, exemplificados na Figura 3.5.

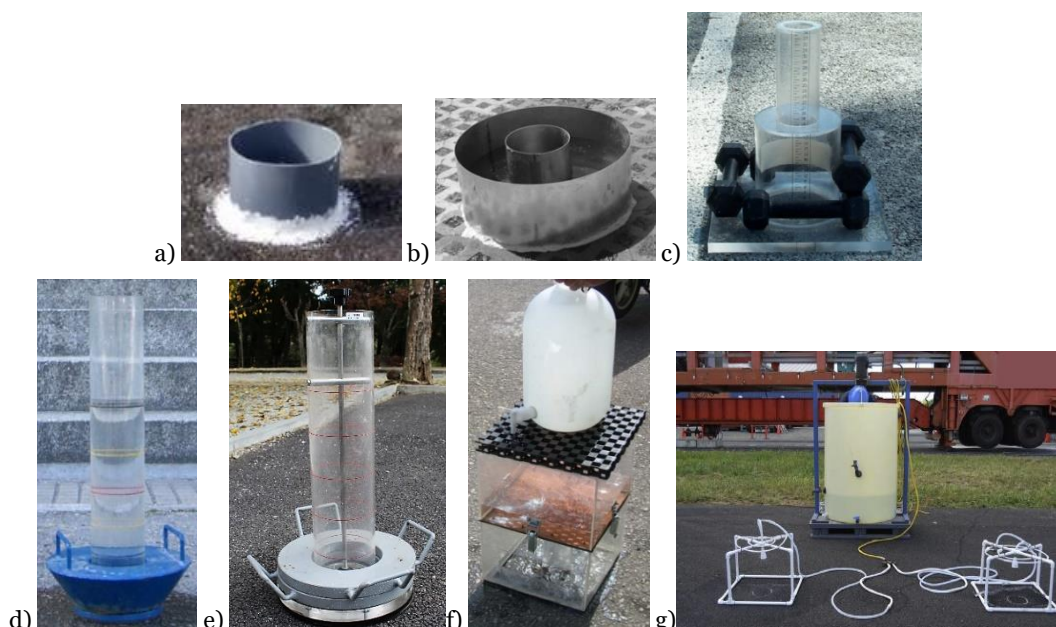


Figura 3.5 Equipamentos de medição da capacidade de infiltração: a) Anel de infiltração simples, ASTM C1701 (L. A. Sañudo-Fontaneda *et al.*, 2018); b) Anel de infiltração duplo, ASTM D3385 (Bean *et al.*, 2005); c) Permeâmetro NCAT (Kayhanian *et al.*, 2012); d) Permeâmetro LCS, NLT-327/00 (Hernández, 2008); e) Permeâmetro EN 12697-40; f) Simulador Cântabro portátil (Hernández, 2008); g) Simulador desenvolvido por Coleri *et al.* (2013)

De entre todos, os permeâmetros de carga descendente são os que mais se destacam para medir a permeabilidade em superfícies porosas devido à sua simplicidade e às limitações impostas pelas medições em campo (Andrés-Valeri *et al.*, 2016). Geralmente, os resultados do ensaio de permeabilidade fornecem um tempo de descarga pelo qual a condutividade hidráulica é obtida diretamente, assumida como a capacidade de infiltração. Esta propriedade quando medida com permeâmetros inclui a componente horizontal e vertical do escoamento na camada superficial, pelo que é medida a infiltração total. Os anéis de infiltração, principalmente o duplo, utilizados tanto em solos como em pavimentos permeáveis, tentam minimizar a influência da permeabilidade horizontal através de uma área de teste maior restringindo as condições do contorno, pelo menos no anel interior. No entanto, este ensaio pode resultar em valores de infiltração maiores devido à constante altura de água durante o tempo de observação. Por isso, muitas vezes também são utilizados os simuladores de chuva portáteis em avaliações de campo numa determinada área predefinida.

A capacidade de infiltração das superfícies permeáveis não obedece a nenhum procedimento padrão na Europa, pois ainda não existem normas que definam claramente quais os ensaios a efetuar na sua avaliação. Desta forma, em muitos estudos, Europeus e outros, são consideradas as normas Americanas ASTM C1781M-13 para blocos de betão e ASTM C1701M-09 para betão poroso que também pode ser aplicada a camadas de desgaste de betuminoso drenante e grelhas. Contudo, noutros estudos salienta-se a utilização dos permeâmetros de carga descendente e variável em campo, cujo escoamento é considerado laminar, pelo que nesta investigação se recorreu a dois equipamentos de ensaio: o permeâmetro LCS desenvolvido em Espanha (*Laboratorio de la Cátedra de Caminos de Santander*) de acordo com a norma Espanhola NLT-327 (2000) e o permeâmetro de carga descendente (*falling head permeameter*) de acordo com a norma Europeia EN 12697-40:2012. Note-se que esta última é a única norma Europeia referida em misturas betuminosas que avalia a capacidade de infiltração em campo.

A norma EN 12697-40 descreve o método para determinar a condutividade hidráulica relativa (em s^{-1}) de uma superfície de pavimento permeável. Este resultado advém da combinação da condutividade hidráulica vertical e horizontal (Kuosa *et al.*, 2014). O ensaio consiste em determinar o tempo necessário para que um volume de água conhecido (4 l) drene através da superfície permeável. Este tempo de descarga corresponde ao registo, em segundos, das medições obtidas entre as cargas hidráulicas correspondentes a 5 e 1 l, identificadas no próprio equipamento. O diâmetro do permeâmetro é de 125 mm e o do orifício para a infiltração de água no pavimento é de 48 mm. A condutividade hidráulica relativa (HC , s^{-1}) de cada ponto de ensaio obtém-se pela Equação 3.5 referida na norma,

$$HC = \frac{1}{(t - r)} \quad (3.5)$$

onde, t é a média do tempo de descarga (s) e r é o tempo de descarga da resistência da série (s). O parâmetro r determina-se pela média de 10 repetições do tempo registado para drenar os 4 l de água quando o permeâmetro é posicionado com o orifício de saída livre, tendo sido obtido $r = 1,1$.

A norma NLT-327, já referida no ensaio de permeabilidade em laboratório, utiliza o permeâmetro LCS para medir a capacidade de infiltração. Este equipamento permite a identificação clara de pontos impermeáveis numa faixa de superfícies permeáveis contínuas e a avaliação do seu estado de colmatação (Fernández-Barrera *et al.*, 2008). O procedimento consiste em cronometrar o tempo de descarga que o nível de água demora a percolar através da superfície porosa, correspondente ao volume entre a carga hidráulica máxima e mínima do tubo do permeâmetro. O volume de água drenado pelo tubo é de 1,735 l, com uma altura de 250 mm, diâmetro de 94 mm e diâmetro do orifício de entrada de água de 30 mm. O tempo de descarga (t , em s) corresponde à condutividade hidráulica da superfície (K , $\times 10^{-2}$ cm/s) ou permeabilidade em campo, determinada com base numa expressão logarítmica definida pela Equação 3.6,

$$\ln K = 7,624 - 1,348 \ln t \quad (3.6)$$

Um requisito importante para a medição da permeabilidade em campo é garantir que não existe água entre a superfície do pavimento e a base do permeâmetro. Os equipamentos devem ser apoiados fixamente na superfície em estudo, que deve estar limpa e sem detritos. Salienta-se que, os resultados obtidos com a norma EN 12697-40 em campo não são diretamente comparáveis com os resultados de outros métodos, como os de laboratório obtidos pela EN 12697-19 e mesmo os permeâmetros utilizados em campo, carga descendente e LCS, não são passíveis de comparação entre si. O método descrito na EN 12697-40 permite apenas estabelecer mudanças de capacidade de infiltração com o tempo, enquanto o método descrito na NLT-327 permite, para além da caracterização ao longo do tempo, comparar com outros métodos que seguem o princípio de carga descendente como o da EN 12697-19, obtendo uma condutividade hidráulica.

Se por um lado, existe essa dificuldade, por outro, os resultados obtidos com estes permeâmetros dependem fortemente das condições de ensaio, nomeadamente das fendas, fissuras, material solto, humidade e temperatura (Fernández-Barrera *et al.*, 2008). Fernández-Barrera *et al.* (2008) referem que os carotes retirados da superfície de um pavimento, e posteriormente ensaiados em laboratório, podem não simular as condições reais a que o pavimento está sujeito e, por isso, devem ser utilizados permeâmetros de campo. Constata-se, por isso, que para comparar resultados de condutividade hidráulica, é essencial obter o parâmetro de medida através dos mesmos métodos, sempre que possível (Kuosa *et al.*, 2014). O estudo comparativo realizado por Maupin (2000) entre carotes do pavimento e provetes produzidos em laboratório, através de ensaios de carga descendente, mostraram incoerência nos valores de condutividade hidráulica, sendo esta, em geral, maior em carotes de campo devido à existência de vazios excessivos. Gogula *et al.*, (2003) também obtiveram as mesmas conclusões, sendo que as diferenças neste estudo são justificadas pela falta de limitação do escoamento horizontal nos ensaios de campo, uma vez que foi utilizado o mesmo princípio de ensaio.

A capacidade de infiltração, avaliada através da condutividade hidráulica, tende a ser elevada nos pavimentos novos, mas ao longo do tempo essas taxas diminuem devido à colmatação, o que pode levar à diminuição da vida útil do pavimento, para além de manutenções mais frequente e custos de

reposição mais elevados (Boogaard *et al.*, 2014). Vários estudos com diferentes superfícies em pavimentos permeáveis têm sido realizados em termos da avaliação da condutividade hidráulica superficial. Na Tabela 3.2 apresentam-se resultados disponíveis na literatura relativos à capacidade de infiltração de pavimentos betuminosos permeáveis em campo.

Tabela 3.2 Capacidade de infiltração obtida em estudos de campo

Estudo	Descrição da instalação	Equipamento e condições de ensaio	Manutenção	Resultados (capacidade de infiltração, m/s)
Hui Li <i>et al.</i> (2013)	Mistura betuminosa drenante (10 e 20 cm) e agregado de base (30 cm) Troço experimental (Califórnia) (4x4m x2)	▪ Anel de infiltração: simples (ASTM C1701, carga descendente constante) ▪ Permeâmetro: NCAT (carga descendente variável)	-	→ ASTM C1701: 0,0011 m/s a 0,0006 m/s → NCAT: 0,0094 m/s e 0,012 m/s
Kumar <i>et al.</i> (2016)	Mistura betuminosa drenante (10 cm) e base de agregados (30 cm) Parque de estacionamento (Chicago) (23 lugares, total de 1311 m ²)	▪ Anel de infiltração: duplo (ASTM C1701) ▪ Condições: após 1º, 2º, 3º e 4º anos de utilização	▪ Manutenção com uma varredora de rua mecânica 2 vezes por ano	→ Inicial 1º ano (2009): 0,0311 m/s → Após 2º ano (2010): 0,0306 m/s → Após 3º ano (2011): 0,0244 m/s → Após 4º ano (2012): 0,0091 m/s
Al-Rubaei <i>et al.</i> (2013); Winston <i>et al.</i> (2016)	Mistura betuminosa drenante (4,5 cm em Luleã e 3 cm em Haparanda) Ruas residenciais (Suécia) (Ambos os pavimentos ultrapassaram a vida útil esperada de 20 anos)	▪ Anel de infiltração: duplo (ASTM C1701) ▪ Condições: após 18 e 24 e 28 anos (Luleã) e 24 e 28 anos (Haparanda), com manutenção	▪ Manutenção com lavagem a alta pressão e limpeza com aspiração	Luleã → Inicial: 0,0048 m/s → Após 18 anos: 8,33x10 ⁻⁶ m/s → Com manutenção: 0,0001 m/s → Após 21 anos com manutenção: 0,0004 m/s → Após 21 anos com remoção de 2,5 cm da camada superficial: 0,0041 m/s Haparanda → Inicial: 0,0078 m/s → Após 24 anos: 3,67x10 ⁻⁶ m/s → Com manutenção: 2,0 x10 ⁻⁶ m/s → Após 28 anos com manutenção: 9,5x10 ⁻⁶ m/s
L. A. Sañudo-Fontaneda <i>et al.</i> (2018)	Mistura betuminosa drenante (8 cm), base e sub-base de agregados calcários (5 e 35 cm) Parque de estacionamento (Espanha) (4,2x2,4 m x 9 lugares, total de 90 m ²)	▪ Permeâmetro: LCS (NLT 327/00) ▪ Anel de infiltração: simples (ASTM C1701) ▪ Condições: Novos e após 5, 8 e 10 anos sem manutenção	-	→ Inicial: 0,0034 m/s (LCS) → Após 5 anos: 0,0005 m/s (LCS) → Após 8 anos: 0,0001 m/s (LCS) → Após 10 anos: 1,39 a 2,78x10 ⁻⁶ m/s (LCS e anel)

Os estudos apresentados mostram a diminuição da capacidade de infiltração dos pavimentos ao longo dos anos, pelo que a maioria sugere a necessidade de manutenção. As diferenças entre os valores apresentados dizem respeito à grande variedade de fatores que influenciam a capacidade de infiltração. Estes referem-se ao tipo de aplicação e frequência de utilização (estacionamento, estrada), áreas confinantes, técnicas de manutenção e idade do pavimento (Kresin, 1996 citado por

C. R. Brown, 2007) para além da granulometria e compactação que influenciam a porosidade, bem como o tipo de ligante e a percentagem de agregados grossos (T. Fwa *et al.*, 1999; Kuang *et al.*, 2011).

Os valores da capacidade de infiltração, iniciais e a longo prazo, citados na literatura, apresentam-se bastante discrepantes. Um pavimento novo deve ter uma capacidade de infiltração de pelo menos 0,0013 m/s (Yong *et al.*, 2013) antes da abertura ao tráfego, contudo após vários anos em serviço (entre 15 e 20) o desempenho de alguns sistemas de pavimentos permeáveis ainda se encontra dentro dos requisitos hidrológicos (0,027x10⁻³ a 0,0003 m/s) (Kadurupokune & Jayasuriya, 2009; Pratt, 1999), enquanto outros sistemas diminuem para 8,3x10⁻⁹ a 8,3x10⁻⁸ m/s (Lin *et al.*, 2016). Segundo Woods Ballard *et al.* (2015) um valor mínimo de 0,0007 m/s é considerado razoável para uma superfície de pavimento poder ser considerada permeável. Contudo, ao longo do tempo o valor mínimo deve ser de 0,0001 m/s (fator de segurança de 10 face ao pavimento novo). Os pavimentos permeáveis na Europa (em países como Holanda, Bélgica e Alemanha) são normalmente concebidos para demonstrar uma capacidade mínima de infiltração de 0,027x10⁻³ m/s (97,2 mm/h) (Boogaard *et al.*, 2014). Estes valores contrastam com os de um pavimento convencional que tem uma capacidade de infiltração entre 10⁻⁹ e 10⁻⁶ m/s com porosidades entre 4 e 8 %.

3.3.2 Avaliação da qualidade da água

Os pavimentos permeáveis têm gerado grande atenção, não só na área da engenharia como em áreas associadas à ecologia e ambiente, uma vez que permitem controlar a qualidade da água pluvial do escoamento superficial que contém poluentes tais como, hidrocarbonetos e metais pesados.

O escoamento superficial gerado nas vias rodoviárias é uma das fontes que contém maiores quantidades de poluentes inorgânicos e orgânicos (Herngren, Goonetilleke, & Ayoko, 2005; Jacobson, 2011; Kayhanian, Vichare, Green, & Harvey, 2009; Legret *et al.*, 1996; Scholes, Revitt, & Ellis, 2008). Os poluentes como sólidos totais suspensos, nutrientes, óleos e produtos químicos tóxicos dos automóveis (hidrocarbonetos) e metais pesados (principalmente Fe, Pb, Cu e Zn) são transportados pelas águas pluviais nas superfícies impermeáveis durante os eventos de precipitação e, posteriormente, são descarregados em ecossistemas aquáticos próximos sem qualquer tratamento. A quantidade de água na drenagem pluvial possui uma alta carga poluente sendo a sua concentração mais significativa no início das inundações, normalmente nos primeiros 25 mm de escoamento superficial (Schueler, 1987). Na Tabela 3.3 apresentam-se as concentrações típicas de alguns contaminantes característicos do escoamento superficial rodoviário.

Os poluentes colocam em risco os recursos naturais, tais como o solo e a água subterrânea e superficial quando não são suficientemente biodegradados no ambiente e/ou removidos durante a infiltração (Brattebo & Booth, 2003). Os riscos de contaminação podem ocorrer pela lixiviação de metais pesados, nitrogénio, fósforo e óleos que são difíceis de degradar no ambiente, influenciando a humidade e as propriedades do solo (Belotti, Oliveira, & Campos, 2012; Morgenroth, Buchan, & Scharenbroch, 2013). Entre os diferentes poluentes, os metais pesados são altamente perigosos devido à sua toxicidade e não-biodegradação, podendo até entrar na cadeia alimentar e potenciar perigos para a vida humana e outros organismos (Zhao & Zhao, 2014). A quantidade de sedimentos

presente na superfície dos pavimentos permeáveis leva ao fenómeno da colmatação. Portanto, a manutenção periódica da superfície é recomendada para remover os sedimentos acumulados e restaurar a capacidade de infiltração (Kamali *et al.*, 2017; Rahman *et al.*, 2015). Contudo, é possível que os metais associados à colmatação possam ser lixiviados, particularmente se as condições como o pH mudarem, e transportados para outros locais causando degradação ambiental (Charlesworth, Beddow, & Nnadi, 2017).

Tabela 3.3 Parâmetros e concentrações típicas provenientes do escoamento em pavimentos rodoviários

Parâmetros	Concentrações típicas (mg/l)		
	Ndon (2017)	Yong <i>et al.</i> (2008)	CVC & TRCA (2010)
Sólidos suspensos totais (SST)	45 - 798	150	87 - 188
Sólidos suspensos voláteis (SSV)	4,3 - 79	-	-
Carbono orgânico total (COT)	24 - 77	-	-
Carência química de oxigénio (CQO)	14,7 - 272	-	-
Fósforo total (P)	0,113 - 0,998	0,35	-
Cobre (Cu)	0,022 - 7,033	0,05	0,045 - 0,46
Chumbo (Pb)	0,073 - 1,78	0,14	0,038 - 0,055
Zinco (Zn)	0,056 - 0,929	0,25	0,14 - 0,26
Cádmio (Cd)	-	0,0045	0,001 - 0,024

Kayhanian *et al.* (2009) concluíram que os materiais constituintes dos pavimentos não são a principal preocupação como fonte poluente no escoamento superficial das estradas, sendo que a maioria dos poluentes são gerados a partir de outras fontes de uso rodoviário, de uso do solo, ou da deposição atmosférica (húmida ou seca). As substâncias e concentrações de poluentes no escoamento dos pavimentos estão relacionadas com os locais de pavimentação (residencial, comercial, industrial e suburbano), clima (temperatura, humidade e precipitação) e condições do trânsito (tráfego, volume e tipo) (Jiang *et al.*, 2015). Na Tabela 3.4 apresentam-se as fontes de poluentes associadas aos contaminantes típicos presentes no escoamento em estradas.

Tendo em conta a dificuldade de degradação dos poluentes existentes nas águas drenadas, estas necessitam de ser cuidadosamente avaliadas, particularmente em zonas urbanas. A capacidade de drenagem dos pavimentos permeáveis permite que os contaminantes sejam filtrados, melhorando a qualidade da água (FHWA, 2015). Para além disso, a dupla camada betuminosa drenante atenua a obstrução do pavimento e auxilia a função de filtragem. O tratamento e remoção de poluentes das escorrências rodoviárias é de grande interesse para mitigar as alterações climáticas, recarregar os aquíferos e para aproveitamento e potencial reutilização de água.

Uma das formas de avaliar a qualidade da água do escoamento urbano é pelos parâmetros comumente detetados de concentrações significativas de matéria orgânica, sólidos suspensos e micropoluentes, sobretudo metais pesados e hidrocarbonetos (EPA, 2014; Legret & Colandini, 1999). O Decreto-Lei n.º 236/98 de 1 de Agosto de 1998 contém os métodos preconizados em Portugal para esta avaliação, cujos parâmetros e respetivos valores com interesse para esta investigação estão resumidos no Anexo III, no que diz respeito à descarga de águas residuais, quando estas são

encaminhadas para cursos de água próximos, ou à rega, quando a água que se infiltra no pavimento é reutilizada. As análises aos parâmetros de pH, temperatura, oxigénio dissolvido (OD) e condutividade consistem na realização de ensaios de laboratório através de um medidor multiparamétrico com sondas relativas a cada parâmetro. Quanto à análise de carência química de oxigénio (CQO), azoto de amónio (N-NH₄) e azoto de nitrato (N-NO₃) utilizam-se soluções de teste que detetam a sua presença numa gama de valores. Os métodos empregues para a deteção de metais pesados e compostos inorgânicos incluem tecnologias com espectroscopia de absorção ultravioleta visível ou atómica e cromatografia iónica.

Tabela 3.4 Contaminantes típicos e fontes de poluentes provenientes do escoamento superficial em pavimentos rodoviários¹

Contaminantes	Fontes primárias
Sedimentos Particulares	Desgaste dos pavimentos, veículos, deposição atmosférica/erosão, atividades de manutenção e construção
Nitrogénio/Azoto (N) e fósforo (P)	Aplicação de fertilizantes (adubos) e matéria orgânica em decomposição
Chumbo (Pb)	Gasolina com presença de chumbo proveniente da exaustão dos veículos e desgaste dos pneus, lubrificantes e desgaste de rolamentos
Zinco (Zn)	Desgaste dos pneus, óleo dos motores e lubrificantes
Ferro (Fe)	Ferrugem do chassi, estruturas rodoviárias de aço como pontes e gradeamentos de proteção, e movimento das peças dos motores
Cobre (Cu)	Revestimentos metálicos, desgaste de rolamentos, movimento de peças dos motores, fungicidas, inseticidas e pesticidas
Cádmio (Cd)	Desgaste dos pneus e aplicação de inseticidas
Crómio (Cr)	Revestimentos metálicos e movimento das peças dos motores
Níquel (Ni)	Combustíveis diesel e gasolina, lubrificantes, revestimentos metálicos e pavimentação com betuminosos
Manganésio (Mn)	Movimento das peças dos motores
Cianeto	Compostos anti aglomerantes usados para manter os sais de degelo granulados
Sódio (Na), cálcio (Ca) e cloreto (Cl)	Sais de degelo
Sulfatos (SO ₄)	Camadas de desgaste de pavimentos, combustíveis e sais de degelo
Petróleo	Fluídos anticongelantes e lixiviados das superfícies betuminosas
Hidrocarbonetos	Lubrificantes, anticongelantes e lixiviados das superfícies betuminosas

¹ Conjunto de dados compilados e adaptados (Ahmad *et al.*, 2017; Ball & Rankin, 2010; Mullaney & Lucke, 2014; Ndon, 2017)

Vários estudos têm quantificado as altas taxas de remoção de sólidos suspensos totais, sólidos voláteis totais, metais pesados, compostos inorgânicos, hidrocarbonetos, carbono orgânico total, carência química de oxigénio, nitratos, amónios, nutrientes, óleos e gorduras, utilizando pavimentos permeáveis (Ball & Rankin, 2010; Brattebo & Booth, 2003; R. A. Brown & Borst, 2015; Cahill, Adams, & Marm, 2003; Djukić *et al.*, 2016; Drake *et al.*, 2014b; Gilbert & Clausen, 2006; Huang *et al.*, 2016; Jiang *et al.*, 2015; Kayhanian *et al.*, 2009; Legret *et al.*, 1996; Nnadi *et al.*, 2015; Pagotto, Legret, & Cloirec, 2000). Legret *et al.* (1996) reportaram a adsorção de metais pesados num pavimento betuminoso permeável com estrutura de reservatório em Rezé (França) durante 4 anos de investigação, obtendo reduções de 79 % de Pb, 72 % de Zn, 67 % de Cd e 64 % de sólidos suspensos. Num estudo de substituição da camada de desgaste de um pavimento convencional por uma mistura betuminosa drenante em França, Pagotto *et al.* (2000) mostrou que a qualidade da água lixiviada para o meio ambiente melhorou com reduções de Pb (78 %, 0,013 mg/l), Cu (35 %, 0,024 mg/l), Cd (69 %, 0,0005 mg/l), Zn (66 %, 0,180 mg/l), hidrocarbonetos (92 %) e sólidos suspensos totais (TSS,

81 %). Roseen *et al.* (2012) realizaram a monitorização de um estacionamento com pavimento betuminoso permeável durante 4 anos e demonstraram um bom desempenho quanto à remoção de hidrocarbonetos de petróleo, zinco e sólidos suspensos totais de escorrências pluviais, para além de uma capacidade de infiltração à superfície bastante elevada (0,0056 m/s). O estudo laboratorial realizado por Zhao & Zhao (2014) num pavimento betuminoso permeável apresentou reduções significativas de Pb e Zn durante o período de armazenamento de 696 horas, enquanto os níveis de condutividade e pH aumentaram. Os resultados obtidos por Jiang *et al.* (2015) numa simulação em laboratório de um pavimento betuminoso permeável mostraram que este foi muito eficaz na remoção de Cu, Zn, Pb e Cd, pelo que no escoamento foram detetadas concentrações de 0,06, 0,46, 0,0427 e 0,00219 mg/l, respetivamente, enquanto na infiltração esses valores diminuíram abaixo do limite mínimo detetável. Numa simulação em laboratório de um pavimento betuminoso permeável, Charlesworth *et al.* (2017) mostraram que a qualidade da água infiltrada (após adições de sedimentos rodoviários e óleos) foi considerada adequada para descarregar no ambiente. No mesmo estudo mostraram que a maioria dos sedimentos permaneceu na camada superficial, com menores níveis de metais em relação aos sedimentos originais. Se os resultados fossem extrapolados para 20 anos (vida útil projetada), as concentrações detetadas não apresentariam riscos de poluição ambiental quando realizada a manutenção do pavimento, pelo que o seu material poderia ser reciclado no fim da vida. Num estudo de avaliação às fases do ciclo de vida de um pavimento betuminoso permeável foram quantificados os impactos ambientais, na fase de utilização, relativos ao consumo de energia e às emissões equivalentes de CO₂ em relação a um pavimento convencional. Foi obtida uma redução do consumo de energia em ± 73 %, da emissão dos gases de efeito de estufa em ± 47 %, da emissão de chumbo em ± 98 % e da emissão de zinco em ± 100 % (Y. Wang, Li, Abdelhady, & Harvey, 2018). Apesar da quantidade de trabalhos realizados, a avaliação da qualidade da água num pavimento permeável é sempre primordial em todos os estudos, quando são considerados outros materiais e métodos de aplicação (Drake *et al.*, 2014b; Gilbert & Clausen, 2006).

3.3.3 Caracterização da resistência ao atrito e da textura superficial

O desempenho da superfície de um pavimento betuminoso permeável inclui a avaliação de duas propriedades fundamentais que influenciam o nível de ruído, segurança e conforto numa estrada: a resistência ao atrito e a textura.

A resistência ao atrito é definida como “a propriedade de uma superfície que limita o movimento relativo entre o ponto de contacto da estrada e o pneu do veículo” (EN 13036-4: 2011). A falta de resistência ao atrito ou aderência de pavimentos molhados é uma das principais causas da alta percentagem de acidentes, contribuindo para 20 a 30 % de todas as ocorrências em climas húmidos (Ahmed & Tighe, 2012). A macrotextura influencia a resistência ao atrito em pavimentos húmidos, pois esta diminui à medida que a velocidade aumenta (Ahmed & Tighe, 2012; Ueckermann, Wang, Oeser, & Steinauer, 2015). Entre os fatores ambientais que influenciam o atrito destacam-se a temperatura, a precipitação e os contaminantes. Kogbara *et al.* (2016) referem que a resistência ao atrito é independente da espessura da película de água a baixas velocidades (30-50 km/h). No entanto, o atrito é influenciado pela espessura da película de água a velocidades mais

elevadas. Isto é devido à diminuição da área de contato do pneu-pavimento pela água na superfície, levando à consequente redução do atrito. Nas misturas betuminosas drenantes este facto ocorre sobretudo quando a intensidade de precipitação é elevada ou quando a camada superficial está colmatada. Segundo Čelko, Kováč e Kotek (2016), quando o coeficiente de atrito em estrada diminuiu para 0,45 tem como consequência o aumento do risco de acidentes em 20 vezes, enquanto se diminuir para 0,30 o risco é 300 vezes maior.

A generalidade dos estudos considera que os problemas de derrapagem ocorrem devido a deficiências de atrito em pavimentos molhados, no entanto, um estudo recente mostrou que o atrito nos pavimentos também é afetado em condições secas (Najafi, Flintsch, & Medina, 2017). Os principais fatores que influenciam esta propriedade, incluem: pressão dos pneus, área de contacto, composição da borracha do pneu, alinhamento, textura e características de atrito da superfície do piso, velocidade do veículo, e condições climatéricas antes do ensaio (molhadas ou secas) (EN 13036-4:2011). Existem vários equipamentos para medir o atrito com caracterização contínua (Kogbara *et al.*, 2016). O pêndulo britânico é o equipamento mais simples, economicamente viável e versátil em várias aplicações que permite a medição pontual do coeficiente de atrito longitudinal (*Pendulum Test Value, PTV*, equivalente ao *British Pendulum Number, BPN*) tendo sido utilizado em vários estudos (Čelko *et al.*, 2016; Torbruegge & Wies, 2015).

A Norma EN 13036-4 descreve o método para determinar a resistência ao atrito de uma superfície no campo ou em laboratório, com características não homogêneas, como a presença de sulcos ou uma textura rugosa (quando excede o ensaio da mancha acima de 1,2 mm), usando um dispositivo que permanece estacionário no local do ensaio, denominado Pêndulo Britânico (Figura 3.6). As leituras obtidas na Escala C do dispositivo correspondem ao valor de *PTV* que representa a perda de energia absorvida por atrito, quando a sapata de borracha do pêndulo desliza sobre a superfície do pavimento. Este valor representa o coeficiente de atrito que caracteriza indiretamente o atrito entre um pneu e uma superfície de pavimento. Quanto maior o valor de *PTV*, maior será a resistência oferecida pela superfície do pavimento à passagem da borracha do pêndulo. O valor de *PTV* corresponde à média de cinco medições consideradas, que posteriormente são normalizadas para a temperatura de 20 °C de acordo com a correção da EN 13036-4. De notar que as temperaturas da superfície do pavimento podem influenciar significativamente os resultados da resistência ao atrito. O Caderno de Encargos das Estradas de Portugal (2014) restringe o valor de *PTV* superior a 60 para avaliar positivamente o coeficiente de atrito de uma superfície.

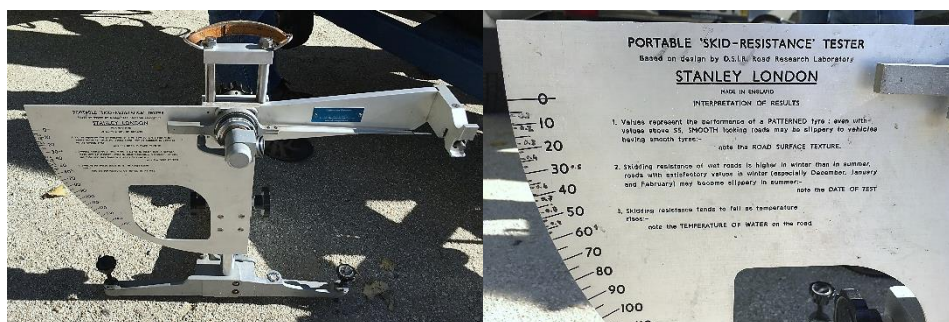


Figura 3.6 Pêndulo Britânico e Escala C do equipamento

Os pavimentos com misturas betuminosas drenantes melhoram a resistência ao atrito e a visibilidade em pisos molhados (Lebens & Troyer, 2012). Na fase inicial após construção, os pavimentos possuem uma baixa resistência ao atrito, uma vez que, os agregados se encontram envolvidos por uma película espessa de betume. No entanto, após o excesso de betume ser removido pela passagem dos veículos, os valores podem ser elevados ou mantidos num nível estável (Ahmad *et al.*, 2017; Poulikakos *et al.*, 2006). As superfícies com misturas betuminosas drenantes oferecem um aumento na textura que, em conjunto com a drenagem interna, podem resultar numa redução significativa da aquaplanagem (Noyce, Bahia, Yambó, & Kim, 2005). Hansen (2008) e R. M. Roseen *et al.* (2014) mostraram que a mistura betuminosa drenante tem melhor resistência ao atrito, mesmo em condições de neve e gelo, em comparação com uma mistura densa com aplicação de sal. Os testes realizados por van der Zwan *et al.* (1990) (citado em Noyce *et al.*, 2005) mostraram que a velocidades elevadas o pavimento betuminoso permeável proporciona uma maior resistência ao atrito do que o pavimento convencional, em concordância com outros autores (Lebens & Troyer, 2012). Já num estudo comparativo de misturas betuminosas drenantes duplas e simples, concluiu-se que estas últimas quando totalmente colmatadas, têm maiores perdas de capacidade de absorção sonora devido ao menor coeficiente de atrito (Chu & Fwa, 2019).

A textura da superfície de um pavimento “é definida como o desvio de uma superfície do pavimento a partir de uma superfície plana” (EN ISO 13473-1, 2004). A classificação da textura da superfície está definida de acordo com os comprimentos de onda das irregularidades (EN ISO 13473-1, 2004), considerando os intervalos: 0 a 0,5 mm microtextura; 0,5 a 50 mm macrotextura; 50 a 500 mm megatextura; e 500 mm a 50 m irregularidade. As características da microtextura e macrotextura na superfície do pavimento influenciam a resistência ao atrito (através da aderência pneu-pavimento) e o ruído dos pneus no pavimento. Maiores amplitudes de micro e macrotextura aumentam o atrito em pisos húmidos, reduzindo o risco de acidentes, devido à melhor aderência do pneu no pavimento (função da microtextura) quando este garante uma boa drenagem (função da macrotextura) (China & James, 2012). A macrotextura é tipicamente constituída pela forma e tamanho das partículas agregadas na superfície do pavimento e é afetada pelo espaçamento e disposição das partículas dos agregados grossos (T. F. Fwa, Choo, & Liu, 2003; Kogbara *et al.*, 2016). Os principais aspetos que alteram a macrotextura são: tamanho máximo dos agregados, qualidade e tipos de agregados grossos e finos, conteúdo e viscosidade do betume da mistura, granulometria e conteúdo de vazios. A granulometria e a qualidade final da mistura determinam a macrotextura da superfície, que por sua vez, influencia a drenagem da superfície do pavimento (Miljković *et al.*, 2014). Da revisão de Kogbara *et al.* (2016), pode deduzir-se que maior conteúdo de vazios e granulometrias mais grossas aumentam a macrotextura, enquanto granulometrias mais densas reduzem-na. Outros estudos referenciados por Praticò e Vaiana (2015) relatam que a textura da superfície afeta o desempenho do pavimento ao nível do atrito pneu-pavimento, emissão de ruído, resistência à rotação, desgaste dos pneus, custos operacionais e emissão de gases de efeito de estufa.

A forma mais comum de medição da macrotextura é o método volumétrico da mancha de areia utilizado em vários estudos (China & James, 2012; Fisco & Sezen, 2013; Miao, Li, Zheng, & Wang, 2016; Praticò & Vaiana, 2015; Puzzo, Loprencipe, Tozzo, & D'Andrea, 2017). Outros métodos mais

recentes incluem a medição com laser (Ahammed & Tighe, 2012; Cui, Zhou, Lou, Zhang, & Ran, 2017; Kim, Lee, Hyun, & Lee, 2013; Meegoda & Gao, 2015). No entanto, estes equipamentos mostram-se mais dispendiosos e têm como referência o método da mancha de areia para validar a sua fiabilidade.

O parâmetro mais usual para caracterizar a macrotextura é a profundidade média da macrotextura (*Mean Texture Depth, MTD*). O método volumétrico da mancha de areia permite obter o *MTD*, definido segundo a norma EN 13036-1:2010. Recentemente a areia foi substituída por esferas de vidro, devido à forma irregular das partículas que não se espalham tão facilmente na superfície. Segundo esta norma, um volume conhecido de material é aplicado cuidadosamente na superfície e posteriormente é medida a área total coberta. O valor de *MTD* (mm) é obtido pela divisão entre o volume do material na área coberta (*V*) e o diâmetro médio (*D*) da área circular em cada ponto (o diâmetro deve ser medido em 4 eixos), conforme Equação 3.7,

$$MTD = \frac{4V}{\pi D^2} \quad (3.7)$$

Segundo as Estradas de Portugal (2014), o valor de *MTD* para misturas betuminosas drenantes (PA12,5) deve ser igual ou maior do que 1,2 mm. Quando os valores se afastam desse indicador considera-se que a macrotextura tende a ser muito fechada, praticamente lisa. A macrotextura também pode ser caracterizada pela profundidade média do perfil (*Mean Profile Depth, MPD*) definida como o valor médio de profundidade tendo em conta a análise de segmentos do perfil da superfície, obtido por um conjunto de medidas gerado por um sistema baseado em laser. Vários estudos têm relacionado os parâmetros *MTD* com *MPD* de forma a comparar resultados entre métodos diferentes (China & James, 2012; Fisco & Sezen, 2013; Kim *et al.*, 2013; Losa & Leandri, 2011; Puzzo *et al.*, 2017).

Tabela 3.5 Valores de *MTD* e *BPN* em estudos realizados

Estudos	Misturas de superfície	<i>MTD</i> , mm (Ensaio da mancha de areia)	<i>BPN</i> (Pêndulo Britânico)
Ahammed & Tighe (2012)	Asfalto denso convencional	0,76 – 0,87	> 60
	SMA	1,53 – 1,75	> 70
Fisco & Sezen (2013)	Asfalto denso graduado	0,70	-
	SMA	2,86	-
	Asfalto aberto graduado	7,89 – 11,85	-
Qian & Lu (2015)	SMA	1,21	72,3
	OGFC, PA	1,77	78,8
Araujo, Bessa, & Castelo Branco (2015)	Mistura betuminosa quente	0,40	67
Praticò & Vaiana (2015)	Mistura densa graduada	0,49	-
	SMA	0,77 – 1,14	-
	Misturas porosas na Europa	3,63 – 3,58	-
Miao <i>et al.</i> (2016)	Betão betuminoso denso	0,78	-
	SMA	0,90	-

O método da mancha de areia é adequado para superfícies de pavimentos betuminosos e betão com uma profundidade de textura > 0,25 mm que é afetada pela superfície e estrutura interna da mistura

(Praticò & Vaiana, 2015). A utilização do método da mancha de areia em superfícies porosas tem sido discutida devido à perda de algum material nos poros interiores das misturas (Fisco & Sezen, 2013; Praticò & Vaiana, 2015), apesar disso, continua a ser o método mais fiável e aplicado. Os estudos acerca do desempenho funcional de pavimentos permeáveis com misturas betuminosas drenantes ainda são escassos. Contudo, algumas investigações analisam outras superfícies drenantes, como as SMA (*Stone Mastic Asphalt*), as OGFC (*Open-Graded Friction Course*), misturas betuminosas abertas (*Open graded asphalt*), mas também misturas betuminosas densas como referência, conforme apresentado na Tabela 3.5. Os parâmetros considerados na seleção dos estudos da tabela foram: *MTD*, realizado com o método da mancha de areia, e *BPN* realizado com o ensaio do Pêndulo Britânico equivalente ao *PTV*. Os resultados mostram claramente que as superfícies drenantes têm maiores valores de *MTD* em relação às superfícies densas, porém não se evidenciam diferenças claras nos valores de *BPN* devido à escassez de ensaios realizados.

3.3.4 Caracterização das deflexões pelo ensaio de carga

Um pavimento deve estar preparado para oferecer condições de segurança, conforto e economia aos utilizadores, não só por uma adequada superfície, mas também por uma suficiente capacidade de carga. O estudo da capacidade estrutural de um pavimento comporta a avaliação das camadas granulares e betuminosas com função estrutural, para além do solo de fundação, caracterizado através dos parâmetros: módulo de deformabilidade e coeficiente de *Poisson*. Concretamente, em termos de comportamento mecânico, as camadas superiores (ligadas) e inferiores (granulares) de um pavimento devem resistir aos esforços de tração e compressão, respetivamente. Os métodos de avaliação da capacidade de carga podem ser destrutivos (por exemplo, com carotagem) e não destrutivos, pelo que estes últimos se apresentam mais rápidos de executar e com uma avaliação completa do pavimento sem que haja destruição do mesmo. Os principais equipamentos de avaliação da capacidade de carga por métodos não destrutivos podem ser de carga pontual como o defletómetro de impacto ou de carga rolante como a viga *Benkelman* e o defletógrafo *FLASH* (uma evolução do defletómetro *Lacroix*).



Figura 3.7 Defletómetro de impacto

De entre os diferentes equipamentos, destaca-se o defletómetro de impacto, derivado do termo *Falling Weight Deflectometer* (FWD), que é largamente utilizado, tendo sido escolhido para caracterizar o pavimento do presente estudo (Figura 3.7). O seu conceito rege-se pela aplicação de uma carga vertical de impacto sobre a superfície de um pavimento, simulando as ações induzidas

pela passagem dos veículos a 60-80 km/h e medindo a resposta do pavimento através de deflexões, correspondendo a deformações verticais na superfície (Antunes, 1993). A carga de impacto pode atingir valores de 150 ou 250 kN, conforme o equipamento utilizado em rodovias ou aeroportos.

O posicionamento no ponto de ensaio é realizado pelo veículo cujo defletómetro de impacto está atrelado. A carga, aplicada numa placa circular em contacto com a superfície do pavimento, é produzida pela queda de uma massa a uma determinada altura sobre um conjunto de amortecedores de borracha, resultando na força de impulso que difere consoante as variações de peso e altura de queda ajustadas por um sistema hidráulico (Dinis-Almeida, 2010). O diâmetro da placa é variável, pelo que de acordo com a ASTM D 4694-09:2015 utiliza-se um diâmetro de 30 cm em pavimentos rodoviários e 45 cm em pavimentos aeroportuários. O tempo de aplicação da carga é medido em milissegundos, pelo que torna o ensaio bastante rápido. A resposta do pavimento em termos de deflexões é medida por 9 transdutores de deslocamentos (geofones, indicados como mais precisos, ou sismómetros, que leem uma maior gama de valores) colocados no eixo de simetria do veículo. Portanto, para cada ponto de ensaio resultam nove medições (D1 a D9), em que D1 corresponde à medição feita no centro da placa onde foi aplicada a carga (0,00 m) e as restantes correspondem às distâncias predefinidas conforme esquematizado na Figura 3.8. Do conjunto de deflexões medidas resulta a bacia de deflexão para esse ponto (linha de deslocamentos).

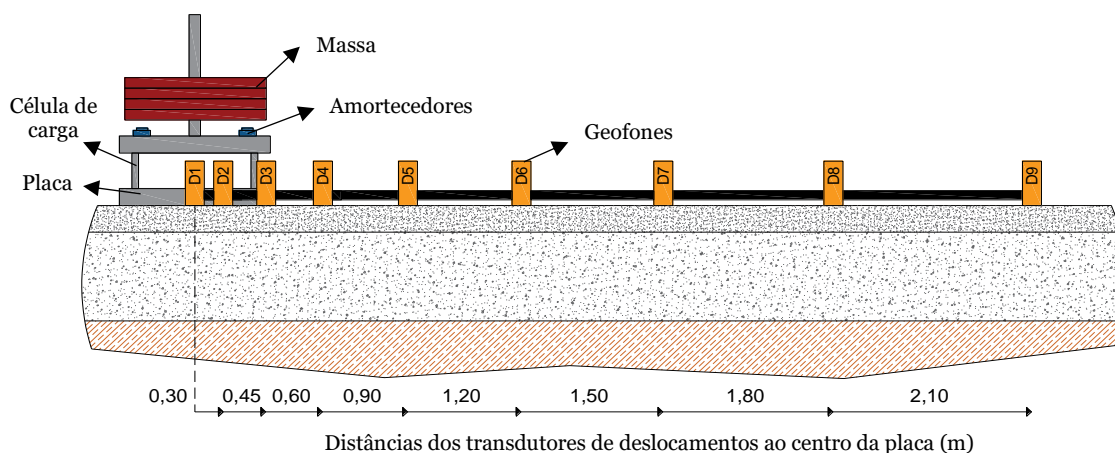


Figura 3.8 Esquema representativo do ensaio com o defletómetro de impacto (sem escala)

A informação registada pelos geofones é enviada para o computador, instalado no veículo, que gera ficheiros capazes de serem tratados por meio de programas informáticos de análise da capacidade de carga das camadas de um pavimento, nomeadamente, no que diz respeito aos seus módulos de deformabilidade. Para além de medir as deflexões, o equipamento regista a temperatura da superfície do pavimento essencial para a correção dos resultados. Este ensaio permite averiguar a conformidade dos trabalhos efetuados em obra com o que foi estabelecido em projeto, determinando a aplicação de reforços em determinados locais.

Em situações de avaliação de longos troços de estrada são efetuadas medições em vários pontos localizados ao longo das rodeiras externas em determinado sentido de circulação, devido à condição desfavorável destes alinhamentos na proximidade com a berma, por vezes não pavimentada

(Antunes, 1993). O comportamento da estrutura do pavimento não é homogêneo, difere entre zonas devido às condições de fundação, data da construção do pavimento, materiais utilizados, intervenções efetuadas após a entrada em serviço, tráfego e condições de drenagem (Dinis-Almeida, 2010). Este tipo de avaliação deve ser realizado num período de maior humidade quanto às camadas não ligadas, pois afeta o comportamento dos materiais e solos, reduzindo os módulos de deformabilidade e a resistência, conduzindo a deformações permanentes (Antunes, 1993). Pelo contrário, quanto às camadas betuminosas, a avaliação da capacidade estrutural deve ser realizada no verão, pois estes materiais são afetados pelas altas temperaturas (Lebens & Troyer, 2012).

Uma vez que neste tipo de ensaio a força de impacto prevista tende a diferir da força de impacto real aplicada durante os ensaios, é necessário proceder à normalização para uma força padrão. A normalização das deflexões calculadas para a mesma força e para cada geofone, em cada ponto de ensaio, realiza-se de acordo com a Equação 3.8,

$$D_n = D_m \frac{F_p}{F_m} \quad (3.8)$$

onde, D_n é a deflexão normalizada (μm), D_m é a deflexão medida no impacto do ensaio da carga aplicada (μm), F_p é a força padrão (kN) e F_m é a força de impacto registada no ensaio (kN). A força padrão é selecionada consoante o tipo de pavimento em avaliação (neste caso de estudo foi de 40 kN).

A análise dos resultados do ensaio de carga é realizada através de retroanálise (*backcalculation*). Esta baseia-se num processo iterativo que consiste em determinar para cada ponto de ensaio os módulos de deformabilidade das camadas constituintes do pavimento que conduzem a uma deformada calculada o mais próxima possível da deformada medida com o ensaio FWD em campo. Esta análise estrutural tem sido baseada no modelo de *Burmister*. As hipóteses assumidas nesse modelo são as seguintes (Shell, 1998): o sistema é constituído por camadas horizontais, com material homogêneo e isotrópico e com espessura uniforme que assentam sobre um meio semi-infinito (camada rígida); as camadas na direção horizontal são infinitas; as camadas podem ser ou não consideradas independentes entre si, podendo ter uma interface com aderência total (camadas ligadas) ou sem aderência (deslizamento sem atrito em camadas não ligadas); o comportamento mecânico dos materiais das camadas (relação tensão-extensão) é caracterizado pelas constantes do módulo de deformabilidade e pelo coeficiente de *Poisson*.

Os programas informáticos que têm sido usados para o cálculo do estado de tensão-extensão são o ELSYM5, BISAR, ELMOD e Modulus. Na presente investigação é utilizado de forma iterativa o programa de cálculo automático BISAR (*Bitumen Stress Analysis in Roads*), desenvolvido pela *Shell*. O programa BISAR é composto por três campos nos quais é necessário definir: as características da força padrão aplicada na superfície do pavimento, a identificação física das camadas (número, espessura, módulo de deformabilidade arbitrado e coeficiente de *Poisson*) e as posições dos geofones onde se pretendem determinar as deflexões devidas à carga.

De modo a aproximar o mais possível a modelação à realidade deve adicionar-se uma camada inferior de fundação de espessura semi-infinita com características de camada rígida, em que o módulo de deformabilidade deverá ser bastante superior ao do solo de fundação. Esta ação pode ser justificada pela existência de solos de melhor qualidade ou de rocha, abaixo do solo onde assenta o pavimento. Também pode ser justificada pelo aumento de pressões de confinamento do solo, devido ao peso próprio que leva ao aumento do módulo de deformabilidade em profundidade, tendo em consideração o comportamento não linear deste tipo de materiais (Antunes, 1993). A introdução da camada rígida leva à não contribuição de qualquer material abaixo desta camada para as deflexões registadas à superfície, pois estas são o resultado das deformações dos vários materiais na zona de tensões provocada pela carga aplicada.

Os módulos de deformabilidade habitualmente atribuídos teoricamente às camadas constituintes dos pavimentos são apresentados na Tabela 3.6. Da mesma forma, o valor do coeficiente do *Poisson* conferido às camadas betuminosas e granulares é normalmente de 0,35, enquanto em solos o valor varia entre os 0,30 e os 0,40 (JAE, 1995a). No processo de cálculo, estes coeficientes não têm grande influência nos resultados obtidos. Os intervalos de valores apresentados não são restritos e, portanto, podem ser adotados valores próximos que melhor correspondam ao comportamento dos materiais constituintes.

Tabela 3.6 Módulos de deformabilidade para diferentes camadas de um pavimento betuminoso (JAE, 1995b)

Camada	Módulo de deformabilidade (MPa)
Betão betuminoso	7000 a 9000 (T=15°C)
	5000 a 6000 (T=20°C)
	3000 a 4000 (T=25°C)
Betão betuminoso fendilhado	500 a 1000
Agregado tratado com cimento	10000 a 20000
Solo-cimento	1000 a 5000
Base granular britada	150 a 300
Sub-base granular britada	100 a 200
Solos selecionados	60 a 100

Deve ter-se em conta que os módulos de deformabilidade das camadas não ligadas que constituem o pavimento não são independentes entre si e, portanto, a relação de interdependência dada pela Equação 3.9 deve ser considerada (Claessen, Edwards, Sommer, & Ugé, 1977),

$$\frac{E_g}{E_s} = 0,2 \times h_g^{0,45} \quad (3.9)$$

onde, E_g é o módulo de deformabilidade da camada granular (MPa), E_s é o módulo de deformabilidade do solo de fundação (MPa) e h_g é a espessura da camada granular (mm). Esta expressão admite que o módulo de deformabilidade da camada granular depende do módulo e da espessura da camada subjacente, levando a uma compactação mais adequada da camada granular quanto mais rígido for o solo de fundação. O valor da interdependência das camadas não deve ser

inferior a 1,5, pois desta forma a camada superior não será significativamente mais resistente que a inferior, e não deve ser superior a 4, porque a resistência da camada de cima seria demasiado elevada (Claessen *et al.*, 1977).

Após a realização de várias iterações, as deflexões calculadas (BISAR) devem ser comparadas com as deflexões medidas (normalizadas) do ensaio de carga FWD. O processo iterativo deve terminar quando a diferença entre as deflexões atinge um erro suficientemente pequeno, que normalmente é determinado pela minimização do *RMS* (*Root Mean Square*) em %, dado pela Equação 3.10,

$$RMS = \left(\sqrt{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_{ci} - d_{mi}}{d_{mi}} \right)^2} \right) \times 100 \quad (3.10)$$

onde, n é o número total de geofones utilizados em cada ponto de ensaio, d_{ci} é a deflexão calculada no geofone i (μm) e d_{mi} é a deflexão medida no geofone i (μm). Os valores de *RMS* não são consensuais nas investigações realizadas em pavimentos densos. Portanto, o conjunto dos módulos de deformabilidade obtidos apresentarão um grau de aproximação aceitável quando mais pequeno for o valor de *RMS*, pelo que a deformada calculada se aproximará satisfatoriamente da deformada medida. Os valores de *RMS* obtidos não devem ser, unicamente, tidos em conta como fator decisivo para aceitar ou não o resultado de uma iteração realizada pelo programa. Este parâmetro indica apenas a proximidade entre as deflexões calculadas e medidas do ponto de vista matemático, contudo deve existir um equilíbrio entre a percentagem de erro e a coerência das propriedades físicas dos materiais, de tal forma que a solução final seja válida para a estimativa das propriedades mecânicas dos mesmos. Este processo iterativo permite identificar a contribuição das várias camadas de um pavimento conforme a deformada medida.

O módulo de deformabilidade obtido para as camadas betuminosas deve ser corrigido para a temperatura de serviço, pois esta difere da temperatura a que o ensaio é realizado influenciando os resultados obtidos. A fórmula utilizada neste estudo para proceder a esta correção é dada pela Equação 3.11, que estabelece uma correlação do módulo de deformabilidade a uma dada temperatura T ($^{\circ}\text{C}$) (Antunes, 1993),

$$E_T/E_{20} = 1,635 - 0,0317T \quad (3.11)$$

onde, E_T é o módulo de deformabilidade das camadas betuminosas para a temperatura T (MPa), E_{20} é o módulo de deformabilidade para a temperatura de referência de 20 $^{\circ}\text{C}$ (MPa) e T é a temperatura em profundidade (a meio da camada) a que foram realizados os ensaios ($^{\circ}\text{C}$). O processo de cálculo faz-se inicialmente com a transformação do módulo de deformabilidade com a temperatura registada nas camadas betuminosas durante o ensaio para o módulo de deformabilidade com a temperatura de 20 $^{\circ}\text{C}$, através do qual se determina o módulo de deformabilidade para o equivalente à temperatura de serviço definida em projeto.

A temperatura de serviço reflete o efeito das variações de temperatura ao longo da vida de um pavimento e depende da região onde este se insere. Nesta investigação, a temperatura de serviço foi estabelecida através da aplicação do método de *Shell*. Este método define a temperatura de serviço por meio de um ábaco (Anexo IV, Figura AIV.1) em função da espessura da camada betuminosa e da temperatura média anual ponderada (*TMAP*) dada pela Equação 3.12, onde $\overline{w_m}$ é a média dos fatores de ponderação de cada mês. Este fator de ponderação (w_m) é obtido pela Equação 3.13, onde *TMMA* é a temperatura média mensal do ar.

$$TMAP = 7,7068 \times \ln(\overline{w_m}) + 20,257 \quad (3.12)$$

$$w_m = 0,0723 \times e^{0,1296 \times TMMA} \quad (3.13)$$

A aplicabilidade do ensaio FWD em pavimentos permeáveis não é comum, pois não se encontram correntemente estudos na literatura que efetuem esta avaliação. Alguns autores questionam a adequação do ensaio para este tipo de pavimentos, porque não são considerados como sistemas monolíticos (homogêneos num todo) e, desta forma, a propagação das ondas através do pavimento não permite prever com confiança as propriedades de resistência (Chopra, Wanielista, Stuart, Hardin, & Uju, 2011). Contudo, Lebens e Troyer (2012) realizaram um estudo a dois pavimentos betuminosos permeáveis, cujos módulos de deformabilidade se mostraram menores em comparação com um pavimento denso, sendo essa diferença mais pequena durante o verão. Nesta época o módulo de deformabilidade médio apresentou-se inferior a 414 MPa, enquanto que no outono a mistura betuminosa drenante aumentou a sua rigidez. No geral, a mistura drenante revelou menor rigidez, porém conseguiu suportar o carregamento solicitado sem deformação extrema, e ao mesmo tempo não surgiram problemas de fissuração durante o período estudado, mostrando o efeito da reduzida rigidez nestas misturas. O mesmo estudo concluiu que o subleito de argila, comparativamente ao de areia, provoca uma redução na rigidez das camadas de base, porventura devido à menor drenagem e à humidade prolongada na base após eventos de precipitação. Com isto, demonstra-se que o ensaio de carga com o FWD pode ser realizado em pavimentos permeáveis cumprindo o procedimento de ensaio e a interpretação do mesmo, de acordo com os materiais aplicados.

3.4 Considerações

O presente capítulo aborda as metodologias consideradas neste estudo como as de maior importância para avaliação do desempenho dos pavimentos betuminosos permeáveis. Ao mesmo tempo são apresentados resultados de investigações realizadas com o intuito de os confrontar os resultados obtidos. Tendo em conta a revisão de literatura, observa-se que as investigações anteriores relativas ao desempenho dos pavimentos permeáveis variam consideravelmente entre diferentes cenários de estudo. Assim, para que a implementação dos pavimentos betuminosos permeáveis seja bem-sucedida é necessário proceder à formulação e avaliação de desempenho dos mesmos tendo em conta as condições e requisitos individuais de cada local.

Em termos laboratoriais destaca-se a avaliação das misturas quanto à sensibilidade à água, permeabilidade e deformação permanente. Sabendo que as misturas betuminosas drenantes têm

como principal objetivo a infiltração das águas pluviais, naturalmente estão externamente e interiormente em constante contacto com a água. Assim, por um lado, o ensaio de sensibilidade à água pretende determinar a resposta da mistura na resistência à tração indireta sob o efeito da temperatura ao ar de 15 °C em relação à mesma mistura condicionada em água. Por outro lado, a permeabilidade representa a principal propriedade das superfícies drenantes, não só contribui para a segurança da circulação, como também auxilia na diminuição dos fenómenos de aquaplanagem, perda de visibilidade e surgimento de patologias. A sua avaliação é fundamental em qualquer superfície que comporte o transporte de água e a diminuição do escoamento superficial. Da mesma forma, a mistura betuminosa drenante à superfície deve resistir à aplicação de cargas repetidas sem sofrer danos, tal como a formação de rodeiras caracterizadas pelo ensaio de deformação permanente.

Conjugando a avaliação da superfície drenante do pavimento com a sua estrutura completa, conclui-se que é relevante a sua apreciação em campo. Deste modo, a infiltração da água (permeabilidade) no pavimento deve ser garantida, pelo que a capacidade resistente das camadas é reduzida pela acumulação de água, por um longo período de tempo, no interior do pavimento, levando à possível obstrução por acumulação de finos. A introdução de sedimentos e poluentes pelos poros das camadas superficiais dos pavimentos permeáveis têm sido um dos assuntos mais questionados na sua utilização, pois é colocada em causa a capacidade de infiltração das misturas betuminosas drenantes quando colmatadas (James & von Langsdorff, 2003). Este tema tem sido alvo de investigações por parte de diversos estudos, contudo, ainda existe a necessidade de avaliar, em termos comparativos, entre diferentes métodos utilizados em laboratório e em campo. Jiang *et al.* (2015) referem a importância da construção de pavimentos permeáveis com diferentes combinações de materiais e espessura das camadas, assim como a obtenção de relações entre resultados de laboratório e de campo. Para além disso, o efeito de diferentes concentrações de materiais de colmatação na capacidade de infiltração de misturas porosas em dupla camada betuminosa drenante não é um assunto amplamente encontrado na literatura e, por isso, é uma questão de investigação que necessita de ser desenvolvida. A realização de ensaios com simuladores de precipitação devem esclarecer o comportamento do pavimento sob condições controladas quando as circunstâncias no local não o permitem.

As sucessivas alterações do meio urbano influenciam significativamente as características do escoamento das águas pluviais. Os problemas com maior carência relacionam-se com inundações, níveis freáticos elevados e poluição das águas superficiais e subterrâneas. A avaliação da qualidade da água em pavimentos permeáveis é um tema que tem merecido cada vez mais a atenção por parte dos investigadores e que, apesar dos estudos realizados, necessita de investigações adicionais quanto às concentrações de poluentes tanto no escoamento superficial como na infiltração da água pluvial (R. A. Brown & Borst, 2015; Drake *et al.*, 2014b; Gilbert & Clausen, 2006; Jiang *et al.*, 2015; R. Roseen *et al.*, 2012). Uma vez que a concentração de poluentes remete para o problema da colmatação a longo prazo da superfície destes pavimentos, tem-se estudado uma dupla camada betuminosa drenante (DLPA) para atenuar este problema (Hamzah *et al.*, 2013; M. Liu *et al.*, 2016). Contudo, a concentração de poluentes neste tipo de pavimentos em campo necessita de estudos complementares.

A textura superficial e o atrito têm um papel importante no desempenho funcional de um pavimento. Distingue-se a segurança e o conforto rodoviários e o ruído do veículo em contacto com a superfície. Os estudos de profundidade média de textura e resistência ao atrito salientam a necessidade de investigar o efeito da variabilidade das superfícies dos pavimentos, indo ao encontro das necessidades fundamentais dos utilizadores, procurando melhores soluções na redução da probabilidade de ocorrência de acidentes rodoviários.

A capacidade de carga de um pavimento apresenta-se como um dos pontos mais importantes na fase experimental, mas também na avaliação em serviço quanto a possíveis reabilitações. O defletómetro de impacto mostra-se como um equipamento eficaz na avaliação do comportamento mecânico de um pavimento através de deformações resultantes da sua resposta elástica, caracterizando os módulos de deformabilidade das diferentes camadas ligadas e refletindo a capacidade resistente dos respetivos materiais. Apesar da complexidade de interpretação do ensaio, este é claramente essencial para a compreensão do desempenho mecânico e caracterização dos pavimentos permeáveis.

Capítulo 4 - Formulação e caracterização das misturas betuminosas

4.1 Introdução

A presente investigação compreende a realização de dois troços experimentais, o Troço Experimental 1 (TE1), que inclui um pavimento betuminoso denso convencional e o pavimento betuminoso permeável em investigação, e o Troço Experimental 2 (TE2) construído com o pavimento betuminoso permeável. Assim, os pavimentos a executar incluem a formulação de duas misturas betuminosas densas com aplicação em camadas de desgaste e base (TE1) e duas misturas betuminosas drenantes com aplicação em camada dupla de desgaste (TE1 e TE2). Estas foram caracterizadas laboratorialmente através de duas metodologias de formulação, que pretendem determinar a composição de cada uma das misturas betuminosas.

O estudo que se apresenta neste capítulo tem como objetivo descrever e caracterizar os materiais utilizados para cada uma das misturas betuminosas (secção 4.2), tal como as propriedades fundamentais e os respetivos ensaios de formulação até à sua composição final (secção 4.3). Posteriormente, apresentam-se os ensaios de caracterização das misturas betuminosas (secção 4.4), conforme secção 3.2. Pretende-se avaliar a influência da incorporação de materiais que não são comumente utilizados em misturas betuminosas convencionais no desempenho funcional, mecânico e hidrológico de misturas betuminosas drenantes. Adicionalmente, na secção 4.5 apresentam-se os ensaios realizados com um simulador de precipitação por forma a inferir o comportamento da dupla camada sob diferentes intensidades de precipitação e materiais de colmatação.

As misturas betuminosas produzidas respeitam determinados requisitos referenciados em especificações normalizadas (EN), no Caderno de Encargos das Estradas de Portugal (Estradas de Portugal, 2014) e no *Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes - Artículo 542 – Mezclas betuminosas en caliente tipo hormigón betuminoso* (Dirección General de Carreteras, 2013). Para além destas especificações vão ser tidos em conta valores típicos referidos por investigadores e entidades com experiência em pavimentos permeáveis.

4.2 Caracterização dos materiais

Os materiais utilizados na produção das misturas betuminosas densas e drenantes são agregados naturais, filler, ligantes betuminosos tradicionais e modificados e aditivos (fibras celulósicas). Apresentam-se nas seguintes subsecções as características de cada material.

4.2.1 Agregados naturais

Os agregados naturais de origem granítica utilizados na produção das misturas betuminosas foram o pó de pedra 0/4 e as britas 5/15 e 15/25 provenientes da pedreira da Capinha, concelho do Fundão, e a brita 5/10 proveniente da pedreira de Fornes de Algodres, exploradas pelo Grupo Cimpor, Agrepor Agregados – Extração de inertes S.A. A classificação atribuída está de acordo com as centrais

de britagem. Para além destes agregados, todas as misturas incorporam cal hidráulica, com a designação comercial de Martingança HL5 da SECIL, que atua como filler e tem propriedades de ligante hidráulico.

Análise granulométrica

A análise granulométrica dos agregados foi realizada segundo a norma EN 933-1:2012 pelo método da peneiração através de um agitador mecânico. As séries de peneiros utilizadas no ensaio dependeram do tipo de mistura betuminosa. O Caderno de Encargos apresenta um fuso para cada mistura segundo a camada de aplicação correspondente (Estradas de Portugal, 2014). Neste estudo, para a camada de desgaste do pavimento betuminoso denso foi utilizada uma mistura AC14 Surf e para a camada de base uma AC20 Base. Para a dupla camada betuminosa drenante do pavimento permeável foi necessário obter misturas com diferentes granulometrias abertas através da adoção de dois fusos granulométricos distintos. De acordo com a CEPISA (2014), a camada superior deve ter agregados com dimensões entre 8 e 10 mm e a camada inferior entre 12 e 20 mm. Assim, na camada inferior com agregado de maior dimensão nominal (grossa), foi utilizada uma mistura do tipo PA12,5 de acordo com o Caderno de Encargos das Estradas de Portugal (2014). Este documento não inclui outro tipo de mistura drenante, sendo assim, foi adotada a mistura do tipo PA8 com agregado de menor dimensão nominal (fina), definida nas normas Suíças SN 640 431-7a-NA:2008 e SN 640 430:2013, de acordo com a EN 13108-7. Na Figura 4.1 apresentam-se as curvas granulométricas de cada agregado.

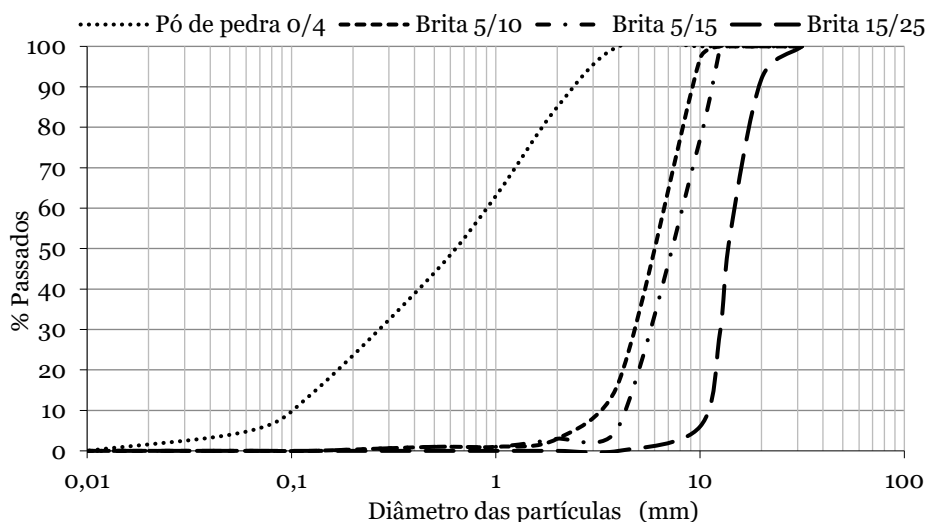


Figura 4.1 Curvas granulométricas dos agregados

Massa volúmica e absorção de água

A determinação da massa volúmica e da absorção de água dos agregados foi realizada de acordo com a norma EN 1097-6:2013. Utilizando o método de pesagem hidrostática com o cesto de rede metálica para as britas 5/10, 5/15 e 15/25 obteve-se a massa volúmica das partículas saturadas com superfície seca. A massa volúmica do pó de pedra e da cal hidráulica foi determinada pelo Picnómetro de hélio (*AccuPyc™ 1330 Gas Pycnometer*). A Tabela 4.1 mostra os valores obtidos para estas propriedades.

Adicionalmente, foi obtida a porosidade das britas que compõem as camadas granulares do pavimento permeável, resultando em 36,6 % para a brita 5/15 e 40,6 % para a brita 15/25.

Tabela 4.1 Massa volúmica e absorção de água dos agregados

Agregado	Massa volúmica, ρ (kg/m³)	Absorção de água, A (%)
Cal hidráulica	2760	-
Pó de pedra 0/4	2690	-
Brita 5/10	2560	0,30
Brita 5/15	2620	0,35
Brita 15/25	2630	0,45

4.2.2 Ligantes betuminosos

Os ligantes betuminosos oferecem propriedades de coesão, flexibilidade e estabilidade às misturas e são essenciais na sua composição. As misturas betuminosas de desgaste e base para o pavimento denso foram produzidas com betume asfáltico 50/70, da CEPSA Portuguesa Petróleos, S.A., correntemente utilizado na produção de misturas betuminosas a quente. Este betume obedece à especificação da norma EN 12591:2009. A gama de temperaturas recomendadas para o fabrico das misturas situa-se entre os 151 a 157 °C e para a compactação entre 142 a 146 °C.

As misturas betuminosas drenantes para a camada de desgaste do pavimento permeável foram inicialmente realizadas com o betume modificado com polímeros PMB 45/80-60 (comercialmente designado de betume *Elaster* 13/60), da CEPSA Portuguesa Petróleos, S.A., indicado para aplicação em misturas descontínuas e abertas. Este é um betume asfáltico obtido por reação química entre o ligante base e polímeros de tipo elastomérico, que cumpre a especificação da norma EN 14023:2010. Para o fabrico das misturas, a gama de temperaturas recomendadas situa-se entre os 155 a 165 °C e para a compactação entre 150 a 160 °C.

A produção das misturas drenantes, para ambos os troços experimentais, não foi possível realizar-se com o betume modificado devido à indisponibilidade deste em central. Assim também se realizou a formulação destas misturas com o betume 50/70. Na Tabela 4.2 apresentam-se as características dos betumes utilizados. A massa volúmica, de ambos, foi facultada pela CEPSA e apresenta-se com um valor de 1040 kg/m³.

Tabela 4.2 Características dos betumes asfálticos utilizados

Propriedades	Norma	Betume 50/70		Betume PMB 45/80-60	
		Limites Min Max	Adotado	Limites Min Max	Adotado
Penetração 25 °C, 100g, 5 seg (0,1 mm)	EN 1426	50 - 70	53	45 - 80	53
Temperatura de amolecimento (°C)	EN 1427	46 - 54	49,7	60 -	63,2
Recuperação elástica a 25° C; Torção (%)	EN 13398	—	—	70 -	sup. 70

4.2.3 Fibras celulósicas

As fibras celulósicas são grânulos constituídos por uma mistura de fibras naturais de celulose com betume, que podem ser utilizadas como aditivo para modificar misturas betuminosas, de modo a melhorar as suas características pelo aumento da durabilidade e do desempenho. Dado que as misturas betuminosas drenantes apresentam uma estrutura com poucos finos e, conseqüentemente, uma menor superfície de contacto entre os agregados grossos, a utilização das fibras visa aumentar a quantidade de betume na mistura sem se verificar escorrência. Estas fibras (comercialmente designadas de *Viatop Premium*) definem-se como uma mistura peletizada de 90 % em peso de ARBOCEL ZZ 8/1 e 10 % em peso de betume 50/70 fornecidas pela JRS, *J. Rettenmaier & Söhne*, com a ficha de caracterização apresentada na Tabela 4.3. O fabricante recomenda que a percentagem de fibras a incorporar na mistura betuminosa deve estar compreendida entre 0,3 e 0,5 % da mistura final.

Tabela 4.3 Características das fibras celulósicas *Viatop Premium*

Características do granulado	
Aspeto	Grânulos cilíndricos
Conteúdo de fibras (%)	87 a 93
Comprimento médio dos grânulos (mm)	2 a 8
Diâmetro médio dos grânulos (mm)	5 ± 1
Densidade aparente (g/l)	440 a 520
Análise granulométrica, # < 4,5 mm (%)	máx. 10
Características do betume incluído no granulado	
Penetração a 25 °C, EN 1426 (0,1 mm)	50/70
Temperatura de amolecimento, EN 1427 (°C)	46/54
Características da fibra	
Composição básica	Fibra de celulose técnica
Conteúdo em celulose (%)	80 ± 5
Valor do pH (5 g/100 ml)	7,5 ± 1,0
Comprimento médio da fibra (µm)	1100
Diâmetro médio da fibra (µm)	45

4.3 Formulação das misturas betuminosas

A determinação da composição das misturas betuminosas tem por base a granulometria dos agregados, segundo os fusos granulométricos presentes nas especificações, e a percentagem ótima de ligante. Esta percentagem é obtida pelas propriedades fundamentais que caracterizam as misturas betuminosas (baridade máxima teórica, baridade, porosidade e vazios na mistura de agregados - *VMA*) e pelos ensaios de formulação de cada tipo de misturas, nomeadamente ensaio *Marshall* e *Cântabro*.

Neste estudo foram produzidos dois tipos de misturas betuminosas densas, como já referido, uma mistura betuminosa de desgaste e outra de base, de forma a integrarem duas camadas de um pavimento. A Tabela 4.4 define a nomenclatura atribuída a cada uma das misturas betuminosas densas.

Tabela 4.4 Designação das misturas betuminosas densas

Camada do pavimento	Designação	Descrição
Camada de desgaste	MD	Mistura betuminosa densa a quente, AC14 Surf, produzida com betume 50/70
Camada de base	MB	Mistura betuminosa densa a quente, AC20 Base, produzida com betume 50/70

Com o objetivo de melhorar a eficácia das misturas drenantes e reduzir a colmatação, a camada superficial do pavimento betuminoso permeável é constituída por uma dupla camada de mistura betuminosa drenante, como sugerido por diversas entidades (CEPSA, 2014; FHWA, 2015). Na Tabela 4.5 apresentam-se as nomenclaturas atribuídas às misturas betuminosas drenantes.

Tabela 4.5 Designação das misturas betuminosas drenantes

Designação	Descrição
MF-BE	Mistura betuminosa drenante com agregado mais fino (PA8) e fibras <i>Viatop Premium</i> , produzida com betume PMB 45/80-60
MFS-BE	Mistura betuminosa drenante com agregado mais fino (PA8), sem fibras, produzida com betume PMB 45/80-60
MF	Mistura betuminosa drenante com agregado mais fino (PA8) e fibras <i>Viatop Premium</i> , produzida com betume 50/70
MG-BE	Mistura betuminosa drenante com agregado mais grosso (PA12,5) e fibras <i>Viatop Premium</i> , produzida com betume PMB 45/80-60
MGS-BE	Mistura betuminosa drenante com agregado mais grosso (PA12,5), sem fibras, produzida com betume PMB 45/80-60
MG	Mistura betuminosa drenante com agregado mais grosso (PA12,5) e fibras <i>Viatop Premium</i> , produzida com betume 50/70

Foram realizadas seis formulações distintas, três por cada tipo de mistura. Inicialmente foram formuladas misturas com betume PMB 45/80-60, com e sem adição de fibras celulósicas para analisar a influência destas no desempenho das misturas com um betume modificado (M. Afonso, Dinis-almeida, & Fael, 2018). Posteriormente realizou-se a formulação das misturas MG e MF com o betume 50/70 e fibras celulósicas, as quais foram aplicadas em ambos os troços experimentais. Mais uma vez, note-se que a produção destas últimas misturas nos troços experimentais é devida à disponibilidade do betume 50/70 nas centrais betuminosas.

4.3.1 Composição granulométrica

A granulometria das misturas densas está apresentada na Tabela 4.6, juntamente com os limites dos fusos granulométricos presentes no Caderno de Encargos. Na análise da Tabela 4.6 verifica-se que a mistura betuminosa de desgaste não cumpre o fuso no peneiro com abertura de 10 mm devendo-se à granulometria dos agregados, contudo considera-se aceitável este ligeiro desvio face aos agregados disponíveis nas pedreiras da região.

Da mesma forma, na Tabela 4.7 verifica-se o enquadramento das misturas drenantes nos fusos PA8 e PA12,5, anteriormente justificados. Da análise da granulometria verifica-se o incumprimento do fuso no peneiro de 8 mm para as misturas drenantes com agregados mais finos e nos peneiros de 10 e 2 mm para as misturas drenantes com agregados mais grossos. Optou-se por garantir as porosidades das misturas apesar do incumprimento pontual dos fusos granulométricos.

Tabela 4.6 Granulometria das misturas betuminosas densas

Abertura dos peneiros (mm)	% Passados MD	Fuso AC14 Surf	% Passados MB	Fuso AC20 Base
31,5	—	—	100	100 – 100
20	100	100 – 100	98	90 – 100
14	100	90 – 100	—	—
12,5	—	—	82	57 – 86
10	86	67 – 77	—	—
4	42	40 – 52	40	34 – 49
2	34	25 – 40	34	26 – 41
0,5	19	11 – 19	19	12 – 26
0,125	8	6 – 10	8	4 – 14
0,063	5	5 – 8	5	2 – 7

Tabela 4.7 Granulometria das misturas betuminosas drenantes

Abertura dos peneiros (mm)	% Passados MF-BE / MFS-BE / MF	Fuso PA8 (SN 640 431-7a-NA:2008)	Abertura dos peneiros (mm)	% Passados MG-BE / MGS-BE / MG	Fuso PA12,5 (Estradas de Portugal, 2014)
16	100	100	20	100	100 – 100
11,2	99	100	12,5	99	90 – 100
8	73	90 - 100	10	79	55 – 75
4	25	15 - 35	4	12	13 – 30
2	12	10 - 17	2	8	11 – 18
0,5	5	4 - 10	1	6	6 – 14
0,063	2	3 - 5	0,063	2	2 - 5

4.3.2 Estimativa da percentagem de betume inicial

A formulação das misturas betuminosas consiste inicialmente em determinar a percentagem de cada agregado, sendo posteriormente determinada a quantidade inicial de betume com base na superfície específica dos agregados, segundo a Equação (4.1),

$$Pb_R = 0,035 \times A + 0,045 \times B + K \times p_{200} + F \quad (4.1)$$

onde, Pb_R é a estimativa da percentagem de betume em relação à massa total da mistura (%), A é a percentagem de agregados retidos no peneiro 2,36 mm (%), B é a percentagem de agregados que passa no peneiro 2,36 mm e fica retida no peneiro 0,075 mm (%), K é uma constante em função da quantidade de material que passa no peneiro nº 200 ($K = 0,15$, para 11 – 15 % de passados no peneiro 0,075 mm; $K = 0,18$, para 6 – 10 % de passados no peneiro 0,075 mm; $K = 0,20$, para ≤ 5 % de passados no peneiro 0,075 mm), p_{200} é a percentagem de agregados de dimensão inferior a 0,075 mm (%) e F é o fator de absorção dos agregados (entre 0 e 2 %), em que na falta de informação se utiliza $F = 0,7$ %.

As composições granulométricas adotadas para cada mistura estão indicadas na Tabela 4.8, tal como as percentagens de betume a utilizar na produção das diferentes misturas densas e drenantes. No estudo de formulação foram efetuadas misturas com três percentagens de betume, correspondendo

ao Pb_R obtido pela Equação (4.1), e as restantes de $\pm 0,5$ % desse valor estimado. Note-se que as percentagens de betume são iguais para cada tipo de mistura e que os dois tipos de misturas drenantes têm a mesma granulometria, dado que a composição em termos de agregados é a mesma e apenas varia o tipo de betume e a utilização ou não de fibras. Para as misturas drenantes foram realizadas várias formulações com betume PMB 45/80-60, no entanto, a porosidade apenas foi cumprida para a composição apresentada na Tabela 4.8, tendo sido esta também utilizada nas misturas com betume 50/70.

Tabela 4.8 Composição das misturas betuminosas

Material	MD	MB	MF-BE	MFS-BE	MF	MG-BE	MGS-BE	MG
Betume (%)			4,2	4,2		4,1	4,1	
PMB 45/80-60	-	-	4,7	4,7	-	4,6	4,6	-
			5,2	5,2		5,1	5,1	
Betume (%)	4,8	4,8			4,2			4,1
50/70	5,3	5,3	-	-	4,7	-	-	4,6
	5,8	5,8			5,2			5,1
Cal hidráulica (%)	3	3	2	2	2	2	2	2
Pó de pedra 0/4 (%)	35	35	8	8	8	4	4	4
Brita 5/15 (%)	62	37	-	-	-	94	94	94
Brita 5/10 (%)	-	-	90	90	90	-	-	-
Brita 15/25 (%)	-	25	-	-	-	-	-	-

4.3.3 Influência da incorporação das fibras celulósicas

O uso de betume modificado e fibras celulósicas estabiliza o mástique (conjunto de agregados mais finos e betume) das misturas drenantes, pelo que as fibras permitem reter o betume e favorecer o revestimento dos agregados, ou seja, a formação de uma camada de betume com espessura constante. Por sua vez, uma boa qualidade do mástique melhora a adesão e a resistência ao envelhecimento da mistura. De modo a verificar a influência das fibras realizou-se o ensaio de escorrimento para as misturas drenantes com betume PMB 45/80-60 (M. L. Afonso, Maia, Dinis-Almeida, Martinho, & Fael, 2020). Para tal, foram avaliadas misturas drenantes incorporadas com diferentes percentagens de fibras celulósicas comparativamente às mesmas misturas sem fibras. Neste processo optou-se pela produção de misturas utilizando a percentagem superior de betume face à capacidade de retenção por parte das fibras, prevenindo o seu aspeto seco.

O ensaio de escorrimento foi realizado pelo Método de *Schellenberg* de acordo com a norma EN 12697-18:2004. As misturas foram produzidas considerando as seguintes percentagens de fibras celulósicas: 0,0; 0,2; 0,4 e; 0,5 %. As percentagens de betume foram de 5,2 e 5,1 % para as misturas MF-BE e MG-BE, respetivamente. O procedimento consistiu em produzir três amostras de mistura para cada percentagem de fibras colocando-as em estufa durante 60 minutos à temperatura de 180 °C. Através do quociente entre o peso dos resíduos da mistura após os 60 minutos em estufa e o peso da mistura logo após ser produzida, resulta a percentagem de escorrimento. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 4.2.

Pela análise da figura, observa-se que o escoamento do ligante vai diminuindo à medida que a percentagem de fibras celulósicas aumenta. Tipicamente o valor do escoamento máximo para uma mistura betuminosa drenante é de 0,3 % do peso total da mistura, conforme definido por outras entidades (Hansen, 2008; UNHSC, 2014), tendo-se verificado o cumprimento deste limite para todas as percentagens utilizadas maiores que 0,2 %.

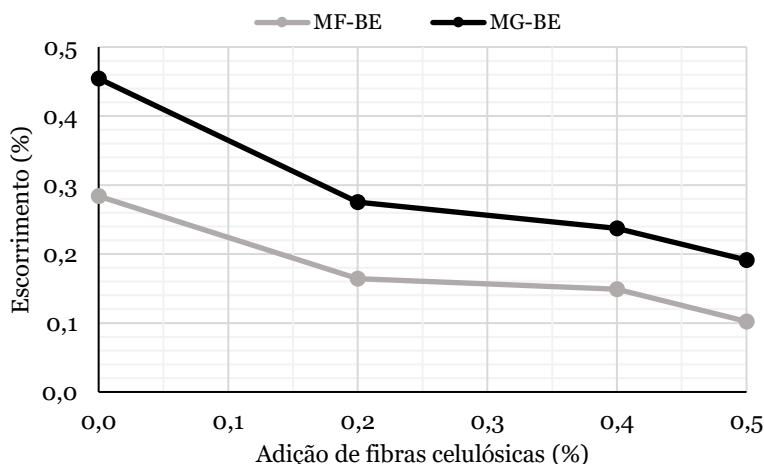


Figura 4.2 Resultados do ensaio de escoamento

Verifica-se que a mistura MG-BE obteve maior escoamento relativamente à mistura MF-BE, independentemente da percentagem de fibras, em consequência da utilização de agregados com maior dimensão nominal (menor superfície específica), assim como da utilização de uma curva granulométrica descontínua. A utilização de 0,5 % de fibras celulósicas para as misturas MF-BE e MG-BE apresenta uma redução de escoamento de $\approx 0,2$ e $\approx 0,3$ % em relação às misturas sem fibras, respetivamente. Tendo em conta os resultados, adotou-se a percentagem de 0,5 % de fibras celulósicas na composição das misturas drenantes.

4.3.4 Determinação da percentagem ótima de betume

A percentagem ótima de betume a adicionar a cada mistura betuminosa densa foi selecionada através do ensaio *Marshall*. As misturas betuminosas drenantes foram ambas formuladas como sendo camadas de desgaste, obedecendo aos requisitos do ensaio Cântabro. Para além disso, todas as misturas tiveram em conta as principais propriedades: baridade máxima teórica, baridade e porosidade. Segue-se o conjunto de ensaios efetuados e os respetivos resultados.

Baridade máxima teórica: A baridade máxima teórica foi obtida através do método matemático, presente na norma EN 12697-5:2009 (Procedimento C). A determinação deste parâmetro, dado pela Equação 4.2, é necessária para o cálculo da porosidade e para comparação da baridade das misturas,

$$\rho_{mc} = \frac{100}{\left(\frac{p_{a1}}{\rho_{a1}}\right) + \left(\frac{p_{a2}}{\rho_{a2}}\right) + \dots + \left(\frac{p_b}{\rho_b}\right)} \quad (4.2)$$

onde ρ_{mc} é a baridade máxima teórica da mistura betuminosa (kg/m^3), p_{a1} é a percentagem do agregado 1 na mistura (%), ρ_{a1} é a massa volúmica do agregado 1 (kg/m^3), p_{a2} é a percentagem do

agregado 2 na mistura (%), ρ_{a2} é a massa volúmica do agregado 2 (kg/m^3), p_b é a percentagem do ligante na mistura (%) e ρ_b é a massa volúmica do ligante (kg/m^3). Note-se que $p_{a1} + p_{a2} + \dots + p_b = 100\%$. Os resultados são apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 Baridade máxima teórica das misturas betuminosas

Misturas betuminosas	MD e MB			MF-BE e MF			MFS-BE			MG-BE e MG			MGS-BE		
Betume (%)	4,8	5,3	5,8	4,2	4,7	5,2	4,2	4,7	5,2	4,1	4,6	5,1	4,1	4,6	5,1
Baridade máxima teórica (kg/m^3)	2470			2380			2420			2420			2470		
	2450			2360			2410			2400			2450		
	2430			2340			2390			2390			2440		

Baridade, Porosidade, VMA: Para o cálculo das restantes propriedades foi necessário proceder à produção das misturas em laboratório. Estas foram compactadas em moldes *Marshall* (quatro provetes por cada percentagem), com ≈ 100 mm de diâmetro e altura variável, de acordo com a norma EN 12697-35:2004+A1:2007, cumprindo os requisitos atrás mencionados de temperatura de fabrico e compactação. A compactação dos provetes realizou-se com o compactador de impacto, conforme a Figura 4.3 a), aplicando 50 pancadas em cada face dos provetes. Após 4 h os provetes foram desmoldados (Figura 4.3 b) resultando, de forma exemplificada, os provetes da Figura 4.3 c). Os procedimentos seguiram a norma EN 12697-30.

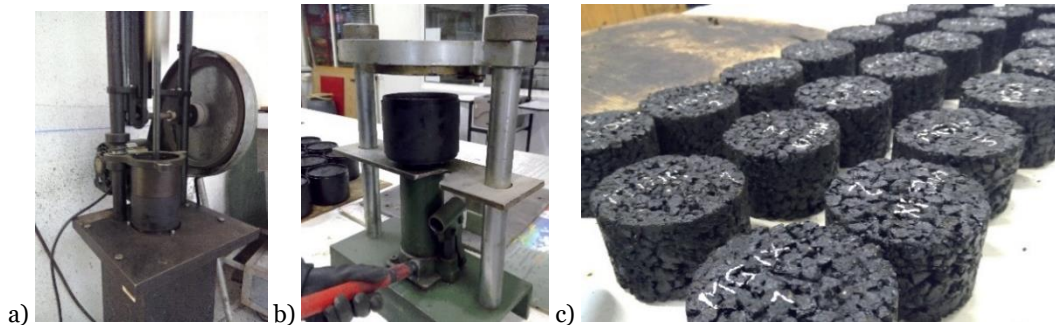


Figura 4.3 Produção dos provetes em laboratório: a) Compactação; b) Desmoldagem; c) Aspeto final de provetes cilíndricos

A baridade dos provetes determinou-se segundo a norma EN 12697-6:2012. Para as misturas densas seguiu-se o Procedimento B (baridade saturada com superfície seca) e para as misturas drenantes seguiu-se o Procedimento D (baridade obtida pelas medidas geométricas do provete). As Equações 4.3 e 4.4 expressam o cálculo da baridade dos provetes cilíndricos das misturas densas e drenantes, respetivamente,

$$\rho_{b,ssd} = \frac{M_1}{M_3 - M_2} \times \rho_w \quad (4.3)$$

$$\rho_{b,dim} = \frac{M_1}{\frac{\pi}{4} \times h \times d^2} \times 10^6 \quad (4.4)$$

onde $\rho_{b,ssd}$ é a baridade saturada com superfície seca do provete (kg/m^3), M_1 é a massa do provete seco (kg), M_2 é a massa do provete saturado, imerso em água (kg), M_3 é a massa do provete saturado

com superfície seca (kg), ρ_w é a massa volúmica da água à temperatura de ensaio (kg/m³), $\rho_{b,dim}$ é a baridade do provete obtida pelas suas dimensões (kg/m³), h e d (mm) são a altura e o diâmetro do provete. O procedimento de medição das alturas e dos diâmetros dos provetes seguiu a norma EN 12697-29:2002. Esta norma indica que sejam realizadas quatro medições das alturas, distribuídas pelos quatro quadrantes das faces superior e inferior, e duas medições perpendiculares dos diâmetros, na face superior, no meio do provete e na face inferior.

Sabendo a baridade máxima teórica e a baridade dos provetes cilíndricos é possível calcular a porosidade das misturas betuminosas. A porosidade e os vazios na mistura de agregados (*VMA*) foram calculados por meio do método matemático, segundo a norma EN 12697-8:2003. A Equação 4.5 determina a porosidade das misturas e a Equação 4.6 determina os vazios na mistura de agregados (*VMA*),

$$V_m = \frac{\rho_m - \rho_b}{\rho_m} \times 100 \quad (4.5)$$

$$VMA = V_m + B \times \rho_b / \rho_B \quad (4.6)$$

onde V_m é a porosidade da mistura (%), ρ_m é a baridade máxima teórica da mistura (kg/m³), ρ_b é a baridade saturada com superfície seca dos provetes (kg/m³), *VMA* são os vazios na mistura de agregados (%), *B* é o conteúdo de ligante, em 100 % da mistura (%) e ρ_B é a massa volúmica do ligante (kg/m³). Na Figura 4.4 apresentam-se os resultados obtidos para as misturas densas. A baridade das misturas aumenta com a percentagem de betume, pois esta preenche os vazios entre os agregados, removendo o ar das misturas e aumentando a baridade das mesmas. Contrariamente, a porosidade reduz com a percentagem de betume. Este comportamento é típico em misturas betuminosas convencionais. O *VMA* apresenta um comportamento característico na mistura MD, reduzindo com o aumento do betume, porém a mistura MB demonstra valores idênticos nas três percentagens de betume estudadas.

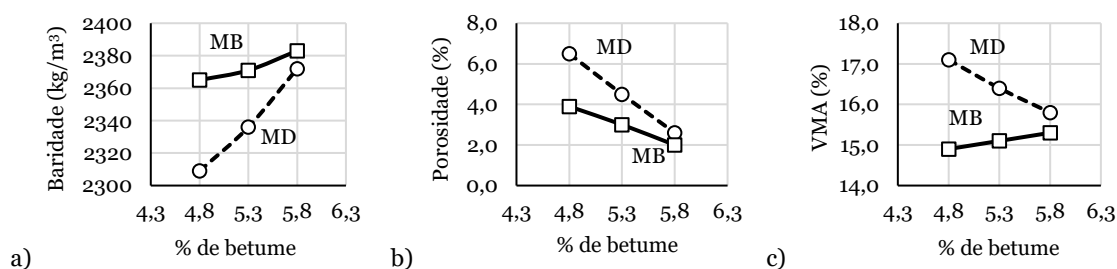


Figura 4.4 Resultados das misturas densas: a) Baridade; b) Porosidade; c) *VMA*

Nas Figuras 4.5 e 4.6 apresentam-se os resultados da baridade, porosidade e *VMA* das misturas betuminosas drenantes com mais finos e com mais grossos, respetivamente. Comparando as misturas betuminosas com mais finos observa-se que a baridade é maior nas misturas com betume 50/70, ao contrário do que acontece com a porosidade que é superior para as misturas MFS-BE seguidas das misturas MF-BE. A mesma situação é verificada para as misturas betuminosas drenantes com mais grossos. Estes resultados confirmam os benefícios da utilização de um betume modificado para melhorar as características das misturas drenantes. No entanto, a utilização de

fibras nas misturas MF-BE e MG-BE diminuiu ligeiramente a porosidade comparativamente com as misturas sem fibras, MFS-BE e MGS-BE. Esta situação pode ser devida à concentração de fibras num só local do provete na mistura manual, diminuindo os seus vazios. Situação esta que em central tem menor probabilidade de ocorrer. Para ambos os tipos de misturas, também se verifica que a porosidade é menor que o VMA, visto que estes incluem não só os vazios, mas também o volume de betume. Este facto é importante porque a porosidade obtida apenas contabiliza os vazios (acessíveis ou interconectados pela água) que contribuem para desempenhar a função de drenagem da água através das misturas.

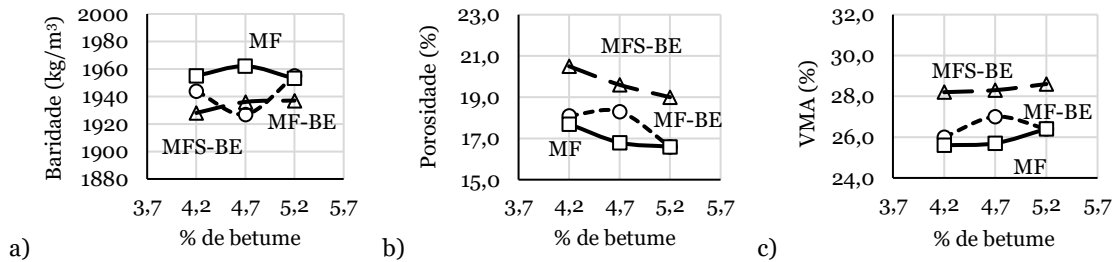


Figura 4.5 Resultados das misturas drenantes com mais finos: a) Baridade; b) Porosidade; c) VMA

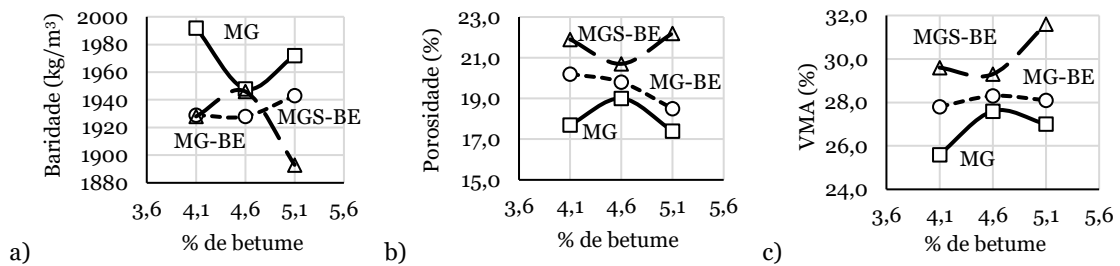


Figura 4.6 Resultados das misturas drenantes com mais grossos: a) Baridade; b) Porosidade; c) VMA

Ensaio Marshall: O ensaio *Marshall* para a formulação das misturas densas realizou-se de acordo com a norma EN 12697-34:2012. O principal objetivo deste ensaio é quantificar a estabilidade mecânica e a deformação sofrida por uma mistura betuminosa. Este foi realizado recorrendo ao equipamento ilustrado na Figura 4.7, na empresa InfraLab. Previamente, os provetes foram sujeitos a um banho de imersão em água a 60 °C durante ≈ 50 minutos, sendo posteriormente submetidos a uma força de compressão diametral a uma velocidade constante de 50 ± 2 mm/min. À medida que a carga foi aplicada, o seu valor e o da respetiva deformação foram medidos por meio de um LVDT (*Linear Variable Displacement Transducer*).

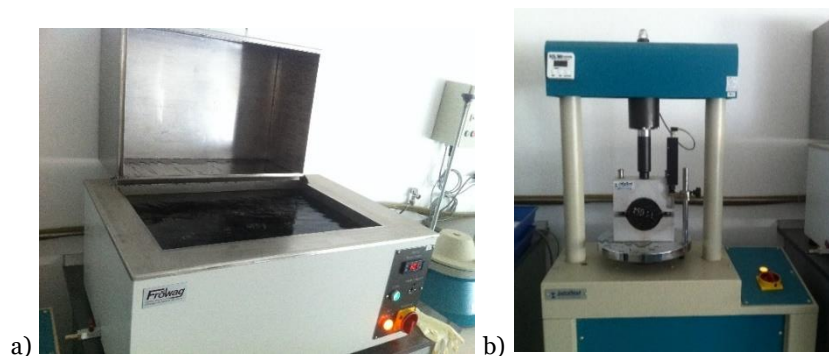


Figura 4.7 Ensaio *Marshall*: a) Câmara de banho de imersão; b) Prensa de compressão

Na Figura 4.8 apresenta-se a relação entre a estabilidade e a deformação com a percentagem de betume para as misturas betuminosas de desgaste e base. Observa-se um decréscimo da estabilidade com o aumento da percentagem de betume, com exceção da mistura MB com 5,3 %. A situação inversa verifica-se na deformação, revelando coerência dos resultados na medida em que as percentagens de betume com maior estabilidade têm menor deformação.

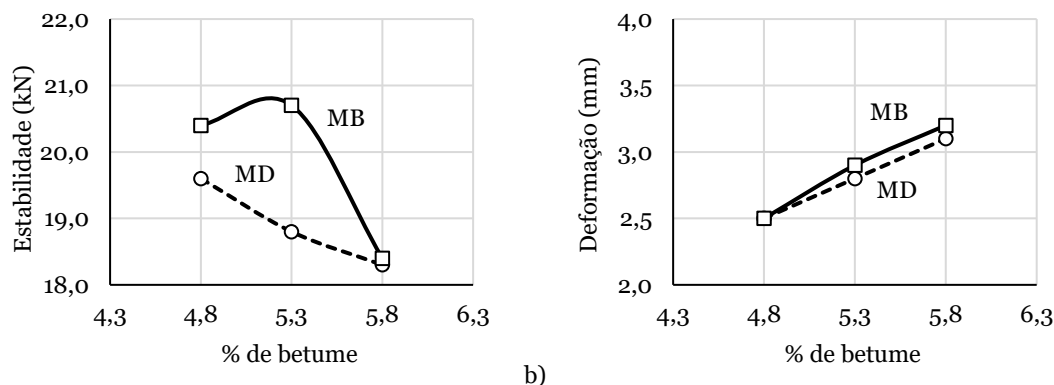


Figura 4.8 Resultados do ensaio *Marshall*: a) Estabilidade; b) Deformação

Ensaio Cântabro: O ensaio Cântabro é o ensaio mais utilizado na formulação de misturas betuminosas drenantes realizado de acordo com a norma EN 12697-17:2004+A1:2007 e a NLT-362:1992, cujo objetivo é a determinação da perda por desgaste de provetes secos e imersos em água a 60 °C, obtendo a resistência à desagregação das misturas. O procedimento consistiu em produzir 8 provetes *Marshall* por cada percentagem de betume, que posteriormente foram divididos em dois grupos de 4 provetes consoante a semelhança entre baridades. O grupo a seco foi colocado em estufa a 25 °C durante 48 horas e o grupo imerso foi colocado num banho de água a 60 °C durante 24 horas e, posteriormente, colocado em estufa a 25 °C mais 24 horas. Após os períodos de acondicionamento dos dois grupos, os provetes imersos foram novamente pesados e deu-se início ao ensaio. Cada um dos provetes, individualmente, foi colocado na máquina de desgaste de *Los Angeles* sem as esferas de aço e submetido a uma velocidade de 300 voltas, ou seja, entre 30 a 33 rotações por minuto. Na Figura 4.9 pode observar-se o equipamento e os provetes antes e depois do ensaio. A perda por desgaste de cada provete determina-se pela Equação 4.7, onde PL é a perda por desgaste (%), W_1 é a massa inicial do provete (g) e W_2 é a massa final do provete (g).

$$PL = 100 \times \frac{W_1 - W_2}{W_1} \quad (4.7)$$

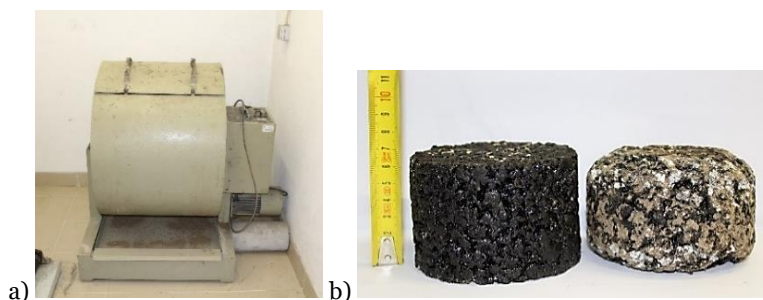


Figura 4.9 Ensaio Cântabro: a) Máquina de *Los Angeles*; b) Provette antes e depois do ensaio

Na Figura 4.10 apresentam-se os resultados da perda por desgaste dos provetes conservados ao ar (PA) e dos provetes submersos em água (PS), sendo o valor de PS a principal propriedade que restringe a escolha da mistura com melhor percentagem ótima de betume. Pela análise dos resultados, verificou-se uma perda por desgaste mais elevada dos provetes PS, apresentando-se com valores bastante discrepantes. As misturas MF e MG apresentam dois picos acima dos 35 %, juntamente com a mistura MF-BE, mostrando-se mais suscetíveis à desagregação durante o ensaio em relação às misturas com aditivos. Os valores de PA acompanham, no geral, uma tendência decrescente com o aumento da percentagem de betume, mostrando uma melhoria na coesão das misturas. A incorporação de fibras celulósicas nas misturas mostra uma diminuição na perda por desgaste dos provetes secos em relação aos húmidos. Observou-se ainda que a temperatura de acondicionamento no banho a 60 °C tem uma grande influência na perda por desgaste, sobretudo nas misturas com fibras, considerando-se esta temperatura excessiva face aos valores registados em Portugal.

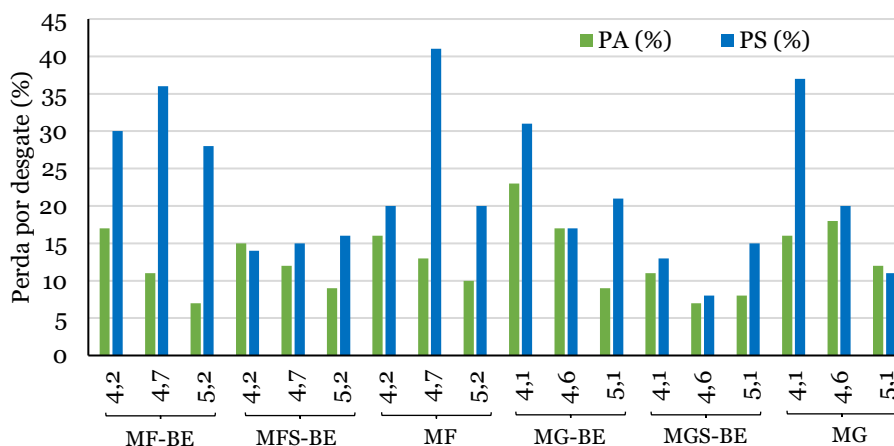


Figura 4.10 Resultados do ensaio Cântabro para as misturas betuminosas drenantes

Escolha final da percentagem ótima de betume

Tendo em conta os resultados das misturas densas MD e MB e os requisitos apresentados na Tabela 4.10, definidos segundo a norma EN 13108-1:2006, o Caderno de Encargos da EP e as Especificações Espanholas PG-3, tecem-se os seguintes comentários relativos à escolha da percentagem ótima de betume para estas misturas. A norma EN apenas apresenta valores recomendados para classificação, mostrando uma elevada amplitude de valores.

Tabela 4.10 Requisitos de formulação para misturas betuminosas densas

Requisito/ Propriedade	Norma EN 13108-1 (2006)	Dirección General de Carreteras (2013)			
		Estradas de Portugal (2014)		Camada de desgaste	Camada de base
		Camada de desgaste	Camada de base	Camada de desgaste	Camada de base
Porosidade (%)	V_m min 0,5 – 6 V_m max 2 – 14	V_{min} 3,0- V_{max} 5	V_{min} 3,0- V_{max} 6	4-6 (T1 e T2)	6-9 (T1 e T2)
VMA (%)	VMA min 8 – 18	VMamin 14	VMamin 14	≥ 15	≥ 14
Estabilidade Marshall (kN)	min 2,5 – 12,5 max 7,5 – 15	S_{min} 7,5 S_{max} 15/21 para granitóides	S_{min} 7,5 S_{max} 15/21 para granitóides	> 12,5 (T1 e T2)	> 12,5 (T1 e T2)
Deformação Marshall (mm)	1 – 8	F2-F4	F2-F4	2-3,5 (T1 a T3)	2-3,5 (T1 a T3)

Analisando os resultados para a mistura betuminosa de desgaste MD (Figura 4.4), verifica-se que a baridade máxima é obtida para 5,8 %. No entanto, para esse valor e também para 4,8 % de betume a porosidade não é cumprida para os intervalos requeridos. Os valores de *VMA* encontram-se dentro dos intervalos exigidos. Tanto a estabilidade como a deformação (Figura 4.8) para as três percentagens de betume cumprem os requisitos das especificações, apontando para a estabilidade máxima em granitóides (21 kN). A deformação *Marshall* mínima e, conseqüentemente, a estabilidade máxima é obtida para 4,8 %, porém uma vez que o aspeto visual das misturas com esta percentagem se apresentava demasiado seco, a percentagem ótima de betume adotada para a mistura MD foi de 5,3 % com a qual os agregados se encontravam totalmente envolvidos com o betume.

De forma análoga, para a mistura betuminosa de base MB (Figura 4.4), verifica-se que com a percentagem de 5,8 % é obtida a baridade máxima, porém a porosidade situa-se abaixo do exigido. As percentagens de 4,8 e 5,3 % cumprem todos os requisitos. O critério de escolha foi a menor deformação *Marshall* (Figura 4.8), a qual se verificou para a percentagem de 4,8 % de betume com um bom revestimento dos agregados, considerada como percentagem ótima.

Os valores recomendados e requisitos para as misturas drenantes estão definidos na norma EN 13108-7, no Caderno de Encargos da EP, nas normas Suíças SN 640 431-7a-NA e SN 640 430 e na Especificação Espanhola PG-3, como indica a Tabela 4.11. Mais uma vez a norma EN 13108-7 apenas referencia intervalos para classificação das misturas. As investigações realizadas anteriormente pelas entidades como a *University of New Hampshire Stormwater Center* (UNHSC, 2014) e a *National Asphalt Pavement Association* (NAPA) (Hansen, 2008) indicam valores de porosidade distintos dos estabelecidos em Portugal para misturas betuminosas drenantes aplicadas em pavimentos permeáveis, assim estas referências vão ser consideradas tendo em conta a experiência demonstrada neste campo.

Tabela 4.11 Requisitos de formulação para misturas betuminosas drenantes

Requisito/ Propriedade	Norma EN 13108-7 (2006)	Estradas de Portugal (2014)	SN 640 431-7a- NA (2013) SN 640 430 (2008)	Dirección General de Carreteras (2013)	UNHSC (2014)	Hansen (2008)
Porosidade (%)	$V_{m\min}$ 14 – 28 $V_{m\max}$ 18 – 32	V_{\min} 22 V_{\max} 30	≥ 20	> 20	16 - 22	> 16
Ligante, min (%)	3 – 7	B_{\min} 4,0	≥ 5	4,3	5,8 – 6,5	5,75
Ensaio Cântabro húmido, máx (%)	10 - 50	≤ 25	—	≤ 35 (T00 a T1) ≤ 40 (T2 a T3)	≤ 20	—

Analisando os resultados relativos às misturas drenantes (Figura 4.5 e 4.6), verifica-se que todas as misturas cumprem a percentagem mínima de betume de 4,0 %. Apesar das pequenas diferenças de porosidades entre as misturas, todas cumprem o requisito mínimo de 16 % de acordo com as entidades UNHSC (2014) e Hansen (2008). Note-se que os limites de porosidade em Portugal destas misturas são bastante elevados em relação às restantes entidades.

Observando detalhadamente os resultados da porosidade (Figura 4.5), a mistura MF-BE apresenta o valor mais favorável para 4,7 % e as misturas MFS-BE e MF para 4,2 %. Relacionando com os

resultados do ensaio Cântabro (Figura 4.10), nos quais *PS* deve cumprir os requisitos da Tabela 4.11, observa-se que para a mistura MF-BE a percentagem de betume de 4,7 % apresenta o pior resultado. Assim, para esta mistura a percentagem ótima de betume escolhida foi de 5,2 %, uma vez que cumpre a porosidade e tem o menor valor de *PS*, cumprindo o requisito do PG-3. Para a mistura MFS-BE, todas as percentagens de betume cumprem tanto a porosidade como o valor *PS* do ensaio Cântabro (< 20 %), tendo sido adotada a percentagem ótima de 4,7 % porque apresentou o melhor aspeto visual e de envolvimento com os agregados. As fibras incorporadas na mistura MF-BE permitiram adotar uma percentagem de betume mais elevada em comparação com as misturas MFS-BE. Os valores de *PS* da mistura MF cumprem os requisitos para 4,2 e 5,2 %. Uma vez que a mistura com 4,2 % de betume apresentava um aspeto visual seco optou-se pela percentagem ótima de betume de 5,2 %.

Relativamente à porosidade das misturas drenantes com mais grossos (Figura 4.6), a mistura MG-BE obteve o maior valor para 4,1 %, a mistura MGS-BE para 5,1 % e a mistura MG para 4,6 %. O valor de *PS* (Figura 4.10) da mistura MG-BE é mais desfavorável para 4,1 %, adotando-se assim a percentagem ótima de betume de 5,1 % para esta mistura com um valor de *PS* reduzido e cumprindo a porosidade, demonstrando a escolha de uma percentagem de betume mais elevada devido à adição de fibras. Mais uma vez, para a mistura MGS-BE as três percentagens de betume cumprem a porosidade, considerando-se neste caso a percentagem ótima de betume de 4,6% por apresentar o menor valor de *PS*, mas também uma menor escorrência de betume. Para a mistura MG a percentagem de betume de 4,6 % é a que apresenta melhor porosidade e cumpre a perda por desgaste, sendo esta a percentagem ótima de betume escolhida. Na Tabela 4.12 apresenta-se o resumo das percentagens ótimas de betume adotadas para cada mistura.

Tabela 4.12 Percentagens ótimas adotadas para as misturas betuminosas drenantes

Misturas betuminosas drenantes	MF-BE	MFS-BE	MF	MG-BE	MGS-BE	MG
Percentagem ótima de betume (%)	5,2	4,7	5,2	5,1	4,6	4,6

4.4 Ensaio de caracterização das misturas betuminosas

O comportamento das misturas betuminosas é determinado em função dos principais ensaios de caracterização (M. L. Afonso, Dinis-Almeida, & Fael, 2017), tendo em conta a formulação efetuada anteriormente. Estes ensaios, realizados em laboratório, dizem respeito ao ensaio de tração indireta em compressão diametral e ao ensaio de sensibilidade à água. Particularmente, para as misturas betuminosas drenantes foram realizados ensaios de permeabilidade. Como complemento ao estudo, foi efetuado o ensaio de resistência à deformação permanente às misturas betuminosas drenantes, que apesar de não apresentar requisitos nas normas e especificações considerou-se vantajoso o seu estudo de forma a conhecer o comportamento real ao nível das rodeiras.

A Tabela 4.13 apresenta a gama de valores das normas europeias para os referidos ensaios. A descrição dos ensaios foi apresentada na secção 3.2 à exceção do ensaio de rigidez, pelo que nesta secção se apresentam os resultados obtidos.

Tabela 4.13 Sumário dos valores recomendados pelas normas EN 13108-1 e EN 13108-7

Ensaio de caracterização	Norma de ensaio	Misturas betuminosas (Valores recomendados)	
		Densas (EN 13108-1)	Drenantes (EN 13108-7)
Rigidez (MPa)	EN 12697-26	min 1500 – 21000 max 7000 – 30000	-
Sensibilidade à água, <i>ITSR</i> (%)	EN 12697-12	60 – 90	50 – 100
Permeabilidade (horizontal e vertical) (m/s)	EN 12697-19	-	0,1 – 4,0x10 ⁻³
Deformação permanente (mm/1000 ciclos)	EN 12697-22	WTS_{AIR} max 0,03 – 1	-

4.4.1 Ensaio de tração indireta em compressão diametral

O ensaio de tração indireta em compressão diametral realizou-se de acordo com o Anexo C da norma EN 12697-26:2012 relativo à caracterização da rigidez por tração indireta em provetes cilíndricos (IT-CY). Para tal, utilizou-se o equipamento *Nothingham Asphalt Tester* (NAT), ilustrado na Figura 4.11 a). Este ensaio, que utiliza provetes cilíndricos, é simples e de aplicação frequente na caracterização do comportamento mecânico de misturas betuminosas, nomeadamente na determinação do módulo de rigidez.

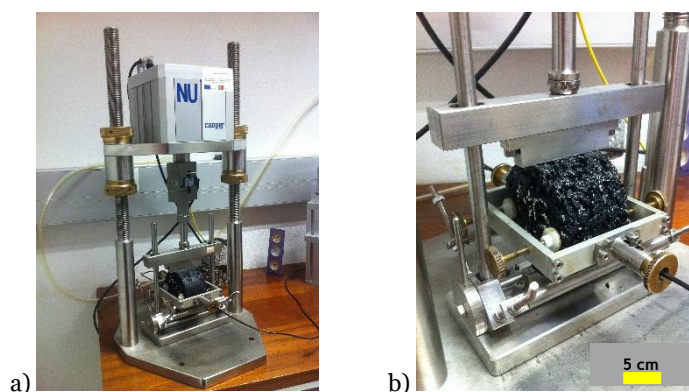


Figura 4.11 Ensaio de tração indireta em compressão diametral: a) Equipamento NAT; b) Provette a ensaiar

A produção dos provetes (seis por cada mistura) foi efetuada atendendo ao estudo de composição presente na Tabela 4.8 com as respetivas percentagens ótimas de betume. Os provetes foram ensaiados após um dia de cura a 20 °C. O ensaio consiste na aplicação de duas forças diametraais e opostas num provete, originando tensões de tração uniformes e perpendiculares a esse diâmetro. O ensaio é realizado em condições de tensão controlada, avaliando a deformação resultante dos sucessivos impulsos de carga, controlados pelo *software* do equipamento. O programa admite simplificações para o cálculo do estado de tensão dentro do provete, e conseqüentemente, para a avaliação da carga que lhe é aplicada. Considerando que o provete está submetido a um estado de tensão plana, o comportamento é elástico e linear, o material é homogéneo e isotrópico, o coeficiente de *Poisson* é constante, assumindo 0,35 para uma temperatura de 20 °C, e o carregamento aplicado corresponde a uma carga de cutelo. A Figura 4.11 b) mostra a aplicação do provete no equipamento com a colocação dos transdutores de deslocamentos do tipo LVDT e da barra superior pela qual o carregamento é transmitido. O módulo de rigidez é determinado com base na aplicação de 5 cargas repetidas, precedidas de um pré-carregamento de 10 repetições de carga, que tem a função de ajustar

o sistema de aplicação de carga ao provete. Cada um dos provetes cilíndricos foi ensaiado segundo as direções diametrais e ortogonais.

Na Figura 4.12 mostram-se os resultados obtidos para cada mistura. As misturas betuminosas MD e MB apresentam maior módulo de rigidez devido à sua estrutura densa, tal como era esperado, com valores acima dos 4000 MPa cumprindo o intervalo de valores da Tabela 4.13. Entre as misturas com agregados mais finos, a MF com betume 50/70 foi a que obteve maior valor (em 27 %) evidenciando uma maior rigidez. Ambas as misturas com betume PMB 45/80-60 obtiveram valores ligeiramente inferiores, revelando maior elasticidade por parte do betume modificado e, portanto, menor rigidez. As misturas com agregados mais grossos apresentaram um comportamento semelhante entre elas, praticamente da mesma ordem de grandeza das misturas finas. Neste caso, não se verificaram diferenças significativas entre as misturas com e sem fibras (0,1 % entre MF-BE e MFS-BE e 5,7 % entre MG-BE e MGS-BE), fazendo-se acentuar o efeito das propriedades dos betumes na estabilização das misturas. A estrutura interna das misturas drenantes contém mais vazios e, portanto, maior porosidade, que permite o movimento interno entre agregados comparativamente às misturas betuminosas densas.

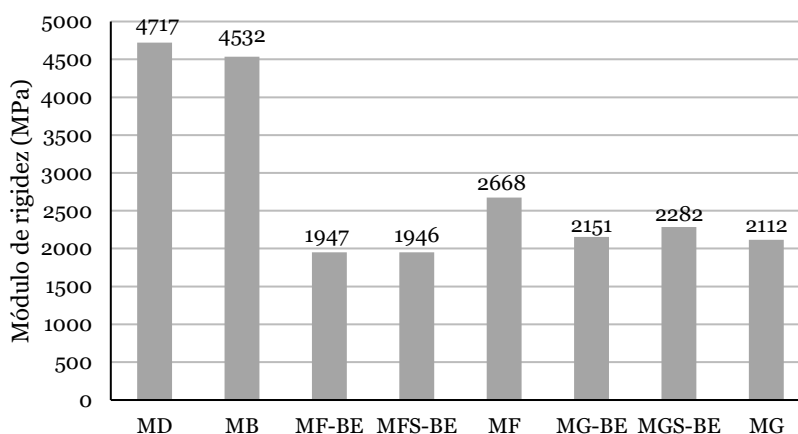


Figura 4.12 Resultados do ensaio de tração indireta em compressão diametral

4.4.2 Ensaio de sensibilidade à água

A avaliação da sensibilidade à água em misturas drenantes é importante porque está diretamente relacionada com o desempenho e durabilidade das misturas durante o tempo de vida do pavimento. A explicação inerente ao procedimento de realização do ensaio de sensibilidade à água encontra-se na subsecção 3.2.1, segundo as normas EN 12697-12 e EN 12697-23. Os dois grupos de provetes a ensaiar (produzidos segundo a composição da Tabela 4.8, com as respetivas percentagens ótimas de betume da formulação) foram divididos consoante a proximidade entre baridades médias (EN 12697-6), apresentando-se na Tabela 4.14 os respetivos valores resultantes da média de três provetes. Note-se que para as misturas densas, MD e MB, as baridades foram calculadas pelo método da baridade saturada com a superfície seca e para as misturas drenantes, MF-BE, MFS-BE, MF, MG-BE, MGS-BE e MG, pelo método geométrico, tal como referido na formulação.

Tabela 4.14 Baridade média dos grupos de provetes (ensaio de sensibilidade à água)

Misturas betuminosas	Baridade média (kg/m ³)	
	“a seco”	imersos
MD	2347	2377
MB	2348	2359
MF-BE	1912	1872
MFS-BE	1919	1889
MF	1957	1927
MG-BE	1916	1887
MGS-BE	1874	1846
MG	1908	1869

O ensaio foi efetuado a uma temperatura de 15 °C, tanto para os provetes imersos (num banho de água a 15 °C, 2 h antes do início) como para os provetes secos, conforme a norma EN 13108-20 (para marcação CE). Os resultados de *ITSR* e *ITS* apresentam-se na Figura 4.13, correspondendo à média dos três provetes cilíndricos pertencentes a cada grupo.

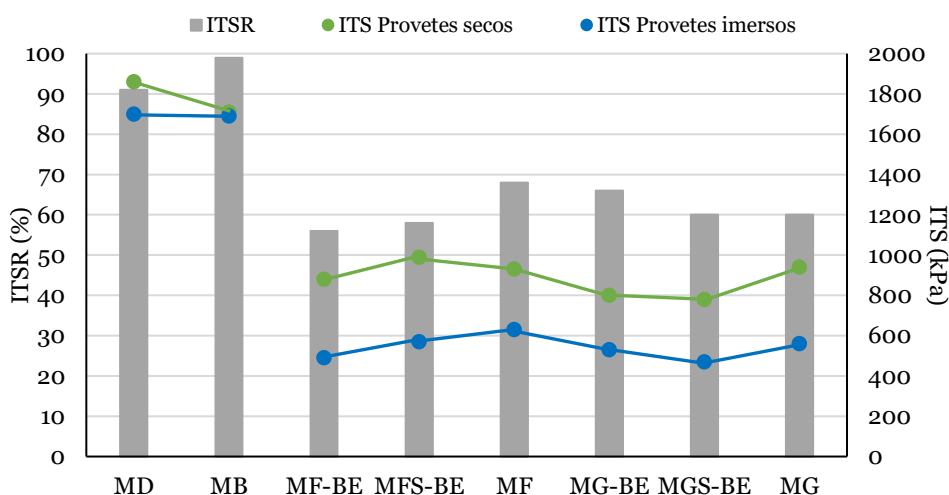


Figura 4.13 Resultados do ensaio de sensibilidade à água

As misturas betuminosas densas apresentam um comportamento claramente superior de resistência à ação da água, com valores de *ITSR* de 91 e 99 %. Comparando as diferentes misturas drenantes, observa-se que os provetes secos obtiveram maiores valores (acima dos 780 kPa, MGS-BE) do que os provetes imersos (acima dos 470 kPa, MGS-BE), pelo que estes últimos foram previamente sujeitos a um banho de água a 40 °C o que conduziu a uma situação desfavorável. Verifica-se que a mistura MF obteve um valor de *ITSR* superior ao da mistura MG (em 12 %), ou seja, a mistura com agregados mais finos é mais resistente à ação da água. A mesma relação já não se verifica para as misturas com betume modificado em que as misturas com mais finos, MF-BE e MFS-BE, apresentam valores ligeiramente inferiores aos das misturas com mais grossos MG-BE e MGS-BE (com diferenças de 15 % e 3 %, respetivamente). A mistura MFS-BE sem fibras apresenta um valor superior ao da mistura MF-BE com fibras (em apenas 3 %). A situação inversa acontece com as misturas de agregados mais grossos (em 9 %), conferindo neste caso vantagens na utilização de fibras realçada

pela melhoria no desempenho da mistura. No geral, todas as misturas drenantes apresentaram resultados próximos entre si, demonstrando coerência nos provetes ensaiados.

O Caderno de Encargos não referencia qualquer requisito para o ensaio de sensibilidade à água (Estradas de Portugal, 2014). No entanto, as especificações espanholas referem um valor de *ITSR* superior a 80 % para misturas betuminosas a quente aplicadas em camadas de base e desgaste (Dirección General de Carreteras, 2013). Da mesma forma, na Tabela 4.13 é indicado o intervalo de 60 a 90 % pela EN 13108-1. Assim, a mistura MD cumpre este requisito, porém a mistura MB excede os 90 %. Estas misturas mostraram obter o melhor desempenho entre as misturas estudadas. Quanto às misturas drenantes, a especificação espanhola indica um valor de *ITSR* superior a 85 %. As misturas betuminosas drenantes em estudo não cumprem este valor, apresentando-se com valores inferiores. As normas suíças recomendam um valor mínimo de 70 % para o *ITSR* em misturas drenantes (SN 640 431-7a-NA:2008). As misturas estudadas apresentam-se próximas deste limite. Para além disso, a Tabela 4.13 apresenta um intervalo entre 50 e 100 %, pelo que neste caso todas as misturas obedecem à classificação da norma EN 13108-7.

Segundo a norma EN 12697-23, deve efetuar-se uma classificação do tipo de rotura com base na observação visual dos provetes após o ensaio. Neste estudo verificou-se que nos provetes das misturas MD e MB foi possível detetar roturas do tipo a (rotura de tração clara), em que o provete quebra ligeiramente durante o ensaio na direção diametral, e do tipo b (deformação), em que não é possível ver uma linha de rotura bem definida. Nos provetes das misturas drenantes, observou-se o tipo de rotura c (combinação), para além do tipo a e b, em que se nota uma linha de rotura limitada e uma área com pequenas deformações nas extremidades dessa linha, como exemplifica a Figura 4.14. Em qualquer um dos provetes ensaiados não se verificaram deficiências no revestimento de betume na superfície do agregado exposto nem a presença de agregado fraturado ou esmagado, apresentando apenas a rotura e a ligeira deformação dos provetes.

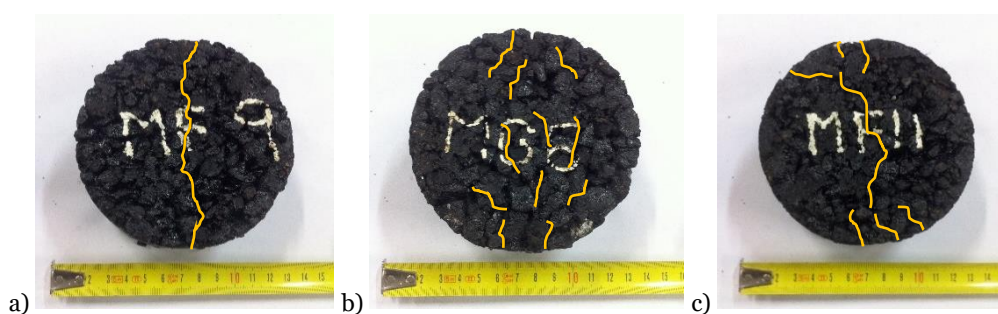


Figura 4.14 Exemplo de provetes ensaiados com roturas: a) Tipo a; b) Tipo b; c) Tipo c

Face ao exposto, conclui-se que os resultados de *ITSR* para as misturas drenantes não são favoráveis face aos limites recomendados, apresentando valores inferiores. Esta situação pode resultar do método de compactação *Marshall* que reduz substancialmente a resistência da mistura, levando alguns autores a sugerirem que o ensaio de sensibilidade à água possa ser realizado com provetes *Marshall* aplicando apenas 25 pancadas (Poulikakos *et al.*, 2006). Esta hipótese poderá colocar em causa a menor rigidez e a maior deformação das misturas drenantes.

4.4.3 Ensaio de permeabilidade

A permeabilidade é uma das características mais importantes das misturas betuminosas drenantes, proporcionando a capacidade de infiltrar a água da chuva, para posterior captação, transporte ou armazenamento, ao mesmo tempo que permite controlar o escoamento superficial. A caracterização desta propriedade em laboratório foi efetuada de acordo com o exposto na subsecção 3.2.2.

A Figura 4.15 mostra o permeâmetro utilizado, o exemplo de um provete no decorrer do ensaio e a preparação dos provetes a ensaiar em cada direção. Para cada mistura betuminosa foram produzidos quatro provetes, com dimensões de ≈ 100 mm de diâmetro e espessuras de ≈ 60 mm, segundo a Tabela 4.8 com as percentagens ótimas de betume da Tabela 4.12. Cada provete foi submetido primeiro na direção vertical e depois na direção horizontal. Os resultados obtidos nos tempos de escoamento e as respetivas porosidades dos provetes apresentam-se na Tabela 4.15, enquanto o coeficiente de permeabilidade se apresenta na Figura 4.16.



Figura 4.15 Ensaio de permeabilidade em laboratório: a) Permeâmetro; b) Exemplo de ensaio a decorrer; c) Provette a ensaiar na direção vertical; d) Provette a ensaiar na direção horizontal

Tabela 4.15 Resultados do coeficiente de permeabilidade vertical e horizontal

Misturas betuminosas	Tempo de escoamento (s)		Coeficiente de permeabilidade ($\times 10^{-3}$ m/s)		Porosidade (%)
	t_v	t_h	K_v	K_h	
MF-BE	11,1	10,1	4,6	5,0	19,5
MFS-BE	39,7	26,7	1,3	1,9	18,1
MF	22,4	18,4	2,3	2,7	16,9
MG-BE	11,7	10,7	4,4	4,8	21,4
MGS-BE	20,4	12,7	2,5	3,9	22,5
MG	17,4	12,3	2,6	3,7	21,7

Analisando os resultados verifica-se que os tempos de escoamento na direção vertical são mais elevados do que na direção horizontal, isto porque a quantidade de poros na envolvente dos provetes excede os poros na base dos mesmos, facilitando o rápido escoamento da água. Portanto, quanto maior for o tempo de escoamento, menor é o coeficiente de permeabilidade, isto é, o tempo de escoamento é inversamente proporcional ao coeficiente de permeabilidade. No geral, as misturas com agregados mais grossos tiveram tempos de escoamento menores, pois a sua estrutura interna

tem mais vazios e apresentam porosidades superiores e, conseqüentemente, maiores permeabilidades.

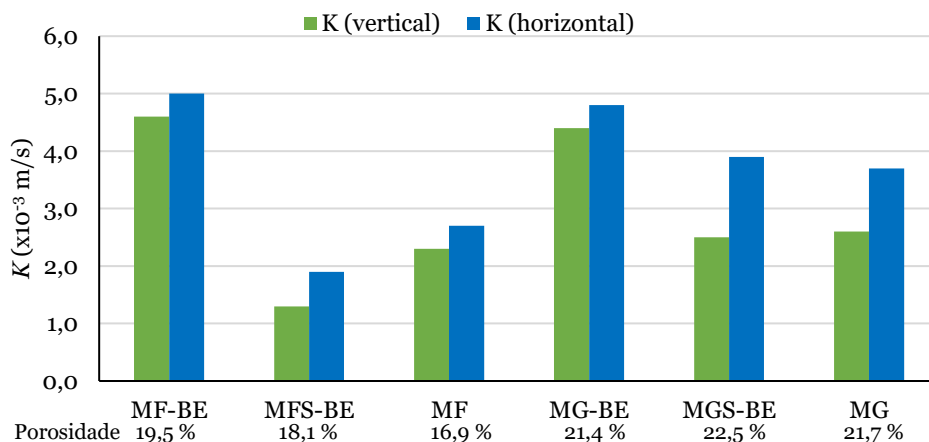


Figura 4.16 Resultados do coeficiente de permeabilidade vertical e horizontal

Analisando a Figura 4.16, observa-se claramente que as misturas MF-BE e MG-BE apresentam permeabilidades superiores a $\approx 4,4 \times 10^{-3}$ m/s em ambas as direções. Estas duas misturas destacam-se tanto pela utilização de um betume modificado como pela utilização de fibras celulósicas, que garantidamente oferecem benefícios singulares de capacidade de infiltração às misturas drenantes. Ao analisar os resultados relativos às misturas grossas, e uma vez que estas apresentam porosidades mais próximas, verifica-se que a utilização do betume modificado influencia a permeabilidade final da mistura, conferindo maiores valores à mistura MG-BE em relação à MG, ambas com fibras celulósicas. Pelo que a mistura MGS-BE apresenta um comportamento semelhante à mistura MG e inferior à mistura MG-BE, diferenciando-se pela não utilização de fibras. Nas misturas finas, a diminuição de permeabilidade é atribuída à sua estrutura interna com menores porosidades e provável aglutinação de finos, com exceção da mistura MF-BE que alcançou uma porosidade mais elevada. Tal como nas misturas grossas, a permeabilidade da mistura MF mostrou-se menor em relação à mistura MF-BE. Neste caso, também é evidente que o betume modificado melhora a permeabilidade das misturas e que a presença de fibras na mistura permitiu a absorção do ligante evitando que este se mantenha disperso, ocupando os seus vazios.

O Caderno de Encargos não indica quaisquer valores para o coeficiente de permeabilidade (Estradas de Portugal, 2014). A norma EN 12697-19 indica um intervalo de permeabilidade compreendido entre $0,5 \times 10^{-3}$ e $3,5 \times 10^{-3}$ m/s, no entanto, não especifica o tipo de misturas abrangido. Apenas as misturas MFS-BE e MF cumprem este intervalo em ambas as direções e as restantes excedem o valor de permeabilidade devido à elevada porosidade. Contudo, a norma EN 13108-7 (Tabela 4.13) especifica o intervalo de categorias entre $0,1 \times 10^{-3}$ e $4,0 \times 10^{-3}$ m/s, o qual é cumprido pela maioria das misturas com exceção das misturas MF-BE e MG-BE em ambas as direções, que têm valores acima do intervalo, ou seja, apresentam-se mais permeáveis do que as misturas drenantes típicas. Em termos de tempos de escoamento, os resultados encontram-se maioritariamente dentro do intervalo de 10 a 30 s recomendados na Caderno de Encargos (Estradas de Portugal, 2014). Em comparação com os provetes ensaiados nos estudos de laboratório de outros trabalhos apresentados na Tabela

3.1, os tempos de escoamento alcançados nesta investigação são semelhantes, com um intervalo de valores entre 10,1 a 39,7 s. Por meio do ensaio de permeabilidade em laboratório foi possível concluir que a incorporação de fibras celulósicas e sobretudo betume modificado confere maior capacidade de infiltração às misturas drenantes, oferecendo uma estrutura com porosidade suficientemente elevada.

4.4.4 Ensaio de resistência à deformação permanente

A caracterização laboratorial das misturas betuminosas drenantes é um assunto pouco estudado no que diz respeito à avaliação mecânica da deformação permanente, não existindo requisitos que definam o seu comportamento. Assim, esta investigação pretende constituir uma base do desempenho mecânico laboratorial para trabalhos futuros. A resistência à deformação permanente assenta na simulação das ações de tráfego, através da passagem sucessiva de um rodado sobre um provete produzido em laboratório. Esta avaliação foi realizada através do equipamento *Wheel tracking* apresentado na subsecção 3.2.3, em conformidade com a norma EN 12697-22, relativa ao Procedimento B (provetes condicionados ao ar). Os provetes ensaiados dizem respeito às misturas drenantes com betume modificado, de forma a comparar o efeito da utilização de fibras celulósicas nestas misturas. Produziram-se duas lajetas por cada mistura, conforme o estudo de composição presente na Tabela 4.8 e com as percentagens ótimas de betume da Tabela 4.12, com as dimensões de 30x30x4 cm, simulando uma camada de desgaste. Tendo em conta a posterior aplicação em campo, para a caracterização das misturas MF e MG com betume tradicional foram produzidas lajetas de 30x30x3 cm e 30x30x4 cm, respetivamente. As lajetas foram compactadas com uma placa vibratória durante 60 s, obedecendo às temperaturas de fabrico e compactação recomendadas pelo fornecedor. Para todas as lajetas foram calculadas a baridade geométrica (EN 12697-6, Procedimento D) e a porosidade (EN 12697-8), resultando os valores da Tabela 4.16 relativos à média das duas lajetas.

Tabela 4.16 Baridade e porosidade das lajetas ensaiadas à deformação permanente

Misturas betuminosas	% de betume	Baridade (kg/m ³)	Porosidade (%)
MF-BE	5,2	1810	22,6
MFS-BE	4,7	1830	24,0
MF	5,2	1890	18,9
MG-BE	5,1	1750	26,5
MGS-BE	4,6	1780	27,2
MG	4,6	1850	22,5

Observando a tabela, verifica-se que para ambas as propriedades os valores são diferentes dos obtidos para os provetes cilíndricos no ensaio Cântabro. As baridades das lajetas apresentam valores inferiores e as suas porosidades apresentam valores superiores (consultar Figuras 4.5 e 4.6). Esta situação é justificada pela diferença no método de compactação, o compactador de impacto em provetes e a placa vibratória em lajetas. Contudo, a diferença de porosidades não se encontra fora dos valores previsíveis para estas misturas (16 a 25 %). Como era esperado, as misturas com mais grossos apresentam maiores porosidades do que as misturas com mais finos.

O período de acondicionamento foi de 7 dias de cura à temperatura ambiente, após o qual se deu início às 4h de aquecimento prévio das lajetas à temperatura de ensaio. A temperatura utilizada para a realização do ensaio às misturas formuladas com betume modificado foi de 60 °C, convencionalmente adotada neste ensaio. Contudo, as misturas MF e MG foram ensaiadas a 50 °C, tendo em conta a zona climática onde se insere a região de aplicação das mesmas (zona quente, conforme Anexo II). Na Figura 4.17 pode observar-se, a título de exemplo, uma lajeta MF antes e depois do ensaio ao fim dos 10 000 ciclos de carga aplicados.

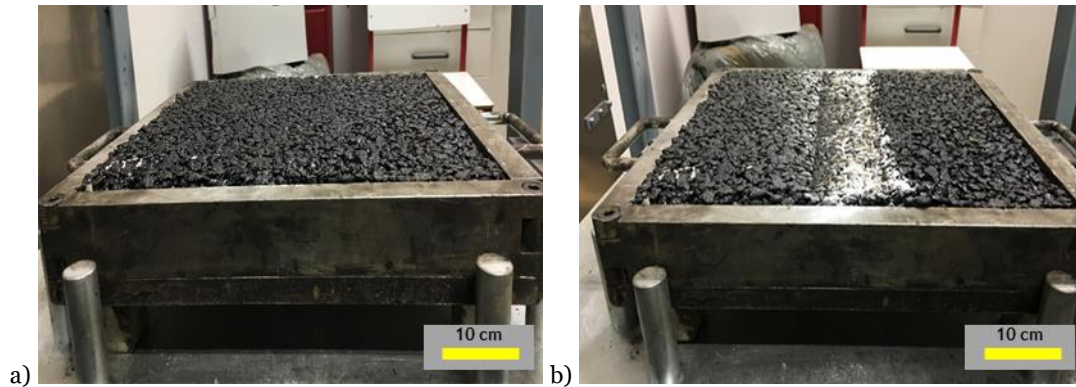


Figura 4.17 Lajeta no ensaio à deformação permanente: a) Antes do ensaio; b) Depois do ensaio

Na Figura 4.18 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio à deformação permanente, segundo o procedimento B, para as quatro misturas com betume modificado e com betume tradicional. Os resultados são apresentados através de linhas de tendência logarítmicas para uma melhor percepção da evolução das deformações ao longo dos ciclos de carga, devido à dificuldade de ajuste dos resultados do programa.

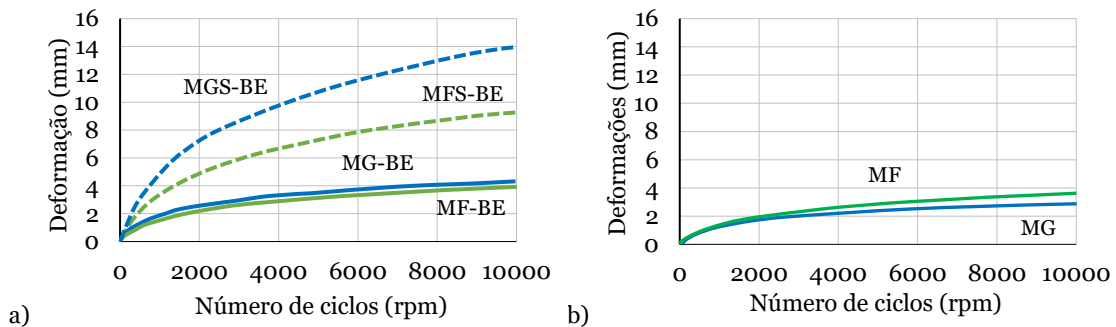


Figura 4.18 Deformação máxima das misturas betuminosas drenantes pelo ensaio à deformação permanente: a) Com betume modificado (60 °C); b) Com betume tradicional (50°C)

Analisando os resultados de forma global, verifica-se que na primeira fase ocorre uma variação rápida e acentuada da inclinação da curva, devida às tensões de corte e à densificação da camada betuminosa. Esta densificação leva a uma maior quantidade de pontos de contacto entre as partículas de agregados, prolongando-se até a mistura ter resistência suficiente para suportar as cargas sem sofrer mais redução de volume, pelo que as deformações passam a ocorrer com volume constante. Na fase seguinte, verifica-se uma velocidade de deformação inferior e praticamente constante, representada por um trajeto quase linear que caracteriza as misturas à deformação permanente. Posteriormente, se o ensaio tivesse continuação, ocorreria a rotura. O traçado linear não é tão visível

nas misturas sem fibras celulósicas, pois estas tendem a sofrer deformação sem volume constante devido à falta de coesão das misturas.

Observa-se, na Figura 4.18 a), que as misturas sem fibras atingem deformações maiores, sendo que a mistura MGS-BE tem deformações superiores à mistura MFS-BE. A mesma situação acontece com as misturas com fibras, no entanto estas atingiram deformações menores e mais próximas entre si, valorizando o papel desta adição nas misturas drenantes. Pela Figura 4.18 b), verifica-se que a mistura MF retardou as deformações iniciais, todavia atingiu maiores deformações no final do ensaio em relação à mistura MG. Estas duas misturas, a aplicar nos troços experimentais, têm um comportamento equivalente às misturas MF-BE e MG-BE com desenvolvimentos semelhantes, prevalecendo mais uma vez a incorporação de fibras celulósicas, mesmo com a utilização de temperaturas de ensaio diferentes. Na Tabela 4.17 apresentam-se os resultados de RD_{air} e WTS_{air} .

Tabela 4.17 Resultados dos parâmetros do ensaio à deformação permanente das lajetas de laboratório

Misturas betuminosas	Tensaio (°C)	d_{10000} (mm)	d_{5000} (mm)	WTS_{air} (mm/10 ³ ciclos)	RD_{air} (mm)
MF-BE	60	4,9	2,5	0,49	4,9
MFS-BE	60	10,9	6,7	0,84	10,9
MF	50	4,8	2,7	0,43	4,8
MG-BE	60	5,2	3,0	0,45	5,2
MGS-BE	60	14,0	13,5	0,09	14,0
MG	50	3,4	2,4	0,21	3,4

Em Portugal não existem valores limite para o ensaio à deformação permanente tanto para misturas betuminosas densas como drenantes. Contudo, as especificações espanholas indicam um declive máximo de rodeira de 0,07 mm/10³ ciclos para uma mistura densa a quente com as categorias de tráfego de T00 e T0, T1 e T2, e de 0,10 mm/10³ ciclos para a mesma mistura com a categoria T3 (Dirección General de Carreteras, 2013). A resistência à deformação permanente de misturas betuminosas drenantes é menor do que nas misturas densas convencionais pois possuem porosidades muito superiores, por isso apresentam valores de declive máximo de rodeira mais elevados. Apesar disso, todas as misturas drenantes estudadas se enquadram nos limites considerados pela norma europeia EN 13108-1 (Tabela 4.13) para misturas densas (0,03 a 1 mm/10³ ciclos). De notar que, quando a deformação é praticamente constante entre os 5 000 e os 10 000 ciclos, o valor de WTS_{air} tende a ser menor. Casos registados nas misturas MGS-BE e MG em comparação com as restantes misturas, cujos valores não são visíveis nos gráficos devido à prevalência da melhor representação gráfica.

O comportamento das misturas à deformação permanente está dependente de uma série de fatores, enunciados anteriormente, que levam a resultados diferenciados dentro do mesmo tipo de mistura. Neste caso, como já referido, a compactação pode ter levado às diferenças observadas. Considerando que a profundidade máxima da rodeira pode ir até 20 mm, as seis misturas situam-se abaixo deste valor. Interpretando os resultados de deformação permanente (Tabela 4.17) entre misturas com betume modificado, observa-se que as misturas sem fibras levam a um valor de RD_{air} bastante superior em relação às misturas com fibras (55 % entre MF-BE e MFS-BE e 63 % entre MG-BE e

MGS-BE). As misturas com agregados mais finos obtiveram um menor RD_{air} comparativamente com as misturas com agregados mais grossos, uma vez que estas têm uma estrutura com mais poros como se confirma pelas porosidades obtidas. Este facto não se verificou nas misturas com betume tradicional, em que a mistura MF obteve um RD_{air} relativamente maior do que a mistura MG (em 29 %). A composição com agregados mais finos da mistura MF juntamente com o betume 50/70 formou uma pasta mais suscetível a deformações, ao contrário do que aconteceu nas misturas com betume modificado (MF-BE e MFS-BE). Neste caso, a maior resistência dos agregados grossos e a sua organização bem definida na mistura MG permitiram densificar a mistura betuminosa e conduzir a menores deformações. Outro facto que justifica as diferenças na resistência à deformação permanente é a menor espessura das lajetas MF, com 3 cm, comparativamente aos 4 cm das lajetas MG. De notar que em campo, a resistência à deformação permanente é assegurada com o conjunto das duas lajetas, pelo que a diferença entre misturas não é significativa. Em conclusão, o ensaio de resistência à deformação permanente mostrou que o desempenho mecânico das misturas betuminosas drenantes melhora com a adição de fibras celulósicas que proporcionaram a retenção de maiores percentagens de betume nas misturas levando ao aumento considerável da sua durabilidade.

4.5 Avaliação da capacidade de infiltração das misturas betuminosas drenantes com colmatação

Um pavimento betuminoso permeável, como infraestrutura verde multifuncional, pode contribuir para a restauração do ciclo hidrológico, melhorar a segurança na condução, em condições de aquaplanagem, e a drenagem rodoviária urbana (Chu *et al.*, 2017; T. F. Fwa, Lim, & Tan, 2015; Sansalone *et al.*, 2012). Estudos anteriores demonstram alguma incerteza em relação ao desempenho hidrológico, no que concerne aos efeitos da colmatação e da manutenção na superfície dos pavimentos betuminosos permeáveis. Dentro deste contexto, o estudo que se apresenta envolve a construção em laboratório da dupla camada betuminosa drenante (DLPA), com as misturas MF-BE e MG-BE, e de um simulador de chuva para analisar a influência da intensidade de precipitação e de diferentes materiais de colmatação na resposta hidrológica da camada de desgaste do pavimento permeável.

Os ensaios de simulação abrangem dois estudos que comportam diferentes condições da DLPA. No primeiro estudo analisou-se a influência de três intensidades de precipitação na resposta à capacidade de infiltração da DLPA quando esta se encontrava em condições novas e posteriormente colmatada com areia. No segundo estudo foram utilizados três materiais de colmatação e uma intensidade de precipitação de 100 mm/h. Apresentam-se seguidamente os equipamentos e materiais de colmatação empregues nos dois estudos realizados, assim como os resultados obtidos.

4.5.1 Equipamentos de ensaio e materiais de colmatação

Os simuladores de chuva fixos são ferramentas de estudo essenciais que permitem reproduzir intensidades de precipitação de forma realista, rápida e precisa de modo a compreender os processos hidrológicos (Andrés-Valeri *et al.*, 2016; Herngren, Goonetilleke, & Ayoko, 2004). O simulador de

chuva utilizado nesta investigação é constituído por uma armação tubular de aço inoxidável com altura ajustável entre 2 e 3 m, capaz de gerar precipitações sobre uma área até 1 m² (Figura 4.19 a). A estrutura foi regulada de forma a obter as características pretendidas de intensidades de precipitação reais (100, 200 e 300 mm/h) através de um bico do tipo aspersor (Fulljet B3/8HH-9,5) centrado na armação, que possibilita uma difusão de gotas de diâmetros equivalentes às gotas de chuva real. Este aspersor foi alimentado por uma bomba a partir de um reservatório de água limpa de 1000 l, monitorizado através de um manómetro de pressão.

As lajetas a ensaiar foram produzidas segundo a formulação apresentada anteriormente (Tabelas 4.8 e 4.12), em secção quadrada de 30x30 cm com espessuras de 3 e 4 cm para MF-BE e MG-BE, respetivamente. Estas foram testadas numa estrutura modular construída em laboratório com a mesma secção quadrada e uma altura de 0,50 m, apresentada a Figura 4.19 b). Esta estrutura modular suporta a DLPA e foi adaptada para recolher o escoamento superficial e a água infiltrada. Em cada ensaio, os caudais foram monitorizados através da recolha de água em recipientes colocados nos tubos de saída.



Figura 4.19 Ensaio de simulação da precipitação: a) Simulador de chuva b) Estrutura modular de suporte da DLPA

As intensidades de precipitação registadas em algumas cidades por todo o mundo tomam valores de 100, 200, 300 e 400 mm/h (Nnadi *et al.*, 2014). Nesta investigação foram simuladas as três primeiras. A uniformização da precipitação sobre a DLPA foi conseguida através do estudo de várias configurações quanto à altura do aspersor, pressão e posicionamento da estrutura modular. A calibração das intensidades de precipitação reais (100, 200 e 300 mm/h) foi conseguida com o método de medição do caudal. Para isso foi registado o tempo necessário para coletar um determinado volume de água na área em estudo, através de uma caixa (30x30 cm), em função de diferentes pressões. A pressão seleccionada foi de 2,6 bar e a distância desde a superfície da DLPA até ao aspersor foi de 2,60 m. A uniformidade de distribuição da precipitação foi obtida pelo Coeficiente de Uniformidade de Christiansen (*Christiansen's Uniformity Coefficient*, CUC) através do método dos copos coletores. Para cada intensidade de precipitação utilizaram-se 9 recipientes numa malha

de 3x3, espaçados de 10 cm. Quando o primeiro copo fica totalmente cheio o ensaio termina. Neste estudo obtiveram-se os valores de $\approx 79, 72$ e 69% para as intensidades de 100, 200 e 300 mm/h, respetivamente. Os resultados alcançados de CUC foram considerados válidos uma vez que são próximos ou superiores a 70% , tal como referido por Merriam e Keller (1978).

O segundo ensaio relativo ao estudo dos três materiais de colmatação avalia também a permeabilidade através do permeâmetro de carga descendente utilizado em campo, segundo a norma EN 12697-40, o qual determina o tempo de descarga, conforme descrito na secção 3.3.1. O equipamento foi devidamente colocado na superfície da DLPA e foi registado o tempo necessário para drenar 4 l de água, simulando o que ocorre num pavimento betuminoso permeável em campo, utilizando o mesmo equipamento de ensaio.

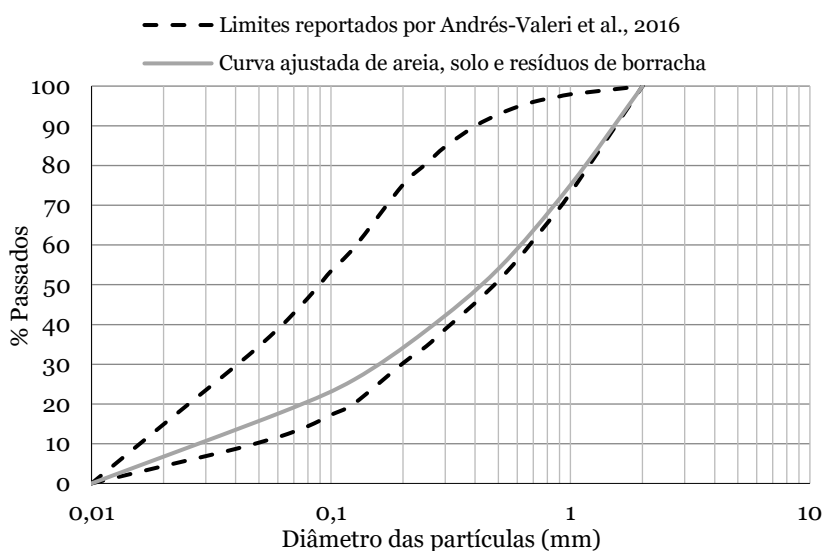


Figura 4.20 Curva granulométrica dos materiais de colmatação

Os materiais mais usuais para simular a colmatação em pavimentos permeáveis são os solos e areias, provenientes da região em que se encontra instalado o pavimento (Hassan *et al.*, 2015). Assim, foram considerados neste estudo: a areia de origem granítica, solo da região classificado como areia siltosa e resíduos de borracha. Segundo o estudo de Andrés-Valeri *et al.* (2016) a caracterização granulométrica dos materiais de colmatação deve estar compreendida entre um fuso que garanta a predominância de uma graduação acentuada em partículas finas, com tamanho máximo de 2 mm. A curva granulométrica corrigida para os três materiais utilizados e os respetivos limites apresentam-se na Figura 4.20. As massas volúmicas características de cada material são de 2,60, 1,73 e 0,50 g/cm³ para a areia, solo e borracha, respetivamente.

4.5.2 Influência da intensidade de precipitação

Numa primeira fase a capacidade de infiltração da DLPA foi avaliada antes e após dois ciclos de colmatação e posterior manutenção, submetida a diferentes intensidades de precipitação (M. Afonso, Fael, & Dinis-Almeida, 2017). Face aos materiais de colmatação mais usuais em simulações laboratoriais, a areia granítica foi selecionada para a realização deste ensaio, de acordo com a curva granulométrica apresentada na Figura 4.20.

A metodologia de ensaio consistiu em quatro fases de avaliação da capacidade de infiltração para as intensidades de 100, 200 e 300 mm/h, as quais foram aplicadas sucessivamente durante períodos de 50 minutos. Cada fase de ensaio foi realizada de forma independente com pré-molhagem das lajetas exceto na última fase de manutenção. O procedimento englobou a contabilização das massas das lajetas entre cada fase de ensaio. A repetição de ensaios preliminares para testar a experiência revelou uma boa tendência na capacidade de resposta do simulador de chuva e da estrutura modular perante a finalidade do estudo. Na Tabela 4.18 apresentam-se as diferentes fases de avaliação da capacidade de infiltração. Note-se que, o material de colmatção foi disperso manualmente sobre a superfície da lajeta MF-BE e compactado com um rolo de aço. A manutenção foi realizada durante 2 minutos após um período de secagem de 7 dias à temperatura ambiente, simulando a técnica mais utilizada na limpeza de rodovias com uma varredora compacta.

Tabela 4.18 Metodologia de avaliação da capacidade de infiltração sob diferentes intensidades de precipitação

Fases do ensaio		Condições	Intensidades de precipitação	Resultados de capacidade de infiltração
1ª Fase	Após construção	-		Inicial
2ª Fase	1º ciclo de colmatção	Colmatção com 500 g/m ² de areia	100 mm/h	Após 1º ciclo de colmatção
3ª Fase	2º ciclo de colmatção	Colmatção com 500 g/m ² de areia	200 mm/h	Após 2º ciclo de colmatção
4ª Fase	Após manutenção	Manutenção com vassoura e aspiração	300 mm/h	Após manutenção

Apresentam-se seguidamente os resultados das diferentes fases do ensaio. A Figura 4.21 representa os hidrogramas de caudal de infiltração acumulado e as respetivas intensidades de precipitação registadas à saída do aspersor. Os hidrogramas das três intensidades seguem o mesmo comportamento ao longo do tempo. Observa-se que, nos primeiros minutos do ensaio, o caudal foi progredindo até atingir o valor correspondente à intensidade de precipitação, verificando-se um desfasamento entre o caudal precipitado e o caudal infiltrado. Este desenvolvimento inicial da curva representa o tempo necessário para que a precipitação drene por toda a estrutura do pavimento, tal como observaram outros estudos (Alsubih, Arthur, Wright, & Allen, 2017).

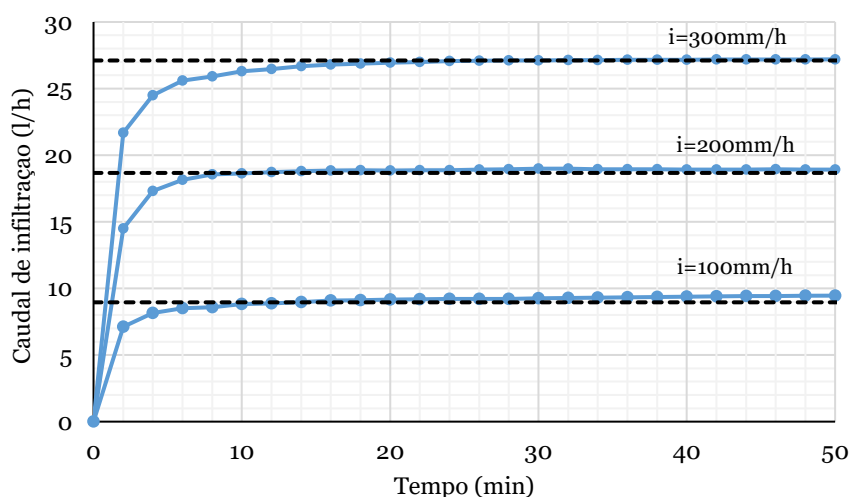


Figura 4.21 Capacidade de infiltração inicial da DLPA (100, 200 e 300 mm/h)

Verifica-se que para 100 mm/h o caudal registado excedeu o caudal que deveria ser operado, em $\approx 5\%$, a partir dos 30 minutos de ensaio. Esse acontecimento justifica-se pelo facto de as lajetas terem apenas o teor de humidade inicial, como consequência da pré-molhagem, e após os primeiros minutos os seus poros foram preenchidos com água proveniente da precipitação. Esta água foi posteriormente drenada com o aumento de carga hidráulica no interior das lajetas quando se atingiu o ponto de saturação durante a chuvada. Desta forma, conclui-se que as condições de humidade iniciais das misturas betuminosas drenantes influenciam a sua capacidade de armazenamento de água, antes de ocorrer um evento de precipitação. O mesmo não aconteceu com os restantes eventos, pois os seus poros já se encontravam totalmente preenchidos com água resultante da precipitação anterior. Note-se que em nenhum evento ocorreu escoamento superficial, logo toda a água precipitada foi infiltrada pela DLPA.

Os hidrogramas resultantes da aplicação dos dois ciclos de colmatação estão apresentados na Figura 4.22. Neste caso, verificou-se um desfasamento entre os caudais de infiltração antes e após colmatação, resultante da acumulação de areia na superfície da DLPA. Todavia, após o 1º ciclo de colmatação o caudal de infiltração no final do ensaio atingiu praticamente o valor inicial, com mais ênfase para as intensidades de 100 e 200 mm/h. Portanto, a aplicação de 500 g/m² na superfície da DLPA apenas influencia o desempenho hidrológico nos minutos iniciais, verificando-se uma recuperação da capacidade de infiltração ao longo do tempo devido a uma possível desobstrução dos poros pela água precipitada.

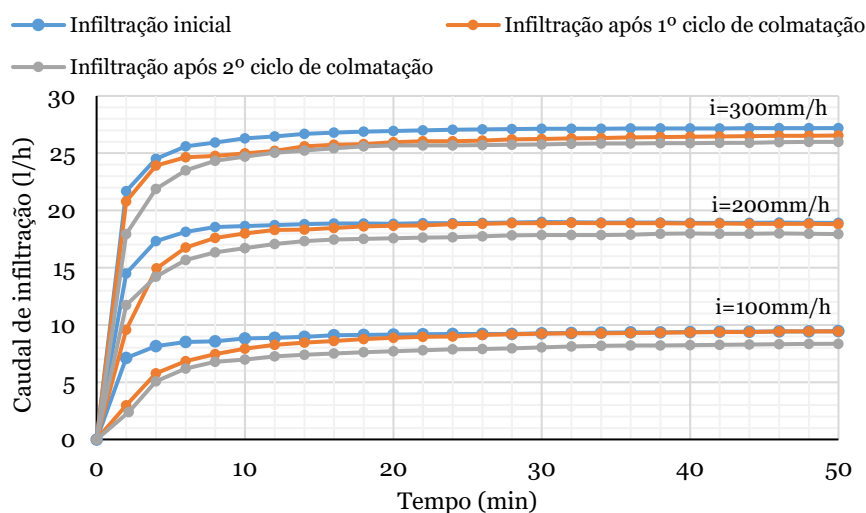


Figura 4.22 Capacidade de infiltração após dois ciclos de colmatação (100, 200 e 300 mm/h)

Aplicando o 2º ciclo de colmatação (Figura 4.22), constatou-se um desvio de 12 % em relação ao caudal de infiltração inicial, para a intensidade de 100 mm/h. Essa diferença nas intensidades de 200 e 300 mm/h foi de 5 %, apontando para uma melhoria de $\approx 50\%$ em relação à intensidade de 100 mm/h. Conclui-se que a aplicação de 1000 g/m² de material de colmatação afeta o desempenho da DLPA, criando retardamento à passagem da água pelos poros, porém a sua influência vai reduzindo à medida que a intensidade de precipitação aumenta. Considera-se que este comportamento resulta da lavagem do material de colmatação fino existente no interior da estrutura da DLPA, que proporciona um aumento do caudal de infiltração.

Os resultados apresentados na Figura 4.23 permitem constatar que quanto maior a intensidade de precipitação, maior é a capacidade de infiltração do pavimento ao longo do tempo. A simulação das maiores intensidades de precipitação (200 e 300 mm/h) sobre a DLPA depois de realizada a limpeza conduziu ao restabelecimento da capacidade de infiltração inicial com diferenças inferiores a 1 %. No entanto, para a intensidade de 100 mm/h e para as mesmas condições, obteve-se um desvio de ≈ 8 %. Assinala-se que a manutenção simples não possibilitou a remoção de todo o material de colmatação, pois parte deste ficou retido no interior da estrutura da DLPA quando aplicada a precipitação.

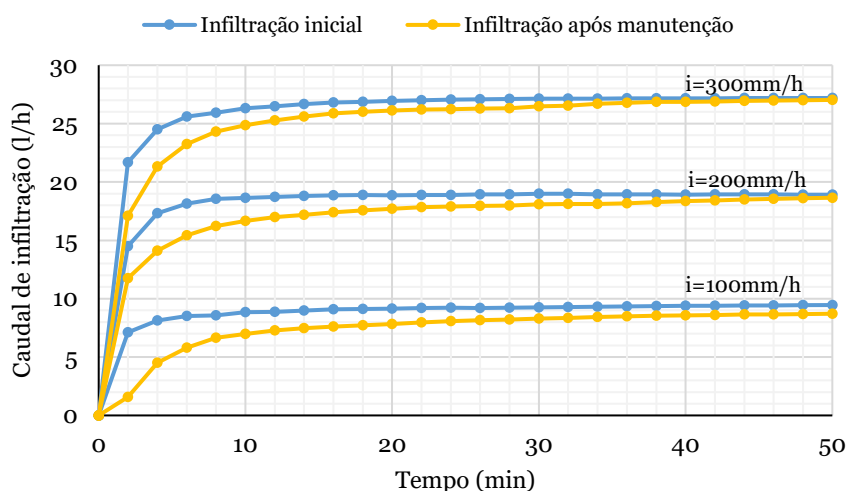


Figura 4.23 Capacidade de infiltração após manutenção simples (100, 200 e 300 mm/h)

Na Figura 4.24, apresenta-se a variação percentual em massa das duas lajetas que formam a DLPA (MF-BE e MG-BE), entre o final e o início das fases de avaliação estudadas (após as três intensidades de precipitação), em condições molhadas e secas (M. L. Afonso, Dinis-Almeida, & Fael, 2018).

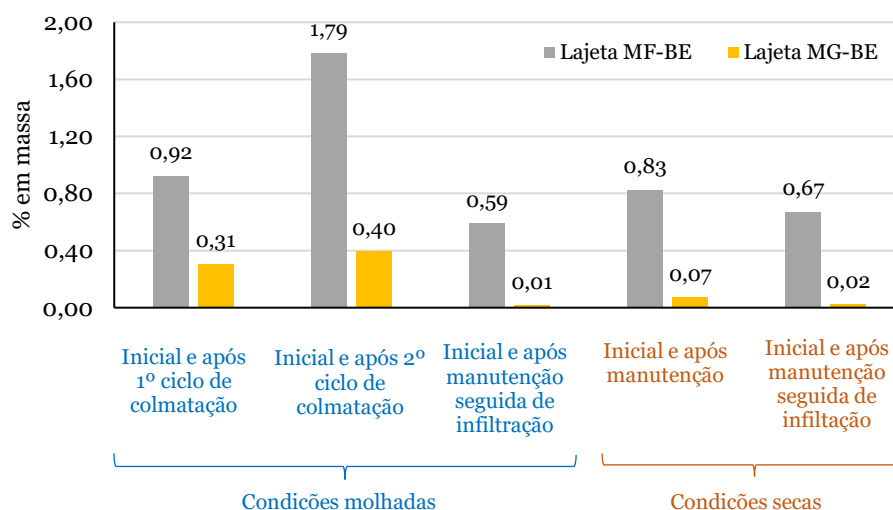


Figura 4.24 Diferenças percentuais das massas das lajetas MF-BE e MG-BE

Analisando os valores relativos às condições molhadas, verifica-se um acréscimo de massa nas duas lajetas após os dois ciclos de colmatação, claramente por consequência da aplicação do material de

colmatação. Na lajeta MG-BE as diferenças de massas foram menores em relação à lajeta MF-BE. Este aspecto comprova o desempenho eficaz da DLPA, uma vez que a mistura MF-BE reteve os sedimentos e impediu que os mesmos passassem para a mistura MG-BE. A redução de massa na lajeta MF-BE entre o início e após a manutenção, em relação aos ciclos de colmatação, advém da limpeza realizada na superfície desta. No que diz respeito à MG-BE, a sua perda de massa deveu-se à lavagem do material fino existente nos poros por meio da precipitação. Desta forma, a manutenção contribui para a recuperação da DLPA quanto à capacidade de infiltração. Contudo, a análise em condições molhadas não permite quantificar de forma precisa o material de colmatação retido na DLPA devido à presença de água aprisionada nos poros, a qual é difícil de mensurar.

Em condições secas, a DLPA apresenta excelentes resultados após uma manutenção simples, apresentando um acréscimo residual de massa inferior a 1 %. A pequena diferença entre a massa inicial e após manutenção com infiltração deve-se aos materiais mais finos que ficaram alojados nas duas camadas e foram lavados pela água infiltrada durante os ensaios com as diferentes intensidades. Verifica-se ainda que o material alojado na segunda camada é inexistente pois apresenta diferenças inferiores a 0,1 %. Este comportamento indica que a simples técnica de varrer e aspirar a superfície da DLPA aplicada em pavimentos betuminosos permeáveis é suficiente para que os mesmos restabeleçam a capacidade de infiltração das águas pluviais.

Tal como referido anteriormente, a acumulação de sedimentos na DLPA ocorreu sobretudo na mistura superior MF-BE, a qual pode ser observada na Figura 4.25 nas diferentes fases de ensaio. Esta observação vai de encontro às conclusões obtidas por Kayhanian *et al.* (2012) e Yong *et al.* (2013). Baladès *et al.* (1995) também sugeriram que a profundidade de obstrução é limitada aos primeiros centímetros do pavimento permeável. Nas figuras b) e c) é possível observar o material de colmatação aplicado e nas figuras c) e e) a presença de pequenas partículas após precipitação. A manutenção realizada não permitiu retirar todo o material de colmatação (figura f), contudo as partículas retidas não influenciaram praticamente a capacidade de infiltração da DLPA.

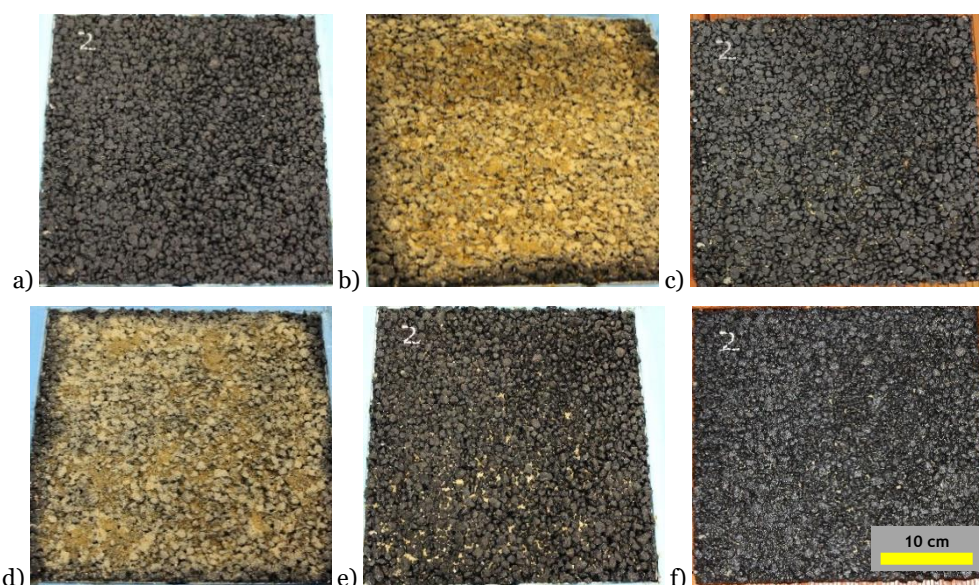


Figura 4.25 Aspeto da superfície da lajeta MF-BE nas diferentes fases de colmatação: a) 1ª Fase; b) 2ª Fase; c) 2ª Fase após precipitação; d) 3ª Fase; e) 3ª Fase após precipitação; f) 4ª Fase após manutenção simples

4.5.3 Influência de diferentes materiais de colmatção

Um estudo mais detalhado sobre a influência dos materiais de colmatção foi realizado utilizando o mesmo simulador de chuva e, posteriormente, o permeâmetro de carga descendente na determinação da permeabilidade da DLPA (M. L. Afonso, Fael, & Dinis-Almeida, 2020). Assim, determinou-se a capacidade de infiltração e os tempos de descarga após dois ciclos de colmatção utilizando areia, solo e borracha, seguidos de manutenção. A intensidade de precipitação utilizada foi de 100 mm/h, considerada a mais representativa dos eventos de precipitação extrema em algumas cidades no mundo (Nnadi *et al.*, 2014). A metodologia seguida é, em tudo, semelhante à realizada anteriormente, cujas condições se apresentam na Tabela 4.19.

Tabela 4.19 Metodologia de avaliação da capacidade de infiltração sob diferentes materiais de colmatção

Fases do ensaio		Condições	Materiais de colmatção	Resultados de capacidade de infiltração
1ª Fase	Após construção	-		Inicial
2ª Fase	1º ciclo de colmatção	Colmatção com 500 g/m ²	Areia	Após 1º ciclo de colmatção
3ª Fase	2º ciclo de colmatção	Colmatção com 500 g/m ²	Solo	Após 2º ciclo de colmatção
4ª Fase	Após manutenção	Manutenção com vassoura e aspiração	Borracha	Após manutenção

Na Figura 4.26 apresentam-se os hidrogramas representativos da capacidade de infiltração obtidos nas 4 fases do ensaio utilizando o simulador de chuva, referentes aos materiais de colmatção de areia, solo e borracha, respetivamente.

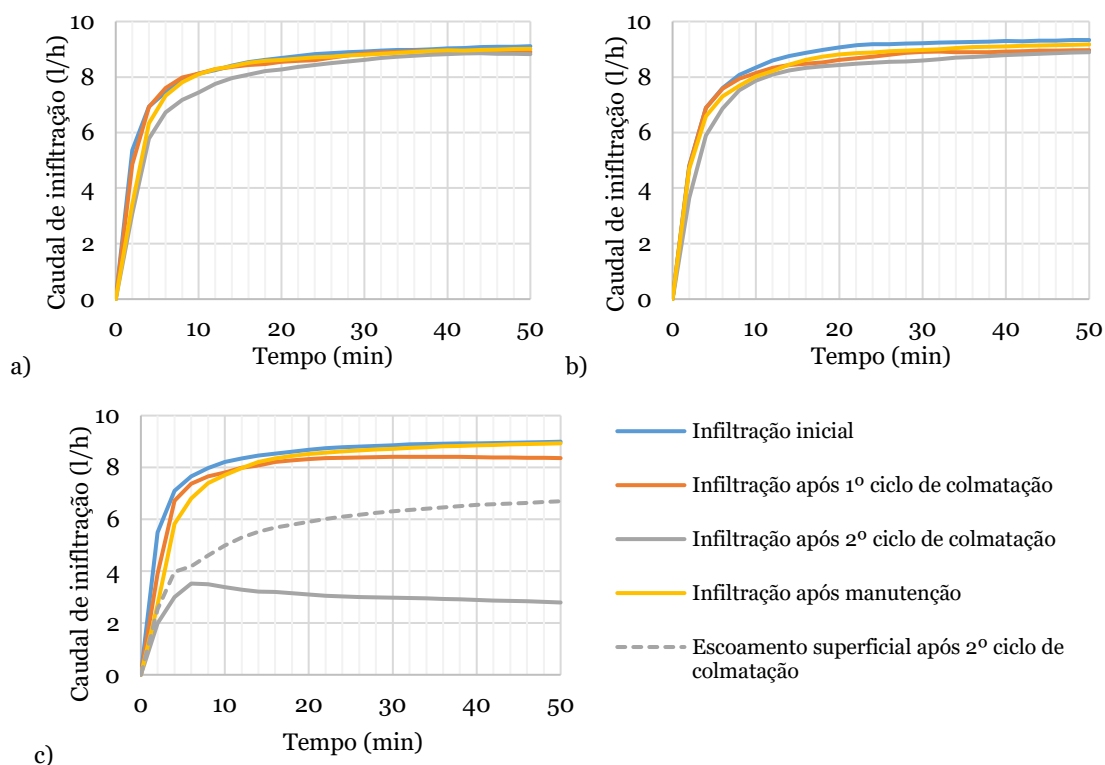


Figura 4.26 Capacidade de infiltração da DLPA colmatada: a) Areia; b) Solo; c) Borracha

Os resultados obtidos evidenciam um comportamento semelhante ao estudo anterior. No 1º e 2º ciclos de colmatação, as partículas finas deslocaram-se pela DLPA, enquanto as partículas grossas ficaram retidas na camada superficial MF-BE. Este processo foi observado visualmente na superfície das lajetas individuais, indo de encontro a outros estudos (Mishra *et al.*, 2013). No 1º ciclo de colmatação observa-se que o comportamento da DLPA quando colmatada com areia e solo é praticamente coincidente, reduzindo ≈ 2 e 4 % em relação à infiltração inicial, respetivamente. No que diz respeito à colmatação com resíduos de borracha, esta levou a uma diminuição de ≈ 7 % em relação aos restantes. Evidencia-se desde já que a borracha é o material de colmatação que mais afeta a DLPA.

Quando é aplicado o 2º ciclo de colmatação, destaca-se novamente o comportamento diferenciado da borracha face à capacidade de infiltração total da DLPA colmatada com areia e solo. Verificou-se que o caudal de infiltração inicial face ao caudal no final da colmatação reduziu em ≈ 3 % para a areia e 5 % para o solo. Assim, conclui-se que estes materiais não causam efeitos maiores no desempenho hidrológico da DLPA utilizada num pavimento permeável, pelo que não chegam a criar uma barreira à precipitação. Nesta fase, os resíduos de borracha acumulados na superfície da DLPA impediram a infiltração total da precipitação, levando à ocorrência de 70 % de escoamento superficial. Verifica-se que o caudal de infiltração diminuiu, enquanto o caudal escoado aumentou gradualmente, podendo, a longo prazo, levar ao entupimento completo. Contudo, a inspeção visual permitiu verificar que a acumulação dos resíduos de borracha na superfície poderia ser removida com manutenção. Salienta-se que a massa volúmica deste material é reduzida, propiciando o aprisionamento das partículas de borracha nos poros da superfície da DLPA, ou seja, na lajeta MF-BE, como consequência do impacto das gotas da chuva.

Os hidrogramas obtidos após realizada a manutenção simples são representativos da capacidade de recuperação da DLPA. Em termos percentuais, esta recuperação face ao 2º ciclo de colmatação representou ≈ 2 % para a areia e 3 % para o solo. Relativamente à borracha, essa recuperação foi de ≈ 69 %, reconhecendo a validade da técnica de manutenção aplicada. Comparando o comportamento após manutenção com o inicial, detetam-se diferenças de $\approx 1,2$ e $0,7$ % para a areia, solo e borracha, respetivamente. Portanto, a capacidade de infiltração da DLPA foi praticamente restabelecida, destacando o cumprimento da sua função de infiltração das águas pluviais.

Os resultados referentes ao ensaio de permeabilidade através do permeâmetro apresentam-se na Figura 4.27, que mostra a relação entre os tempos de descarga e as fases de avaliação. Os tempos de descarga correspondentes à situação de referência (sem colmatação) são reduzidos. Encontram-se na literatura valores médios de tempos de descarga iniciais entre 8 e 105 s em camadas simples (Marchioni *et al.*, 2016) e 63 s em camadas duplas (Hamzah *et al.*, 2013) (ver Tabela 3.1), distintos dos registados neste estudo, devido à composição das misturas.

O tempo de descarga, após os dois ciclos de colmatação, atinge um valor superior aos 50 s. Neste ensaio a areia apresentou uma maior vulnerabilidade de colmatação comparativamente com a borracha no ensaio do simulador de chuva após o 2º ciclo de colmatação. O valor máximo foi de $57,18$,

inserido no intervalo de 23 a 300 s referidos noutros estudos com o mesmo equipamento aos 1000 g/m² de colmatação com areia em camadas simples, com composições de misturas drenantes diferenciadas (Marchioni *et al.*, 2016), ou inferior aos 97 s referidos em camadas duplas ao fim de 5 ciclos de colmatação com 8g/l de solo (Hamzah *et al.*, 2013) (ver Tabela 3.1).

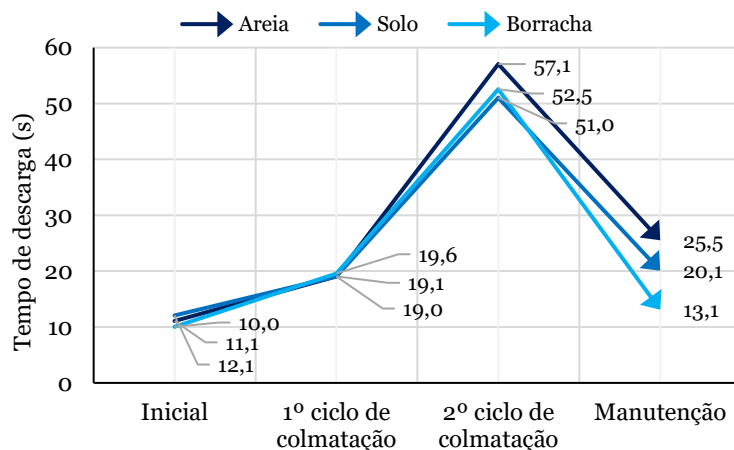


Figura 4.27 Evolução do tempo de descarga obtido pelo permeâmetro (areia, solo e borracha)

A manutenção realizada reduziu para cerca de metade o tempo de descarga na DLPA com areia e solo aproximando-se dos valores após o 1º ciclo de colmatação, distanciando-se dos valores iniciais, mostrando o efeito da colmatação tal como em outros estudos (Andrés-Valeri *et al.*, 2016) (ver Tabela 3.1). Da mesma forma que no simulador de chuva, a manutenção na lajeta colmatada com borracha melhorou eficazmente o desempenho da DLPA. Os tempos de descarga após manutenção em outros estudos, ao fim do 2º ciclo de colmatação, também se aproximaram dos valores do 1º ciclo de colmatação. Da análise realizada conclui-se que a DLPA necessitaria de mais ciclos para colmatar integralmente, pelo que esta conduz ao aumento do tempo de vida útil da superfície de um pavimento betuminoso permeável.

4.6 Considerações

A composição das misturas betuminosas engloba a determinação de um conjunto propriedades essenciais ao seu bom desempenho. Nesta investigação foram formuladas misturas betuminosas densas e drenantes necessárias à aplicação nos dois troços experimentais. A camada superficial permeável proposta é composta por uma dupla camada betuminosa drenante (DLPA) com o objetivo de melhorar o escoamento superficial e reduzir a colmatação. Os agregados utilizados na composição das misturas provieram das pedreiras da região e, para além disso, foram incorporados, nas misturas drenantes, aditivos como o betume modificado com polímeros e fibras celulósicas. Com esta solução pretende-se conceber melhores práticas de resiliência e adaptação adequadas perante o agravamento dos fenómenos climáticos extremos e responder às atuais exigências de sustentabilidade através da utilização de materiais amigos do ambiente.

A formulação das misturas densas teve por base o ensaio *Marshall*, o qual permitiu adotar as percentagens ótimas de betume para as misturas de desgaste (AC14 Surf) e base (AC20 Base). Para as misturas drenantes foi previamente realizada uma análise da influência das fibras celulósicas

através do ensaio de escorrimento, cujo resultado conduziu a uma percentagem final de 0,5 %, correspondente ao menor escorrimento de betume. A formulação através do ensaio Cântabro conduziu às percentagens ótimas de betume para as misturas da camada à superfície com agregados mais finos (PA8) e para as misturas da camada inferior com agregados mais grossos (PA12,5). Nos ensaios de formulação, as misturas com fibras celulósicas demonstraram um aumento da percentagem ótima de betume sem que se verificasse escorrência. Este aumento de betume traduz-se num acréscimo significativo da durabilidade das misturas. Assim, conclui-se que a sua utilização é uma mais-valia na durabilidade e desempenho das misturas drenantes com melhor adesão e resistência ao envelhecimento, atenuando a principal falha destas misturas. Realça-se que as misturas sem fibras revelaram menores valores de perda por desgaste e maior resistência à desagregação.

A avaliação laboratorial das misturas betuminosas incluiu ensaios de carácter mecânico (tração indireta em compressão diametral - módulo de rigidez e deformação permanente) e de carácter hidrológico e funcional (sensibilidade à água - *ITSR* e permeabilidade). O módulo de rigidez das misturas drenantes atingiu valores entre 1946 e 2668 MPa, considerados adequados para estas misturas sem diferenças acentuadas. Estes valores apresentaram-se menores nas misturas densas (> 4500 MPa) devido à melhor absorção das tensões induzidas por parte das misturas drenantes. A resistência conservada em tração indireta (*ITSR*) das misturas drenantes apresentou resultados próximos do limite mínimo de 70 %. Neste ensaio, a adição de fibras não revelou uma tendência de melhoria das misturas drenantes à ação da água, apenas se constatou que o acondicionamento a 40 °C afetou negativamente o seu comportamento. O coeficiente de permeabilidade das misturas com mais grossos salientou a melhor capacidade de drenagem da água em relação às misturas com mais finos, ambas cumprindo os requisitos estabelecidos. Os resultados obtidos mostraram que a adição de fibras e betume modificado (misturas MF-BE e MG-BE) permitiram melhorar o desempenho destas misturas quanto à permeabilidade.

A partir do ensaio de deformação permanente foi possível verificar que a incorporação de fibras celulósicas em misturas drenantes (MF-BE, MF, MG-BE e MG) induz a diminuição da profundidade média da rodeira comparativamente com as mesmas misturas sem essa incorporação (MFS-BE e MGS-BE), ao mesmo tempo que a percentagem de betume aumenta sem que ocorra escorrimento, levando à melhoria na durabilidade das misturas. Este facto proporciona estabilidade às misturas drenantes pela redução dos cavados de rodeira e, conseqüentemente, a atenuação da quantidade de água acumulada nessas depressões em fenómenos de aquaplanagem.

As vantagens de um pavimento betuminoso permeável são diversas, contudo, a sua aplicação requer um maior conhecimento da influência da infiltração e da colmatação. De forma a atingir este objetivo foi avaliada a capacidade de infiltração da DLPa, com o apoio de um simulador de chuva, em quatro fases: inicial, antes e após dois ciclos de colmatação e posterior manutenção tradicional (varrer e aspirar).

Primeiramente, foi analisada a influência de diferentes intensidades de precipitação e areia fina graduada como material de colmatação. No decorrer dos ensaios, concluiu-se que a evolução da

capacidade de infiltração na fase inicial é influenciada pelas condições de humidade da DLPA, que apenas apresenta um comportamento constante após a sua completa saturação. Os resultados permitiram constatar que a DLPA reduz eficazmente o escoamento superficial, o qual não se verificou em nenhum dos eventos simulados. Os dois ciclos de colmatção levaram a uma redução mais acentuada do caudal de infiltração com a intensidade de precipitação de 100 mm/h em relação às intensidades de 200 e 300 mm/h. O revestimento de sedimentos formado na superfície da DLPA reteve as partículas mais grossas, enquanto as partículas mais finas foram conduzidas para o interior das lajetas através da drenagem, sendo posteriormente expulsas pela ação da intensidade de precipitação. O estudo permitiu concluir que o aumento de intensidade de precipitação acima dos 100 mm/h, para o mesmo período de tempo, leva à atenuação da colmatção, evidenciada pela capacidade de recuperação da DLPA após uma manutenção simples. Desta forma, a DLPA melhora o comportamento das misturas aos efeitos de colmatção, recuperando quase na totalidade a sua funcionalidade hidrológica depois de uma manutenção tradicional.

O efeito de três materiais de colmatção na capacidade de infiltração foi avaliado através do simulador de chuvas (100 mm/h) e do permeâmetro de carga descendente. Este estudo demonstrou, mais uma vez, que a DLPA aplicada no pavimento permeável tem um bom desempenho hidrológico. Concluiu-se que a capacidade de infiltração de uma superfície drenante é dependente do tipo de material de colmatção e da quantidade aplicável. A utilização de areia e solo como materiais de colmatção não afetou a capacidade de infiltração, contudo a utilização de borracha levou à existência de escoamento superficial após um segundo ciclo de colmatção. Uma das razões para que esta situação tenha ocorrido pode dever-se ao facto de a energia cinética da precipitação ter levado ao aprisionamento dos materiais de menor massa volúmica nos vazios da mistura, impossibilitando a infiltração. Salientam-se os resultados obtidos após a manutenção simples que levaram ao completo restabelecimento da capacidade de infiltração da DLPA, mesmo com a utilização da borracha. A avaliação do tempo de descarga, pelo permeâmetro, permitiu averiguar que após o segundo ciclo de colmatção os tempos aumentaram de ≈ 10 s (iniciais) para 50 s. Depois de realizada a manutenção, as lajetas com areia e solo recuperaram parte da capacidade de infiltração, ao passo que as lajetas com borracha atingiram praticamente o tempo de descarga inicial. Neste estudo, salienta-se que os efeitos resultantes da utilização do simulador de chuva na avaliação da DLPA colmatada originam uma maior capacidade de recuperação comparativamente aos obtidos pelo permeâmetro de carga descendente. Ressalta-se desta forma que, sempre que possível deve ser avaliada a capacidade de infiltração através de um simulador de precipitação devido à melhor aproximação das condições reais.

Capítulo 5 - Troços experimentais: construção e monitorização

5.1 Introdução

No presente capítulo encontra-se descrita a metodologia relativa à execução e monitorização dos dois troços experimentais. Inicialmente, na secção 5.2, identifica-se o local e a área de implantação de cada troço. O primeiro troço experimental (TE1) é composto por dois pavimentos betuminosos, um permeável e um denso, para comparação de diferentes comportamentos, numa área restrita sem tráfego. O segundo troço experimental (TE2) é constituído por um pavimento betuminoso permeável sujeito a tráfego ligeiro. De seguida, na secção 5.3, procede-se à identificação, classificação e caracterização do solo de fundação em cada local.

Após a identificação do solo, na secção 5.4 são seleccionadas as espessuras das camadas dos pavimentos betuminosos. Estas serão adotadas conforme as especificações e indicações de dimensionamento. Na secção 5.5 apresenta-se o procedimento de construção dos troços experimentais, constituído pela preparação do terreno, colocação de elementos adicionais, aplicação e compactação de cada camada granular e betuminosa.

Na secção 5.6 apresentam-se os ensaios em campo de desempenho hidrológico, funcional e mecânico. O desempenho hidrológico diz respeito à análise da capacidade de infiltração, através de ensaios de permeabilidade, e à avaliação da qualidade da água, através da identificação de metais pesados e hidrocarbonetos. O desempenho funcional contempla a medição da textura superficial e a resistência ao atrito no contacto pneu-pavimento. O desempenho mecânico é avaliado através da resistência à deformação permanente de lajetas de campo e do ensaio de carga pelo defletómetro de impacto pesado.

5.2 Caracterização do local de implantação

O primeiro troço experimental situa-se junto à Pedreira da Capinha, localizada no concelho do Fundão, distrito de Castelo Branco, conforme ilustra a Figura 5.1. A escolha deste local deveu-se à proximidade com a pedreira que forneceu os agregados e com a central betuminosa que produziu as misturas betuminosas. O local caracteriza-se por ser uma área controlada e sem tráfego. Para além disso, encontra-se sujeito à presença de poeiras com influência na colmatação da superfície.

O segundo troço experimental situa-se num espaço verde denominado Parque *Duppigheim*, localizado no concelho da Covilhã, distrito de Castelo Branco, conforme ilustra a Figura 5.1. Este local foi cuidadosamente escolhido devido à sua inserção numa área de lazer maioritariamente com espaços verdes, parque de merendas, parque infantil e áreas de desporto. A construção deste troço experimental tem como mais-valia a introdução no espaço de uma infraestrutura que, por um lado, se integra no conceito verde do parque e que, por outro lado, permite o contacto dos utentes com

novas soluções construtivas. Note-se que a área do parque foi restringida à construção de infraestruturas permeáveis devido à interdição da impermeabilização do solo.

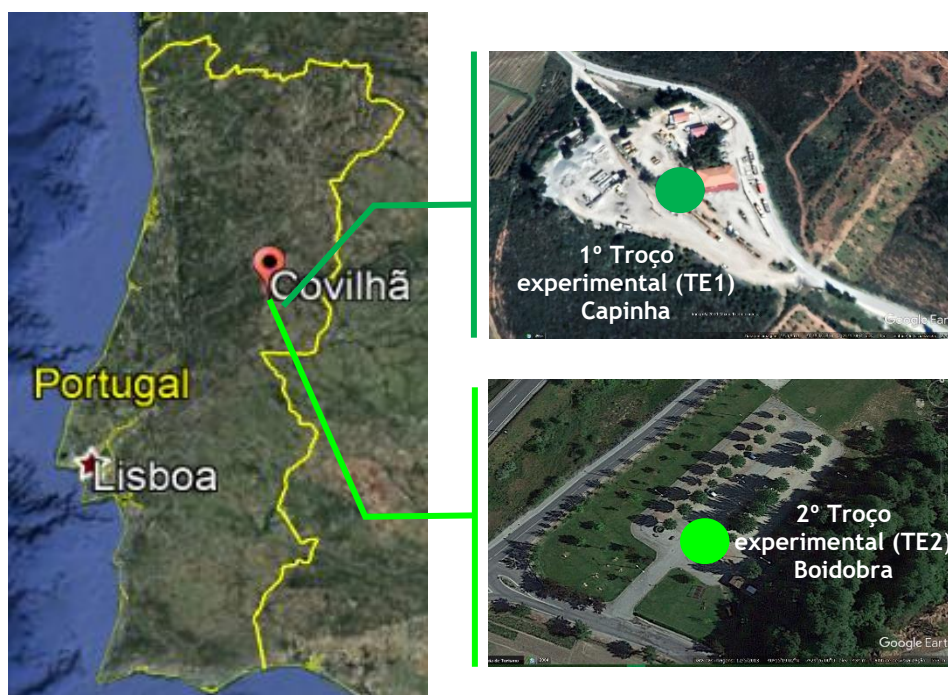


Figura 5.1 Localização dos troços experimentais (TE1 e TE2)

No TE1, foram construídos dois pavimentos betuminosos, um permeável e outro denso (pavimento convencional). A construção foi realizada em escavação numa área de 24 m² (4x3 m para cada pavimento), conforme Figura 5.2. Os pavimentos incluem tubos de drenagem e valetas que encaminham as águas pluviais para as duas caixas de recolha.

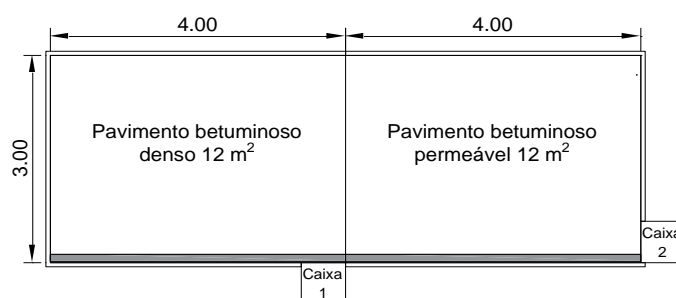


Figura 5.2 Planta e áreas do troço experimental TE1 (unidades em m, sem escala)

O TE2 é constituído por um pavimento betuminoso permeável com 1 % de inclinação, construído em escavação numa área de 37,5 m², correspondente a 3 lugares de estacionamento (5x2,5 m), conforme Figura 5.3. A estrutura inclui um canal com grelha que recolhe as águas pluviais provenientes do escoamento superficial. As águas do canal e dos tubos de drenagem, colocados no fundo do pavimento, foram encaminhadas para uma caixa de recolha. Para além disso, cada lugar de estacionamento foi equipado com uma caixa (A, B, C) de recolha das águas que se infiltram pelas misturas betuminosas drenantes (MF e MG) e, posteriormente, encaminhadas para a caixa de recolha geral que permite a colheita para análise da qualidade da água.

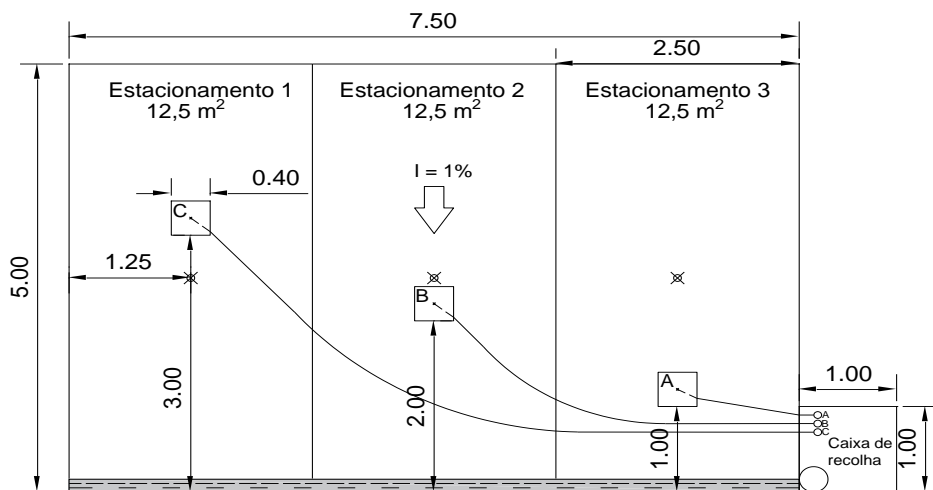


Figura 5.3 Planta e área do troço experimental TE2 (unidades em m, sem escala)

Ambos os locais de implantação possuíam uma camada de aterro (≈ 30 cm no TE1 e ≈ 25 cm no TE2), que não teve influência na construção dos troços porque a mesma foi retirada na escavação à profundidade da espessura total dos pavimentos, sendo esta superior à do aterro.

A apreciação das áreas de construção dos troços experimentais teve em consideração sobretudo a morfologia do solo de fundação. Fator este essencial na escolha do sistema de pavimento permeável a adotar. Os principais parâmetros a ter em conta nos locais de implantação são o tipo de solo e a permeabilidade do mesmo. Na secção seguinte procede-se à caracterização do solo de fundação através de ensaios em campo e laboratoriais.

5.3 Identificação, classificação e caracterização do solo de fundação

O solo desempenha um papel particularmente importante no escoamento das águas pluviais, tanto à superfície como na drenagem de águas subterrâneas. A aplicação de pavimentos convencionais pode alterar as características físicas e químicas do solo necessárias à biodiversidade, no entanto os pavimentos permeáveis aumentam a disponibilidade de água e nutrientes no solo (Morgenroth *et al.*, 2013). Por esse motivo, é essencial realizar uma caracterização geotécnica que analise as condições do solo de fundação e a sua adequabilidade ao tipo de infraestrutura. Nesta secção apresentam-se os principais parâmetros do solo de fundação, fundamentais à escolha do sistema de infiltração, de forma a obter a sua classificação e caracterização. A atribuição da classificação do solo requer a determinação de propriedades como a análise granulométrica, limites de consistência e equivalente de areia. A caracterização assenta sobretudo no ensaio de permeabilidade, cujos resultados são essenciais ao bom funcionamento do sistema.

As amostras de solo necessárias à realização dos ensaios foram recolhidas no próprio local de implantação dos troços experimentais, à profundidade prevista para a fundação do pavimento. As especificações e normas utilizadas cumprem o Eurocódigo 7 para projetos geotécnicos (EN 1997-2:2007).

As curvas granulométricas obtidas em cada local de estudo apresentam-se na Figura 5.4, através da qual foi possível obter as propriedades apresentadas na Tabela 5.1. Nesta tabela apresentam-se os principais métodos de ensaio e os resultados obtidos em cada local para classificação do solo, pelo que no Apêndice I estão patentes os detalhes dos mesmos. Tendo em conta as frações granulométricas (Tabela 5.1) e a classificação do solo natural pelo Triângulo de *Feret*, o solo do TE1 é classificado como areia siltosa e o solo do TE2 é classificado como uma areia, mostrando que o comportamento do solo de fundação em termos de capacidade de carga, em ambos os locais, vai ser definido pela fração granular.

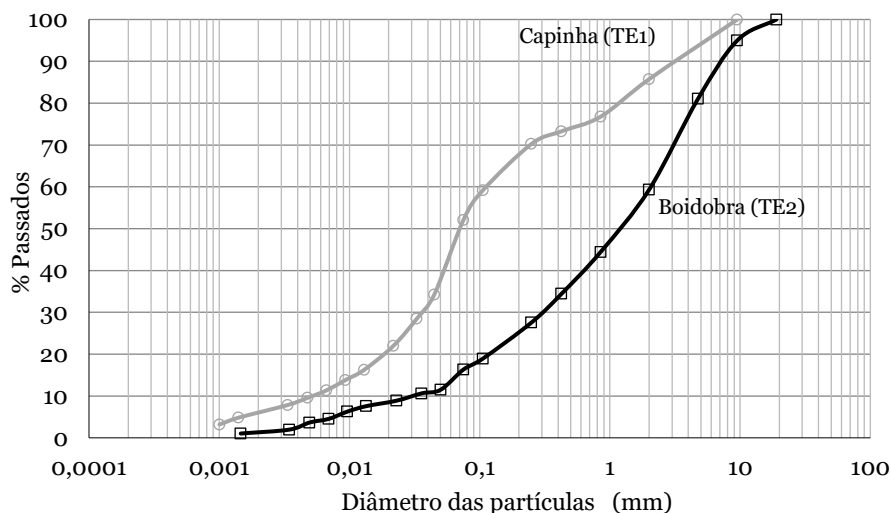


Figura 5.4 Curvas granulométricas do solo de fundação (TE1 e TE2)

As propriedades apresentadas na Tabela 5.1 permitem classificar o solo através da Classificação Unificada dos Solos, de acordo com a ASTM D2487-17:2017. Assim, para o solo do TE1 a classificação atribuída é CL – argila magra arenosa, sabendo que mais de 50 % passa no peneiro 0,075 mm (52,06 %), que ω_L é menor que 50 % e que I_p é maior que 7 %. Para o solo do TE2, a percentagem que passa no peneiro 0,075 mm representa 16,31 %, ou seja, mais de 50 % fica retido neste peneiro e sabendo que 50 % ou mais da fração grossa passa no peneiro 4,75 mm (81,04 %) e que o solo tem mais de 12 % de finos, a classificação final atribuída ao solo é SM – areia siltosa com cascalho. Tendo em conta os símbolos de grupo (CL e SM), os solos preveem ser semipermeáveis (SM) a impermeáveis (CL e SM) quando compactados e ter uma razoável (CL) a boa (SM) capacidade de carga, quando compactados e saturados. Os valores dos coeficientes de uniformidade e curvatura também indicam que o solo é bem graduado ($C_U > 6$ e C_C entre 1 e 3).

As grandezas obtidas também permitem classificar o solo para fins rodoviários. Atendendo ao solo em estudo no TE1, a percentagem de material passado no peneiro 0,075 mm foi de 52 %, com um ω_L de 32,21 % e um I_p de 9,15 %. O índice de grupo (IG) obtido foi de 3. Analisando a E 240:1970 a classificação resultou num solo siltoso, do grupo A-4 (3), com um comportamento sob o pavimento regular a muito mau. Este grupo indica que é um solo com silte, moderadamente plástico, que inclui misturas de solo de areia e seixo. Uma vez que o solo do TE2 não tem plasticidade o IG obtido foi de

o. Sendo assim, a classificação atribuída foi de areia grossa do subgrupo A-1-b (o) em que o comportamento sob o pavimento será excelente a bom.

Tabela 5.1 Métodos de ensaio e resultados de identificação dos solos de fundação (TE1 e TE2)

Propriedade	Norma/ Especificação	Métodos	Parâmetros ¹	Capinha TE1	Boidobra TE2	
Análise granulométrica	E 196:1966	Peneiração e sedimentação	Frações	Argila (%)	5,74	1,28
				Silte (%)	37,46	12,12
				Areia (%)	42,53	45,91
				Cascalho (%)	14,27	40,69
			Parâmetros	D_{10} (mm)	0,0052	0,0313
				C_U (-)	22,22	66,76
C_C (-)	2,13	1,49				
Limites de consistência	ISO/TS 17892- 12:2004 (Teor em água, NP 84:1965)	Método dos Rolinhos	ω_p (%)	22,71	33,26	
		Cone penetrómetro	ω_L (%)	32,21	-	
		-	I_p (%)	9,15	-	
Equivalente de areia	EN 933-8:2012	-	EA (%)	15,36	-	
Massa volúmica das partículas	-	Método do volumímetro de membrana (em campo)	Y_d (g/cm ³)	1,73	1,69	
Massa volúmica das partículas	EN ISO 17892- 3:2015	Método do picnómetro de volume de líquido (em laboratório)	ρ_s (Mg/m ³)	-	2,66	

¹ Identificação das grandezas: D_{10} (diâmetro efetivo), C_U (coeficiente de uniformidade), C_C (coeficiente de curvatura), ω_p (limite de plasticidade), ω_L (limite de liquidez), I_p (índice de plasticidade = $\omega_L - \omega_p$).

Após a classificação dos solos de fundação procedeu-se à avaliação da permeabilidade pelo ensaio de carga variável. A permeabilidade do solo influi diretamente na capacidade de infiltração, ou seja, quanto mais permeável for o solo, maior será a quantidade de água que pode absorver, diminuindo assim a ocorrência de inundações. O ensaio de permeabilidade de carga variável é realizado quando o solo tem indícios de um coeficiente de permeabilidade muito baixo, tal como se constatou pela identificação de ambos os solos com presença de finos. Este ensaio tem sido aplicado em vários estudos e com dispositivos distintos, como o *Two-Stage Borehole Permeameter* (Jacobs Engineering Grou Inc., 1994) e o permeâmetro NCAT (H. Li, Kayhanian, *et al.*, 2013). Neste estudo foi utilizado um equipamento adaptado e testado em laboratório que simula a infiltração da água pelo pavimento betuminoso permeável através das várias camadas porosas até ao solo de fundação.

O procedimento de ensaio consistiu na cravação do permeâmetro até uma profundidade de 10 cm, constituído por um dispositivo tubular inferior, com área da secção transversal de 78,54 cm², instalado com uma coluna de vidro graduada de diâmetro inferior, com área da secção transversal de 1,54 cm², conforme ilustra a Figura 5.5. Tendo sido concebido em laboratório, o permeâmetro de carga variável foi calibrado de forma a estabelecer uma relação entre a altura (em cm) e o volume de água (em cm³) na coluna de vidro graduada. Após a saturação completa do solo e o enchimento do interior livre do permeâmetro com água, efetuaram-se leituras da altura de água na coluna de vidro graduada, correspondentes a um determinado tempo de descarga. Foram realizadas três leituras em

cada ponto. No TE1 foram realizados sete furos, enquanto no TE2 foram realizados cinco furos, distribuídos pela área de fundação que serve de base ao pavimento betuminoso permeável, conforme a Figura 5.6 a) e b), respetivamente.

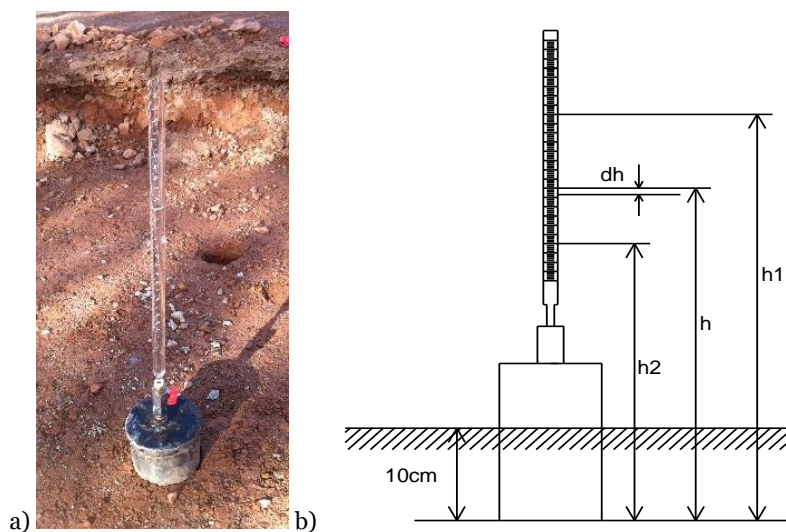


Figura 5.5 Permeâmetro de carga variável: a) Instalado em campo b) Esquema de ensaio

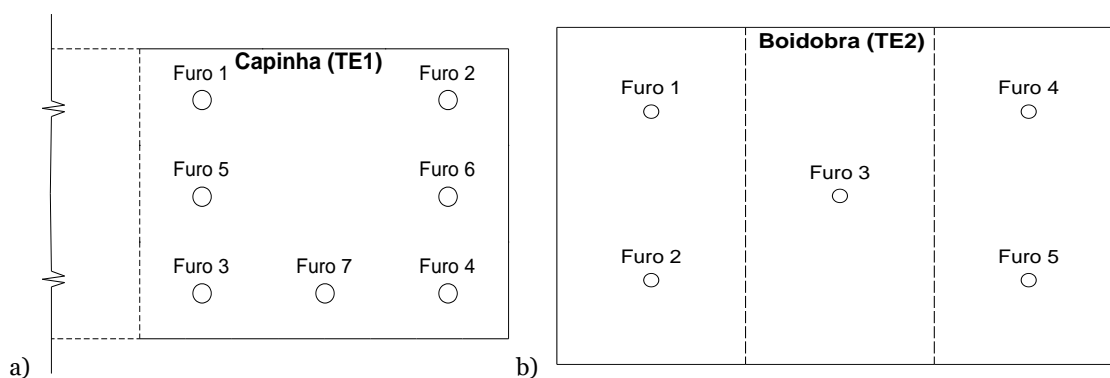


Figura 5.6 Distribuição dos furos do ensaio de permeabilidade de carga variável: a) TE1; b) TE2

A interpretação dos resultados teve por base a lei de *Darcy* para a determinação do coeficiente de permeabilidade vertical (K) que foi calculado utilizando a Equação 3.3 (subsecção 3.2.2), tendo em conta que o caudal drenado pelo solo é igual ao caudal que passa pela coluna graduada. Neste caso, s é a área transversal da secção interna da coluna graduada (m^2), S é a área transversal da secção maior (m^2), L é a altura do corpo de prova (m) de 10 cm, Δt é o intervalo de tempo para o nível de água passar de h_1 para h_2 (s), h_1 é a altura de água desde a primeira marca na coluna à base do reservatório inferior (m) e h_2 é a altura de água desde a última marca à base do reservatório (m).

Os resultados obtidos nos dois solos apresentam-se na Tabela 5.2. O coeficiente de permeabilidade de cada furo variou entre os 10^{-6} e os 10^{-7} m/s representativo de solos com baixa permeabilidade, indicando semelhança entre os dois solos em termos de infiltração. Sendo assim, prevê-se que o sistema de infiltração adotado no TE1 será adequado à construção do TE2. Aquando da realização do ensaio verificou-se que a permeabilidade era mais elevada no período inicial devido à não saturação do solo. Após a saturação, apenas se infiltrou a quantidade de água capaz de drenar por gravidade até estabelecer uma condição de equilíbrio. Neste caso a taxa de infiltração é igual à permeabilidade

do solo. Assim, nos métodos de dimensionamento do reservatório do pavimento foi adotado o valor médio dos coeficientes de permeabilidade obtidos neste ensaio.

Tabela 5.2 Resultados do ensaio de permeabilidade de carga variável aos solos de fundação (TE1 e TE2)

Identificação do furo	Coeficiente de permeabilidade, K (m/s)	
	TE1	TE2
1	$3,38 \times 10^{-6}$	$2,35 \times 10^{-6}$
2	$1,43 \times 10^{-6}$	$4,72 \times 10^{-6}$
3	$3,17 \times 10^{-7}$	$6,20 \times 10^{-6}$
4	$2,01 \times 10^{-7}$	$2,16 \times 10^{-6}$
5	$4,95 \times 10^{-6}$	$7,60 \times 10^{-6}$
6	$4,98 \times 10^{-7}$	-
7	$1,78 \times 10^{-6}$	-
Média	$1,79 \times 10^{-6}$	$4,61 \times 10^{-6}$

Como complemento à caracterização dos solos, no TE1 determinou-se a caracterização mineralógica, o valor de CBR, o ensaio de permeabilidade de carga constante e o ensaio de carga em placa, enquanto que no TE2 foi realizada a caracterização mineralógica, o ensaio de compactação e o ensaio edométrico de permeabilidade. Os métodos e resultados relativos a estes ensaios apresentam-se no Apêndice I. Resumidamente, quanto à caracterização mineralógica verificou-se que ambos os solos têm uma predominância do mineral quartzo pela composição maioritária do elemento silício, característico dos solos de areia. O valor de CBR obtido para o solo do TE1 foi de 31 % estando de acordo com a classificação do tipo de solo quanto ao material granular. A permeabilidade do solo do TE1 também foi obtida pelo ensaio de carga constante em campo, contudo não se verificou adequado ao tipo de solo, uma vez que a sua execução foi morosa e levou à repetição do ensaio com o permeâmetro de carga variável referido anteriormente. Ainda assim, os valores obtidos foram da ordem de grandeza do 10^{-7} e 10^{-8} m/s (com uma média de $5,5 \times 10^{-8}$ m/s), ligeiramente inferiores aos obtidos com o ensaio de carga variável. Através do ensaio de carga no solo do TE1 verificaram-se assentamentos médios de 1,2 e 0,9 mm, correspondentes a módulo de deformabilidade de 73 e 101 MPa, perfazendo uma média de 87 MPa, atribuindo ao solo uma boa capacidade de carga para suportar os pavimentos. O ensaio de compactação no TE2 determinou que o peso volúmico do solo foi de $1,99 \text{ g/cm}^3$, considerado elevado para um reduzido teor em água ótimo de 9,88 %, portanto é característico de um solo não plástico com um menor conteúdo de partículas finas em relação às grossas. O ensaio edométrico de permeabilidade permitiu constatar como se comporta, em termos de assentamentos, o solo quando o pavimento fica sujeito a várias cargas provocadas pela entrada e saída dos veículos no parque de estacionamento. Verificou-se que o assentamento ocorrido ($< 2,594$ mm) aumentou com a diminuição da porosidade devido ao aumento de tensão efetiva, resultando no desenvolvimento decrescente da permeabilidade da amostra. Os valores obtidos da ordem dos 10^{-8} m/s são inferiores em relação aos 10^{-6} m/s obtidos no ensaio de carga variável em campo. Para efeitos de cálculo foram utilizados os resultados em campo.

5.4 Seleção das espessuras das camadas dos pavimentos betuminosos

Atendendo às opções dos pavimentos permeáveis descritas na subsecção 2.4.6 e às metodologias de cálculo da espessura do reservatório, de seguida definem-se as espessuras das camadas no pavimento betuminoso permeável (TE1 e TE2) para além da apresentação da secção do pavimento denso (TE1). A secção adotada será constituída pelas camadas superficiais permeáveis e pelas camadas granulares inferiores, incluindo o reservatório. O pavimento permeável terá uma dupla camada betuminosa drenante à superfície de forma a atenuar a colmatagem. Tendo em conta as diferentes opções de espessuras para misturas betuminosas drenantes em camada de desgaste, nesta investigação optou-se por uma camada superior com 3 cm e uma camada inferior com 4 cm. Assim sendo, a espessura total da DLPA será de 7 cm. Estas espessuras enquadram-se nos intervalos utilizados em diferentes países referidas por Morgan *et al.* (2007) para DLPA (Tabela 2.5) e nas espessuras tipicamente utilizadas em camadas de desgaste drenantes.

Da mesma forma, as camadas inferiores serão executadas em materiais granulares potenciando o desempenho das suas funções enquanto reservatório de armazenamento de água. O tipo de agregados utilizados nestas camadas são os disponíveis nas pedreiras próximas da região, agregados de origem granítica. Assim, as camadas inferiores granulares serão constituídas por uma camada de sub-base (reservatório) com agregado 15/25 e uma camada de base (camada de regularização) com agregado 5/15, permitindo maior estabilidade e consistência do pavimento. A camada de base, com um conteúdo de vazios de 36,6 %, também permite armazenar a água infiltrada pelo pavimento reforçando a capacidade do reservatório. A espessura do reservatório, constituído por agregados com conteúdo de vazios de 40,6 %, foi obtida pela aplicação dos métodos de dimensionamento apresentados em 2.4.6.

Por aplicação da formulação sugerida por Araújo *et al.* (2000), considerou-se o fator c nulo, pois o pavimento não tem contribuição de áreas envolventes. De forma a obter a intensidade de precipitação da região, para um período de retorno de 10 anos, adotado em pavimentos permeáveis (Acioli, 2005; Hernández, 2008), considerou-se a curva IDF (Intensidade-Duração-Frequência) da Covilhã correspondente ao intervalo de duração das precipitações de 5 min a 48 h. De acordo com o Decreto-Lei n.º 23/95 de 23 de Agosto (1995) obtiveram-se os valores de $a = 290,68$ e $b = -0,549$ e de acordo com Brandão *et al.* (2001) obtiveram-se os valores de $a = 252,06$ e $b = -0,546$ (5 a 30 min), $a = 233,27$ e $b = -0,535$ (30 min a 6 h) e $a = 179,26$ e $b = -0,480$ (6h a 48 h). As taxas de infiltração do solo na Capinha e na Boidobra resultaram em $1,79 \times 10^{-6}$ m/s e $4,61 \times 10^{-6}$ m/s, respetivamente, com a brita 15/25 a utilizar no reservatório de 40,6 % de porosidade. Através destes dados foram determinados os volumes V_r e as respetivas espessuras do reservatório H , pelas Equações 2.2 e 2.1. Na Tabela 5.3 apresentam-se os resultados. Os valores máximos de H obtidos para ambos os troços apresentam-se inviáveis, visto que a própria brita tem uma dimensão superior. Assim, teve-se em conta a espessura mínima para o reservatório de 15 cm indicada por Araújo *et al.* (2000).

O desenvolvimento da metodologia apresentada pela Caltrans (2014) contempla 5 etapas referidas em 2.4.6. Etapa 1: A precipitação foi obtida pela consulta do SNIRH selecionando o posto hidrométrico da Covilhã e a precipitação diária (24 h) com registos desde 1939, mais de 70 anos, visto que o mínimo de registos deve ser de 10 anos (EPA, 2009). Os pequenos eventos de chuva, menores que 2,5 mm não foram considerados, pois geralmente não contribuem para o escoamento. O valor obtido de precipitação para o percentil 85 do evento de 24 h foi de 37 mm e, utilizando a porosidade da brita 15/25 de 40,6 %, a espessura do reservatório resultou em 0,091 m. Etapa 2: O valor obtido para a taxa de infiltração mínima k foi de 0,51 mm/h, com base na espessura do reservatório da etapa 1. Etapa 3: A taxa de infiltração dos solos de fundação, obtida pelo ensaio de carga variável, para os troços TE1 e TE2 apresenta um valor de 6,46 mm/h e 16,59 mm/h, respetivamente. Etapa 4: Uma vez que a taxa de infiltração dos solos é superior à taxa de infiltração dos reservatórios conclui-se que os locais são adequados. Etapa 5: O reservatório deve ter no mínimo 15 cm de espessura. Etapa 6: Por comparação das espessuras obtidas nas etapas 1 e 5, conclui-se que os reservatórios terão de apresentar uma espessura mínima de 15 cm.

Tabela 5.3 Cálculo da espessura do reservatório de acordo com Araújo *et al.* (2000) (TE1 e TE2)

Duração da precipitação (min)	I (mm/h) (Brandão <i>et al.</i> , 2001)	Vr (m)		H (m)		I (mm/h) (DL 23/95)	Vr (m)		H (m)	
		TE1	TE2	TE1	TE2		TE1	TE2	TE1	TE2
5	104,68	0,008	0,007	0,020	0,018	120,14	0,009	0,009	0,023	0,021
10	71,70	0,011	0,009	0,027	0,023	82,11	0,013	0,011	0,031	0,027
15	57,46	0,013	0,010	0,031	0,025	65,73	0,015	0,012	0,036	0,030
30	39,35	0,016	0,011	0,041	0,028	44,92	0,019	0,014	0,047	0,035
45	30,44	0,018	0,010	0,044	0,026	35,96	0,022	0,015	0,054	0,036
60	26,09	0,020	0,010	0,048	0,023	30,71	0,024	0,014	0,060	0,035
120	18,01	0,023	0,003	0,057	0,007	20,99	0,029	0,009	0,072	0,022
360	10,01	0,021	-0,039	0,052	-0,097	11,48	0,030	-0,031	0,074	-0,075
720	7,62	0,014	-0,108	0,034	-0,265	7,85	0,017	-0,105	0,041	-0,258
1440	5,46	-0,024	-0,267	-0,059	-0,657	5,36	-0,026	-0,269	-0,065	-0,663
2880	3,92	-0,122	-0,608	-0,300	-1,498	3,67	-0,134	-0,620	-0,330	-1,527

A aplicação da metodologia sugerida por Woods Ballard *et al.* (2015) apresentada na secção 2.4.6 e no Anexo I, resume-se nas seguintes etapas para o troço TE1 seguido do troço TE2.

(TE1) *Etapa 1:* O valor de CBR do solo de fundação da Capinha foi obtido por ensaios laboratoriais, os quais resultaram em 31 % para um solo classificado, segundo o triângulo de *Feret*, de areia siltosa bem graduada e, segundo a Classificação Unificada, como CL – argila magra arenosa, para além da especificação E 240, de solo siltoso do grupo A-4 (3) com areia e seixo. Tendo em conta a variabilidade de classificações do solo, adotou-se a Classificação Unificada que, por consulta da JAE (1995a), aponta um valor de CBR entre 5 e 10 % e pela Interpave (2010) (Tabela 2.4 da subsecção 2.4.4) entre 5 e 20 %. Portanto, o solo tem certamente um CBR >5 %.

Etapa 2: O troço TE1 não estará sujeito a tráfego, contudo este poderá ocorrer ocasionalmente. Tendo em conta este facto, de acordo com a Tabela AI.1 adotou-se uma categoria de tráfego 3.

Etapa 3: Tendo em consideração a categoria de tráfego 3, pela Tabela AI.2 para solos com um CBR >5 %, obtêm-se as seguintes espessuras pelo dimensionamento mecânico: camada superficial – 120 mm e camada de sub-base – 225 mm.

Etapa 4: A taxa de infiltração do solo de fundação resultou num valor de $1,79 \times 10^{-6}$ m/s. Sabendo que a área de pavimento é de 12 m² e que não haverá inconvenientes ou danos, o fator de segurança pela Tabela AI.3 resulta em 1,5 e, portanto, a nova taxa de infiltração é de $1,20 \times 10^{-6}$ m/s.

Etapa 5: Uma vez que a taxa de infiltração do solo é $> 1 \times 10^{-6}$ m/s, pela Tabela 2.3 pode ser adotado qualquer tipo de sistema de infiltração, pelo que foi selecionado o sistema de infiltração parcial. Assim, devido à baixa permeabilidade do solo optou-se pela utilização de um tubo de drenagem na base do pavimento.

Etapa 6: O valor de $q = 1,20 \times 10^{-6}$ m/s foi obtido na etapa 4. Neste caso, a área drenada (12 m²) é igual à área de infiltração (12 m²), visto que não haverá influência de escorrências das áreas envolventes, portanto o valor de $R = 1$. Assim, $q < R$ e h_{max} deve ser calculado de acordo com a Equação (2.6). A porosidade do material é de 40,6%. O intervalo de duração da precipitação escolhido foi de 5 min a 48 h. Tendo em consideração o período de retorno de 10 anos e a intensidade de precipitação obtida pela aplicação da Equação (2.3), apresentada no método de dimensionamento sugerido por Araújo *et al.* (2000), na Tabela 5.4 apresentam-se as espessuras obtidas com valores máximos de 0,098 e 0,106 m. Estes valores são menores comparativamente à espessura obtida no dimensionamento mecânico de 0,225 m, sendo este o valor mínimo a aplicar.

Tabela 5.4 Cálculo da espessura do reservatório de acordo com Woods Ballard *et al.* (2015) (TE1 e TE2)

Duração da precipitação (min)	I (mm/h) (Brandão <i>et al.</i> , 2001)	h_{max} (m)		I (mm/h) (DL 23/95)	h_{max} (m)	
		TE1	TE2		TE1	TE2
5	104,68	0,021	0,019	120,14	0,024	0,022
10	71,70	0,028	0,025	82,11	0,032	0,029
15	57,46	0,033	0,029	65,73	0,038	0,034
30	39,35	0,043	0,035	44,92	0,050	0,042
45	30,44	0,048	0,036	35,96	0,058	0,046
60	26,09	0,054	0,037	30,71	0,065	0,048
120	18,01	0,068	0,034	20,99	0,082	0,049
360	10,01	0,084	-0,016	11,48	0,106	0,006
720	7,62	0,098	-0,102	7,85	0,105	-0,095
1440	5,46	0,068	-0,331	5,36	0,063	-0,337
2880	3,92	-0,046	-0,844	3,67	-0,076	-0,874

(TE2) *Etapa 1:* Para o solo de fundação da Boidobra o valor de CBR foi estimado de acordo com a sua classificação, segundo o triângulo de *Feret*, de uma areia, segundo a Classificação Unificada, de uma SM – Areia siltosa com cascalho e, segundo a especificação E 240, de uma areia grossa do subgrupo A-1-b (0) bem graduada. Por consulta da JAE (1995a) o valor de CBR está entre 10 e 20 % e pela Interpave (2010) (Tabela 2.4) está entre 10 e 40 %. Portanto, o solo tem um CBR >10 %.

Etapa 2: O dimensionamento do pavimento a aplicar no TE2 diz respeito a 3 lugares de estacionamento numa área verde, com tráfego de veículos leves e eventualmente comerciais. Poderá existir pontualmente o tráfego de veículos pesados, no entanto não é considerado tráfego regular. Logo, o local de implantação é classificado, segundo a Tabela AI.1, com uma categoria de tráfego 5.

Etapa 3: Tendo em consideração a categoria de tráfego 5, pela Tabela AI.2 para solos com um CBR >5 %, obtêm-se as seguintes espessuras pelo dimensionamento mecânico: camada superficial – 80 mm, camada de base – 100 mm e camada de sub-base – 150 mm. De notar que a camada superficial e de base terão espessuras e materiais de acordo com as especificações portuguesas e de outros países.

Etapa 4: A taxa de infiltração do solo de fundação resultou num valor de $4,61 \times 10^{-6}$ m/s. Consultando a Tabela AI.3 o fator de segurança de 1,5 é apropriado para a área drenada de $37,5 \text{ m}^2$ que não tenha inconvenientes ou danos se a capacidade de armazenamento for excedida e, portanto, a nova taxa de infiltração é de $3,07 \times 10^{-6}$ m/s.

Etapa 5: A taxa de infiltração do solo é $>1 \times 10^{-6}$ m/s e pela Tabela 2.3 foi adotado o sistema de infiltração parcial com a colocação de um tubo de drenagem na base do pavimento.

Etapa 6: A taxa de infiltração do solo $q = 3,07 \times 10^{-6}$ m/s foi obtida na etapa 4. $R = 1$ visto que não haverá influência das escorrências das áreas adjacentes ao parque de estacionamento e a porosidade do material é de 40,6 %. A intensidade dos eventos de precipitação foi calculada segundo a Equação (2.3) para durações entre 5 min e 48 h. A Tabela 5.4 mostra a determinação das espessuras, entre as quais se registaram os valores máximos de 0,037 e 0,049 m. Por meio do dimensionamento mecânico a espessura obtida foi de 0,15 m, pelo que este deve ser o valor mínimo a aplicar.

Perante as espessuras obtidas nos três métodos, conclui-se que no troço TE1 (Capinha) o reservatório deverá ter pelo menos 22,5 cm segundo o método de Woods Ballard *et al.* (2015), enquanto no troço TE2 (Boidobra) deverá ter no mínimo 15 cm. Portanto, optou-se por uma espessura de 25 cm para os reservatórios satisfazendo ambos os critérios de valores mínimos. Para a camada de base selecionou-se uma espessura de 9 cm que está dentro dos valores típicos utilizados em pavimentos permeáveis para camadas granulares. Apresenta-se na Figura 5.7 a estrutura do pavimento betuminoso permeável (num total de 41 cm de espessura) que será objeto de análise em ambos os troços experimentais.

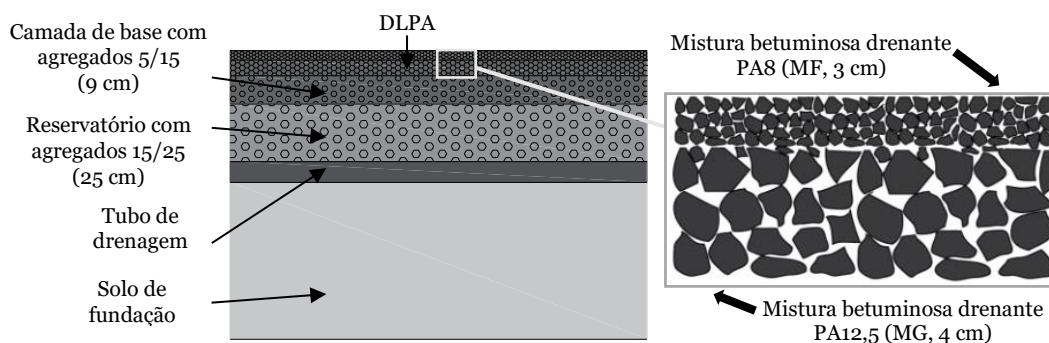


Figura 5.7 Estrutura do pavimento betuminoso permeável

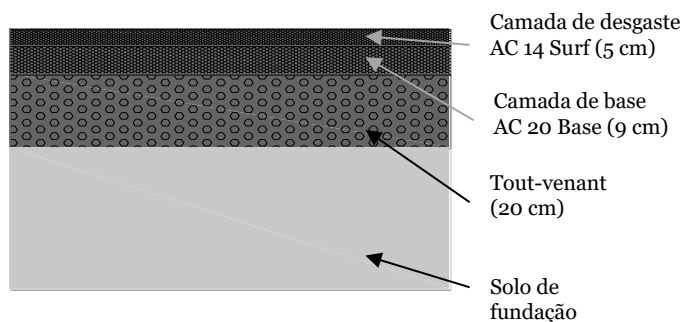


Figura 5.8 Estrutura do pavimento betuminoso denso

O pavimento betuminoso denso a aplicar no TE1 tem um perfil típico com duas misturas betuminosas densas, de desgaste e base, sobre uma camada de sub-base em *tout-venant*. Segundo a CEPISA (2014) a camada de desgaste deve ter espessuras entre 4 e 6 cm, enquanto a camada de base deve ter espessuras entre 5 e 9 cm. Assim, a estrutura adotada (num total de 34 cm de espessura) apresenta-se na Figura 5.8.

5.5 Construção dos troços experimentais

Após a caracterização das misturas betuminosas drenantes e densas e a definição das secções dos pavimentos, procedeu-se à construção dos troços experimentais. O primeiro troço experimental a ser construído foi o TE1 na Capinha a 12-10-2016, cuja planta se encontra na Figura 5.2 e os cortes nas Figuras 5.7 e 5.8 para o pavimento permeável e denso, respetivamente. A sequência de imagens apresentada na Figura 5.9 documenta as fases da construção dos pavimentos que foram executados em paralelo.



Figura 5.9 Fases da construção do TE1: a) Marcação do terreno; b) Escavação do terreno; c) Construção da parede divisória, caixas de recolha e colocação dos tubos de drenagem; d) Colocação do tout-venant e das britas



Figura 5.9 (continuação) Fases da construção do TE1: e) Compactação das camadas de sub-base e base com cilindro de rolos; f) Aplicação das misturas betuminosas; g) Compactação das camadas betuminosas com cilindro de rolos; h) Construção de valetas e vista geral do troço final

A construção do TE1 iniciou-se com a marcação do terreno por meio de estacas (Figura 5.9 a). De seguida, a área delimitada foi escavada por uma máquina giratória com as devidas espessuras, 0,41 m para o pavimento betuminoso permeável e 0,34 m para o pavimento betuminoso denso (Figura 5.9 b). Nesta área escavada foram retiradas amostras de solo e realizados ensaios de permeabilidade em campo. Foi construída uma parede divisória entre os dois pavimentos e colocadas caixas de 0,50 x 0,50 m ligadas a um tubo de drenagem protegido com geotêxtil para recolha e encaminhamento das águas infiltradas (Figura 5.9 c). Seguidamente, colocaram-se as camadas de agregados soltos as quais foram compactadas com um cilindro de rolos (Figura 5.9 d, e). No pavimento betuminoso permeável foram colocadas as duas camadas de britas 15/25 (25 cm) e 5/15 (9 cm) compactadas de forma independente. No pavimento betuminoso denso foi colocada uma camada de tout-venant (20 cm).

A produção em central das misturas betuminosas foi realizada de acordo com a formulação apresentada anteriormente (Tabela 4.8 e 4.12), utilizando o betume 50/70. As camadas MB e MD do pavimento denso foram aplicadas com as espessuras de 9 e 5 cm, respetivamente, e as camadas MG e MF do pavimento permeável com 4 e 3 cm, respetivamente. A aplicação de cada camada foi realizada manualmente devido à pequena área a pavimentar (Figura 5.9 f). Cada uma das camadas aplicadas foi devidamente compactada e nivelada (Figura 5.9 g). O último passo foi a construção de valetas, representando a Figura 5.9 h) a vista geral.

A construção do TE2 na Boidobra, relativo a um parque de estacionamento com três lugares para veículos ligeiros, foi realizada a 29-08-2017. A planta traçada para o TE2 foi apresentada na Figura 5.3 e o corte na Figura 5.7. Na Figura 5.10 apresentam-se as diferentes fases de construção.



Figura 5.10 Fases da construção do TE2: a) Marcação do terreno; b) Escavação do terreno; c) Colocação do tubo de drenagem e dos tubos de ligação às caixas de recolha; d) Colocação das britas e das caixas de recolha; e) Compactação das camadas de sub-base e base com cilindro de rolos; f) Aplicação das camadas MG e MF produzidas em central; g) Compactação das camadas MG e MF com cilindro de rolos e placa vibratória; h) Caixa de recolha geral; i) Colocação de canal com grelha para recolha das águas superficiais; j) Vista geral do troço com colocação de lancis e marcação dos estacionamento

Primeiro foi realizada a marcação do terreno correspondente à área dos três lugares de estacionamento (37,5 m²) por meio de estacas (Figura 5.10 a). De seguida foi realizada a escavação dessa área a uma profundidade de 41 cm (espessura total do pavimento) e da caixa de recolha geral das águas pluviais com uma profundidade de 1 m (Figura 5.10 b). Nesta fase foram recolhidas amostras de solo para posterior análise geotécnica em laboratório e foi realizado o ensaio de permeabilidade em campo.

Seguidamente colocou-se um tubo de drenagem de 160 mm de diâmetro envolto em geotêxtil (Figura 5.10 c) para recolha da água infiltrada no pavimento direcionando-a para a caixa de recolha geral. Em simultâneo, e antes da colocação de toda a camada de brita do reservatório, foram colocados os três tubos de polietileno nos locais identificados para colocar as caixas de recolha de águas (A, B e C) para análise da qualidade da mesma imediatamente abaixo das camadas betuminosas.

Após a colocação das tubagens, foram aplicadas as camadas de agregados soltos (Figura 5.10 d). A camada do reservatório foi realizada com uma brita 15/25 com espessura de 25 cm e posteriormente compactada com um cilindro de rolos. De seguida foram colocadas as caixas de recolha A, B e C com ligação aos tubos previamente colocados no fundo do reservatório (Figura 5.10 d). Estas caixas foram construídas em chapa zincada com as dimensões de 40x40x10 cm posicionadas na interface entre as camadas granulares e as camadas betuminosas.

As caixas foram acomodadas no fundo com geotêxtil de forma a filtrar possíveis sedimentos e impedir o entupimento do tubo de saída. O preenchimento das mesas foi realizado com brita 5/15 lavada com 36,6 % de porosidade. Cada uma das caixas (A, B, C) comunica individualmente com a caixa de recolha geral que permite a recolha das águas que se infiltram apenas nas camadas betuminosas, armazenadas em recipientes individuais. Posteriormente, foi aplicada a brita 5/15 constituindo a camada de base com 9 cm de espessura e compactada com cilindro de rolos (Figura 5.10 e).

As misturas betuminosas drenantes foram produzidas em central de acordo com a formulação (Tabela 4.8 e 4.12). A mistura MG foi aplicada com 4 cm de espessura e compactada com cilindro de rolos e placa vibratória. Da mesma forma, foi aplicada e compactada a camada de mistura MF de 3 cm de espessura (Figuras 5.10 f e g). As temperaturas de aplicação e compactação foram controladas assim como a verificação da espessura das camadas e da inclinação do pavimento.

As águas que provêm do tubo de drenagem de fundo e das caixas de recolha para análise da qualidade da água convergem na caixa de recolha geral, com dimensões 0,85x0,85x0,62 m (Figura 5.10 h). Por sua vez, esta caixa tem ligação a um coletor geral que termina no sistema de drenagem de águas pluviais em caso de eventos de precipitação intensa. As águas superficiais são recolhidas num canal com grelha, de dimensões de 9,5x10x10 cm, colocado no limite do pavimento, conforme Figura 5.10 i). Este canal encaminha as águas para a caixa de recolha geral. O TE2 concluiu com a colocação de lancis e a marcação das linhas divisórias dos três lugares de estacionamento, conforme Figura 5.10 j).

5.6 Avaliação do desempenho hidrológico, funcional e mecânico

Uma das principais atividades dos sistemas de gestão de pavimentos rodoviários é a monitorização destes, tanto durante a construção como nas fases de utilização e de reabilitação. Esta monitorização nos pavimentos betuminosos permeáveis está associada ao controlo de qualidade relativo ao comportamento hidrológico, funcional e mecânico. Algumas das características mais importantes que permitem avaliar o desempenho hidrológico do pavimento são a capacidade de infiltração (permeabilidade) e a qualidade das águas escoadas e infiltradas pela estrutura do pavimento. O desempenho funcional diz respeito à textura superficial e à resistência ao atrito.

O desempenho mecânico está relacionado com a avaliação do estado estrutural do pavimento, ou seja, a capacidade que este tem de suportar as cargas a que se encontra sujeito, tendo em atenção fatores como o tráfego e as condições climáticas. Assim, considerou-se a avaliação mecânica singular da resistência à deformação permanente em amostras de campo e do módulo de deformabilidade das camadas do pavimento.

A descrição dos ensaios foi apresentada no Capítulo 3. Note-se que os ensaios hidrológicos foram contínuos nos dois troços, enquanto os restantes foram pontuais apenas no segundo troço. Nas seguintes secções apresentam-se os resultados relativos aos ensaios realizados em cada troço experimental que aferem o comportamento do pavimento.

5.6.1 Capacidade de infiltração

O desempenho hidrológico dos pavimentos permeáveis é geralmente determinado utilizando ensaios de permeabilidade em várias secções selecionadas na sua superfície (Cipolla, Maglionico, & Stojkov, 2016). A importância da análise em diferentes secções tem sido destacada em estudos anteriores, a fim de obter o desempenho de capacidade de infiltração de um pavimento permeável (Kayhanian *et al.*, 2012; L. A. Sañudo-Fontaneda, Andrés-Valeri, Rodriguez-Hernandez, & Castro-Fresno, 2014). Os ensaios utilizados para caracterizar o desempenho hidrológico seguiram as normas EN 12697-40 e NLT-327, cujos métodos de obtenção dos resultados foram apresentados na subsecção 3.3.1, através dos quais se obtém o HC e o K pela média de três medições, utilizando o permeâmetro LCS e o permeâmetro de carga descendente apresentados na Figura 5.11.

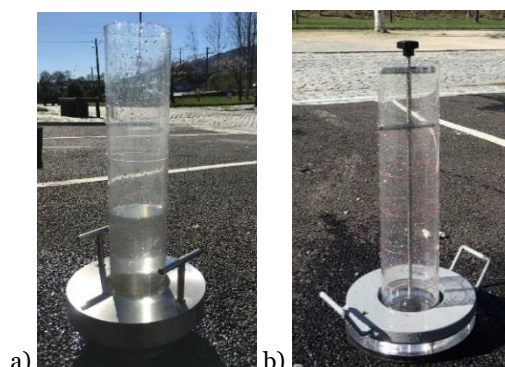


Figura 5.11 Equipamentos de medição da permeabilidade em campo: a) Permeâmetro LCS; b) Permeâmetro de carga descendente

A capacidade de infiltração do troço TE1 foi avaliada com uma periodicidade de 6 meses, cujos resultados são apresentados no Apêndice II (Tabela APII.1 a APII.16). De notar, que a avaliação apenas foi realizada no pavimento betuminoso permeável, pois o pavimento betuminoso denso não tem capacidade de infiltração devido à superfície impermeável proveniente da estrutura densa das misturas betuminosas. Para a realização dos ensaios foram definidos seis pontos no pavimento, de acordo com a Figura 5.12, onde nos pontos 4, 5 e 6 foi realizada manutenção através de vassoura e aspiração após 1 ano e 6 meses da sua construção. Desta forma, pretende-se avaliar o comportamento do pavimento betuminoso permeável quando sujeito a colmatação e manutenção.

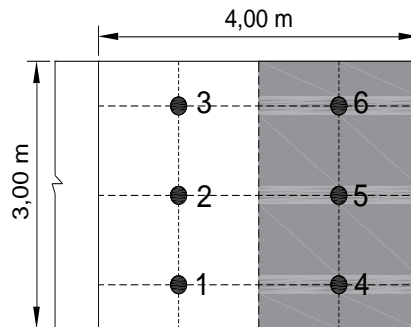


Figura 5.12 Esquema dos pontos do ensaio de permeabilidade (TE1)

A caracterização hidrológica do TE2 foi realizada após 2 meses de construção (novembro de 2017), considerada como a capacidade de infiltração inicial, e de seguida com uma periodicidade de 4 meses, cujos resultados também são apresentados no Apêndice II (Tabela APII.17 a APII.28). Desde o início da entrada em funcionamento do parque de estacionamento as operações de manutenção foram ocasionais aquando da limpeza do parque, pois o pavimento insere-se numa área de lazer onde se prevê que seja utilizado essencialmente por veículos ligeiros, o que leva a uma menor deterioração da camada superficial do pavimento. Assim, neste troço o objetivo prende-se com o desempenho sem manutenção. Os pontos definidos na superfície do pavimento para realizar o ensaio encontram-se representados na Figura 5.13, correspondendo à marcação de 2 pontos em cada lugar de estacionamento.

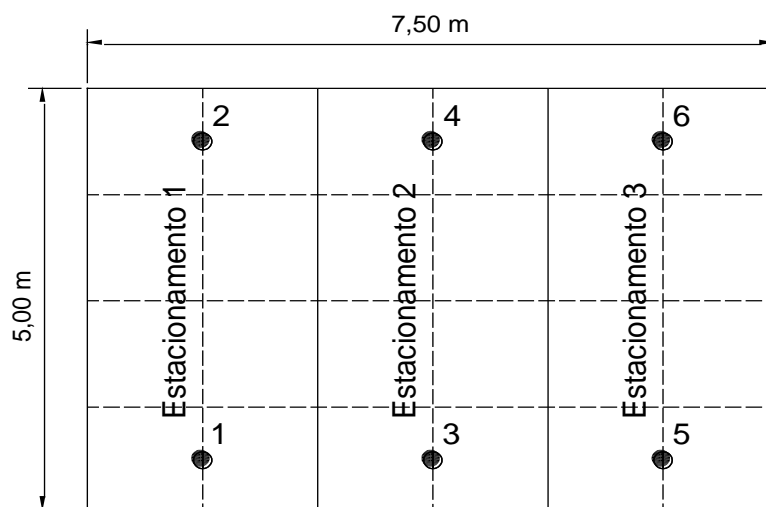


Figura 5.13 Esquema dos pontos de ensaio de permeabilidade (TE2)

Nas Figuras 5.14 e 5.15 estão apresentados os resultados de condutividade hidráulica relativa (HC), para o TE1 e TE2, respetivamente, obtidos através do permeâmetro de carga descendente em cada ponto de ensaio, mostrando as respetivas médias (representadas de graficamente na Figura 5.20). Estes resultados não podem ser comparáveis com outros métodos que utilizam a permeabilidade como medida padrão, pelo que os resultados devem ser comparados entre si e ao longo do tempo. A análise das figuras permite verificar que os resultados de HC são decrescentes ao longo do tempo, não obstante das diferenças nas medições entre pontos no mesmo troço experimental.

No TE1, após construção, o pavimento apresentou um HC médio de $0,088 \text{ s}^{-1}$ e este foi diminuindo para $0,050 \text{ s}^{-1}$ após 1 ano e 6 meses, data a partir da qual iniciou a manutenção em três pontos. Devido a esta intervenção o valor de HC ao fim de 2 anos e 6 meses foi de $0,038 \text{ s}^{-1}$ que após nova manutenção aumentou para $0,055 \text{ s}^{-1}$. Na Figura 5.14 nota-se que, inicialmente em alguns pontos extremos do pavimento, os valores de HC são mais reduzidos. Isto deve-se ao facto de na proximidade das extremidades do pavimento existirem agregados soltos que levam ao entupimento mais rápido dos poros da mistura betuminosa à superfície. Quando é realizada a manutenção, nos pontos de ensaio 4, 5 e 6, verifica-se uma melhoria dos valores de HC resultante de menores tempos de escoamento, em comparação com os restantes pontos.

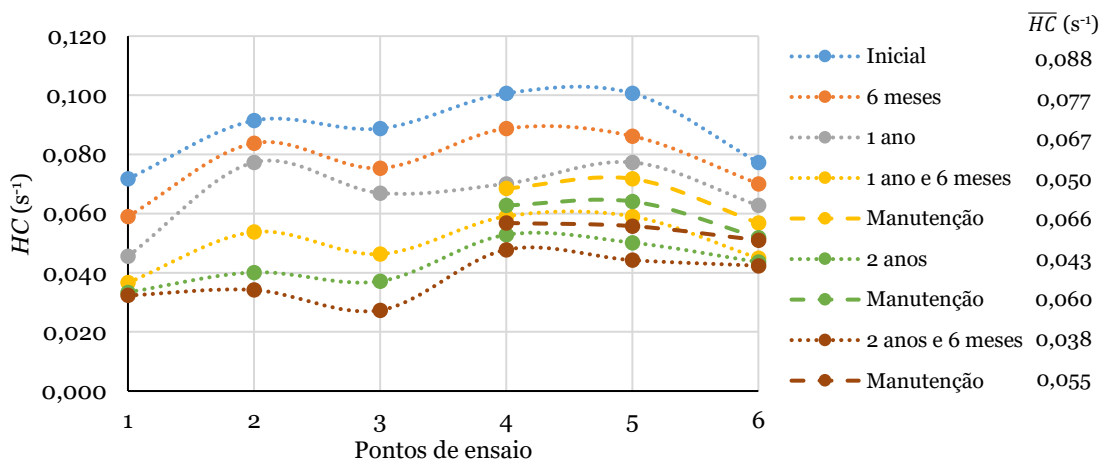


Figura 5.14 Resultados gráficos de HC de acordo com a norma EN 12697-40 (TE1)

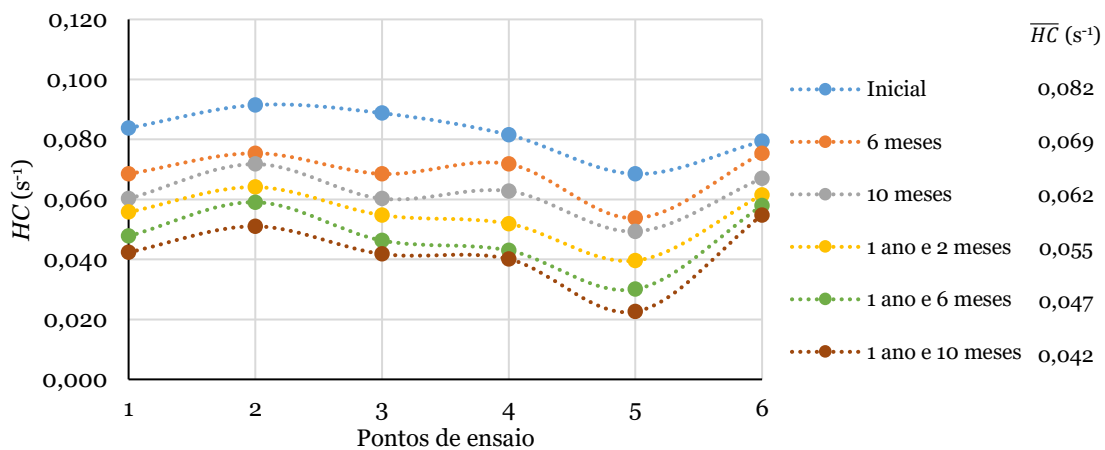


Figura 5.15 Resultados gráficos de HC de acordo com a norma EN 12697-40 (TE2)

No TE2 verifica-se que após a construção, o pavimento apresentava um valor médio de HC de $0,082 \text{ s}^{-1}$ que diminuiu para $0,069 \text{ s}^{-1}$ após 6 meses. A diminuição foi continua até ao valor de $0,042 \text{ s}^{-1}$ ao fim de 1 ano e 10 meses. Na Figura 5.15 nota-se que o ponto de ensaio 5 apresenta menores valores de HC originários de tempos de descarga mais longos. Este ponto situa-se perto da caixa de recolha geral e, aquando dos trabalhos de acabamentos realizados nesta caixa, ficou acumulada na superfície do pavimento alguma areia que não foi possível retirar.

Em termos gerais, e no que diz respeito ao comportamento do pavimento em ambos os troços, observa-se claramente que ao longo dos meses em serviço este vai perdendo condutividade hidráulica relativa, devido sobretudo às áreas envolventes. No TE1 no que se refere à envolvente do espaço com árvores de folha caduca e poeiras provenientes tanto da pedreira como da central betuminosa próximas do local. Contudo, neste caso, os processos de manutenção levaram à recuperação parcial do tempo de escoamento nos pontos onde esta foi executada, mostrando a validade da técnica utilizada. No TE2 no que se refere à constante presença de poeiras e agregados soltos na área envolvente ao estacionamento (solo arenoso compactado), pela queda de folhas e resíduos das árvores, para além do transporte de partículas pelos pneus dos veículos estacionados.

Nas Figuras 5.16 e 5.17 estão apresentados os resultados de permeabilidade obtidos através do permeâmetro LCS para os troços TE1 e TE2, respetivamente. No TE1, este ensaio foi realizado após 1 ano da sua construção devido à disponibilidade do equipamento. Os valores médios de K no TE1, após 1 ano de construção, são de $1,7 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ e diminuem para $1,3 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ após 1 ano e meio, depois do qual se iniciou a manutenção. Após 2 anos e 6 meses da sua construção o pavimento ainda apresenta $1,3 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ de capacidade de infiltração. Na Figura 5.16 pode verificar-se a variabilidade entre os seis pontos de ensaio tal como nos resultados de HC . Após realizada a manutenção, o pavimento recuperou a capacidade de infiltração atingindo valores de permeabilidade superiores aos obtidos nos seis meses imediatamente anteriores, situação análoga à ocorrida quando utilizado o permeâmetro de carga descendente. Neste caso, também se verifica a melhoria de capacidade de infiltração por parte dos três pontos sujeitos a manutenção.

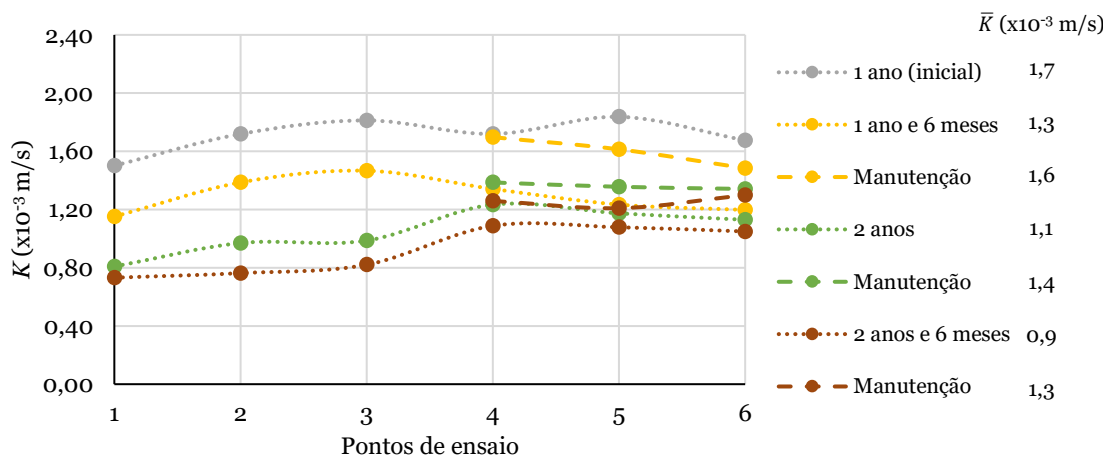


Figura 5.16 Resultados gráficos de K de acordo com a norma NLT 327/00 (TE1)

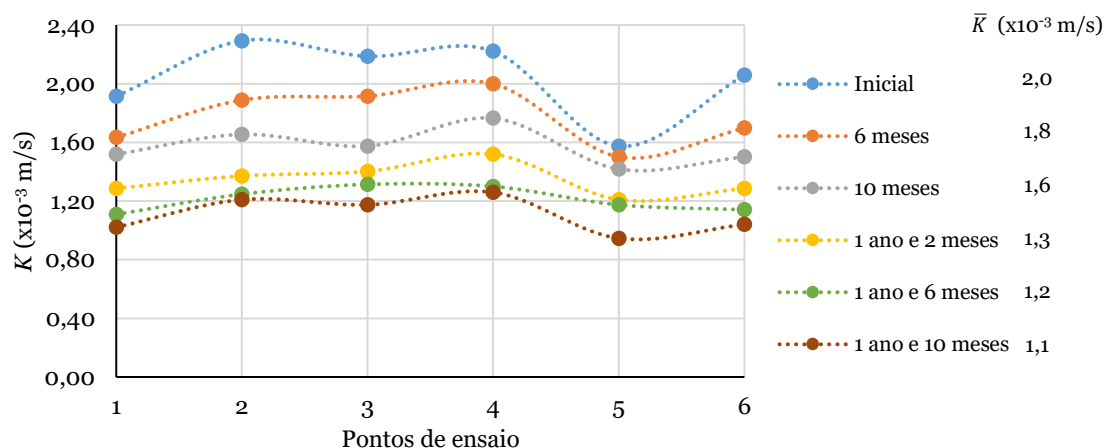


Figura 5.17 Resultados gráficos de K de acordo com a norma NLT 327/00 (TE2)

No TE2, os resultados de K mostram uma diminuição da permeabilidade ao longo do tempo resultantes do aumento do tempo de descarga. Inicialmente, o pavimento apresentou uma permeabilidade média de $2,0 \times 10^{-3}$ m/s que diminuiu para $1,1 \times 10^{-3}$ m/s ao fim de 1 ano e 10 meses. Os motivos causadores desta redução de permeabilidade devem-se sobretudo às poeiras circundantes do local. Na Figura 5.17 observa-se mais uma vez um decréscimo notório no ponto 5 de acordo com o ensaio anterior. No entanto, os restantes pontos mantêm a coerência entre medições, assinalando o decréscimo da capacidade de infiltração ao longo do tempo em serviço do pavimento.

Assim como no ensaio de HC , os resultados obtidos de K em ambos os troços assemelham-se no que diz respeito à permeabilidade inicial e ao comportamento ao longo do tempo. Contudo, observa-se que o TE1, com mais idade do pavimento que o TE2, alcança valores mais elevados de permeabilidade do que o TE2 com a mesma idade devido não só à manutenção realizada como também à condição de não existir tráfego. De acordo com os valores referidos na subsecção 3.3.1, o valor mínimo de capacidade de infiltração na Europa para pavimentos permeáveis é de $0,027 \times 10^{-3}$ m/s (Boogaard *et al.*, 2014), o qual é cumprido pelo desempenho hidrológico do pavimento em ambos os troços experimentais.

De forma a interpretar melhor os resultados obtidos de K , como principal propriedade dos pavimentos permeáveis, apresentam-se nas Figura 5.18 e 5.19 os resultados percentuais, para o TE1 e TE2, respetivamente. Os gráficos mostram a permeabilidade medida inicialmente como sendo 100 % e a sua diminuição ao longo do tempo em serviço face à colmatação.

Considerando a permeabilidade após 1 ano no TE1 como a inicial, o pavimento tinha uma capacidade de infiltração total, a qual diminuiu ≈ 24 % após 1 ano e 6 meses. Com a manutenção, a recuperação foi notória, ≈ 18 %. O mesmo comportamento é observado nas manutenções seguintes. Na última manutenção efetuada o pavimento apresentou uma permeabilidade de ≈ 73 %, muito próxima da permeabilidade obtida no ano anterior sem qualquer manutenção. Estas conclusões mostram a importância de proceder à manutenção dos pavimentos permeáveis, apesar de se verificar que a recuperação não é total.

A análise da Figura 5.19 para o TE2 mostra uma clara diminuição da capacidade de infiltração do pavimento, rondando diferenças entre ≈ 5 e 13 %. Após 1 ano e 10 meses a capacidade de infiltração é de ≈ 54 %, representada por um valor médio de $1,1 \times 10^{-3}$ m/s, superior às exigências europeias para estes pavimentos como referido anteriormente. Porém, nesta fase o pavimento já apresenta um elevado nível de colmatação, justificada sobretudo pela falta de manutenção do pavimento que induziu a perdas significativas de permeabilidade.

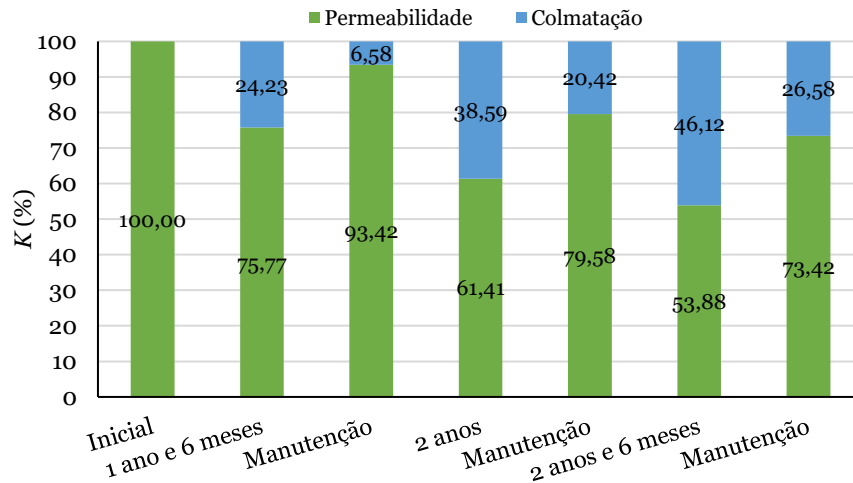


Figura 5.18 Resultados percentuais de K (TE1)

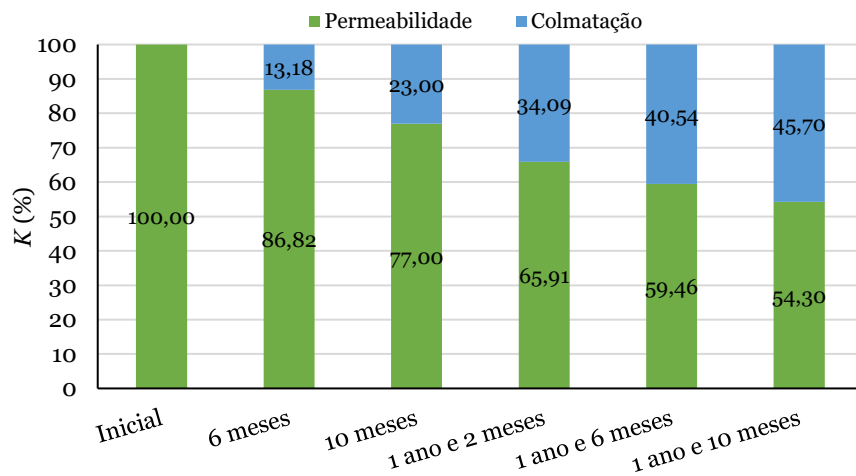


Figura 5.19 Resultados percentuais de K (TE2)

Na Figura 5.20 apresentam-se os valores de K e HC médios nos dois troços ao longo do tempo. Por meio dos resultados observa-se a diminuição tanto de K como de HC , em ambos os troços, conforme o tempo em serviço do pavimento. Observa-se também um desfasamento nas medições iniciais em ambas as propriedades que poderá estar relacionada com o processo construtivo adotado nos dois troços, tendo como principais fatores o tempo de espera e a aplicação manual das misturas e a sua compactação. Os valores de HC obtidos no início da construção para ambos os troços são similares ($0,089$ e $0,082$ s⁻¹), denotando uma diferença de ≈ 7 %. Posteriormente, nas últimas medições de HC verifica-se uma tendência de aproximação dos resultados. Após 1 ano e 6 meses o TE2 registou $0,047$ s⁻¹, enquanto o TE1 registou $0,050$ s⁻¹ não havendo ainda qualquer manutenção nos dois troços, com

uma diferença de $\approx 5\%$. Assim, conclui-se que após cerca de 1 ano e 6 meses o TE2 tem condutividade hidráulica relativa semelhante ao TE1 com a mesma idade, mesmo sem estar sujeito a manutenção.

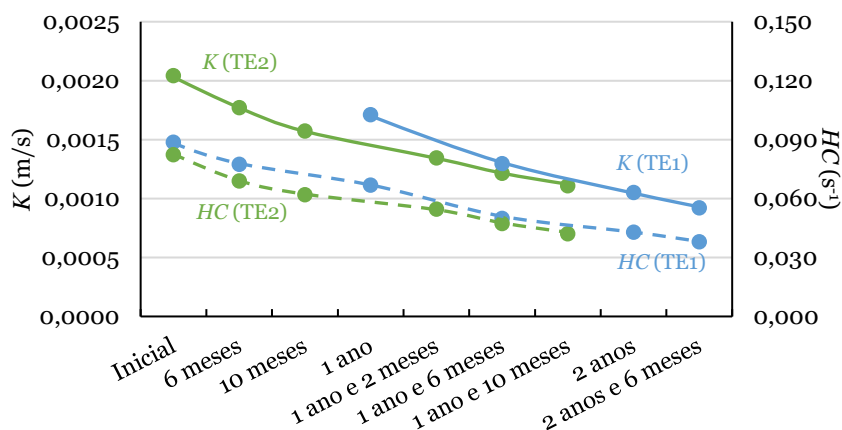


Figura 5.20 Resultados médios de K e HC nos dois troços experimentais

O valor de K no TE1 após 1 ano de construção ($1,7 \times 10^{-3}$ m/s) apresenta-se superior ao obtido para o TE2 após 10 meses ($1,6 \times 10^{-3}$ m/s), denotando uma diferença de $\approx 8\%$. De seguida, após 1 ano e 6 meses, o troço TE1 ($1,3 \times 10^{-3}$ m/s) apresenta novamente uma capacidade de infiltração ligeiramente superior ao TE2 ($1,2 \times 10^{-3}$ m/s) com a mesma idade do pavimento, representando $\approx 6\%$. Idade a partir da qual surge, tal como nos resultados de HC , uma aproximação dos valores de K em ambos os troços. Portanto, comparando os dois troços no primeiro ano verifica-se que a capacidade de infiltração no TE1 é superior ao TE2, seguindo-se uma tendência de aproximação em concordância com os resultados de K e HC . Contudo, o TE1 apresenta melhor desempenho do que o TE2 salientando as diferenças entre os dois troços, sobretudo no que diz respeito às restrições de tráfego no TE1 e às poeiras do terreno envolvente do TE2, que facilmente se depositam nos poros superficiais do pavimento, juntamente com as partículas transportadas pelos pneus dos veículos.

Os valores de K apresentam-se viáveis em relação ao valor mínimo europeu, face ao tempo de vida útil do pavimento, e aos sugeridos por outros autores, que para um pavimento novo referem valores de $1,3 \times 10^{-3}$ m/s (Yong *et al.*, 2013) e $0,7 \times 10^{-3}$ m/s (Woods Ballard *et al.*, 2015), pelo que ao longo do tempo o valor indicado é de pelo menos $0,1 \times 10^{-3}$ m/s (Woods Ballard *et al.*, 2015). Os estudos apresentados na subsecção 3.3.1 apresentam valores de K iniciais variáveis, entre $0,6 \times 10^{-3}$ e $9,4 \times 10^{-3}$ m/s tanto em troços experimentais como em aplicações de estacionamento e ruas residenciais. Os mesmos estudos mostram que após 2 anos e 4 anos com manutenção a capacidade de infiltração reduz de $31,1 \times 10^{-3}$ m/s para $30,6 \times 10^{-3}$ e $9,1 \times 10^{-3}$ m/s, respectivamente (Kumar *et al.*, 2016). Misturas betuminosas drenantes aplicadas em ruas residenciais tinham uma capacidade de infiltração inicial de $4,8 \times 10^{-3}$ e $7,8 \times 10^{-3}$ m/s que após 18 e 24 anos com manutenção regular diminuíram para $0,1 \times 10^{-3}$ e $0,002 \times 10^{-3}$ m/s (Al-Rubaei *et al.*, 2013). Estes valores são superiores aos obtidos no presente estudo, pelo que alguns dos fatores fundamentais que influenciam os valores de K são a composição de agregados das misturas betuminosas, a sua aplicação em obra, o tipo e temperaturas de compactação.

A análise comparativa dos resultados HC e K foi realizada segundo as duas normas utilizadas (EN 12697-40 e NLT-327, respetivamente) para obter o comportamento hidrológico do pavimento TE2 (M. L. Afonso, Santos, Fael, & Dinis-Almeida, 2019). Os permeâmetros das duas normas apresentam características dimensionais distintas, sendo que o permeâmetro de carga descendente (HC) leva a tempos de infiltração menores devido à maior carga hidráulica considerada. De forma a averiguar a possível analogia entre HC e K , o referido estudo concluiu que não existe uma relação direta entre as variáveis e, portanto, as mesmas são independentes quando utilizadas relações entre dados do mesmo ponto.

Os estudos realizados em superfícies permeáveis salientam a necessidade de avaliar, em termos comparativos, os diferentes métodos utilizados em laboratório e em campo. Tendo em conta essa necessidade foram comparados os valores de K em provetes e carotes. O conjunto de resultados dos provetes produzidos em laboratório foi obtido segundo a norma EN 12697-19 (subsecção 4.4.3) e seguindo o mesmo método foram também ensaiados, em laboratório, carotes extraídos de lajetas produzidas em central relativos às misturas MF e MG aquando da aplicação e compactação em obra no pavimento TE2. Com a finalidade de simular em laboratório a DLPA (70 mm), os carotes MF (30 mm) e MG (40 mm) foram sobrepostos.

Na Tabela 5.5 estão apresentados os resultados do coeficiente de permeabilidade dos carotes e dos provetes produzidos em laboratório (média de 4). Os provetes de laboratório apresentam conteúdos de vazios menores comparativamente aos carotes de campo, o que levou a valores de permeabilidade menores, com diferenças médias de $1,5 \times 10^{-3}$ e $2,1 \times 10^{-3}$ m/s na mistura MF e $5,4 \times 10^{-3}$ e $5,5 \times 10^{-3}$ m/s na mistura MG para K_v e K_h , respetivamente. Este facto ocorreu devido à dificuldade de extração dos carotes nas lajetas com vazios excessivos e desagregação das periferias das bases, que levou à existência de um maior número de aberturas através das quais a água teve maior facilidade em percolar, tal como observou Maupin (2000). Assim, também se justifica o não cumprimento dos valores de K indicados pela norma EN 12697-19 ($0,5 \times 10^{-3}$ a $3,5 \times 10^{-3}$ m/s), pelo que os provetes cumprem na sua maioria este intervalo.

Tabela 5.5 Resultados do coeficiente de permeabilidade dos provetes e dos carotes

Misturas betuminosas		Coeficiente de permeabilidade ($\times 10^{-3}$ m/s)		Porosidade (%)
		K_v	K_h	
Provetes produzidos em laboratório	MF	2,3	2,7	16,9
	MG	2,6	3,7	21,7
Carotes extraídos de lajetas de campo	MF	3,9	4,8	22,3
	MG	8,0	9,2	27,9
	DLPA	4,0	9,6	-

O estudo Afonso *et al.* (2019) concluiu que existe uma correlação forte entre a permeabilidade e a porosidade. Neste sentido, devido à maior porosidade, os carotes MG apresentam valores mais elevados de permeabilidade. Salienta-se o facto de o coeficiente de permeabilidade diferir entre os carotes ensaiados em cada mistura quando foram extraídos da mesma lajeta. Porém, outros autores concluíram também que amostras retiradas da mesma lajeta podem conduzir a diferentes resultados

(Montes, 2006). Uma vez que, a permeabilidade na direção horizontal exibiu valores superiores à permeabilidade na direção vertical, concluiu-se que o comportamento tanto dos provetes como dos carotes é anisotrópico.

A simulação da DLPA apresentou resultados próximos dos conseguidos nos carotes, nomeadamente a permeabilidade vertical aproximou-se dos valores obtidos na mistura MF na mesma direção, enquanto que a permeabilidade horizontal tendeu para os valores obtidos na mistura MG na mesma direção. Desta forma, pressupõe-se que o comportamento da DLPA no pavimento seja conduzido verticalmente pela mistura MF e horizontalmente pela mistura MG, o que está em conformidade com a disposição das camadas no pavimento.

Por forma a comparar os resultados de laboratório com os de campo no pavimento, considerou-se K uma combinação de K_v e K_h . Uma vez que não foi possível obter K em campo no início da construção do TE1, este também não pode ser comparado com o obtido em laboratório. Contudo, o coeficiente de permeabilidade da mistura MF e MG em laboratório apresenta-se maior relativamente à permeabilidade obtida após 1 ano da construção de $1,7 \times 10^{-3}$ m/s. Relativamente ao TE2 verifica-se que o valor de K na avaliação inicial de $2,0 \times 10^{-3}$ m/s também foi inferior ao das misturas MF e MG. Estas diferenças devem-se à execução dos ensaios de laboratório em condições controladas. Contudo, quando comparados os carotes extraídos de lajetas do mesmo troço TE2 com os resultados de campo, verifica-se que os carotes levam a maiores valores de permeabilidade, entre $3,9 \times 10^{-3}$ e $9,6 \times 10^{-3}$ m/s em relação a $2,0 \times 10^{-3}$ m/s em campo. Este comportamento é claramente mais visível para a mistura MG devido, sobretudo, ao maior conteúdo de vazios. Por consequência, a DLPA simulada em laboratório levou também a valores mais elevados que os obtidos no início do estudo hidrológico do troço TE2. As desigualdades obtidas entre ensaios de permeabilidade no mesmo tipo de mistura betuminosa drenante, produzida e aplicada em laboratório e em campo, demonstram a necessidade de, sempre que possível, realizar ensaios em campo com o objetivo de obter a caracterização do pavimento em condições reais.

5.6.2 Análise da qualidade da água

O interesse por parte dos investigadores tem levado a sucessivos estudos sobre a avaliação da qualidade da água em pavimentos permeáveis, pelo que continuam a ser necessários em qualquer estudo. Assim, esta investigação centrou-se na avaliação da variação da concentração de metais pesados em ambos os troços experimentais. A análise da qualidade da água pretende avaliar a presença de poluentes, em simultâneo, no escoamento superficial e na infiltração do pavimento betuminoso permeável com DLPA quando o mesmo é sujeito a escorrências provenientes de precipitações ao longo do tempo. No TE1 esta análise foi realizada em paralelo com o pavimento betuminoso convencional sujeito às mesmas condições de ensaio (M. Afonso, Albuquerque, Fael, & Dinis-Almeida, 2020). No TE2 o estudo foi direcionado para a comparação com e sem introdução de tráfego no TE2 e TE1, respetivamente.

Inicialmente, as diferentes camadas que constituem os pavimentos do TE1 foram caracterizadas quimicamente com recurso à espectroscopia de energia dispersiva de raios-X (*Energy Dispersive x-*

Ray Spectrometer, EDX). O EDX constitui a ferramenta que caracteriza a distribuição espacial de elementos químicos. A composição elementar e em óxidos de cada camada está patente no Apêndice III, Tabelas APIII.1 e APIII.2 para o pavimento betuminoso convencional e permeável, respetivamente. Tanto as camadas com misturas betuminosas, como as camadas com agregados soltos (*tout-venant* e britas) contêm essencialmente alumínio (Al) e silício (Si) na sua composição química. Estes elementos químicos vão-se refletir nas análises à água realizadas nos diferentes pontos de recolha dos pavimentos.

As amostras foram transportadas para laboratório para determinação local dos seguintes parâmetros após colheita: valor de pH, temperatura, OD (oxigénio dissolvido) e condutividade. A etapa de preservação das amostras ocorreu depois de determinados estes parâmetros. Para tal, foram introduzidas duas gotas de ácido clorídrico no interior de cada garrafa e posteriormente colocadas no frio. As análises da qualidade da água realizadas em laboratório incluíram o CQO (carência química de oxigénio), N-NH₄ (azoto de amónio) e N-NO₃ (azoto de nitrato). Para além destes, foram analisados metais pesados (Cd - cádmio, Cr - crómio, Pb - chumbo, Mn - manganésio, Ni - níquel e Zn - zinco), compostos inorgânicos (Al - alumínio, Ca - cálcio, Cl - cloro, Fe - ferro, K - potássio, Mg - magnésio, Na - sódio e sulfatos), hidrocarbonetos totais e N-Tot (azoto total), de acordo com os procedimentos da norma ISO 15586 (2003), conforme Tabela APIII.3. Os resultados inerentes a estas análises em cada troço experimental estão apresentados detalhadamente no Apêndice III.

O método de amostragem no TE1 consistiu na recolha de amostras realizada ao longo dos primeiros 5 meses depois de construído, representativos dos meses chuvosos do primeiro ano. A estratégia de amostragem visou a recolha de 2 amostras por mês, uma em cada quinzena sensivelmente. Portanto, o estudo contabilizou 10 eventos de precipitação entre os meses de novembro de 2016 a março de 2017, para além do primeiro evento no final do mês de outubro, após construção, totalizando 11 eventos. As recolhas foram realizadas logo após o registo de uma chuvada. Os 5 pontos de recolha, identificados na Figura APIII.1, dizem respeito à água da chuva, recolhida diretamente para um recipiente livre do contacto com outras superfícies, e às águas do escoamento superficial (PPE e PDE) e da infiltração (PPI e PDI) dos pavimentos (permeável e denso, respetivamente), recolhidas em recipientes colocados à saída dos tubos de drenagem nas duas caixas. Destes recipientes, a água foi transferida para garrafas PET (Politereftalato de etileno) pré-limpas de 500 ml.

No TE1, as análises entre o pavimento betuminoso denso (PD) e o pavimento betuminoso permeável (PP) não foram diferenciadoras. O registo de pH (entre 5,67 e 9,59) apresenta-se semelhante tanto nas águas escoadas como nas águas infiltradas, não se verificando uma alteração para valores demasiado ácidos ou básicos de pH. A temperatura rondou os 13 a 25 °C, variando aleatoriamente entre os 5 pontos de recolha, sobretudo devido à instabilidade das condições climáticas que se fizeram sentir na época de recolhas. Tendo em conta os resultados de condutividade, que investiga o teor em substâncias iónicas dissolvidas nas recolhas de águas efetuadas, pode concluir-se que se obtiveram valores elevados, tanto nas águas da chuva como nos pavimentos (entre 6 e 184 µS/cm). Neste caso, como as águas do escoamento dos pavimentos apresentaram condutividade superior, leva a que existam mais substâncias iónicas dissolvidas à superfície que ficam retidas nos

pavimentos, uma vez que não se manifestam tão elevadas nas águas infiltradas, com mais notoriedade para o PP. O OD é de grande importância para a atividade metabólica que produz energia para o crescimento e reprodução dos organismos vivos. Quando este diminui é porque aumentou o número de microrganismos consumidores de oxigénio, tal como aconteceu nos 5 pontos de recolha ao longo do tempo, em que foram detetadas quantidades de OD suficientes para o desenvolvimento de organismos vivos (entre 2,77 e 6,64 mg/l). Verificou-se um equilíbrio entre o OD das águas escoadas e infiltradas em ambos os pavimentos.

No TE2, o método de amostragem contabilizou 16 eventos de precipitação durante o primeiro ano em serviço, entre os meses de outubro de 2017 e outubro de 2018, realizando cerca de 2 recolhas por mês. Os 5 pontos de recolha, identificados na Figura APIII.2, foram definidos como: I, água recolhida pelo tubo de infiltração no fundo do pavimento; E, água da calha que recolhe o que esco superficialmente no pavimento e; A, B e C – água recolhida pelas caixas A, B e C situadas imediatamente abaixo das camadas betuminosas. As tubagens no interior do pavimento encaminharam as águas para a caixa de recolha geral. Os parâmetros e respetivos métodos foram os definidos no TE1 e estão apresentados em pormenor no Apêndice III (Tabela APIII.4 a APIII.14).

A análise no TE2 para os parâmetros de pH e temperatura é análoga ao registado no TE1, sem diferenças significativas entre as águas escoadas e infiltradas. No caso da condutividade, obtiveram-se valores mais elevados (entre 51 e 330 $\mu\text{S}/\text{cm}$) em relação ao PP do TE1. As águas que infiltraram apresentaram maiores valores em relação às que escoaram e à média das três caixas A, B e C abaixo das camadas betuminosas, pelo que as substâncias dissolvidas foram lixiviadas. O OD (entre 1,04 e 4,36 mg/l) aumentou ligeiramente ao longo do tempo, significando o aumento do número de microrganismos consumidores de oxigénio. As águas recolhidas nas caixas A, B e C registaram maiores valores em relação às águas infiltradas, pelo que estes microrganismos ficaram retidos nas camadas betuminosas DLPA.

O CQO determina a quantidade de oxigénio necessária para oxidar quimicamente a matéria orgânica presente na água (entre 3,19 e 59,30 mg/l no TE1). No PP a quantidade de matéria orgânica que sai para o ambiente é maior do que aquela que fica retida no pavimento (Figura 5.21 a), verificando-se o contrário em algumas amostras no PD. O aumento de CQO nas águas infiltradas deve-se à composição elementar das camadas dos pavimentos com a presença de O, K, S e P que são constituintes de matéria orgânica. O CQO no TE2 (entre 9,47 e 84,50 mg/l) atingiu valores disparees ao longo das medições, contudo, tal como no PP do TE1, a matéria orgânica foi lixiviada para o ambiente, apesar de em pequenas quantidades devido à retenção por parte da DLPA (Figura 5.21 b).

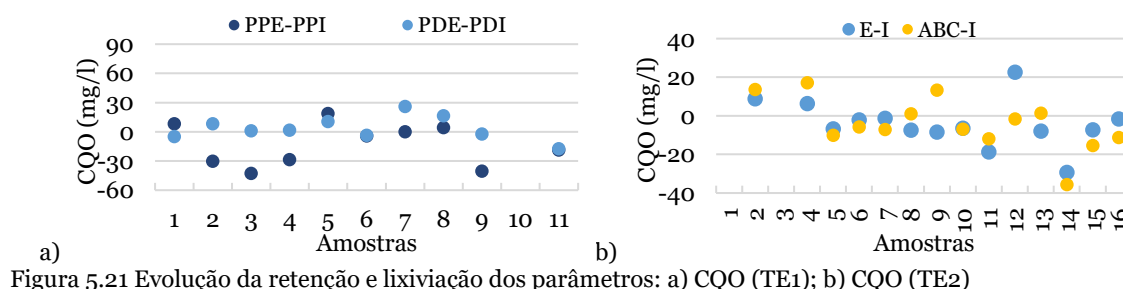


Figura 5.21 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros: a) CQO (TE1); b) CQO (TE2)

O N (azoto) é um elemento que circula através das plantas e do solo pela ação de organismos vivos (ciclo do azoto), sendo essencial para o tratamento biológico das águas quando em quantidade suficiente para o desenvolvimento de microrganismos. O N-Tot é a conjunto do azoto inorgânico, que por sua vez contém o N-NH₄, o N-NO₃ e o N-NO₂ (azoto de nitrito), com o azoto orgânico, que quando degradado transforma o N-NH₄ em N-NO₃. Neste estudo, analisaram-se três formas de azoto, o N-tot, o N-NH₄ e o N-NO₃, que surgiram em quantidades muito reduzidas. Através destes foi possível obter o azoto orgânico, considerando que o N-NO₂ é reduzido. Nos pavimentos PP e PD do TE1 verificou-se que a concentração de N-NH₄ (entre 0 e 2,02 mg/l) nas águas superficiais é maior do que nas águas infiltradas. Este facto leva à degradação do azoto orgânico, ou seja, a diminuição de amónia que entra em relação ao que sai indica que houve oxidação de N-NH₄ em N-NO₃. Esta situação também se confirma pelos resultados de N-NO₃ (entre 0 e 2,24 mg/l) em que as águas escoadas detetam menores valores em relação às águas infiltradas, levando à lixiviação. O mesmo se verifica com o N-Tot (entre 1,02 e 5,68 mg/l) devido à oxidação da amónia em nitrato no caso do PP (Figura 5.22 a). Enquanto no PD acontece o inverso, e neste caso a quantidade de azoto inorgânico que entra no pavimento, nomeadamente N-NO₃, é mantido pelo que o azoto total vai ficando retido no pavimento PD.

As concentrações encontradas nos azotos do TE2 não têm muito significado visto que se apresentam em valores muito reduzidos (N-NH₄ entre 0,02 e 0,8 mg/l, N-NO₃ entre 0,13 e 2,54 mg/l e N-Tot entre 0,13 e 7,05 mg/l). Contudo, o N-NH₄ fica retido nas camadas granulares do pavimento, ao contrário do N-NO₃ que está maioritariamente presente nas águas infiltradas e não foi retido pela DLPA. Portanto, o mesmo acontece com o N-Tot (Figura 5.22 b) devido à oxidação do N-NH₄ em N-NO₃, sendo por isso lixiviado. No PP do TE1 registou-se a mesma situação.

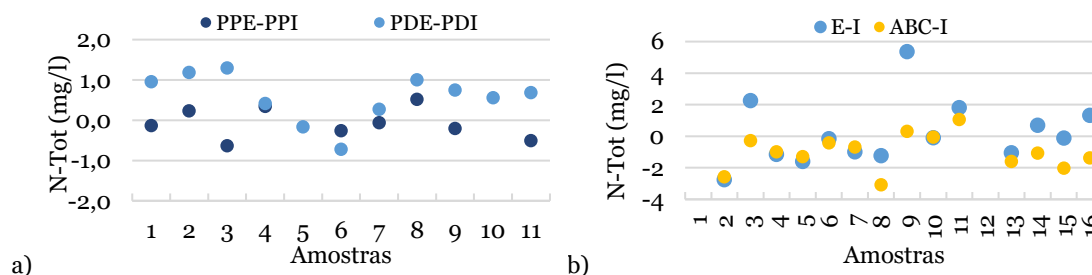


Figura 5.22 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros: a) N-Tot (TE1); b) N-Tot (TE2)

A análise aos metais pesados presentes na água é essencial devido aos seus efeitos nefastos na saúde humana. Foram detetados os seguintes metais pesados nas análises do TE1: Cr, Mn, Ni, Pb e Zn. O elemento Cd também foi analisado, mas não foi detetado em qualquer recolha. Segundo a Tabela 3.3 apresentada em 3.3.2, o Cd aparece em valores típicos de 0,001 a 0,024 mg/l, pelo que em outras investigações, as concentrações de Cd detetadas nas águas infiltradas de um PP foram reduzidas nas camadas porosas subjacentes pelo asfalto poroso com valores de 0,0005 e 0,00219 mg/l (Jiang *et al.*, 2015; Legret & Colandini, 1999; Pagotto *et al.*, 2000). A água da chuva não detetou qualquer metal pesado. Os metais pesados Mn, Pb e Zn foram encontrados nos pavimentos com concentrações muito reduzidas, abaixo dos 0,18, 0,05 e 0,16 mg/l, respetivamente, uma vez que, o troço não esteve sujeito ao contacto com peças de veículos, pois estes metais são reconhecidos em poluentes

relacionados com o trânsito. Mesmo em baixas concentrações, o Mn (Figura 5.23 a) foi detetado com resultados iguais na superfície e na infiltração, enquanto o Pb e o Zn foram lixiviados em ambos os pavimentos PP e PD (Figuras 5.23 b) e 5.24 a). Para além desses metais, o Cr e o Ni também registaram valores reduzidos. O Cr (entre 0,4 e 3,66 mg/l) ficou retido na estrutura dos dois pavimentos PP e PD (Figura 5.24 b). Enquanto o Ni (entre 0,03 e 0,28 mg/l) foi lixiviado para o ambiente pelas águas infiltradas (Figura 5.25 a), contudo em quantidades muito baixas.

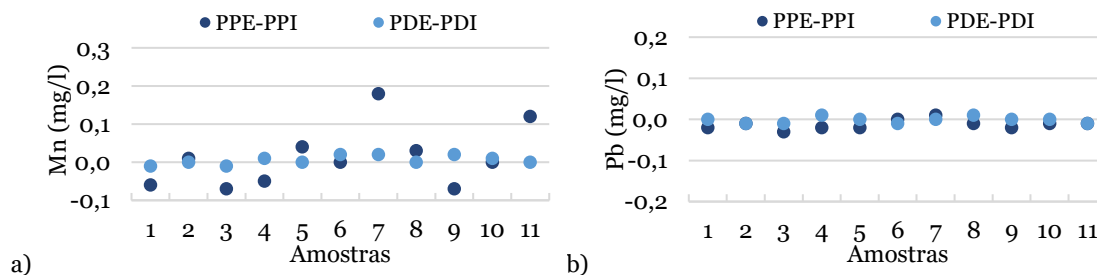


Figura 5.23 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros (TE1): a) Mn; b) Pb

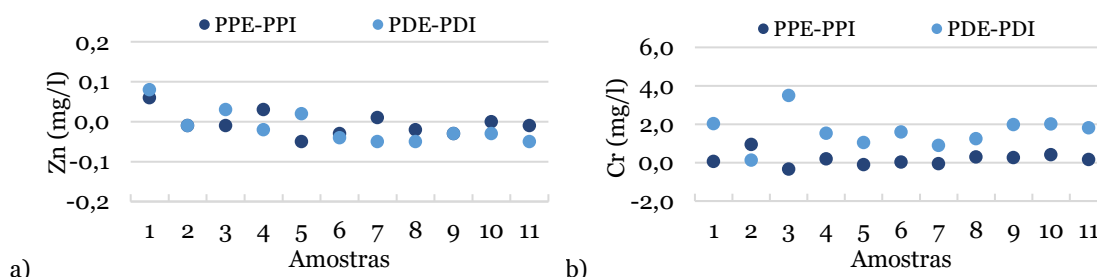


Figura 5.24 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros (TE1): a) Zn; b) Cr

Os compostos inorgânicos encontrados nas análises de água realizadas foram: Al, Ca, Cl, Fe, K, Mg, Na e SO₄. Os elementos Al, Ca, Fe, K, Mg e Na são encontrados na composição mássica dos materiais constituintes dos pavimentos betuminosos (Tabelas APIII.1 e APIII.2). No TE1 os compostos Al e Fe, também considerados metais pesados, não foram detetados nas águas da chuva. Nas restantes análises, as quantidades detetadas foram reduzidas (Al entre 0,23 e 2,71 mg/l e Fe entre 0,02 e 0,93 mg/l). O Al foi lixiviado para o ambiente no PP e retido pelo PD (Figura 5.25 b), pelo que ambos os pavimentos têm grande % mássica de Al na sua composição elementar. Enquanto que o Fe foi lixiviado em ambos os pavimentos (Figura 5.26 a).

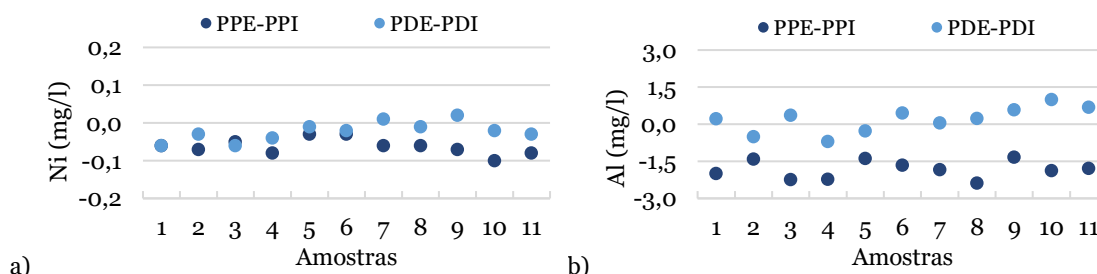


Figura 5.25 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros (TE1): a) Ni; b) Al

Os compostos Ca (entre 0,43 e 4,89 mg/l), Mg (entre 0,04 e 1,08 mg/l) e Na (entre 0,39 e 2,80 mg/l) foram lixiviados para o ambiente pelos dois pavimentos. O composto Cl excedeu os restantes e apresentou concentrações elevadas (entre 134 e 443 mg/l), contudo ficou completamente retido nos

dois pavimentos. O composto K (entre 0,32 e 3,90 mg/l) foi retido pelo PP e lixiviado pelo PD. O SO₄ (sulfato) tem grande importância na qualidade da água, sendo responsável pelos problemas na drenagem e no tratamento de águas residuais: maus cheiros e corrosão das tubagens. Este composto não foi detetado na água da chuva. Contudo, em ambos os pavimentos o SO₄ (entre 7,08 e 42,39 mg/l) foi lixiviado para o ambiente.

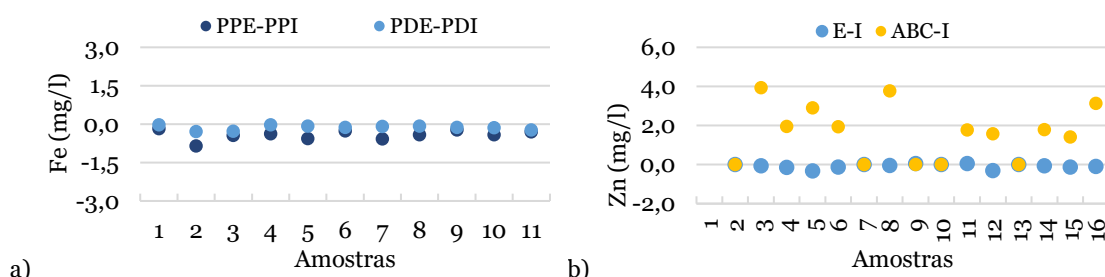


Figura 5.26 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros: a) Fe (TE1); b) Zn (TE2)

As concentrações de metais pesados detetadas no TE2, nomeadamente de Mn e Zn foram mais elevadas que o TE1. Apesar dos valores de Mn terem sido maioritariamente menores que 0,07 mg/l em quatro pontos de recolha, na caixa C detetaram-se valores entre 0,09 e 0,53 mg/l conduzindo à possível frequência de veículos estacionados nesse lugar. Contudo, este metal ficou retido nas camadas granulares, pois as concentrações ficaram abaixo do limite de deteção. O metal Zn (entre 0,08 e 6,81 mg/l) apresentou valores superiores devido à presença de tráfego, contudo também ficou retido nas camadas granulares pela menor concentração de Zn nas águas infiltradas (Figura 5.26 b). No TE2 não foi possível realizar análises de Pb devido à avaria do equipamento de medição aquando da realização das mesmas. Contrariamente ao TE1, no TE2 o metal Cr (entre 0,01 e 0,62 mg/l) foi detetado maioritariamente nas águas infiltradas (Figura 5.27 a), contudo em pequenas quantidades, que em quatro das recolhas foram retidas pela DLPA. O Ni (entre 0,05 e 0,23 mg/l) mostrou o mesmo comportamento em metade das recolhas, pelo que na outra metade o metal foi retido (Figura 5.27 b). Uma vez que o pavimento esteve sujeito ao tráfego, conclui-se que o mesmo é eficiente na retenção destes metais através das camadas granulares. Outros estudos também afirmaram que o pavimento permeável tem uma eficiência de remoção quanto a metais pesados, como Cu, Zn, Pb e Cd (Jiang *et al.*, 2015; Legret *et al.*, 1996; Pagotto *et al.*, 2000).

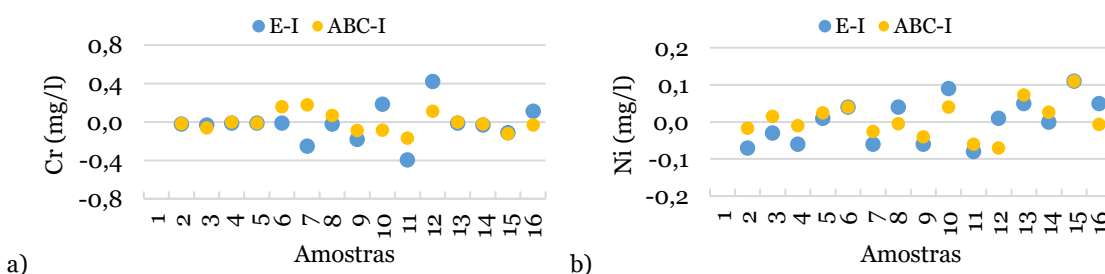


Figura 5.27 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros (TE2): a) Cr; b) Ni

No TE2, o composto Al (entre 0,004 e 1,15 mg/l) foi lixiviado para o meio ambiente (Figura 5.28 a) tal como no PP do TE1, mostrando menores quantidades mesmo sobre o efeito do tráfego. O composto Fe (entre 0,23 e 2,81 mg/l) também foi lixiviado (Figura 5.28 b), mas em maiores

quantidades que no PP. Da mesma forma, os compostos K (entre 1,56 e 9,27 mg/l), Mg (entre 0,16 e 3,30 mg/l) e Na (entre 0,85 e 13,24 mg/l) também foram lixiviados em maiores quantidades que no PP. O composto Ca (entre 3,86 e 26,95 mg/l) ficou retido em cerca de metade das recolhas, ao contrário do que se registou no PP do TE1, em que o mesmo foi lixiviado. O composto Cl registou novamente grandes concentrações (entre 162,11 e 358,09 mg/l), permanecendo, em cerca de metade das recolhas, retido na DLPA em oposição ao PP do TE1 que reteve completamente o Cl. O SO₄ (entre 0,74 e 25,65 mg/l) foi lixiviado para o meio ambiente, mas em menores quantidades que no TE1.

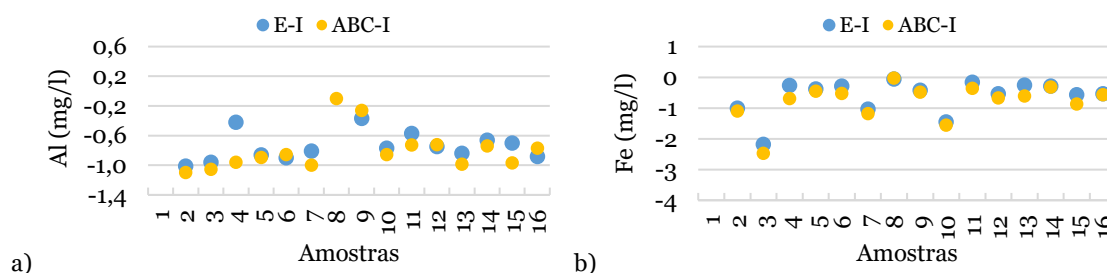


Figura 5.28 Evolução da retenção e lixiviação dos parâmetros (TE2): a) Al; b) Fe

A análise de hidrocarbonetos totais nas águas é essencial, pois a contaminação destas pelos hidrocarbonetos nos sistemas de abastecimento, nas fontes de armazenamento subterrâneas e superficiais é uma realidade que tem vindo a aumentar. Os hidrocarbonetos totais não foram encontrados na água da chuva no TE1, contudo as quantidades detetadas nos pavimentos foram consideráveis (entre 40 e 191 mg/l). Salienta-se a exploração de uma pedreira e central betuminosa junto ao local de construção do troço experimental em análise. Apesar do PP ter maior presença de hidrocarbonatos totais, verificou-se que estes foram retidos pelo pavimento. A análise em hidrocarbonetos-tot no TE2 revelou quantidades inferiores ao limite de deteção de 0,11 mg/l em qualquer amostra à exceção dos valores pontuais de 0,11, 0,12 e 0,13 mg/l. Assim, conclui-se que as águas recolhidas no TE2 não foram contaminadas pelos hidrocarbonetos.

As águas infiltradas nos pavimentos nas quais foi detetada lixiviação, sobretudo dos metais pesados, podem desaguar nos cursos de água mais próximos e nesse caso as concentrações detetadas devem estar em conformidade com os Valores Limite de Emissão (VLE), impostos no Anexo XVIII do Decreto-Lei n.º 236/98 de 1 de Agosto (1998) para descargas de águas residuais. Tendo em conta estes valores, presentes no Anexo III (Tabela AIII.1), as análises realizadas nas 11 amostras do TE1 cumprem integralmente o VLE para os parâmetros CQO, N-NH₄, N-NO₃, N-Tot, Mn, Ni, Pb, Al, Fe e SO₄. Os parâmetros pH, Cr cumprem quase na totalidade o VLE, excepcionando amostras pontuais em dias de recolhas nos quais foram detetados anfíbios nas águas. O parâmetro Cl excede completamente o VLE, registando um mínimo de 149 mg/l face ao limite máximo de 1 mg/l, contudo ficou retido nos pavimentos. Da mesma forma, no TE2 os parâmetros CQO, N-NH₄, N-NO₃, N-Tot, Mn, Ni, Al, Fe e SO₄ cumprem o VLE. Enquanto os parâmetros pH, Cr cumprem parcialmente em algumas amostras. O parâmetro Cl excede o VLE (< 1 mg/l) com um mínimo de 162 mg/l, porém também fica retido em grande quantidade na DLPA. No caso de não existirem cursos de água próximos, a água infiltrada pode ser armazenada para futura reutilização, por exemplo para rega. Nesta situação, as concentrações detetadas devem cumprir os Valores Máximos Recomendados

(VMR) e Admissíveis (VMA) para rega (Tabela AIII.2), impostos pelo Anexo XVI do mesmo Decreto-Lei. Quanto aos VMR e VMA no TE1, os parâmetros N-NO₃, Mn, Ni, Pb, Zn, Al, Fe e SO₄ cumprem os limites. Os parâmetros pH, Cr voltam a não cumprir excecionalmente em algumas amostras, pelo que o Cr cumpre o VMA. O Cl volta a destacar-se desfavoravelmente face ao mínimo de 70 mg/l quanto ao VMR. No TE2, o VMR e VMA são cumpridos pelos parâmetros N-NO₃, Ni, Al, Fe e SO₄, excecionam-se parcialmente os parâmetros pH, Cr, Mn, Zn e Cl. Perante o cumprimento por parte da maioria dos parâmetros, considera-se que as águas que escoam e infiltram pelos pavimentos, quer denso como permeável, são admissíveis na descarga de águas residuais e na reutilização para rega, não se registando diferenças significativas entre os dois pavimentos.

As concentrações dos elementos analisados no estudo do TE1 apresentam-se em quantidades análogas no pavimento betuminoso permeável e no pavimento betuminoso denso, tanto nas águas do escoamento superficial como nas águas infiltradas. Em análise global aos parâmetros avaliados, conclui-se que os metais pesados são encontrados em maiores quantidades nas águas infiltradas do pavimento permeável, ou seja, são lixiviados para o ambiente. O mesmo foi verificado no pavimento do TE2. Enquanto que no pavimento denso (TE1) essas quantidades são equivalentes, ou seja, os metais pesados que ficam retidos nos pavimentos têm a mesma porção que os que são lixiviados. Os compostos inorgânicos surgem com maior abundância relativamente aos metais pesados. Da mesma forma, as águas infiltradas no pavimento permeável têm maiores quantidades de compostos inorgânicos que as águas escoadas, portanto também são lixiviados para o meio ambiente. O mesmo foi registado no TE2, contudo com concentrações mais elevadas dos compostos como consequência da presença de tráfego e da composição química dos materiais do pavimento. O estudo no pavimento denso (TE1) conduziu a conclusões análogas. Nestas análises nota-se a clara diminuição de contaminação por hidrocarbonetos-tot no TE2 em relação ao TE1, devido à proximidade do TE1 com uma central betuminosa, contudo estes foram retidos pelo pavimento. A recolha de amostras ao longo do tempo não mostrou coerência de evolução dos elementos estudados em ambos os troços experimentais. Conclui-se que em apenas um ano de serviço o pavimento betuminoso permeável cumpre os valores recomendados e admissíveis, quer seja utilizado com ou sem tráfego automóvel. Para além disso, as camadas betuminosas drenantes (DLPA) favorecem a retenção tanto dos metais pesados como dos compostos inorgânicos. Neste sentido, as recolhas efetuadas e respetivas análises permitem a utilização das águas para uso não potável como a rega na agricultura e jardins.

5.6.3 Textura superficial

A caracterização dos pavimentos betuminosos permeáveis quanto à textura da camada superficial, de ambos os troços experimentais, foi realizada nos pontos assinalados nas Figuras 5.12 (TE1) e 5.13 (TE2), apresentadas anteriormente. A textura das superfícies foi aferida após construção dos pavimentos e posteriormente no TE1 a cada 6 meses e no TE2 a cada 4 meses.

A textura superficial foi caracterizada através da medição da profundidade média da macrotextura (*MTD*) na superfície dos pavimentos pela técnica volumétrica da mancha (Figura 5.29), conforme referido na subsecção 3.3.3 segundo a norma EN 13036-1. O material utilizado na realização do ensaio foi classificado de acordo com a norma, com 90 % de passados no peneiro 0,25 mm e retidos

no peneiro 0,18 mm. A areia é o material utilizado com maior frequência nestes ensaios, pelo que todas as medições foram executadas com areia calibrada. Por forma a comparar o método da mancha de areia com a utilização de esferas de vidro foi realizado um ensaio pontual no TE2 após 2 meses de construção, utilizando esferas de vidro sólido essencialmente redondas e calibradas no intervalo acima referido, tal como preconizado na norma (EN 13036-1). Os resultados obtidos apresentam-se em detalhe no Apêndice IV (Tabela APIV.1 a APIV.14).



Figura 5.29 Técnica volumétrica da mancha: a) Material; b) Com areia; c) Com esferas de vidro

Nas Figuras 5.30 e 5.31 apresentam-se os resultados registados nas superfícies dos pavimentos permeáveis do TE1 e TE2, respetivamente. Em ambos os troços, os resultados gráficos permitem verificar que a macrotextura diminui em todos os pontos ao longo do tempo em serviço dos pavimentos. Contudo, na Figura 5.30 observa-se uma tendência de melhoria dos pontos 4, 5 e 6 para o TE1 como consequência das manutenções realizadas a partir de 1 ano e 6 meses, o que induz a permeabilidades mais elevadas nestes pontos em relação aos restantes. Na Figura 5.31 averigua-se uma diminuição progressiva do *MTD* desde a construção em praticamente todos os pontos. Esta diminuição de *MTD* leva à redução da capacidade de infiltração da superfície e, conseqüentemente, do pavimento. Em ambas as figuras averigua-se o cumprimento do valor limite de *MTD* preconizado de 1,2 mm (Estradas de Portugal, 2014).

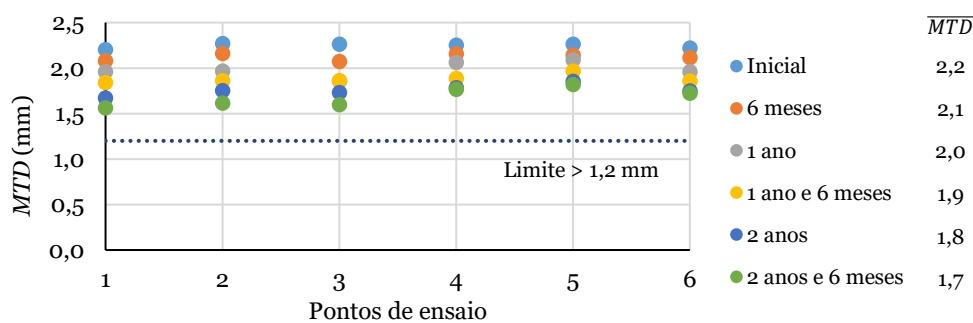


Figura 5.30 Resultados gráficos de *MTD* (TE1)

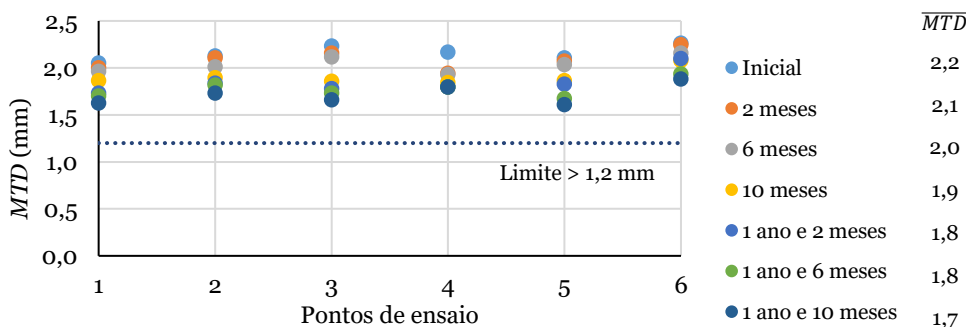


Figura 5.31 Resultados gráficos de *MTD* (TE2)

Em termos comparativos, a Figura 5.32 representa o andamento do *MTD* correspondente à média dos 6 pontos em cada troço. Os dois troços registaram médias de macrotextura equivalentes após construção de $\approx 2,2$ mm. Passados 6 meses de construção, o TE1 registou $\approx 2,1$ mm, enquanto o TE2 diminuiu para $\approx 2,0$ mm. E após 1 ano e 6 meses a diferença manteve-se em 0,1 mm. Esta diminuição entre pavimentos justifica-se pela progressiva colmatção de ambos com areias e resíduos de árvores, mas sobretudo pelo transporte de partículas nos pneus dos veículos no TE2. Tendo em conta os resultados obtidos, conclui-se que até ao momento os pavimentos reduziram a textura superficial em ≈ 25 % (TE1) e ≈ 20 % (TE2), com uma diferença de 8 meses entre as últimas medições.

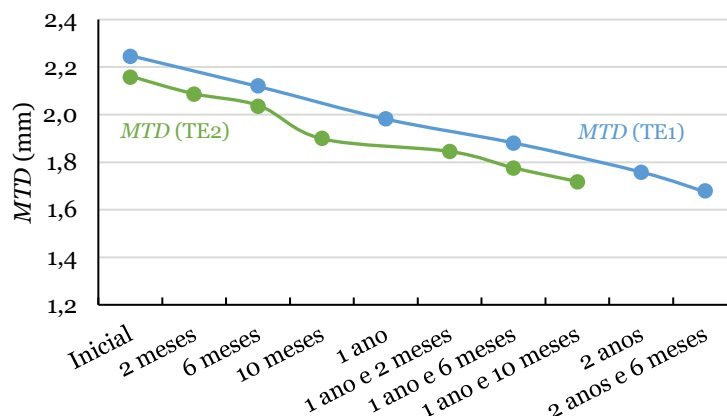


Figura 5.32 Resultados médios de *MTD* nos dois troços experimentais

De forma a comparar os métodos volumétricos de areia e esferas de vidro apresentam-se na Figura 5.33 os resultados obtidos de *MTD* no TE2 após dois meses. A referida comparação foi desenvolvida no estudo de Afonso, Dinis-Almeida & Fael (2019). Verifica-se que o *MTD* segundo o método da mancha de areia obtém maiores valores de macrotextura, com média de 2,1 mm, do que com esferas de vidro, com média de 1,8 mm. Estas diferenças são significativas face à escala de resultados, entre 0,1 e 0,5 mm. As partículas de areia maiores tendem a entrar nos poros da mistura à superfície e provocam diâmetros menores que levam ao aumento dos valores de *MTD*, conforme referem outros autores (Noyce *et al.*, 2005). Neste caso, também o método com as esferas de vidro cumpre o valor limite de 1,2 mm (Estradas de Portugal, 2014).

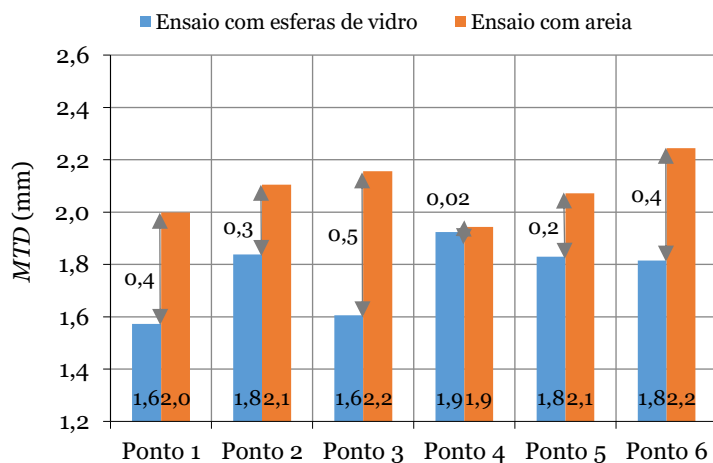


Figura 5.33 Diferenças de *MTD* obtido com esferas de vidro e areia (TE2)

Os resultados obtidos foram ainda comparados com as misturas referidas na Tabela 3.5. Esta comparação pode ser realizada devido à proximidade entre as granulometrias dos materiais constituintes de cada mistura, tendo-se verificado valores de *MTD* inferiores para as misturas densas, entre 0,40 e 0,87 mm, sendo o limite mínimo em Portugal de 0,70 mm (Estradas de Portugal, 2014). As misturas drenantes apresentam macrotexturas superiores devido ao maior conteúdo de vazios, como previsto. Os valores obtidos nos mesmos estudos mostram maiores diferenças entre misturas SMA, com valores entre 0,77 e 2,86 mm. A mistura SMA caracteriza-se por apresentar um interior fechado com a presença pontual de vazios de grande dimensão e uma superfície rugosa. Sendo assim, a variação de *MTD* em misturas SMA mostra rugosidade superficial média a elevada na ordem de grandeza das misturas drenantes deste estudo com média inicial de $\approx 2,2$ mm. Com um *MTD* relativamente mais baixo de 1,77 mm, situa-se a mistura do tipo OGFC, na Europa designada de PA. Outras misturas porosas na Europa obtêm profundidades de macrotextura mais elevadas, acima dos 3,0 mm. Excedem assim as misturas betuminosas drenantes estudadas. As misturas betuminosas abertas apresentam valores divergentes das restantes misturas com valores superiores a ≈ 7 mm.

Srirangam (2015) apresenta a classificação de Yager (1983) quanto ao risco de aquaplanagem associado às profundidades de macrotextura de diferentes tipos de superfícies. Considerando os tipos de superfície de textura aberta ou misturas porosas, o valor de *MTD* deve ser superior a 1,8 mm, obtido pelo método da mancha de areia, levando assim a um baixo potencial de aquaplanagem. Visto isto, a superfície com DLPa é caracterizada pelo baixo potencial de aquaplanagem até aos 2 anos no TE1 e 1 ano e 6 meses no TE2.

5.6.4 Resistência ao atrito

A resistência ao atrito do pavimento betuminoso permeável foi realizada pontualmente no TE2 após 2 meses da sua construção. Os pontos de medição correspondem aos seis pontos identificados na Figura 5.13. O método empregue na avaliação da resistência ao atrito seguiu a norma EN 13036-4, conforme referido na subsecção 3.3.3, utilizando o equipamento denominado Pêndulo Britânico, através do qual se determina o valor de *PTV* (*Pendulum Test Value*).

Na Tabela 5.6 apresentam-se os valores de *PTV* obtidos antes e depois da correção da temperatura para 20 °C, conforme indica a norma de ensaio. Os resultados apresentam-se em detalhe no Apêndice IV (Tabela APIV.15).

Tabela 5.6 Resultados de *PTV* obtidos com o Pêndulo Britânico (TE2)

Ponto	<i>PTV</i>	T _{superfície} (°C)	<i>PTV</i> _{CORR}
1	67	12,0	65
2	71	13,5	68
3	67	14,8	65
4	67	13,4	64
5	68	14,5	66
6	70	15,6	68
Média	68	14,0	66
<i>PTV</i> \geq 60	✓	-	✓

O valor de *PTV* durante os ensaios variou entre 67 e 71, conduzindo a uma média de 68 *PTV*. Depois de realizada a correção da temperatura que variou entre 12,0 e 15,6 °C, os valores reduziram para um intervalo de 64 a 68 e, portanto, para um valor médio de 66 *PTV*. Averigua-se assim a influência da temperatura da superfície, mostrando que quanto menor que 20 °C, menor o valor de *PTV*.

Todos os registos apresentaram um valor de *PTV* superior a 60, cumprindo a especificação do Caderno de Encargos das Estradas de Portugal (2014). Mesmo após efetuar a correção dos valores devido às diferenças de temperatura registadas na superfície depois de ser molhada, os resultados de *PTV_{CORR}* cumprem a condição. Assim, conclui-se que o pavimento apresenta condições de segurança adequadas em condições adversas com o piso molhado no início da construção. De forma a perceber a relação entre a resistência ao atrito no pavimento betuminoso permeável em estudo e a macrotextura do mesmo, pode observar-se na Figura 5.34 os resultados obtidos em cada ensaio após 2 meses de construção (M. L. Afonso, Dinis-Almeida, *et al.*, 2019). Verifica-se que o comportamento registado de macrotextura acompanha genericamente os resultados registados pelo atrito, ou seja, quanto maior o valor da macrotextura na superfície do pavimento maior a sua resistência ao atrito. Contudo, os resultados não permitem deduzir a resistência ao atrito a partir dos valores de *MTD*. Torbruegge e Wies (2015) afirmam que os parâmetros de macrotextura não classificam a microtextura de um pavimento, nem a distribuição espacial da rugosidade da superfície, geralmente associada aos resultados de resistência ao atrito.

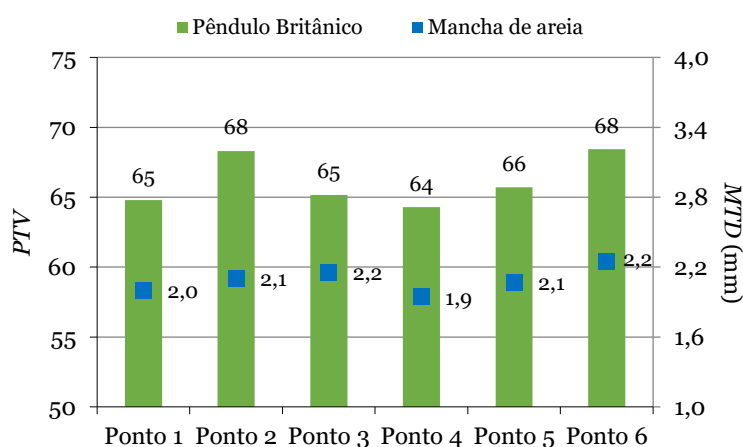


Figura 5.34 Comportamento da DPLA do pavimento quanto ao atrito, *PTV*, e à macrotextura, *MTD* (TE2)

Tendo em conta os valores de *BPN* (equivalente ao *PTV*) registados em outras misturas drenantes na Tabela 3.5, estes apresentam-se acima dos 70 *BPN*. O desempenho da superfície da DPLA, quanto ao coeficiente de atrito pontual, obteve valores que correspondem às exigências normativas. Este desempenho da resistência ao atrito poderá melhorar a longo prazo relativamente a outras superfícies devido às suas propriedades de elevada rugosidade, tal como referiram Miao *et al.* (2016).

A resistência ao atrito da superfície de um pavimento é função de vários fatores, tais como a textura, os agregados, as propriedades das misturas e o contacto na interface pneu-pavimento. Como referido na EN 13036-4, a resistência ao atrito não é um valor constante, pois varia com o clima, tráfego e o efeito destes sobre as características do próprio material da superfície. Ahammed e Tighe (2012)

concluíram que tanto a profundidade de textura como a resistência ao atrito dos pneus com nervuras aumentaram com o incremento de agregados grossos levando à sua interdependência. Portanto, as superfícies com misturas de agregados mais grossos conduzem a melhores desempenhos superficiais comparativamente com as misturas de agregados mais uniformes, como as misturas convencionais densas.

5.6.5 Resistência à deformação permanente

A avaliação da deformação permanente das misturas aplicadas no TE1 foi realizada em laboratório através do ensaio *Wheel tracking* que se apresenta descrito na subsecção 3.2.3 de acordo com a norma EN 12697-22 referente ao procedimento B (provetes condicionados ao ar). Assim, foram extraídos dois provetes do TE1 com as dimensões de 30x30 cm com uma espessura de 7 cm, correspondente à espessura das camadas betuminosas do pavimento (3 cm de mistura MF e 4 cm de mistura MG). Este procedimento foi realizado após 6 meses da construção do TE1.

A metodologia de ensaio procedeu-se tal como referido anteriormente na subsecção 4.4.4. O ensaio decorreu a 50 °C conforme a zona climática onde se insere o pavimento (Anexo II). Na Figura 5.35 mostra-se um dos provetes extraídos de campo antes e após o ensaio. Uma vez que a base do provete era irregular, devido à camada de agregados imediatamente inferior (brita 5/15), foi colocada uma fina camada de gesso para regularizar a sua base e facilitar a colocação no molde de ensaio, tal como sugerido na norma.

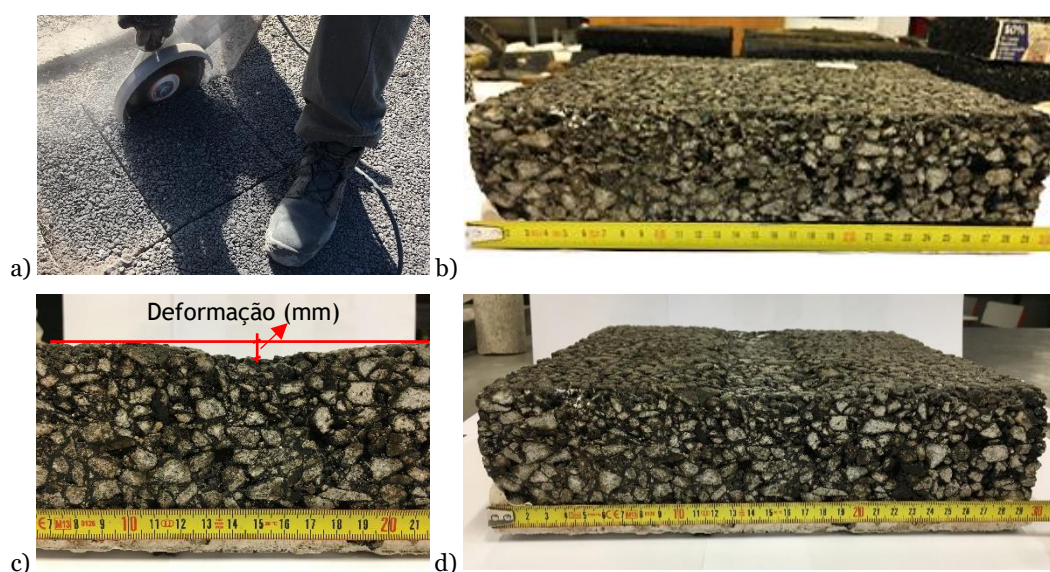


Figura 5.35 Lajeta extraída do pavimento (TE1) ensaiada no *Wheel tracking*: a) Corte do provete em campo; b) Antes da realização do ensaio; c) Pormenor após ensaio; d) Após realização do ensaio

A baridade e porosidade dos provetes foram obtidas em laboratório através da aplicação das Equações 4.4 e 4.5. Os resultados apresentam-se na Tabela 5.7. Os parâmetros relativos ao ensaio, nomeadamente o declive máximo da rodeira ao ar (WTS_{AIR}) e a profundidade média da rodeira (RD_{AIR}) também estão apresentados na mesma tabela. A Tabela 5.7 mostra que a baridade e porosidade do pavimento se encontram em conformidade com os valores anteriormente obtidos nas lajetas de laboratório MF e MG apresentadas na subsecção 4.4.4. De notar que a porosidade se

aproxima dos valores referentes às lajetas MG (22,5 %) devido à predominância desta camada relativamente à camada MF (18,9 %).

Tabela 5.7 Resultados dos parâmetros do ensaio à deformação permanente das lajetas de campo (TE1)

Propriedades	DLPA 1	DLPA 2	Média
Baridade média (kg/m ³)	1860	1870	1860
Porosidade média (%)	21,7	21,2	21,4
Parâmetros do ensaio <i>Wheel tracking</i>			
d_{10000} (mm)	7,3	5,3	6,3
d_{5000} (mm)	5,4	4,2	4,8
WTS_{AIR} (mm/10 ³ ciclos de carga)	0,38	0,23	0,30
RD_{AIR} (mm)	7,3	5,3	6,3

A profundidade média da rodeira aos 5 000 e aos 10 000 ciclos de carga foi mais elevada relativamente à obtida nas lajetas independentes (2,7 e 4,8 mm na MF e 2,4 e 3,4 mm na MG, respetivamente). Contudo, o declive máximo da rodeira atingiu um valor intermédio entre as duas misturas, sendo que MF obteve um WTS_{AIR} de 0,43 mm/10³ ciclos e MG de 0,21 mm/10³ ciclos. Note-se que individualmente a lajeta DLPA 2 obteve um WTS_{AIR} de 0,23 mm/10³ ciclos de carga muito próximo da mistura MG. De notar que não são conhecidos valores limite para estas misturas. O WTS_{AIR} apresenta um valor superior em relação às exigências normativas para as misturas densas com 0,03 a 1 mm/10³ ciclos (EN 13108-1) e 0,07 e 0,10 mm/10³ ciclos de carga (Dirección General de Carreteras, 2013) devido ao elevado conteúdo de vazios. Na Figura 5.36 apresentam-se as deformações médias ocorridas ao longo dos 10 000 ciclos de carga aplicadas na DLPA.

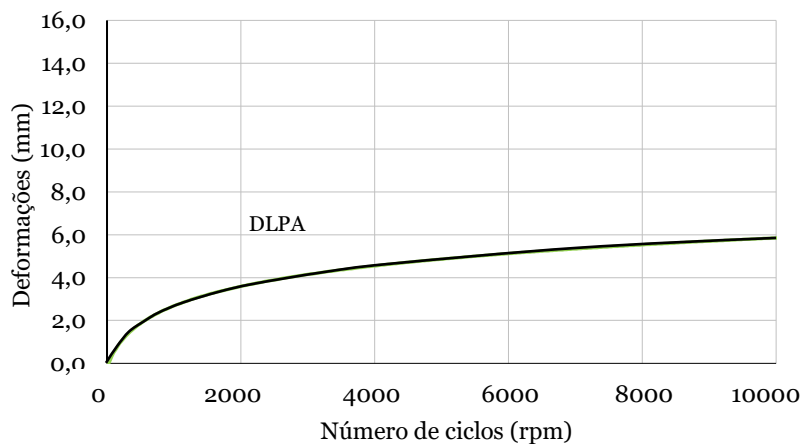


Figura 5.36 Resultados do ensaio à deformação permanente das lajetas de campo

O declive máximo da rodeira no início do ensaio toma valores elevados, aumentando progressivamente até atingir um valor constante de RD_{AIR} que caracteriza a deformação permanente das misturas. A resistência à deformação permanente da DLPA do pavimento betuminoso permeável apresentou valores mais elevados que os obtidos nas lajetas de laboratório (tidas como referência), com diferenças de ≈ 24 e 46 % em relação às lajetas MF e MG. Estas diferenças devem-se ao facto de o TE1 não ter sofrido qualquer efeito de carga devido ao tráfego, originando o aumento da

deformação medida, para além das diferenças nas condições de aplicação e entre métodos (cilindro de rolos e placa vibratória) e temperaturas de compactação.

5.6.6 Ensaio de carga com defletómetro de impacto

A caracterização mecânica do pavimento betuminoso permeável no TE2 foi realizada pelo ensaio de carga através do defletómetro de impacto (FWD) apresentado na subsecção 3.3.4 após 2 meses em serviço. O ensaio FWD foi realizado em quatro pontos definidos conforme esquema da Figura 5.37. De notar que um dos estacionamentos não foi analisado dada a presença de um veículo estacionado no dia do ensaio.

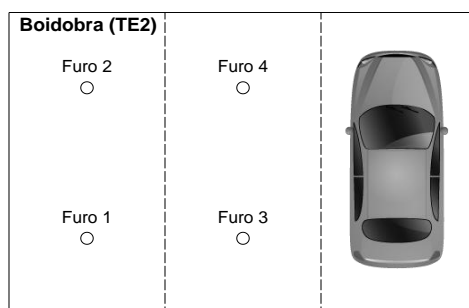


Figura 5.37 Localização dos pontos do ensaio FWD (TE2)

Para cada ponto de ensaio são geralmente realizadas três medições para a força de carga aplicada. A primeira medição corresponde ao ajustamento da placa de carga à superfície do pavimento ou terreno não sendo considerada para análise. No Apêndice V apresentam-se as deflexões medidas (Tabela APV.1) pelo software do equipamento nas medições realizadas e as bacias de deflexão (Figura APV.1 a APV.4) em cada ponto de ensaio correspondentes à segunda medição utilizada para interpretação dos resultados. O pavimento mostrou um comportamento adequado face à força de carga aplicada, uma vez que a linha de deslocamentos se apresentou bem definida e não apresentou irregularidades. Sendo o equipamento FWD composto por 9 geofones, cujo afastamento do ponto de aplicação da carga vai até 2,10 m, nos pontos 1 e 3 apenas foram considerados os registos até ao geofone 6 (1,20 m) devido ao posicionamento dos restantes três geofones fora da área do pavimento, os quais não registaram as deflexões reais do pavimento e, por isso, foram desprezadas.

Na realização dos ensaios com o FWD verificou-se a não homogeneidade do impacto de carga em cada ponto de ensaio, levando assim à necessidade de normalizar as deflexões registadas nos geofones para uma força padrão, conforme Equação 3.8. Uma vez que a força aplicada na segunda medição se aproximou dos 40 kN, esta foi definida como força padrão, simulando o eixo padrão de 80 kN.

Na Tabela 5.8 apresentam-se as deflexões normalizadas para os quatro pontos de ensaio. É de notar que as deflexões diminuem à medida que os geofones se afastam do ponto de aplicação da carga. Os pontos de ensaio 1 e 2 registaram as deflexões máxima e mínima, respetivamente, no geofone D1 sobre o centro de aplicação de carga dos quatro pontos de ensaio do pavimento.

Tabela 5.8 Deflexões normalizadas para a força padrão de 40 kN

Ponto de ensaio	Força padrão (kN)	Deflexões normalizadas (µm)								
		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
Ponto 1	40	860,7	428,7	225,9	116,5	40,9	26,6	-	-	-
Ponto 2	40	640,5	368,6	225,1	133,4	50,9	28,2	20,1	18,6	15,8
Ponto 3	40	783,1	440,5	264,0	153,0	52,2	23,4	-	-	-
Ponto 4	40	855,0	426,0	247,9	141,3	49,1	28,1	21,7	19,3	16,1

Na Figura 5.38 apresenta-se a evolução dessas deflexões em relação à distância dos geofones. Verifica-se que os quatro pontos ensaiados mostram comportamentos distintos na proximidade ao centro de aplicação da carga e comportamentos similares a partir do D3 (0,45 m). Estas diferenças vão refletir-se na definição dos módulos de deformabilidade da DLPA e, conseqüentemente, das camadas interdependentes.

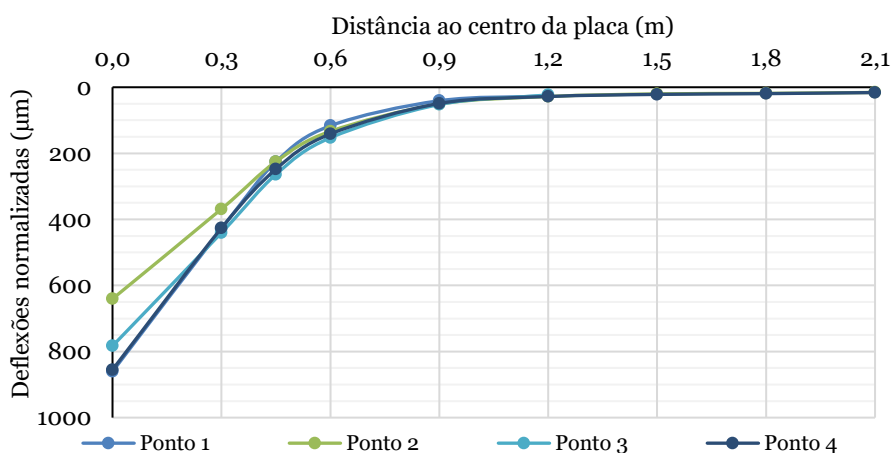


Figura 5.38 Evolução das deflexões normalizadas para a força padrão de 40 kN

Tendo em conta a análise do ensaio através do processo de retroanálise pelo programa BISAR, inicialmente foi definida a força padrão de 40 kN e um raio da placa de distribuição da carga de 0,15 m. Nas Figuras APV.5 a APV.8 mostra-se a introdução dos dados no programa e o processo de cálculo resultante, considerando como exemplo o ponto 2. Uma vez que o programa de cálculo não simula módulos de deformabilidade adequados para camadas superficiais inferiores a 5 cm de espessura, optou-se por definir apenas uma camada betuminosa (DLPA) que incorporou as duas misturas MF e MG (3 + 4 cm), consideradas camadas ligadas. Assim, o número de camadas definido para análise foi de quatro, respeitantes à camada betuminosa drenante (DLPA) com 7 cm de espessura, à camada de base granular com agregados britados (5/15) de 9 cm de espessura, à camada de sub-base granular (reservatório) com agregados britados (15/25) de 25 cm de espessura e à camada de solo de fundação com espessuras variáveis consoante o ajustamento nas iterações realizadas. Para além destas, foi adicionada uma camada rígida com espessura semi-infinita.

Os módulos de deformabilidade definidos no modelo de comportamento estrutural de cada camada foram arbitrados tendo em conta valores teóricos conhecidos para as várias camadas de um pavimento rodoviário, conforme Tabela 3.6. Os coeficientes de *Poisson* também foram adotados consoante valores típicos. Tanto para a DLPA como para as camadas granulares e camada rígida o

valor considerado foi de 0,35. Para solos de fundação o valor mais indicado é de 0,40, o qual foi utilizado neste estudo. Sabendo que deve existir uma relação de interdependência entre camadas não ligadas e que a espessura da camada granular, h_g , é de 250 mm, então $E_g = 2,40 \times E_s$, de acordo com a Equação 3.9, para todas as tentativas definidas na retroanálise. Os parâmetros: número de camadas, espessuras do pavimento, coeficiente de Poisson e a posição dos geofones, mantiveram-se constantes no processo iterativo em cada ponto de ensaio no pavimento. Na Tabela 5.9 apresentam-se os valores inseridos para o cálculo da primeira iteração nos 4 pontos do pavimento. Após inserção dos dados no BISAR, as deflexões calculadas foram obtidas nos deslocamentos UZ da folha de resultados gerada, apresentando-se na Figura APV.8 do Apêndice V.

Tabela 5.9 Características das camadas definidas para efetuar a primeira iteração no BISAR

Camadas	Espessura (m)	E (MPa)	ν
1: Camada betuminosa drenante (PA1 e PA2)	0,07	2000	0,35
2: Camada de base granular (brita 5/15)	0,09	300	0,35
3: Camada granular do reservatório (brita 15/25)	0,25	240	0,35
4: Solo de fundação	1,00	100	0,40
Camada rígida	-	1000	0,35

Depois de realizadas inúmeras iterações em cada ponto, nas Figuras 5.39 e 5.40 pode verificar-se a aproximação das deflexões calculadas na iteração considerada como a mais adequada para cada ponto de ensaio (resultados numéricos na Tabela APV.2).

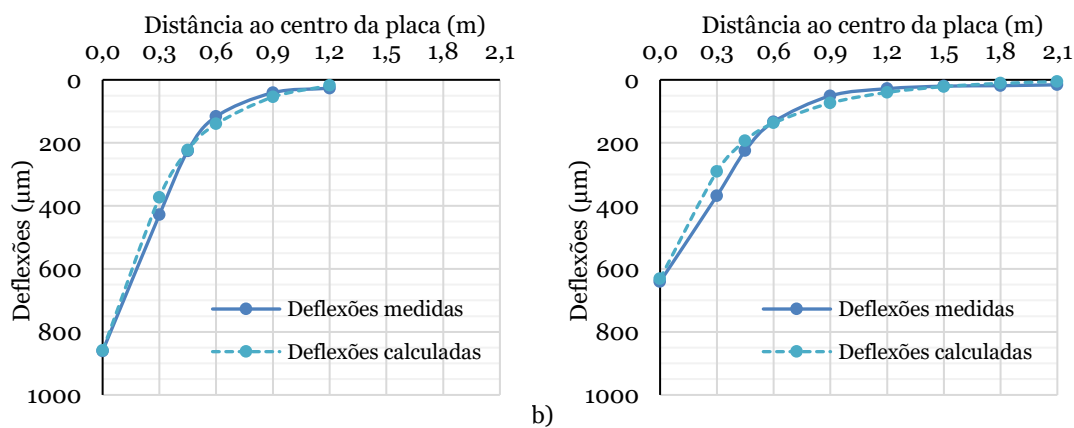


Figura 5.39 Aproximação das deformadas medidas e calculadas: a) Ponto 1; b) Ponto 2

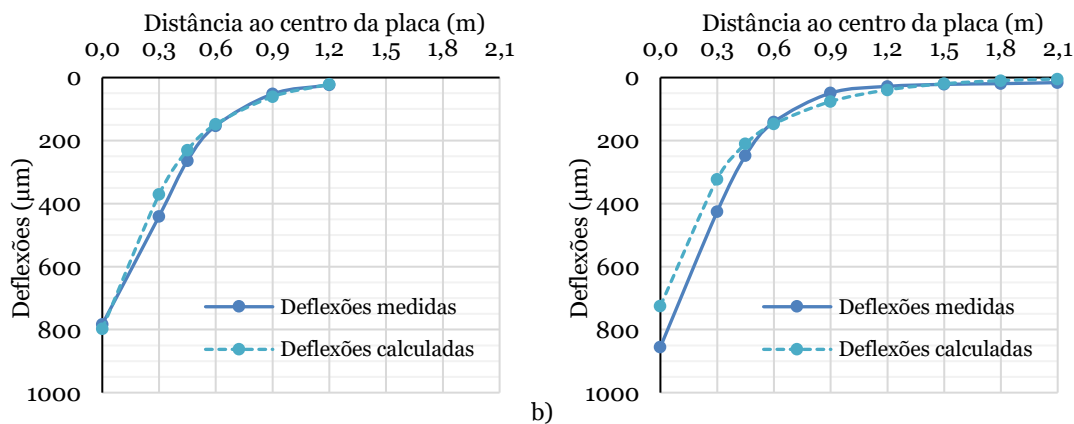


Figura 5.40 Aproximação das deformadas medidas e calculadas: a) Ponto 3; b) Ponto 4

As deflexões medidas nos geofones mais próximos da aplicação da carga indicam a resposta estrutural do pavimento, sendo esta o reflexo das deflexões registadas no geofone D₃ (0,45m). Os geofones seguintes traduzem o comportamento estrutural do solo de fundação à carga aplicada, enquanto os mais afastados correspondem à camada rígida. A interdependência considerada entre o solo de fundação e a camada granular do reservatório tem grande influência na aproximação das deflexões medidas e calculadas. Verificou-se que o erro obtido foi tanto menor quanto a melhor aproximação das deflexões nestas duas camadas, visível pelo traçado das duas curvas nos geofones mais afastados.

Na Tabela 5.10 apresentam-se os módulos de deformabilidade arbitrados correspondentes às soluções dos gráficos anteriores, assim como o *RMS* determinado em comparação com as deflexões medidas para cada ponto de ensaio. Note-se que as espessuras do solo de fundação variam em cada ponto (ponto 1 = 0,75 m, ponto 2 = 1,5 m, ponto 3 = 0,80 m e ponto 4 = 1,30 m). Uma vez que se tentou cumprir a condição de interdependência, a gama de soluções a testar nas diferentes iterações foi restringida, gerando alguma divergência na obtenção dos módulos de deformabilidade, principalmente das camadas granulares. Este facto faz-se notar pela proximidade dos módulos de deformabilidade das duas camadas granulares em cada ponto. Verifica-se que os valores de *RMS* obtidos são superiores ao espectável, observando-se discrepâncias entre as deflexões medidas e calculadas nas Figuras 5.39 e 5.40. Quando as duas curvas foram aproximadas até valores de *RMS* pequenos, menores que 10 %, os módulos de deformabilidade arbitrados corresponderam a valores incoerentes relativamente aos teóricos para os materiais aplicados. Para além disso, a interdependência entre camadas não podia ser considerada. Mesmo com erros elevados, os módulos de deformabilidade alcançados podem caracterizar mecanicamente as camadas constituintes do pavimento. Observa-se que nos quatro pontos estudados os resultados são contíguos obedecendo à deformabilidade decrescente em profundidade.

Tabela 5.10 Módulos de deformabilidade finais definidos para as camadas do pavimento betuminoso permeável

Camada	E (MPa)			
	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4
1: Camada betuminosa drenante (MF e MG)	1800	2200	2100	1700
2: Camada de base granular (brita 5/15)	130	195	170	170
3: Camada granular do reservatório (brita 15/25)	120	192	120	168
4: Solo de fundação	50	80	50	70
Camada rígida	1000	800	1000	700
<i>RMS</i> (%)	21,70	33,37	11,29	38,39

Conforme procedimento, o efeito da temperatura deve ser corrigido fazendo uso da Equação 3.11. Neste caso, a temperatura da camada betuminosa durante os ensaios (*T*, °C) foi considerada a correspondente à temperatura da superfície do pavimento, por falta de registos da temperatura no interior das camadas. Esta condição pode ser empregue, porque a espessura das duas camadas betuminosas (0,07 m) é pequena e, portanto, não existem grandes diferenças na temperatura à superfície e a meio das camadas (0,035 m). Esta temperatura foi registada durante os ensaios em cada ponto. As temperaturas médias mensais utilizadas correspondem à região da Covilhã no ano de

2017 (ano no qual foi realizado o ensaio), conforme Figura AIV.2 (Anexo IV). Com uma espessura total da camada betuminosa drenante do pavimento de 0,07 m e uma temperatura média anual ponderada de 18,4 °C obteve-se, através do ábaco da Figura AIV.1 (Anexo IV), uma temperatura de serviço de aproximadamente 28 °C (Tabela APV.3 do Apêndice V). O procedimento de ajuste dos módulos de deformabilidade obtido por retroanálise (E_T , MPa) para os módulos de deformabilidade relativos à temperatura de serviço (E_{28} , MPa) apresenta-se na Tabela 5.11. Após este ajuste verifica-se uma diminuição dos valores do módulo de deformabilidade que se deveu à menor temperatura das camadas betuminosas face à temperatura de serviço.

Tabela 5.11 Ajuste do módulo de deformabilidade para a temperatura de serviço das misturas drenantes

Ponto de ensaio	T (°C)	E_T (MPa)	E_{20} (MPa)	E_{28} (MPa)
Ponto 1	18,9	1800	1738	1299
Ponto 2	27,5	2200	2882	2210
Ponto 3	20,0	2100	2098	1608
Ponto 4	14,8	1700	1458	1118
Média	20,3	1950	2044	1559

Os resultados demonstraram que a temperatura influencia o comportamento do pavimento face à alteração dos módulos de deformabilidade, sobretudo nas misturas betuminosas devido à presença de betume. A rigidez das misturas betuminosas drenantes em laboratório resultou em valores médios de 2100 MPa (MG) e 2700 MPa (MF), considerados como módulos de deformabilidade de projeto. Na análise realizada ao ensaio FWD em campo obteve-se um valor médio de 2044 MPa para a mesma temperatura de 20 °C. Uma vez que as camadas granulares (base e sub-base) têm muitos vazios e a vibração entre os agregados é maior, estes acomodam-se com o impacto da carga. Esta ação transmite-se à rigidez das camadas superiores que são influenciadas pelo comportamento das camadas granulares.

A rigidez do betume também influencia os resultados, nomeadamente a idade do mesmo. Um betume novo tem menor módulo de deformabilidade em relação a um betume envelhecido que tenha sido sujeito a diferentes condições ambientais, tais como, raios UV, temperatura e humidade. No caso do estacionamento em estudo, após 2 meses em serviço, o betume é considerado novo, justificando a maior deformabilidade da DLPA e menor rigidez. Este facto condiciona o comportamento de todas as camadas de um pavimento betuminoso permeável, uma vez que apresenta flexibilidade tanto nas camadas superficiais como nas camadas subjacentes.

5.7 Considerações

A avaliação do pavimento betuminoso permeável compreendeu a construção e monitorização de dois troços experimentais executados com a composição definida pela formulação dos ensaios laboratoriais. No primeiro troço TE1, construído num local controlado e sem tráfego, foi avaliada a capacidade de infiltração do pavimento permeável, a macrotextura e a qualidade da água do mesmo juntamente com o pavimento betuminoso denso. No segundo troço TE2, relativo a um parque de

estacionamento com tráfego automóvel ligeiro, foi avaliada a capacidade de infiltração, qualidade da água, textura, atrito e capacidade de carga.

Previamente à construção dos troços experimentais, os solos de fundação dos locais de implantação foram caracterizados através de ensaios de carácter laboratorial e de campo. Em laboratório, a Classificação Unificada dos Solos atribuiu a designação de CL – argila magra arenosa ao solo do TE1 e SM – areia siltosa com cascalho ao solo do TE2. O solo do tipo CL, caracterizado pela baixa permeabilidade e capacidade de carga razoável, apresentou plasticidade moderada e uma mistura de solo de areia e seixo. O solo do tipo SM não apresentou plasticidade e considerou-se semipermeável com uma boa capacidade de carga. Quanto à caracterização do coeficiente de permeabilidade, através do ensaio de carga variável em campo, obtiveram-se valores médios de $1,70 \times 10^{-6}$ m/s e $4,61 \times 10^{-6}$ m/s para o TE1 e TE2, respetivamente. Uma vez que os resultados foram obtidos em condições uniformes de drenagem, estes valores correspondem à taxa de infiltração característica dos solos, utilizada no dimensionamento do reservatório do pavimento. Os dois solos apresentam semelhanças entre eles, pelo que a adoção do sistema de infiltração face à baixa permeabilidade de ambos foi de um sistema de infiltração parcial, apesar de poder ser utilizado qualquer tipo de sistema.

A secção do pavimento betuminoso permeável aplicado em ambos os troços experimentais foi definida consoante as especificações nacionais e recomendações de outros estudos. A opção da utilização de uma dupla camada betuminosa drenante conduziu à definição da espessura da camada MF com 3 cm e da camada MG com 4 cm, perfazendo 7 cm de DLPA. A camada de base com uma brita 5/15 teve uma espessura de 9 cm com 36,6 % de porosidade. A camada de sub-base ou reservatório foi dimensionada de acordo com três métodos sugeridos por estudos e entidades de referência (Araújo *et al.*, 2000; Caltrans, 2014; Woods Ballard *et al.*, 2015). A sua constituição incluiu uma brita 15/25 com 40,6 % de porosidade. As variáveis para a definição da espessura incluíram, no dimensionamento hidrológico, a intensidade de precipitação da região da Covilhã, um intervalo de duração da mesma entre 5 min e 48h e a taxa de infiltração do solo de fundação em cada local e, no dimensionamento mecânico, a categoria de tráfego e o tipo de solo de fundação. Os métodos de Araújo *et al.* (2000) e Caltrans (2014) compreenderam o dimensionamento hidrológico, resultando numa espessura inferior à mínima de 15 cm em ambos os troços. O método sugerido por Woods Ballard *et al.* (2015) teve em conta o dimensionamento hidrológico e mecânico que conduziram a uma espessura mínima de 22,5 cm no TE1 e 15 cm no TE2, pelo que se adotou uma espessura de 25 cm na camada de reservatório. A secção de pavimento betuminoso denso aplicado no TE1 foi definida de acordo com uma secção típica de pavimentos convencionais, constituída de cima para baixo por uma camada de desgaste AC14 Surf de 5 cm, uma camada de base AC20 Base de 9 cm e uma camada de sub-base de *tout-venant* com 20 cm.

A construção dos troços experimentais teve por base as mesmas etapas. A construção do TE1 iniciou com a marcação do terreno delimitando as áreas do pavimento denso e do pavimento permeável. Procedeu-se à escavação das espessuras correspondentes aos dois pavimentos (0,34 e 0,41 cm) seguida da colocação das caixas para recolha e encaminhamento das águas escoadas e infiltradas. Posteriormente, foi colocado o tubo de drenagem envolto em geotêxtil no fundo da camada de sub-

base. As camadas de base e sub-base com agregados soltos foram aplicadas e compactadas, seguidas pelas camadas betuminosas densas (MD e MB) e drenantes (MF e MG). A última etapa consistiu na construção de valetas para o escoamento superficial e na delimitação das áreas. Na construção do TE2 foram adotados os mesmos procedimentos identificados para o TE1. Neste troço foram introduzidas três caixas, entre a camada de desgaste MG e a camada de base 5/15, por forma a encaminhar as águas infiltradas pelas camadas betuminosas para a caixa de recolha geral para posterior análise individual da qualidade da água.

A monitorização do pavimento betuminoso permeável baseou-se na avaliação do seu comportamento hidrológico, funcional e mecânico ao longo do tempo. O comportamento hidrológico teve em consideração as ações das águas pluviais sobre a estrutura do pavimento, nomeadamente a sua capacidade de infiltração e qualidade da água. A capacidade de infiltração dos pavimentos betuminosos permeáveis do TE1 e TE2 foi monitorizada através da execução de ensaios de permeabilidade pelo permeâmetro LCS e pelo permeâmetro de carga descendente. No TE1 a frequência de ensaio foi de 6 meses em 6 pontos definidos na superfície do pavimento. Em três dos pontos foi executada manutenção após 1 ano e 6 meses da sua construção. A condutividade hidráulica relativa (*HC*) e a permeabilidade (*K*) obtida mostraram coerência nos resultados, ou seja, ambas caracterizaram a diminuição do desempenho do pavimento ao longo do tempo pela dificuldade de infiltração das águas na estrutura por colmatção da superfície devido às poeiras envolventes. Quando realizada a manutenção, a superfície do pavimento recuperou parcialmente o seu desempenho hidrológico em cerca de 6 meses. Em termos de permeabilidade, a sua medição foi realizada após 1 ano da construção, resultando em $1,7 \times 10^{-3}$ m/s. Neste troço TE1, a manutenção simples com vassoura e aspiração da superfície mostrou eficiência em readquirir parte da capacidade de infiltração do pavimento. Após 2 anos e 6 meses o pavimento apresentava ≈ 54 % de capacidade de infiltração que depois da manutenção passou para ≈ 73 %.

A capacidade de infiltração do pavimento permeável no TE2 foi avaliada com intervalos de 4 meses em 6 pontos. Neste troço os resultados de *HC* e *K* traduziram o comportamento do pavimento desde a entrada em serviço sob o efeito do tráfego de veículos estacionados e da envolvente à área do estacionamento em terreno natural compactado. A evolução da capacidade de infiltração decresceu devido aos efeitos mencionados das condições da envolvente que provocaram a colmatção da superfície e, conseqüentemente, do pavimento. Inicialmente, o pavimento apresentava uma permeabilidade de $2,0 \times 10^{-3}$ m/s. Após 1 ano e 10 meses em serviço apresentava uma capacidade de infiltração de ≈ 54 % em relação à inicial. Uma vez que, a diferença entre as últimas medições realizadas nos dois troços foi de 8 meses e a capacidade de infiltração foi equivalente, significa que no TE2 a superfície colmatou mais rapidamente e que a manutenção no TE1 favoreceu a redução da colmatção. Embora a capacidade de infiltração detetada nos pavimentos tenha reduzido desde o início da construção dos troços, os resultados cumprem o mínimo referido em pavimentos permeáveis na Europa de $0,027 \times 10^{-3}$ m/s.

Os resultados obtidos pelos dois equipamentos utilizados na avaliação da capacidade de infiltração não são suscetíveis de serem comparados. Assim, seria importante a continuidade de realização dos

ensaios na superfície estudada e em outras superfícies por forma a conceber uma possível relação entre os dois parâmetros, HC e K . De forma a comparar resultados de permeabilidade em campo com resultados em laboratório foram ensaiados carotes extraídos de lajetas de obra (TE2) e provetes moldados em laboratório. Conclui-se que a permeabilidade obtida nos carotes foi claramente superior à obtida nos provetes, devendo-se à dificuldade de extração dos carotes que levou à desagregação de alguns agregados nas bases dos mesmos. A simulação da DLPA em laboratório, por sobreposição dos carotes MF e MG, mostrou que a infiltração na direção vertical é conduzida pela mistura MF e na direção horizontal pela mistura MG. Em paralelo com os resultados em campo, a permeabilidade dos provetes e dos carotes foi superior à permeabilidade inicial medida na superfície do pavimento. Conclui-se que as diferenças entre a permeabilidade obtida em campo e em laboratório requerem, sempre que possível, o estudo do desempenho hidrológico em condições reais.

As análises realizadas à qualidade das águas permitiram aferir as concentrações de 21 parâmetros de avaliação entre o conjunto de pavimentos betuminosos denso (PD) e permeável (PP) no TE1 e entre este último e o pavimento betuminoso permeável no TE2, sem e com tráfego, respetivamente, durante os meses mais chuvosos do primeiro ano após construção. Apesar da capacidade de infiltração que estes pavimentos comportam, as águas que infiltram pela estrutura podem conduzir à lixiviação de alguns compostos para o ambiente. No estudo do TE1, os metais Mn, Pb e Zn registaram concentrações reduzidas não tendo significado para a sua lixiviação. Enquanto no TE2, o Mn e o Zn apesar de estarem presentes nas camadas betuminosas, devido ao contacto com os veículos, ficaram retidos nas camadas granulares não sendo lixiviados. Quanto aos metais Cr e Ni, ambos os pavimentos, permeável e denso, do TE1 lixiviaram o Ni e permitiram a retenção do Cr. No TE2, os mesmos metais foram lixiviados, contudo a DLPA conseguiu atenuar essa lixiviação. Quanto aos compostos inorgânicos, o PP do TE1 reteve o Cl e o K e lixiviou os restantes, enquanto o PD reteve o Al e Cl. No caso do TE2, o pavimento permeável reteve o Ca e o Cl e lixiviou os restantes. No TE1, os hidrocarbonetos-tot foram retidos em ambos os pavimentos, pelo que no TE2 não se revelaram em quantidades apreciáveis. Os parâmetros avaliados cumprem no geral os valores indicados para a descarga de águas residuais em cursos de água (VLE) e para rega quando armazenadas (VMR e VMA). Destaca-se o composto inorgânico Cl que obteve valores elevados em ambos os troços experimentais, todavia o mesmo ficou maioritariamente retido no pavimento, pelo que não é prejudicial visto que compõe um dos principais meios de desinfecção da água. No caso do TE1, conclui-se que o pavimento betuminoso permeável pode ser equiparado a um pavimento denso sem prejudicar a lixiviação de poluentes para o ambiente. Em comparação com o TE1, no TE2 as conclusões foram análogas em relação ao que é retido e lixiviado. Contudo, a DLPA e mesmo as camadas granulares conseguiram atenuar essa lixiviação por filtração de alguns compostos das águas com escorrência à superfície e posterior infiltração no pavimento.

O comportamento funcional do pavimento betuminoso permeável baseou-se na avaliação da profundidade de macrotextura e na medição pontual do atrito. No TE1 a textura (MTD) foi avaliada em intervalos de 6 meses e no TE2 em intervalos de 4 meses através do ensaio da mancha de areia. Verificou-se a diminuição da macrotextura na superfície do pavimento causada pela colmatação de sedimentos que preencheram os poros superficiais ao longo do tempo em serviço em ambos os troços.

O limite mínimo de macrotextura definido para as misturas betuminosas drenantes é de 1,2 mm. Os dois pavimentos permeáveis cumprem este limite verificando-se que após 2 anos e 6 meses o TE1 registou um *MTD* de 1,6 mm e após 1 ano e 10 meses o TE2 registou 1,7 mm. Estes resultados de *MTD* caracterizam os pavimentos com baixo potencial de aquaplanagem. A resistência ao atrito foi realizada na superfície do TE2 após 2 meses da construção. Constatou-se que a temperatura da superfície tem influência na medição realizada diminuindo o valor médio de 68 para 66 *PTV* para a temperatura de 20 °C. Todavia cumpriu o limite mínimo de 60 *PTV*. Na avaliação pontual dos parâmetros de textura e atrito verificou-se que a diminuição de macrotextura representou a diminuição da resistência ao atrito na superfície do pavimento betuminoso permeável. A camada de desgaste deste pavimento formulado com maior percentagem de agregados grossos em relação aos agregados finos melhora o desempenho funcional do pavimento refletindo-se na segurança para os utilizadores.

Em termos mecânicos, o pavimento betuminoso permeável do TE2 foi avaliado pontualmente através do ensaio de carga recorrendo ao defletómetro de impacto pesado (FWD). Adicionalmente foi realizado o ensaio de deformação permanente em lajetas de campo extraídas do TE1. Estas lajetas apresentaram um declive máximo de rodagem semelhante ao obtido nas lajetas produzidas em laboratório, contudo ao fim dos 10 000 ciclos apresentaram maiores deformações. Este desempenho justifica-se pela diferente compactação realizada em laboratório e em campo e pelas temperaturas registadas, condições que em laboratório podem ser mais controladas.

No TE2 o ensaio de carga foi realizado em 4 pontos após 2 meses em serviço. Este ensaio permitiu conhecer as deflexões medidas pelo FWD registadas por 9 geofones, através das quais foi possível aproximar as deflexões calculadas pela atribuição dos módulos de deformabilidade a cada camada do pavimento utilizando o programa de cálculo automático BISAR. Neste sentido, os módulos de deformabilidade foram corrigidos para a temperatura de 20 °C e posteriormente para a temperatura de serviço de 28 °C. Uma vez que a temperatura registada na superfície do pavimento aquando da realização do ensaio foi distinta das temperaturas mencionadas, os módulos de deformabilidade obtidos inicialmente com uma média de 1950 MPa para a DLPA foram alterados para 2044 MPa a 20 °C e 1559 MPa a 28 °C. Assim, concluiu-se que a temperatura é uma das variáveis que tem grande influência na análise dos resultados, para além das espessuras das camadas. As camadas granulares não tiveram influência da temperatura, pelo que os valores introduzidos no programa para a iteração adotada foram os utilizados no estudo, correspondendo a variações entre 130 e 195 MPa na camada de base e entre 120 e 192 MPa na camada do reservatório. Estes valores são típicos em camadas granulares. O comportamento destas camadas influencia as camadas superiores pelo acomodamento do material granular. O solo de fundação obteve um módulo entre 50 e 80 MPa, também típico entre solos de areia, tal como foi identificado no solo do TE1 pelo ensaio de carga. As deflexões calculadas para os 4 pontos avaliados atingiram erros entre ≈ 11 e 38 % face às deflexões medidas pelo equipamento. Estes erros, apesar de elevados, foram considerados válidos perante as propriedades mecânicas dos materiais, uma vez que o menor erro do ponto de vista matemático seria irrealista e não teria em conta fatores como a interdependência entre camadas não ligadas.

Capítulo 6 - Considerações finais e recomendações para estudos futuros

6.1 Introdução

A evolução das cidades tem como um dos principais desafios integrar a atual mancha de infraestruturas urbanas com infraestruturas verdes funcionais. Estas incluem os sistemas de pavimentos que integram as estradas, os estacionamento e as vias pedonais. A procura de novas tecnologias nos últimos anos em todo o mundo tem resultado no desenvolvimento de soluções em meio urbano que se adaptem aos principais problemas relacionados com a urbanização e as alterações climáticas, tais como o excesso de escoamento superficial em pavimentos rodoviários e os consequentes poluentes das escorrências. Os pavimentos betuminosos permeáveis apresentam-se como uma solução adequada, no entanto salienta-se a falta de estudos que complementem não só o desempenho da aplicação destes pavimentos, mas também o das misturas betuminosas drenantes.

O trabalho desenvolvido na presente investigação pretendeu contribuir para um maior conhecimento científico das misturas betuminosas drenantes quanto à sua formulação, caracterização e comportamento hidrológico, funcional e mecânico. Tendo em conta os objetivos delineados, considera-se que os mesmos foram atingidos com base no extenso trabalho laboratorial e na caracterização do desempenho em campo dos dois troços experimentais. Neste capítulo apresenta-se uma síntese das principais conclusões e sugerem-se recomendações para estudos futuros.

6.2 Principais conclusões

No que diz respeito à formulação das misturas drenantes, esta seguiu o método do ensaio Cântabro tendo sido incorporados materiais inovadores como fibras celulósicas (grânulos constituídos por uma mistura de fibras naturais de celulose com betume) e betume modificado (com polímeros), para além do betume tradicional. No ensaio Cântabro imerso verificou-se que as misturas betuminosas drenantes com adição de fibras celulósicas apresentaram maiores valores de perda de massa do que as misturas betuminosas sem esta adição, cumprindo, no entanto, os requisitos estabelecidos. Constata-se que a temperatura da água neste ensaio é um fator preponderante no comportamento das misturas drenantes com fibras celulósicas. A utilização do betume modificado melhorou a porosidade nas misturas drenantes, obtendo valores médios entre 16,6 % e 22,2 %. Todas as misturas cumpriram a porosidade mínima de 16 %. O betume modificado e as fibras celulósicas melhoraram o desempenho das misturas no que diz respeito à diminuição do escorrimento do betume, considerado um fator negativo face à falta de finos na composição da mistura. Conclui-se que as fibras celulósicas conduziram ao aumento da percentagem de betume, possibilitando a sua retenção e um melhor revestimento dos agregados e, consequentemente, uma maior durabilidade das misturas.

A caracterização das misturas betuminosas em laboratório, quanto ao ensaio de tração indireta em compressão diametral, mostrou que as misturas densas obtiveram maiores módulos de rigidez

relativamente às misturas drenantes. Este facto, deve-se à maior porosidade das misturas drenantes que facilita o movimento interno entre agregados e torna a estrutura mais flexível, levando à melhor absorção das tensões induzidas. Desta análise conclui-se que as misturas drenantes com mais finos e betume modificado revelaram suscetibilidade à rigidez. A adição de fibras celulósicas não induziu nenhuma alteração significativa no módulo de rigidez, pois os resultados apresentam-se semelhantes entre misturas com e sem adição de fibras. Os resultados de sensibilidade à água identificaram, uma vez mais, as misturas drenantes com mais finos e betume modificado com menores valores de *ITSR* do que as misturas drenantes com mais grossos, sendo estas mais resistentes na presença de água. Estas misturas têm mais vazios que facilitam a passagem da água levando a valores de *ITSR* mais elevados. As misturas drenantes com e sem fibras celulósicas apresentam resultados inferiores aos requeridos. Esta situação é justificada pelo método de compactação dos provetes, que em alguns casos se considera o número de pancadas excessivo, reduzindo a resistência da mistura.

A permeabilidade é uma das propriedades mais importantes nas misturas drenantes tal como a porosidade, no que diz respeito ao desempenho hidrológico do pavimento. Conclui-se, pelo ensaio de permeabilidade, que as misturas finas e grossas com adição de fibras apresentam coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal superiores a $2,3 \times 10^{-3}$ m/s. Estes resultados comprovam que a utilização de fibras na composição das misturas melhora o seu desempenho relativamente à drenagem de água num pavimento, quando comparadas com as misturas sem esta adição, com valores a partir de $1,3 \times 10^{-3}$ m/s. Assim, a incorporação de fibras confere maior capacidade de absorção do betume, oferecendo uma estrutura com porosidade elevada que permite uma melhor drenagem.

A resistência à deformação permanente tem tido pouco destaque entre misturas betuminosas drenantes, pelo que os resultados desta investigação são cruciais como referência em estudos futuros. Os resultados indicaram um melhor comportamento das misturas drenantes com fibras celulósicas, com RD_{air} inferior a 5,2 mm, relativamente às misturas drenantes sem fibras celulósicas, com RD_{air} inferior a 14,0 mm. Neste estudo, verificou-se que misturas drenantes com maiores percentagens de betume melhoram o desempenho mecânico na resistência à deformação permanente. Este facto apenas foi possível devido à retenção do betume por parte das fibras celulósicas, levando ao aumento considerável da durabilidade das misturas pela redução dos cavados de rodeira e, conseqüentemente, da acumulação de água à superfície.

Na caracterização das misturas betuminosas verificou-se que a adição de fibras celulósicas e betume modificado conduz a bons resultados de desempenho hidrológico, funcional e mecânico, permitindo a utilização deste tipo de misturas com garantias de durabilidade. Foram ainda realizados dois estudos que simulam a colmatação da DLPA com diferentes intensidades de precipitação e materiais de colmatação.

A influência da intensidade de precipitação na capacidade de infiltração da DLPA foi avaliada em dois ciclos de colmatação com areia selecionada quando sujeita a três intensidades de precipitação (100, 200 e 300 mm/h). As fases de ensaio contemplaram a avaliação após construção, após cada

ciclo de colmatção e após uma manutenção simples. As principais conclusões mostram que a DLPA pode reduzir o escoamento superficial (que neste caso foi mesmo inexistente) das águas pluviais resultante de precipitações intensas. Com a aplicação de 1000 g/m² de material de colmatção a capacidade de infiltração diminuiu, mas foi restaurada após uma manutenção simples. Esta técnica revelou-se eficaz, sobretudo com precipitações mais elevadas (200 e 300 mm/h), tendo recuperado a funcionalidade hidrológica da DLPA (diferença < 1 %). A acumulação de sedimentos mais grossos verificou-se na camada superficial evidenciando a vantagem da utilização de uma DLPA.

Da investigação realizada com os três materiais de colmatção (areia, solo e borracha) e para uma intensidade de 100 mm/h, conclui-se que a areia e o solo não afetaram, consideravelmente, a capacidade de infiltração da DLPA. No entanto, a borracha limitou a capacidade de infiltração após uma colmatção de 1000 g/m² levando ao aparecimento de escoamento superficial. Materiais com menor massa volúmica tendem a incrementar o estado de colmatção da DLPA, tal como a borracha, seguida do solo e da areia. Aspeto que será mais difícil de ocorrer com materiais de maior massa volúmica, no entanto esta observação carece de estudo adicionais. A técnica de manutenção simples permitiu desobstruir com maior facilidade as partículas de borracha, levando a uma consequente recuperação da capacidade de infiltração após colmatção e posterior manutenção, em oposição à areia e ao solo. O método de avaliação do tempo de descarga, realizado com o permeâmetro da EN 12697-40, resultou no aumento deste em ≈ 79 % em condições de colmatção face ao registado inicialmente. Contudo, após manutenção, a DLPA com areia e solo recuperou ≈ 55 e 61 %, respetivamente, enquanto que com a borracha obteve ≈ 75 %. Conclui-se que o ensaio realizado com o permeâmetro é mais conservador em relação à avaliação efetuada com o simulador de chuvas. Verificou-se uma maior influência dos materiais de colmatção com o permeâmetro, enquanto a capacidade de infiltração com o simulador se aproximou da inicial para a DLPA.

Os resultados dos estudos de colmatção comprovam a vantagem da utilização de uma DLPA pois esta fornece um bom desempenho hidrológico, mesmo em condições de colmatção. Nestas condições, utilizando técnicas comuns de manutenção é possível recuperar a capacidade de infiltração. Assim, os pavimentos betuminosos permeáveis com DLPA são eficientes quando adequadamente concebidos e mantidos, indo ao encontro das medidas dos sistemas SUDS e da atenuação dos efeitos causados pelas alterações climáticas.

Após a análise laboratorial das misturas que constituem a DLPA, foram construídos dois troços experimentais em campo por forma a complementar o trabalho de formulação e caracterização, através da monitorização dos mesmos. O TE1 é constituído pelo pavimento betuminoso denso e pelo pavimento betuminoso permeável, sem tráfego, e o TE2 é constituído pelo pavimento betuminoso permeável integrando três lugares de estacionamento.

O solo de fundação, de ambos os locais de implantação, foi caracterizado com ensaios laboratoriais através da recolha de amostras em campo. A granulometria atribuiu a classificação de CL – argila magra arenosa ao solo do TE1, característico pela permeabilidade reduzida e uma capacidade de carga razoável, com plasticidade moderada. O solo do TE2 foi classificado como SM – areia siltosa

com cascalho, com características semipermeáveis e uma boa capacidade de carga, sem plasticidade. A permeabilidade do solo, como propriedade fundamental para o trabalho em análise foi obtida através de ensaios de permeabilidade de carga variável em campo, com valores médios de $1,70 \times 10^{-6}$ m/s e $4,61 \times 10^{-6}$ m/s para o TE1 e TE2, respetivamente. Estes valores correspondem à taxa de infiltração dos solos, a qual se apresentou reduzida e determinou a escolha de um sistema de infiltração parcial em ambos os troços.

A camada de sub-base do pavimento betuminoso permeável foi dimensionada pela aplicação de três métodos que tiveram em conta diferentes variáveis: intensidade de precipitação da região, a duração da chuvada entre 5 e 48h, a taxa de infiltração do solo, a categoria de tráfego e o tipo de agregados da região. Desta análise, determinou-se a secção final do pavimento, definida de cima para baixo por: camada superficial de mistura betuminosa drenante (PA8) com 3 cm de espessura; camada de mistura betuminosa drenante (PA12,5) com 4 cm de espessura; camada de regularização de agregados 5/15 com 9 cm de espessura; reservatório de agregados 15/25 com 25 cm de espessura (inclui tubo de drenagem); e solo de fundação. O pavimento betuminoso denso foi definido por uma secção convencional constituído por uma camada de desgaste (AC14 Surf) de 5 cm, uma camada de base (AC20 Base) de 9 cm, uma camada de sub-base de *tout-venant* com 20 cm e o solo de fundação.

A avaliação do desempenho de pavimentos permeáveis requer medições da capacidade de infiltração superficial contínuas, abrangendo as várias fases desde o projeto inicial até à manutenção em serviço. O desempenho hidrológico do pavimento betuminoso permeável foi avaliado através de ensaios de carga variável e descendente de acordo com as normas EN 12697-40 (HC , s^{-1}) e NLT-327 (K , m/s). O desempenho do pavimento betuminoso permeável do TE1 permitiu verificar um decréscimo em HC e K ao longo do tempo, devido à colmatagem emergente na superfície do pavimento. O pavimento foi intervencionado após 1 ano e 6 meses com uma manutenção simples que favoreceu a redução da colmatagem e, conseqüentemente, recuperou a capacidade de infiltração da superfície. Com um valor de K inicial, após 1 ano da construção do TE1, de $1,7 \times 10^{-3}$ m/s registou-se uma redução de ≈ 46 % ao fim de 2 anos e 6 meses face a esse primeiro registo, pelo que a manutenção recuperou para ≈ 73 % a capacidade de infiltração após o mesmo período de tempo. Estes resultados apontam para uma boa recuperação da capacidade de infiltração devido sobretudo à manutenção. No que diz respeito à avaliação da capacidade de infiltração no TE2, esta traduziu o comportamento do pavimento betuminoso permeável, desde a entrada em serviço, sob o efeito do tráfego dos veículos estacionados e da área envolvente. Estas condições promoveram a colmatagem da superfície do pavimento, observada pela diminuição dos valores de HC e K ao longo dos meses de medição. Em termos de permeabilidade, o pavimento registou um valor de $2,0 \times 10^{-3}$ m/s após construção que diminuiu para $1,1 \times 10^{-3}$ m/s após 1 ano e 10 meses, correspondendo a uma capacidade de infiltração de ≈ 54 %, inferior aos 61 % do TE1 após 2 anos.

Tendo em conta a diferença de 8 meses entre as últimas medições realizadas em cada troço experimental, conclui-se que o pavimento no TE2 colmatou mais rapidamente devido à introdução de tráfego, para além da necessidade de manutenção da superfície. Porém, a composição da área envolvente com poeiras e agregados soltos afetou significativamente o desempenho hidrológico do

pavimento betuminoso permeável levando a uma redução da capacidade de infiltração, verificada em ambos os troços experimentais. No processo de colmatação as partículas maiores de areia acumulam-se no pavimento e os vazios entre elas são preenchidos com poeiras ou partículas finas transportadas pelos pneus dos veículos, diminuindo a permeabilidade e tornando o pavimento impermeável. Conclui-se também que o desempenho hidrológico do pavimento do TE1 melhorou quando efetuada a manutenção da superfície com vassoura e aspiração. Apesar da diminuição da capacidade de infiltração ao longo dos meses de monitorização, esta cumpre o limite mínimo europeu recomendado, em ambos os troços experimentais.

No estudo efetuado verificou-se dificuldade na comparação dos resultados de capacidade de infiltração, tanto entre os diferentes métodos em campo como entre estes e os métodos laboratoriais utilizando os mesmos princípios de medição (carga variável e descendente). Os resultados adquiridos em campo pelos permeâmetros de carga descendente (*HC*) e *LCS (K)* mostraram um desenvolvimento semelhante e decrescente em ambos os troços, contudo os dois parâmetros não são comparáveis devido às unidades associadas, pelo que a continuidade das medições nesta e em outras superfícies drenantes poderia estabelecer uma relação entre parâmetros. Os tempos de descarga pelo permeâmetro de carga descendente apresentaram-se menores devido à maior carga hidráulica. Neste caso, conclui-se que a utilização do permeâmetro *LCS* é preferencial em relação ao permeâmetro de carga descendente, permitindo obter valores mais coerentes e com maior facilidade de interpretação. Pela análise dos ensaios em campo conclui-se que os fatores que mais influenciam a capacidade de infiltração são a idade do pavimento, a área envolvente, a existência ou não de tráfego automóvel e a manutenção. No estudo da relação entre a permeabilidade de provetes e carotes foi possível averiguar que estes têm maior conteúdo de vazios e, conseqüentemente, maior permeabilidade. Contudo, este estudo leva à conclusão de que a permeabilidade obtida em laboratório não é equivalente à permeabilidade medida em campo, portanto esta deve ser realizada em condições reais sempre que possível.

As águas infiltradas pelo pavimento betuminoso permeável podem conter grandes volumes de poluentes, levando à contaminação do meio ambiente. Assim, a qualidade da água pluvial que escoou e infiltrou pelos pavimentos foi analisada através de 21 parâmetros nos pavimentos betuminosos denso (PD) do TE1 e permeável (PP) do TE1 e TE2, de entre os quais se destacam os metais pesados e os compostos inorgânicos. No TE1, salientaram-se os valores em pequenas quantidades, sem significado para a sua lixiviação, dos metais Mn, Pb e Zn e a deteção apreciável apenas dos metais Cr e Ni. O metal Cr ficou retido nos dois pavimentos, enquanto o metal Ni foi lixiviado para o ambiente. No TE2, os metais Mn e Zn foram detetados nas camadas betuminosas do pavimento permeável devido ao contacto dos veículos com a superfície, porém estes ficaram retidos nas camadas granulares e não foram lixiviados. Os metais Cr e Ni obtiveram concentrações maiores nas águas infiltradas significando a sua lixiviação, mas a DLPA atenuou essa ação. As análises aos compostos inorgânicos no TE1 detetaram a retenção de Cl e K e a lixiviação dos restantes por parte do PP, enquanto o PD reteve os compostos Al e Cl. Em paralelo com o PP do TE1, no TE2 o pavimento reteve o Ca e o Cl e lixiviou os restantes compostos inorgânicos. Os compostos inorgânicos encontram-se em maiores concentrações, com maior lixiviação dos elementos estudados devido à sua presença na

composição química dos materiais dos pavimentos. A análise em hidrocarbonetos totais revelou concentrações elevadas em ambos os pavimentos do TE1 possivelmente devido à proximidade com a central betuminosa, contudo estes ficaram retidos no pavimento, contrariamente ao TE2 em que as concentrações foram maioritariamente inferiores ao limite de deteção.

Em conclusão, as análises à qualidade da água mostram semelhanças entre os pavimentos denso e permeável (TE1), enquanto a introdução de tráfego no TE2 não induziu diferenças significativas nas concentrações lixiviadas para o ambiente em apenas 1 ano de serviço. Neste caso, a DLPA constitui um elemento da estrutura do pavimento que favorece a retenção de metais pesados e compostos inorgânicos. As águas lixiviadas pelo pavimento betuminoso permeável cumprem na sua maioria os valores indicados para a descarga de águas residuais em cursos de água (VLE) e para utilização na rega quando armazenadas (VMR e VMA). Assim sendo, as águas infiltradas pelo pavimento constituem uma solução de recarga dos aquíferos, mas também uma alternativa praticável na gestão dos atuais sistemas de drenagem urbanas, podendo reutilizar a água armazenada para usos não potáveis como a rega na agricultura e jardins. Contudo, note-se que a implantação de pavimentos betuminosos permeáveis deve ser evitada em locais próximos de fontes poluentes, como esgotos, rios poluídos ou aterros sanitários.

A textura do pavimento afeta o desempenho da superfície quanto à resistência ao atrito (interação pneu-pavimento) e à segurança rodoviária. A avaliação destas propriedades integrou o presente estudo relativo ao desempenho funcional. A caracterização da macrotextura pelo ensaio da mancha de areia revelou a diminuição do *MTD* em ambos os troços experimentais devido ao preenchimento dos poros superficiais do pavimento pelos sedimentos da colmatação. Note-se que a granulometria dos agregados das misturas betuminosas é significativa para a estimativa do *MTD*. Constatou-se que o limite de *MTD* imposto pelas especificações foi cumprido até à última medição realizada em ambos os troços. A avaliação da resistência ao atrito, realizada pontualmente na superfície do TE2, revelou a influência da temperatura na correção do valor de *PTV* para 20 °C, todavia foi cumprido o valor limite recomendado. Conclui-se que a resistência ao atrito depende fortemente das características da textura do pavimento. O valor do *PTV* traduz o atrito a baixas velocidades e o *MTD* traduz o atrito a altas velocidades em pavimentos húmidos, assim a sua combinação indica o desempenho geral ao atrito da camada de desgaste. Uma vez que a taxa de acidentes em estradas com pisos molhados é maior do que em pisos secos depreende-se que a utilização de um pavimento betuminoso permeável se apresenta como uma boa solução para este problema, devido à sua superfície porosa que reduz o escoamento superficial, para além da aquaplanagem e do efeito *spray*.

O desempenho mecânico no TE1 foi avaliado laboratorialmente pelo ensaio de deformação permanente através de lajetas extraídas do pavimento betuminoso permeável com a espessura correspondente à DLPA. Os resultados mostraram conformidade do comportamento da DLPA em comparação com as lajetas produzidas em laboratório, porém ao fim dos 10 000 ciclos de carga a deformação foi mais elevada. Conclui-se que o método de compactação utilizado, as temperaturas registadas e a idade das misturas, em campo e em laboratório, influenciam a resistência à deformação permanente.

O ensaio de carga realizado em campo com o equipamento FWD determinou o desempenho mecânico do pavimento betuminoso permeável no TE2 através das deflexões correspondentes aos assentamentos observáveis em 9 geofones. O ensaio demonstrou incoerência perante os erros entre as deflexões medidas e calculadas pelo processo iterativo. As variáveis que afetaram a análise do ensaio foram: a espessuras das camadas, o coeficiente de *Poisson*, os módulos de deformabilidade teóricos e a temperatura da superfície do pavimento durante a realização do ensaio. Para além destes, a idade do pavimento, concretamente a idade do betume novo afetou os módulos de deformabilidade. A interpretação do ensaio foi conseguida pela ponderação entre o cumprimento da interdependência entre a camada de reservatório e o solo de fundação e as propriedades mecânicas dos materiais de todas as camadas. Os pontos caracterizados apresentaram módulos de deformabilidade diferentes para as mesmas camadas do pavimento, contudo dentro dos valores típicos para os materiais utilizados. Os erros atingidos foram elevados, porém os resultados foram considerados válidos face aos critérios definidos na interpretação do ensaio. Os módulos de deformabilidade das misturas betuminosas drenantes mostraram-se inferiores à rigidez das misturas em laboratório quando corrigidos para a temperatura de serviço. Face ao estado praticamente novo do betume e, conseqüentemente, da mistura com 2 meses em serviço, alcançaram-se módulos de deformabilidade menores em relação a uma mistura envelhecida. Para além disso, conclui-se que os módulos de deformabilidade das camadas granulares influenciaram o comportamento das camadas superiores pelo rearranjo dos agregados que transmitiram flexibilidade às misturas betuminosas drenantes.

O sistema de pavimento betuminoso permeável proposto nesta Tese apresentou resultados promissores que motivam a sua aplicação não só em estacionamento, como em estradas urbanas, permitindo a adaptação e mitigação às alterações climáticas e à urbanização densificada. Estes resultados impulsionam a continuidade dos estudos por forma a melhorar cada vez mais a tecnologia empregue.

6.3 Recomendações para estudos futuros

A ciência e a tecnologia progridem com a realização de sucessivas experiências, pelo que de seguida se apresentam recomendações para estudos futuros na linha de investigação da presente Tese, nomeadamente:

- Integrar diferentes fusos granulométricos de misturas betuminosas drenantes, paralelas à PA12,5, no caderno de encargos das obras rodoviárias em Portugal, por forma a poder implementar uma DLPA com misturas apropriadas às exigências nacionais;
- Estabelecer um procedimento de avaliação da melhor solução de pavimento betuminoso permeável, desde as misturas betuminosas drenantes, com betumes modificados e aditivos, às camadas subjacentes com o melhor agregado face à porosidade pretendida;
- Estabelecer especificações adequadas à formulação e aplicação dos pavimentos betuminosos permeáveis e ao seu controlo de qualidade, definindo claramente quais os ensaios e respetivos métodos a abordar no desempenho hidrológico, funcional e mecânico, pelo que as normas atuais são

escassas e não apresentam particularidades dos métodos de ensaio a utilizar. Especificamente, é necessário estabelecer métodos consistentes de capacidade de infiltração superficial entre a avaliação em campo e a avaliação em laboratório;

- Estudar a incorporação de materiais reciclados em substituição de parte dos agregados novos utilizados na composição das misturas betuminosas drenantes de modo a promover a sustentabilidade dos pavimentos rodoviários;

- Estudar a incorporação de filler calcário na composição das misturas betuminosas drenantes;

- Estudar a incorporação de resíduos da construção e demolição (RCD) de betão nas camadas granulares com vista a melhorar a rigidez destas devido à presença de cal hidráulica, garantindo a porosidade das camadas;

- Proceder à análise da estrutura interna das misturas betuminosas drenantes com recurso a processamento de imagens de raio-x, tanto em provetes como posteriormente em carotes, identificando com precisão o arranjo dos agregados e do ligante e a sua influência na porosidade e no efeito de colmatação da mistura;

- Proceder a medições de temperatura, de verão e inverno, na superfície da DLPA e na interface entre camadas de um pavimento betuminoso permeável de modo a averiguar o seu efeito na atenuação das ilhas de calor urbano;

- Proceder à modelação da estrutura do pavimento betuminoso permeável, avaliando o seu comportamento mecânico e hidrológico.

- Elaborar um documento de boas práticas de pavimentos betuminosos permeáveis, com métodos e ferramentas a utilizar na seleção de materiais, formulação de misturas, ensaios, construção, monitorização e manutenção;

- Desenvolver uma aplicação informática simples como instrumento de seleção da estrutura de um pavimento betuminoso permeável com base em normas de formulação e dimensionamento;

- Recolher mapas definidores da geologia, rede hidrográfica e ocupação do solo, nomeadamente a mancha urbana, nas regiões de Portugal por forma aglomerar um conjunto de dados suficientemente claros que reconheçam as áreas mais impermeabilizadas, principalmente em cidades. Integrando esses dados com dados climáticos locais podem identificar-se as áreas de atuação para fazer face às inundações procedentes das alterações climáticas.

Referências bibliográficas

- Abbott, C. L., & Comino-Mateos, L. (2003). In-situ hydraulic performance of a permeable pavement sustainable urban drainage system. *Water and Environment Journal*, 17(3), 187–190. <https://doi.org/10.1111/j.1747-6593.2003.tb00460.x>
- Acioli, L. (2005). *Estudo experimental de pavimentos permeáveis para o controle do escoamento superficial na fonte*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.
- Afonso, M., Albuquerque, A., Fael, C., & Dinis-Almeida, M. (2020). Evaluation of Metals Leaching in Permeable Asphalt Pavement and Conventional Asphalt Pavement. *STARTCON19 International Doctorate Students Conference + Lab Workshop in Civil Engineering, KnE Engineering*, 166–176. <https://doi.org/10.18502/keg.v5i5.6935>
- Afonso, M., Dinis-almeida, M., & Fael, C. (2018). Use of Cellulosic Fibres in Double Layer Porous Asphalt. *World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Urban and Civil Engineering*, 12(9), 810–816. <https://doi.org/10.5281/zenodo.1474459>
- Afonso, M., Fael, C., & Dinis-Almeida, M. (2017). Permeable Asphalt Pavement as a Measure of Urban Green Infrastructure in the Extreme Events Mitigation. *World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Urban and Civil Engineering*, 11(10), 1404–1410. <https://doi.org/10.5281/zenodo.1132609>
- Afonso, M. L., Dinis-Almeida, M., & Fael, C. S. (2017). Study of the porous asphalt performance with cellulosic fibres. *Construction and Building Materials*, 135, 104–111. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.222>
- Afonso, M. L., Dinis-Almeida, M., & Fael, C. S. (2018). Permeable pavements – green infrastructures as a flood mitigation measure. *International Symposium on Greener Cities for More Efficient Ecosystem Services in a Climate Changing World, Acta Horticulturae*, (1215), 369–376. <https://doi.org/10.17660/actahortic.2018.1215.68>
- Afonso, M. L., Dinis-Almeida, M., & Fael, C. S. (2019). Characterization of the Skid Resistance and Mean Texture Depth in a Permeable Asphalt Pavement. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 471(022029), 1–10. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/471/2/022029>
- Afonso, M. L., Fael, C. S., & Dinis-Almeida, M. (2020). Influence of clogging on the hydrologic performance of a double layer porous asphalt. *International Journal of Pavement Engineering*, 21(6), 1–10. <https://doi.org/10.1080/10298436.2018.1508843>
- Afonso, M. L., Maia, M., Dinis-Almeida, M., Martinho, F., & Fael, C. (2020). Estudo do desempenho

- de misturas betuminosas com incorporação de fibras celulósicas. Em A. C. Asociación Mexicana del Asfalto (Ed.), *Memorias del XX Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto (XX CILA 2019)* (pp. 539–548). Guadalajara, Jalisco, México.
- Afonso, M. L., Santos, T. S., Fael, C. S., & Dinis-Almeida, M. (2019). Hydraulic Conductivity of the Permeable Asphalt Pavement – Laboratory vs In Situ Test. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 471(022023), 1–10. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/471/2/022023>
- Ahamed, M. A., & Tighe, S. L. (2012). Asphalt pavements surface texture and skid resistance – exploring the reality. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 39(1), 1–9. <https://doi.org/10.1139/l11-109>
- Ahmad, K. A., Abdullah, M. E., Hassan, N. A., Daura, H. A., & Ambak, K. (2017). A review of using porous asphalt pavement as an alternative to conventional pavement in stormwater treatment. *World Journal of Engineering*, 14(5), 355–362. <https://doi.org/10.1108/WJE-09-2016-0071>
- Akbari, H., & Kolokotsa, D. (2016). *Three decades of urban heat islands technologies research*. 133, 834–842. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2016.09.067>
- Al-Rubaei, A. M., Stenglein, A. L., Viklander, M., & Blecken, G.-T. (2013). Long-term hydraulic performance of porous asphalt pavements in Northern Sweden. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 139(6), 499–505. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)IR.1943-4774.0000569](https://doi.org/10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000569)
- Alsubih, M., Arthur, S., Wright, G., & Allen, D. (2017). Experimental study on the hydrological performance of a permeable pavement. *Urban Water Journal*, 14(4), 427–434. <https://doi.org/10.1080/1573062X.2016.1176221>
- Amirjani, M. (2010). Clogging of permeable pavements in semi-arid areas. *Thesis*, 135.
- Andrés-Valeri, V. C., Marchioni, M., Sañudo-Fontaneda, L. A., Giustozzi, F., & Becciu, G. (2016). Laboratory assessment of the infiltration capacity reduction in clogged porous mixture surfaces. *Sustainability (Switzerland)*, 8(8), 751. <https://doi.org/10.3390/su8080751>
- Antunes, M. L. (1993). *Avaliação da capacidade de carga de pavimentos utilizando ensaios dinâmicos*. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- APA. (2018). Avaliação preliminar dos riscos de inundações em Portugal continental. Em *Agência Portuguesa do Ambiente*. Lisboa, Portugal.
- Araújo, C. R., Tucci, C. E. M., & Goldenfum, J. a. (2000). Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução de escoamento superficial. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 5(3), 21–29.

- Araujo, V. M. C., Bessa, I. S., & Castelo Branco, V. T. F. (2015). Measuring skid resistance of hot mix asphalt using the aggregate image measurement system (AIMS). *Construction and Building Materials*, 98, 476–481. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.117>
- Arrieta, V. S., & Maquilón, J. E. C. (2014). Resistance to Degradation or Cohesion Loss in Cantabro Test on Specimens of Porous Asphalt Friction Courses. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, 162, 290–299. <https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2014.12.210>
- Asaeda, T., & Ca, V. T. (2000). Characteristics of permeable pavement during hot summer weather and impact on the thermal environment. *Building and Environment*, 35(4), 363–375. [https://doi.org/10.1016/S0360-1323\(99\)00020-7](https://doi.org/10.1016/S0360-1323(99)00020-7)
- ASCE. (2015). *Permeable Pavements* (B. Eisenberg, K. C. Lindow, & D. R. Smith, Eds.). <https://doi.org/10.1061/9780784413784>
- Baladès, J.-D., Legret, M., & Madiec, H. (1995). Permeable pavements: Pollution management tools. *Water Science and Technology*, 32(1), 49–56. [https://doi.org/10.1016/0273-1223\(95\)00537-W](https://doi.org/10.1016/0273-1223(95)00537-W)
- Ball, J. E., & Rankin, K. (2010). The hydrological performance of a permeable pavement. *Urban Water Journal*, 7(2), 79–90. <https://doi.org/10.1080/15730620902969773>
- Basch, E., Brana, R., Briggs, E., Chang, C., Iyalla, A., Logsdon, D., ... Sinckler, S. (2012). *Roadmap for pervious pavement in New York City*.
- Bean, E. Z., Hunt, W. F., & Bidelsbach, D. A. (2005). Surface Infiltration Rate of Permeable Pavements. *Effective Modeling of Urban Water Systems*, 6062, 451–464. <https://doi.org/10.14796/JWMM.R223-22>.
- Bean, E. Z., Hunt, W. F., & Bidelsbach, D. A. (2007). Field Survey of Permeable Pavement Surface Infiltration Rates. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 133(3), 249–255. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9437\(2007\)133:3\(249\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9437(2007)133:3(249))
- Belizario, P., Scalize, P., & Albuquerque, A. (2016). Heavy Metal Removal in a Detention Basin for Road Runoff. *Open Engineering*, 6(1), 412–417. <https://doi.org/10.1515/eng-2016-0060>
- Belotti, F. M., Oliveira, C. V., & Campos, L. (2012). Avaliação da capacidade de retenção de chumbo, cromo, manganês e níquel pelo solo em área de implantação de estruturas compensatórias de drenagem urbana (Belo Horizonte, MG – Brasil). *Imprensa da Universidade de Coimbra*. https://doi.org/10.14195/978-989-26-0531-9_16
- Boogaard, F., Lucke, T., & Beecham, S. (2014). Effect of age of permeable pavements on their infiltration function. *Clean - Soil, Air, Water*, 42(2), 146–152. <https://doi.org/10.1002/clen.201300113>

- Booth, D. B., & Leavitt, J. (1999). Field Evaluation of Permeable Pavement Systems for Improved Stormwater Management. *Journal of the American Planning Association*, 65(3), 314–325. <https://doi.org/10.1080/01944369908976060>
- Borrego, C., Lopes, M., Ribeiro, I., & Carvalho, A. (2009). As alterações climáticas: uma realidade transformada em desafio. *Debater a Europa*, 15–40. Obtido de <http://www.europe-direct-aveiro.aeva.eu/debatereuropa/>
- Brandão, C., Rodrigues, R., & Costa, J. P. (2001). Análise de fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal Continental. *Direção dos Serviços de Recursos Hídricos, DSRH*. Lisboa: Instituto da Água, INAG.
- Brattebo, B. O., & Booth, D. B. (2003). Long-term stormwater quantity and quality performance of permeable pavement systems. *Water Research*, 37(18), 4369–4376. [https://doi.org/10.1016/S0043-1354\(03\)00410-X](https://doi.org/10.1016/S0043-1354(03)00410-X)
- Brown, C. R. (2007). *Characterization of Solids Removal and Clogging Processes in Two Types of Permeable Pavement* (University of Calgary). Obtido de <http://weekly.cnbnews.com/news/article.html?no=124000>
- Brown, R. A., & Borst, M. (2015). Nutrient infiltrate concentrations from three permeable pavement types. *Journal of Environmental Management*, 164, 74–85. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2015.08.038>
- Brown, Robert A., & Borst, M. (2014). Evaluation of Surface Infiltration Testing Procedures in Permeable Pavement Systems. *Journal of Environmental Engineering*, 140(3), 04014001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EE.1943-7870.0000808](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000808)
- Burton, G. A., & Pitt, R. E. (2001). Stormwater Effects Handbook - A toolbox for watershed Managers, Scientists and Engineers. Em *Environmental Protection*. <https://doi.org/10.1201/9781420036244>
- Cahill, T. H., Adams, M., & Marm, C. (2003). Porous Asphalt. The right choice for porous pavements. *Hot Mix Asphalt Technology, National Asphalt Pavement Association, September*, 26–40.
- Caltrans. (2014). *Pervious Pavement - Design Guidance*. California Department of Transportation, Division of Design, Sacramento, California.
- Carvalho, C. (2015). *Estudo de pavimentos permeáveis em zonas urbanas Avaliação da sua eficiência na redução do escoamento superficial*. Universidade da Beira Interior.
- Castro-Fresno, D., Rodríguez-Bayón, J., Rodríguez-Hernández, J., & Ballester-Muñoz, F. (2005). Sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS). *Interciencia*, 30(5), 255–260.

- Castro, D., González-Angullo, N., Rodríguez, J., & Calzada, M. A. (2007). The influence of paving-block shape on the infiltration capacity of permeable paving. *Land Contamination & Reclamation*, 15(3), 335–344. <https://doi.org/10.2462/09670513.855>
- Čelko, J., Kováč, M., & Kotek, P. (2016). Analysis of the pavement surface texture by 3D scanner. *Transportation Research Procedia*, 14, 2994–3003. <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2016.05.434>
- CEPSA. (2014). *Manual de pavimentação* (N. 3ª Edição; 3ª; CEPESA Betumes, Ed.). Lisboa, Portugal.
- Charlesworth, S. M., Beddow, J., & Nnadi, E. O. (2017). The fate of pollutants in porous asphalt pavements, laboratory experiments to investigate their potential to impact environmental health. *International Journal of Environmental Research and Public Health*, 14(6), 666. <https://doi.org/10.3390/ijerph14060666>
- China, S., & James, D. E. (2012). Comparison of laser-based and sand patch measurements of pavement surface macrotexture. *Journal of Transportation Engineering*, 138(2), 176–181. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)TE.1943-5436.0000315](https://doi.org/10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000315)
- Chopra, M., Wanielista, M., Stuart, E., Hardin, M., & Uju, I. (2011). *Pervious Pavements - Installation, Operations and Strength Part 3: Permeable Paver Systems*. Orlando, EUA.
- Christensen, J. H., & Christensen, O. B. (2003). Climate modelling: Severe summertime flooding in Europe. *Nature*, 421(6925), 805–806. <https://doi.org/10.1038/421805a>
- Chu, L., & Fwa, T. F. (2019). Functional sustainability of single- and double-layer porous asphalt pavements. *Construction and Building Materials*, 197, 436–443. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.162>
- Chu, L., Fwa, T. F., & Tan, K. H. (2017). Evaluation of wearing course mix designs on sound absorption improvement of porous asphalt pavement. *Construction and Building Materials*, 141, 402–409. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.027>
- Cipolla, S. S., Maglionico, M., & Stojkov, I. (2016). Experimental infiltration tests on existing permeable pavement surfaces. *Clean - Soil, Air, Water*, 44(1), 89–95. <https://doi.org/10.1002/clen.201400550>
- Claessen, A., Edwards, J., Sommer, P., & Ugé, P. (1977). Asphalt pavement design - The Shell method. *Proceedings of the 4th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, 39–74. Michigan: University of Michigan, Ann Arbor.
- Coleri, E., Kayhanian, M., Harvey, J. T., Yang, K., & Boone, J. M. (2013). Clogging evaluation of open graded friction course pavements tested under rainfall and heavy vehicle simulators. *Journal of Environmental Management*, 129, 164–172.

<https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2013.07.005>

Cui, X., Zhou, X., Lou, J., Zhang, J., & Ran, M. (2017). Measurement method of asphalt pavement mean texture depth based on multi-line laser and binocular vision. *International Journal of Pavement Engineering*, 18(5), 459–471. <https://doi.org/10.1080/10298436.2015.1095898>

CVC & TRCA. (2010). Low Impact Development Stormwater Management Planning and Design Guide. Em *Credit Valley Conservation and Toronto and Region Conservation Authority*. Obtido de <https://cvc.ca/wp-content/uploads/2012/02/lid-swm-guide-intro.pdf>

Damodaram, C., Giacomoni, M. H., Prakash Khedun, C., Holmes, H., Ryan, A., Saour, W., & Zechman, E. M. (2010). Simulation of combined best management practices and low impact development for sustainable stormwater management. *Journal of the American Water Resources Association*, 46(5), 907–918. <https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.2010.00462.x>

DCLIMA. (2019). Memorando sobre emissões de CO₂e elaborado com base na submissão para a CE (Dec. 525/2013/CE) (Estimativas de emissões 2017). *Agência Portuguesa do Ambiente, Departamento de Alterações Climáticas*, pp. 1–8. Obtido de [https://apambiente.pt/_zdata/Inventario/May2019/20190515MemoEmissoesPT\(dados8Mio\).pdf](https://apambiente.pt/_zdata/Inventario/May2019/20190515MemoEmissoesPT(dados8Mio).pdf)

Decreto-Lei n.º 23/95 de 23 de Agosto. (1995). Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações. *DIÁRIO DA REPÚBLICA*, N.º 194, 5284–5319. Obtido de <https://data.dre.pt/eli/decregul/23/1995/08/23/p/dre/pt/html>

Decreto-Lei n.º 236/98 de 1 de Agosto. (1998). Ministério do Ambiente. *DIÁRIO DA REPÚBLICA*, N.º 176, 3676–3722. Obtido de <https://data.dre.pt/eli/declei/236/1998/08/01/p/dre/pt/html>

Dennis, B. C. (2009). Annotated Literature Review for NCHRP Report 640. *National Cooperative Highway Research Program NCHRP/Transportation Research Board, III*(January), 312.

Derkzen, M. L., van Teeffelen, A. J. A., & Verburg, P. H. (2017). Green infrastructure for urban climate adaptation: How do residents' views on climate impacts and green infrastructure shape adaptation preferences? *Landscape and Urban Planning*, 157, 106–130. <https://doi.org/10.1016/j.landurbplan.2016.05.027>

Diário de Notícias. (2015). Várias pessoas resgatadas de zonas inundadas em Albufeira. *1 de novembro*, Acedido a 5 de janeiro de 2016. Obtido de <http://www.dn.pt/sociedade/interior/chuvaprovoca-inundacoes-e-corte-de-estradas-4865226.html>

Dietz, M. E. (2007). Low impact development practices: A review of current research and recommendations for future directions. *Water, Air, and Soil Pollution*, 186(1), 351–363.

- <https://doi.org/10.1007/s11270-007-9484-z>
- Dinis-Almeida, M. (2010). *Caracterização e formulação de misturas betuminosas recicladas temperadas em central*. Universidade da Beira Interior.
- Diniz, E. V. (1980). *Porous Pavement: Phase I - Design and Operational Criteria*. <https://doi.org/EPA-600/2-80-135>
- Dirección General de Carreteras. (2013). Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes (PG-3) (OC 29/2011). *Ministerio de Fomento*. PROAS (Productos Asfálticos, S.A.), 11ª Edición, España.
- Djukić, A., Lekić, B., Rajaković-Ognjanović, V., Veljović, D., Vulić, T., Djolić, M., ... Prodanović, D. (2016). Further insight into the mechanism of heavy metals partitioning in stormwater runoff. *Journal of Environmental Management*, 168, 104–110. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.jenvman.2015.11.035>
- Drake, J., Bradford, A., & Seters, T. Van. (2014a). Hydrologic Performance of Three Partial-Infiltration Permeable Pavements in a Cold Climate over Low Permeability Soil. *Journal of Hydrologic Engineering*, 19(9). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000943](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000943)
- Drake, J., Bradford, A., & Seters, T. Van. (2014b). Stormwater quality of spring-summer-fall effluent from three partial-infiltration permeable pavement systems and conventional asphalt pavement. *Journal of Environmental Management*, 139, 69–79. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2013.11.056>
- Dreelin, E. A., Fowler, L., & Carroll, C. R. (2006). A test of porous pavement effectiveness on clay soils during natural storm events. *Water Research*, 40(4), 799–805. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2005.12.002>
- Elliott, A. H., & Trowsdale, S. A. (2007). A review of models for low impact urban stormwater drainage. *Environmental Modelling and Software*, 22(3), 394–405. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2005.12.005>
- EPA. (1999). Storm Water Technology Fact Sheet, Porous Pavement. *Environmental Protection Agency*, Vol. 832-F-99–0, p. 7.
- EPA. (2000). Low impact development (LID): a literature review. *Environmental Protection Agency*, p. 41.
- EPA. (2009). Technical guidance on implementing the stormwater runoff requirements for federal projects under section 438 of the energy independence and security act. Em *Environmental Protection Agency*. Washington, DC.

- EPA. (2014). *Using green infrastructure to mitigate flooding in La Crosse , WI*. La Crosse, WI.
- EPA, U. S. (2008). Reducing Urban Heat Islands: Compendium of Strategies. Cool Pavements. *Heat Island Reduction Activities*, 1–23. [https://doi.org/10.1175/1520-0450\(2002\)041<0792:THFIUA>2.0.CO;2](https://doi.org/10.1175/1520-0450(2002)041<0792:THFIUA>2.0.CO;2)
- Eroksuz, E., & Rahman, A. (2010). Rainwater tanks in multi-unit buildings: A case study for three Australian cities. *Resources, Conservation and Recycling*, 54(12), 1449–1452. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2010.06.010>
- Estradas de Portugal, S. A. (2014). *Caderno de Encargos Tipo Obra, Pavimentação, 14.03 Características dos materiais e 15.03 Métodos construtivos*. Obtido de <http://www.infraestruturasdeportugal.pt/negocios-e-servicos/fornecedores/documentacao>
- Ferguson, B. (2005). *Porous Pavements* (R. L. France, Ed.). <https://doi.org/10.1201/9781420038439>
- Ferguson, B. K. (2010). *Porous Pavements in North America : Experience and Importance Revêtements poreux en Amérique du Nord : expérience et importance*. 1–6.
- Fernández-Barrera, A. H., Castro-Fresno, D., Rodríguez-Hernández, J., & Calzada-Pérez, M. A. (2008). Infiltration capacity assessment of urban pavements using the LCS permeameter and the CP infiltrometer. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 134(5), 659–665. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9437\(2008\)134:5\(659\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9437(2008)134:5(659))
- FHWA. (2015). TechBrief: Porous asphalt pavements with stone reservoirs. *Federal Highway Administration, FHWA-HIF-1*(April), 11. Obtido de <http://www.fhwa.dot.gov/pavement/asphalt/pubs/hif15009.pdf>
- Fini, A., Frangi, P., Mori, J., Donzelli, D., & Ferrini, F. (2017). Nature based solutions to mitigate soil sealing in urban areas: Results from a 4-year study comparing permeable, porous, and impermeable pavements. *Environmental Research*, 156, 443–454. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.envres.2017.03.032>
- Fisco, N., & Sezen, H. (2013). Comparison of surface macrotexture measurement methods. *Journal of Civil Engineering and Management*, 19(Supplement_1), S153–S160. <https://doi.org/10.3846/13923730.2013.802732>
- Fletcher, T. D., Andrieu, H., & Hamel, P. (2013). Understanding, management and modelling of urban hydrology and its consequences for receiving waters: A state of the art. *Advances in Water Resources*, 51, 261–279. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2012.09.001>
- Fletcher, T. D., Shuster, W., Hunt, W. F., Ashley, R., Butler, D., Arthur, S., ... Viklander, M. (2015). SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology

- surrounding urban drainage. *Urban Water Journal*, 12(7), 525–542.
<https://doi.org/10.1080/1573062X.2014.916314>
- Foster, J., Lowe, A., & Winkelman, S. (2011). The Value of Green Infrastructure for Urban Adaptation. Em *The Center for Clean Air Policy*.
- Freire, A. (2002). *Deformações permanentes de misturas betuminosas em pavimentos rodoviários* (Universidade de Coimbra). Obtido de http://repositorio.lnec.pt:8080/jspui/bitstream/123456789/1009227/2/Thesis_PhD_ACFreire.pdf
- Fuente, E. G.-U. (2010). *Estudio de un aparca miento de firmes filtrantes para la mejora de la gestion sostenible de las aguas urbanas mediante el almacenamiento y valorizacion del agua de lluvia*. Universidad de Cantabria, España.
- Fwa, T. F., Choo, Y. S., & Liu, Y. (2003). Effect of aggregate spacing on skid resistance of asphalt pavement. *Journal of Transportation Engineering*, 129(4), 420–426.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(2003\)129:4\(420\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2003)129:4(420))
- Fwa, T. F., Lim, E., & Tan, K. H. (2015). Comparison of permeability and clogging characteristics of porous asphalt and pervious concrete pavement materials. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2511, 72–80. <https://doi.org/10.3141/2511-09>
- Fwa, T., Tan, S., & Guwe, Y. (1999). Laboratory Evaluation of Clogging Potential of Porous Asphalt Mixtures. *Transportation Research Record*, 1681(1), 43–49. <https://doi.org/10.3141/1681-06>
- Ghazal, R., Ardeshir, A., & Zahedi Rad, I. (2014). Climate change and stormwater management strategies in Tehran. *Procedia Engineering*, 89, 780–787.
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.507>
- Gilbert, J. K., & Clausen, J. C. (2006). Stormwater runoff quality and quantity from asphalt, paver, and crushed stone driveways in Connecticut. *Water Research*, 40(4), 826–832.
<https://doi.org/10.1016/j.watres.2005.12.006>
- Gogula, A., Hossain, M., Romanoschi, S., & Fager, G. (2003). Correlation between the Laboratory and Field Permeability Values for the Superpave Pavements. *Proceedings of the 2003 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Ames, Iowa*, (August 2003).
- Guerreiro, S. B., Dawson, R. J., Kilsby, C., Lewis, E., & Ford, A. (2018). Future heat-waves, droughts and floods in 571 European cities. *Environmental Research Letters*, 13(3), 034009.
<https://doi.org/10.1088/1748-9326/aaaad3>
- Hamzah, M. O. (2007). Double layer porous asphalt in the netherlands and field monitoring in belgium. *Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, 6.

<https://doi.org/10.11175/eastpro.2007.0.285.0>

- Hamzah, M. O., Abdullah, N. H., Voskuilen, J. L. M., & van Bochove, G. (2013). Laboratory simulation of the clogging behaviour of single-layer and two-layer porous asphalt. *Road Materials and Pavement Design*, 14(1), 107–125. <https://doi.org/10.1080/14680629.2012.749803>
- Hamzah, M. O., Hasan, M. R. M., & Ven, M. van de. (2012). Permeability loss in porous asphalt due to binder creep. *Construction and Building Materials*, 30, 10–15. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.11.038>
- Hansen, K. R. (2008). Porous asphalt pavements for stormwater management. *National Asphalt Pavement Association*, p. 30. Lanham, Md.
- Haselbach, L., Dutra, V. F. P., Paulete, S., & Pinto da Silva Filho, L. C. (2016). Laboratory evaluations of long-term hydraulic performance and maintenance requirements for pervious concrete mixes: A case study in Southern Brazil. *International Conference on Transportation and Development 2016*. <https://doi.org/10.1061/9780784479926.029>
- Haselbach, L. M. (2010). Potential for Clay Clogging of Pervious Concrete under Extreme Conditions. *Journal of Hydrologic Engineering*, 15(1), 67–69. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000154](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000154)
- Hassan, N. A., Abdullah, N. A. M., Shukry, N. A. M., Mahmud, M. Z. H., Yunus, N. Z. M., Putrajaya, R., ... Yaacob, H. (2015). Laboratory evaluation on the effect of clogging on permeability of porous asphalt mixtures. *Jurnal Teknologi*, 76(14), 77–84. <https://doi.org/10.11113/jt.v76.5846>
- Hernandez-Saenz, M. A., Caro, S., Arámbula-Mercado, E., & Epps Martin, A. (2016). Mix design, performance and maintenance of Permeable Friction Courses (PFC) in the United States: State of the Art. *Construction and Building Materials*, 111, 358–367. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.053>
- Hernández, J. (2008). *Estudio, análisis y diseño de secciones permeables de firmes para vías urbanas con un comportamiento adecuado frente a la colmatación y con la capacidad portante necesaria para soportar tráfico ligero*. Universidad de Cantabria, España.
- Herngren, L., Goonetilleke, A., & Ayoko, G. (2004). Investigation of urban water quality using artificial rainfall. *Proceedings of the Water Environment Federation, 2004*, 1169–1184. <https://doi.org/10.2175/193864704790896117>
- Herngren, L., Goonetilleke, A., & Ayoko, G. A. (2005). Understanding heavy metal and suspended solids relationships in urban stormwater using simulated rainfall. *Journal of Environmental Management*, 76(2), 149–158. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2005.01.013>

- Houle, J. J., Roseen, R. M., Ballesteros, T. P., Puls, T. A., & Sherrard Jr, J. (2013). Comparison of maintenance cost, labor demands, and system performance for LID and conventional stormwater management. *Journal of Environmental Engineering*, 139(July), 932–938. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EE.1943-7870.0000698](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000698).
- Huang, J., He, J., Valeo, C., & Chu, A. (2016). Temporal evolution modeling of hydraulic and water quality performance of permeable pavements. *Journal of Hydrology*, 533, 15–27. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.11.042>
- Hunt, W. F. (2011). Maintaining Permeable Pavements. *Urban Waterways*, 1–8.
- Huong, H. T. L., & Pathirana, A. (2013). Urbanization and climate change impacts on future urban flooding in Can Tho city, Vietnam. *Hydrology and Earth System Sciences*, 17(1), 379–394. <https://doi.org/10.5194/hess-17-379-2013>
- Imran, H. M., Akib, S., & Karim, M. R. (2013). Permeable pavement and stormwater management systems: a review. *Environmental technology*, 34(17–20), 2649–2656. <https://doi.org/10.1080/09593330.2013.782573>
- Interpave. (2010). *Permeable pavements; Guide to the design, construction and maintenance of concrete block permeable pavements* (6.^a ed.). Obtido de <http://www.paving.org.uk>
- IPCC. (2014). *Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, R.K. Pachauri and L.A. Meyer (eds.)]*. Geneva, Switzerland.
- IPCC. (2018). Global Warming of 1.5°C. [Masson-Delmotte, V., P. Zhai, H.-O. Pörtner, D. Roberts, J. Skea, P.R. Shukla, A. Pirani, W. Moufouma-Okia, C. Péan, R. Pidcock, S. Connors, J.B.R. Matthews, Y. Chen, X. Zhou, M.I. Gomis, E. Lonnoy, T. Maycock, M. Tignor, and T. Waterfield (eds.)]. In Pr, 630. Obtido de https://www.ipcc.ch/site/assets/uploads/sites/2/2019/06/SR15_Full_Report_Low_Res.pdf
- IPMA. (2015). Portal do Clima. Alterações Climáticas em Portugal. Obtido de Portal do Clima website: <http://portaldoclima.pt/pt/>
- IPMA. (2019). *Boletim Climatológico Anual Portugal Continental 2018*. Obtido de http://www.ipma.pt/resources.www/docs/im.publicacoes/edicoes.online/20190131/ddliTNijyEWyfrhUMDTy/cli_20180901_20181231_pcl_aa_co_pt.pdf
- Jacobs Engineering Group Inc. (1994). In situ testing to determination field-saturated hydraulic conductivity of UMTRA Project disposal cell covers, liners, and foundation areas. Special study. Em *National Technical Information Service Department of Commerce, DOE/AL/62350-100*. <https://doi.org/10.2172/10128368>

- Jacobson, C. R. (2011). Identification and quantification of the hydrological impacts of imperviousness in urban catchments: A review. *Journal of Environmental Management*, 92(6), 1438–1448. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2011.01.018>
- JAE. (1995a). *Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional* (p. 54). p. 54. Lisboa, Portugal: Junta Autónoma de Estradas.
- JAE. (1995b). *Manual de Dimensionamento do Reforço de Pavimentos Flexíveis*. Lisboa, Portugal: Junta Autónoma de Estradas.
- James, W., & von Langsdorff, H. (2003). The use of permeable concrete block pavement in controlling environmental stressors in urban areas. *Proceedings of the 7th International Conference on Concrete Block Paving*, (October), 1–8. Sun City, South Africa.
- Jia, H., Lu, Y., Yu, S. L., & Chen, Y. (2012). Planning of LID-BMPs for urban runoff control: The case of Beijing Olympic Village. *Separation and Purification Technology*, 84, 112–119. <https://doi.org/10.1016/j.seppur.2011.04.026>
- Jiang, W., Sha, A., Xiao, J., Li, Y., & Huang, Y. (2015). Experimental study on filtration effect and mechanism of pavement runoff in permeable asphalt pavement. *Construction and Building Materials*, 100, 102–110. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.09.055>
- Joksimovic, D., & Alam, Z. (2014). Cost efficiency of Low Impact Development (LID) stormwater management practices. *Procedia Engineering*, 89, 734–741. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.501>
- Kadurupokune, N., & Jayasuriya, N. (2009). Pollutant load removal efficiency of pervious pavements: is clogging an issue? *Water Science and Technology*, 60(7), 1787–1794. <https://doi.org/10.2166/wst.2009.571>
- Kamali, M., Delkash, M., & Tajrishy, M. (2017). Evaluation of permeable pavement responses to urban surface runoff. *Journal of Environmental Management*, 187, 43–53. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2016.11.027>
- Kandhal, P. S. (2002). Design, construction and maintenance of open-graded asphalt friction courses. *National Asphalt Pavement Association*, 115, 29.
- Kayhanian, M., Anderson, D., Harvey, J. T., Jones, D., & Muhunthan, B. (2012). Permeability measurement and scan imaging to assess clogging of pervious concrete pavements in parking lots. *Journal of Environmental Management*, 95(1), 114–123. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2011.09.021>
- Kayhanian, M., Vichare, A., Green, P. G., & Harvey, J. (2009). Leachability of dissolved chromium in asphalt and concrete surfacing materials. *Journal of Environmental Management*, 90(11),

- 3574–3580. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2009.06.011>
- Kazemi, F., & Hill, K. (2015). Effect of permeable pavement basecourse aggregates on stormwater quality for irrigation reuse. *Ecological Engineering*, 77, 189–195. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2015.01.020>
- Kim, H. B., Lee, S. W., Hyun, T.-J., & Lee, K. H. (2013). Measurement of texture depth of pavement using portable laser profiler. *Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, 10, 1576–1589. <https://doi.org/https://doi.org/10.11175/easts.10.1576>
- Kogbara, R. B., Masad, E. A., Kassem, E., Scarpas, A., & Anupam, K. (2016). A state-of-the-art review of parameters influencing measurement and modeling of skid resistance of asphalt pavements. *Construction and Building Materials*, 114, 602–617. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.002>
- Korkealaakso, J., Kuosa, H., Niemeläinen, E., & Tikanmäki, M. (2014). Review of pervious pavement dimensioning , hydrological models and their parameter needs . State-of-the-Art. Em *Climate Adaptative Surfaces CLASS*. Finland.
- Kuang, X., Sansalone, J., Ying, G., & Ranieri, V. (2011). Pore-structure models of hydraulic conductivity for permeable pavement. *Journal of Hydrology*, 399(3–4), 148–157. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2010.11.024>
- Kumar, K., Kozak, J., Hundal, L., Cox, A., Zhang, H., & Granato, T. (2016). In-situ infiltration performance of different permeable pavements in a employee used parking lot - A four-year study. *Journal of Environmental Management*, 167, 8–14. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2015.11.019>
- Kuosa, H., Niemeläinen, E., & Korkealaakso, J. (2014). Pervious pavement testing methods. State-of-the-Art an laboratory and field guideline for performance assessment. Em *Climate Adaptative Surfaces CLASS*. Finland.
- Lebens, M., & Troyer, B. (2012). *Porous asphalt pavement performance in cold regions* (Vol. 2012–12). Obtido de <http://www.dot.state.mn.us/research/documents/201212.pdf>
- Legret, M., & Colandini, V. (1999). Effects of a porous pavement with reservoir structure on runoff water: water quality and fate of heavy metals. *Water Science and Technology*, 39(2), 111–117. [https://doi.org/10.1016/S0273-1223\(99\)00014-1](https://doi.org/10.1016/S0273-1223(99)00014-1)
- Legret, M., Colandini, V., & Marc, C. L. (1996). Effects of a porous pavement with reservoir structure on the quality of runoff water and soil. *The Science of the Total Environment*, 189/190, 335–340. [https://doi.org/10.1016/0048-9697\(96\)05228-X](https://doi.org/10.1016/0048-9697(96)05228-X)
- Leopold, L. (1968). Hydrology for urban land planning - A guidebook on the hydrologic effects of

- urban land use. *Geological Survey Circular*, 554.
- Li, H., Harvey, J. T., Holland, T. J., & Kayhanian, M. (2013). Corrigendum: The use of reflective and permeable pavements as a potential practice for heat island mitigation and stormwater management. *Environmental Research Letters*, 8(4), 049501. <https://doi.org/10.1088/1748-9326/8/4/049501>
- Li, H., Kayhanian, M., & Harvey, J. T. (2013). Comparative field permeability measurement of permeable pavements using ASTM C1701 and NCAT permeameter methods. *Journal of Environmental Management*, 118, 144–152. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2013.01.016>
- Li, M. (2013). *Tyre - road noise, surface characteristics and material properties*. Technische Universiteit Delft, Netherlands.
- Li, Q., Yang, H., Ni, F., Ma, X., & Luo, L. (2015). Cause analysis on permanent deformation for asphalt pavements using field cores. *Construction and Building Materials*, 100, 40–51. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.09.012>
- Lin, W., Park, D. G., Ryu, S. W., Lee, B. T., & Cho, Y. H. (2016). Development of permeability test method for porous concrete block pavement materials considering clogging. *Construction and Building Materials*, 118(August), 20–26. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.107>
- Liu, M., Huang, X., & Xue, G. (2016). Effects of double layer porous asphalt pavement of urban streets on noise reduction. *International Journal of Sustainable Built Environment*, 5(1), 183–196. <https://doi.org/10.1016/j.ijbsbe.2016.02.001>
- Liu, Y., Ahiablame, L. M., Bralts, V. F., & Engel, B. A. (2015). Enhancing a rainfall-runoff model to assess the impacts of BMPs and LID practices on storm runoff. *Journal of Environmental Management*, 147, 12–23. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2014.09.005>
- Losa, M., & Leandri, P. (2011). The reliability of tests and data processing procedures for pavement macrotexture evaluation. *International Journal of Pavement Engineering*, 12(1), 59–73. <https://doi.org/10.1080/10298436.2010.501866>
- Lucke, T., White, R., Nichols, P., & Borgwardt, S. (2015). A simple field test to evaluate the maintenance requirements of permeable interlocking concrete pavements. *Water (Switzerland)*, 7(6), 2542–2554. <https://doi.org/10.3390/w7062542>
- Lyons, K. R., & Putman, B. J. (2013). Laboratory evaluation of stabilizing methods for porous asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*, 49, 772–780. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.08.076>
- Mallick, R. B., Kandhal, P. S., Cooley, L. A., & Watson, D. E. (2000). *Design , construction , and performance of new-generation open-graded friction courses*.

- Manchón, L. F., Santamera, J. A., & Llorente Sagasetta, F. (2000). *Recomendaciones para el proyecto y diseño del viario urbano* (2ª Edición; C. de P. Ministerio de Fomento, Ed.). Madrid.
- Marchioni, M., Andrés-Valeri, V. C., Giustozzi, F., & Becciu, G. (2016). Laboratory study on the rainfall influence over the sediment transport dynamics on pervious pavements' discharge. *Proceedings of the 3rd International Conference on Design, Construction, Maintenance, Monitoring and Control of Urban Water Systems*, 165, 165–176. <https://doi.org/10.2495/UW160151>
- Marshalls. (2013). Permeable paving design guide. *Marshalls PLC*, p. DMD_33749. Obtido de www.marshalls.co.uk/watermanagement
- Martinho, F., Lanchas, S., Nunez, R., Batista, F., & Miranda, H. (2013). A experiência portuguesa em misturas betuminosas do tipo SMA com fibras celulósicas. *7º Congresso Rodoviário Português, At Lisboa*, 1–10.
- Masy, T., Bertrand, C., Xavier, P.-M., Vreuls, C., Wilmot, A., Cludts, M., ... Hiligsmann, S. (2016). Stable biofilms of *Rhodococcus erythropolis* T902.1 in draining pavement structures for runoff water decontamination. *International Biodeterioration & Biodegradation*, 112, 108–118. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.ibiod.2016.04.038>
- Maupin, G. (2000). Asphalt Permeability Testing in Virginia. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1723, 83–91. <https://doi.org/10.3141/1723-11>
- Meegoda, J. N., & Gao, S. (2015). Evaluation of pavement skid resistance using high speed texture measurement. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 2(6), 382–390. <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2015.09.001>
- Merriam, J. L., & Keller, J. (1978). *Farm irrigation system evaluation: A guide for management* (3rd ed.; U. S. University, Ed.). Logan, Utah: United States of America.
- Miao, Y., Li, J., Zheng, X., & Wang, L. (2016). Field investigation of skid resistance degradation of asphalt pavement during early service. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 9(4), 313–320. <https://doi.org/10.1016/j.ijprt.2016.08.005>
- Miljković, M., Radenberg, M., & Gottaut, C. (2014). Characterization of noise-reducing capacity of pavement by means of surface texture parameters. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26(2), 240–249. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000821](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000821)
- Mishra, K., Zhuge, Y., & Karunasena, W. (2013). Clogging mechanism of permeable concrete : a review. *Concrete 2013: Understanding Concrete Conference*, (1), 16–18. Gold Coast Australia.
- Montes, H. (2006). Measuring hydraulic conductivity in pervious concrete. *Environmental Engineering Sciences*, 23, 960–969. <https://doi.org/10.1089/ees.2006.23.960>

- Morgan, P. A., Stait, R. E., Reeves, S., & Clifton, M. (2007). *The feasibility of using twin-layer porous asphalt surfaces on England's strategic road network* (Vol. PPR433).
- Morgenroth, J., Buchan, G., & Scharenbroch, B. C. (2013). Belowground effects of porous pavements – Soil moisture and chemical properties. *Ecological Engineering*, 51, 221–228. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2012.12.041>
- Mullaney, J., & Lucke, T. (2014). Practical review of pervious pavement designs. *Clean - Soil, Air, Water*, 42(2), 111–124. <https://doi.org/10.1002/clen.201300118>
- Najafi, S., Flintsch, G. W., & Medina, A. (2017). Linking roadway crashes and tire–pavement friction: a case study. *International Journal of Pavement Engineering*, 18(2), 119–127. <https://doi.org/10.1080/10298436.2015.1039005>
- NCHRP. (2015). Fiber additives in asphalt mixtures, A synthesis of highway practice. Em *National Cooperative Highway Research Program NCHRP* (Vol. 475). National Cooperative Highway Research Program.
- Ndon, D. U. J. (2017). Trends in the Application of Permeable Pavement as Sustainable Highway Storm Water Management Option for Safe-Use of Roadways. *Journal of Civil & Environmental Engineering*, 07(06). <https://doi.org/10.4172/2165-784X.1000288>
- Nnadi, E. O., Coupe, S. J., Sañudo-Fontaneda, L. A., & Rodriguez-Hernandez, J. (2014). An evaluation of enhanced geotextile layer in permeable pavement to improve stormwater infiltration and attenuation. *International Journal of Pavement Engineering*, 15(10), 925–932. <https://doi.org/10.1080/10298436.2014.893325>
- Nnadi, E. O., Newman, A. P., Coupe, S. J., & Mbanaso, F. U. (2015). Stormwater harvesting for irrigation purposes: An investigation of chemical quality of water recycled in pervious pavement system. *Journal of Environmental Management*, 147, 246–256. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2014.08.020>
- Noyce, D. A., Bahia, H. U., Yambó, J. M., & Kim, G. (2005). *Incorporating road safety into pavement management: maximizing asphalt pavement surface friction for road safety improvements - Draft Literature Review & State Surveys*. United States of America.
- Pagotto, C., Legret, M., & Cloirec, P. L. (2000). Comparison of the hydraulic behaviour and the quality of highway runoff water according to the type of pavement. *Water Research*, 34(18), 4446–4454. [https://doi.org/10.1016/S0043-1354\(00\)00221-9](https://doi.org/10.1016/S0043-1354(00)00221-9)
- Pérez-Latorre, F. J., de Castro, L., & Delgado, A. (2010). A comparison of two variable intensity rainfall simulators for runoff studies. *Soil and Tillage Research*, 107(1), 11–16. <https://doi.org/10.1016/j.still.2009.12.009>

- Pezzaniti, D., Beecham, S., & Kandasamy, J. (2009). Influence of clogging on the effective life of permeable pavements. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Management*, 162(3), 211–220. <https://doi.org/10.1680/wama.2009.00034>
- Poulikakos, L. D., & Partl, M. N. (2010). Investigation of porous asphalt microstructure using optical and electron microscopy. *Journal of Microscopy*, 240(2), 145–154. <https://doi.org/10.1111/j.1365-2818.2010.03388.x>
- Poulikakos, L. D., Pittet, M., Arnaud, L., Junod, A., Gubler, R., Simond, E., ... Dumont, A.-G. (2006). Mechanical properties of porous asphalt, recommendations for standardization. Em *Faculte de l'environnement naturel, architectural et construit, Laboratoire des voies de circulation - LAVOC*. Lausanne.
- Praticò, F. G., & Vaiana, R. (2012). Improving infrastructure sustainability in suburban and urban areas: Is porous asphalt the right answer? And how? *WIT Transactions on the Built Environment*, 128, 673–684. <https://doi.org/10.2495/UT120571>
- Praticò, F. G., & Vaiana, R. (2015). A study on the relationship between mean texture depth and mean profile depth of asphalt pavements. *Construction and Building Materials*, 101, 72–79. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.021>
- Pratt, C. J. (1999). Use of permeable, reservoir pavement constructions for stormwater treatment and storage for re-use. *Water Science and Technology*, 39(5), 145 LP – 151. [https://doi.org/10.1016/S0273-1223\(99\)00096-7](https://doi.org/10.1016/S0273-1223(99)00096-7)
- Pratt, C. J., Mantle, J. D. G., & Schofield, P. A. (1995). UK research into the performance of permeable pavement, reservoir structures in controlling stormwater discharge quantity and quality. *Water Science and Technology*, 32(1), 63–69. [https://doi.org/10.1016/0273-1223\(95\)00539-Y](https://doi.org/10.1016/0273-1223(95)00539-Y)
- Pratt, C. J., Wilson, S., & Cooper, P. (2002). Source Control Using Constructed Pervious Surfaces: Hydraulic, Structural and Water Quality Performance Issues. *Construction Industry Research and Information Association*, p. 152. London: CRIA.
- Público. (2014). Chuva intensa corta estradas e provoca inundações em Lisboa. *10 de outubro*, Acedido a 5 de janeiro de 2016. Obtido de <http://www.publico.pt/local/noticia/chuva-intensa-emlisboa-obriga-ao-corte-da-calcada-de-carriche-1672752>
- Público. (2016). Protecção Civil já conta 291 inundações no Norte e no Centro. *13 de fevereiro*, Acedido a 15 de janeiro de 2019. Obtido de <https://www.publico.pt/2016/02/13/sociedade/noticia/proteccao-civil-ja-counta-187-inundacoes-1723248>
- Público. (2018a). Paris à espera que o Sena suba ainda mais. *27 de janeiro*, Acedido a 15 de janeiro de 2019. Obtido de <https://www.publico.pt/2018/01/27/mundo/noticia/paris-debaixo-de>

agua-1801024

- Público. (2018b). Pelo menos 700 mil desalojadas nas «piores inundações do século» na Índia. *19 de agosto*, Acedido a 15 de janeiro de 2019. Obtido de <https://www.publico.pt/2018/08/19/mundo/noticia/700-mil-desalojados-cheias-1841470>
- Público. (2018c). Protecção Civil registou 255 ocorrências no país. *29 de novembro*, Acedido a 15 de janeiro de 2019. Obtido de <https://www.publico.pt/2018/11/29/sociedade/noticia/sapadores-lisboa-registam-43-inundacoes-14h-17h-1852940>
- Putman, B. J. (2012). Evaluation of open-graded friction courses: construction, maintenance, and performance. *South Carolina Department of Transportation in Cooperation with FHWA Report No. FHWA-SC-12-04*, (October), 119.
- Putman, B. J., & Kline, L. C. (2012). Comparison of Mix Design Methods for Porous Asphalt Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(11), 1359–1367. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000529](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000529)
- Puzzo, L., Loprencipe, G., Tozzo, C., & D'Andrea, A. (2017). Three-dimensional survey method of pavement texture using photographic equipment. *Measurement: Journal of the International Measurement Confederation*, 111, 146–157. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2017.07.040>
- Qian, Z., & Lu, Q. (2015). Design and laboratory evaluation of small particle porous epoxy asphalt surface mixture for roadway pavements. *Construction and Building Materials*, 77, 110–116. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.056>
- Rahman, M. A., Imteaz, M. A., Arulrajah, A., Piratheepan, J., & Disfani, M. M. (2015). Recycled construction and demolition materials in permeable pavement systems: Geotechnical and hydraulic characteristics. *Journal of Cleaner Production*, 90, 183–194. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2014.11.042>
- RCM n.º 130/2019. (2019). Resolução do Conselho de Ministros n.º 130/2019. *DIÁRIO DA REPÚBLICA*, N.º 147(2 de agosto de 2019), 10–45. Obtido de <https://dre.pt/application/conteudo/123666112>
- RCM n.º 56/2015. (2015). Resolução do Conselho de Ministros n.º 56/2015. *DIÁRIO DA REPÚBLICA*, N.º 147(30 de julho de 2015), 5114–5168. Obtido de <https://dre.pt/application/conteudo/69905665>
- Roseen, R., Ballesteros, T., Houle, J., Briggs, J., & Houle, K. (2012). Water quality and hydrologic performance of a porous asphalt pavement as a storm-water treatment strategy in a cold climate. *Journal of Environmental Engineering*, 138(1), 81–89. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EE.1943-7870.0000459](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000459)

- Roseen, R. M., Ballesteros, T. P., Houle, K., Heath, D., & Houle, J. J. (2014). Assessment of winter maintenance of porous asphalt and its function for chloride source control. *Journal of Transportation Engineering*, 140(2), 1–8. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)TE.1943-5436.0000618](https://doi.org/10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000618)
- Sansalone, J., Kuang, X., Ying, G., & Ranieri, V. (2012). Filtration and clogging of permeable pavement loaded by urban drainage. *Water Research*, 46(20), 6763–6774. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2011.10.018>
- Sañudo-Fontaneda, L. Á. (2014). *Análisis de la infiltración de agua de lluvia en firmes permeables con superficies de adoquines y aglomerados porosos para el control en origen de inundaciones*. Universidad de Cantabria, Santander, Espanha.
- Sañudo-Fontaneda, L. A., Andrés-Valeri, V. C. A., Rodríguez-Hernandez, J., & Castro-Fresno, D. (2014). Field study of infiltration capacity reduction of porous mixture surfaces. *Water (Switzerland)*, 6(3), 661–669. <https://doi.org/10.3390/w6030661>
- Sañudo-Fontaneda, L. A., Andres-Valeri, V. C., Costales-Campa, C., Cabezon-Jimenez, I., & Cadenas-Fernandez, F. (2018). The long-term hydrological performance of Permeable Pavement Systems in Northern Spain: An approach to the «end-of-life» concept. *Water (Switzerland)*, 10(4), 497. <https://doi.org/10.3390/w10040497>
- Satyanarayana, K. G., Arizaga, G. G. C., & Wypych, F. (2009). Biodegradable composites based on lignocellulosic fibers-An overview. *Progress in Polymer Science (Oxford)*, 34(9), 982–1021. <https://doi.org/10.1016/j.progpolymsci.2008.12.002>
- Scholes, L., Revitt, D. M., & Ellis, J. B. (2008). A systematic approach for the comparative assessment of stormwater pollutant removal potentials. *Journal of Environmental Management*, 88(3), 467–478. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2007.03.003>
- Scholz, M., & Grabowiecki, P. (2007). Review of permeable pavement systems. *Building and Environment*, 42(11), 3830–3836. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2006.11.016>
- Scholz, M., & Grabowiecki, P. (2009). Combined permeable pavement and ground source heat pump systems to treat urban runoff. *Journal of Chemical Technology and Biotechnology*, 84(3), 405–413. <https://doi.org/10.1002/jctb.2054>
- Schueler, T. (1987). *Controlling urban runoff: A practical manual for planning and designing urban BMPs* (Water Resources Publications, Ed.). Washington, DC: Washington Metropolitan Water Resources Planning Board.
- Semadeni-Davies, A., Hernebring, C., Svensson, G., & Gustafsson, L. G. (2008). The impacts of climate change and urbanisation on drainage in Helsingborg, Sweden: Combined sewer system. *Journal of Hydrology*, 350(1–2), 100–113. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2007.05.028>

- Shackel, B., Beecham, S., Pezzaniti, D., & Myers, B. (2008). Design of Permeable Pavements for Australian conditions. *23rd ARRB Conference – Research Partnering with Practitioners*, 1–14.
- Shao-peng, W., Gang, L., Lian-tong, M., Zheng, C., & Qun-shan, Y. (2006). Effect of fiber types on relevant properties of porous asphalt. *Transactions of Nonferrous Metals Society of China*, 16, 791–795. [https://doi.org/10.1016/S1003-6326\(06\)60302-6](https://doi.org/10.1016/S1003-6326(06)60302-6)
- Shell. (1977). *Shell Pavement Design Manual - Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic*. London, UK: Shell International Petroleum Company Ltd.
- Shell. (1998). *BISAR - User Manual*. Bitumen Business Group.
- Shirke, N. A., & Shuler, S. (2009). Cleaning porous pavements using a reverse flush process. *Journal of Transportation Engineering*, 135(11), 832–838. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(2009\)135:11\(832\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2009)135:11(832))
- Siriwardene, N. R., Deletic, A., & Fletcher, T. D. (2007a). Clogging of stormwater gravel infiltration systems and filters: Insights from a laboratory study. *Water Research*, 41(7), 1433–1440. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2006.12.040>
- Siriwardene, N. R., Deletic, A., & Fletcher, T. D. (2007b). Modeling of sediment transport through stormwater gravel filters over their lifespan. *Environmental Science & Technology*, 41(23), 8099–8103. <https://doi.org/10.1021/es062821v>
- Srirangam, S. K. (2015). *Numerical simulation of tire-pavement interaction*. Delft University of Technology, Netherlands.
- Stempihar, J., Pourshams-Manzouri, T., Kaloush, K., & Rodezno, M. (2012). Porous Asphalt Pavement Temperature Effects for Urban Heat Island Analysis. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2293(2012), 123–130. <https://doi.org/10.3141/2293-15>
- STEP. (2015). *Performance evaluation of permeable pavements* (p. 8). p. 8. Toronto and Region Conservation Authority's Sustainable Technologies Evaluation Program.
- Suriya, S., & Mudgal, B. V. (2012). Impact of urbanization on flooding: The Thirusoolam sub watershed - A case study. *Journal of Hydrology*, 412–413, 210–219. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.05.008>
- Tan, S.-A., Fwa, T.-F., & Han, C.-T. (2003). Clogging Evaluation of Permeable Bases. *Journal of Transportation Engineering*, 129(3), 309–315. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(2003\)129:3\(309\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2003)129:3(309))

- Torbruegge, S., & Wies, B. (2015). Characterization of pavement texture by means of height difference correlation and relation to wet skid resistance. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 2(2), 59–67. <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2015.02.001>
- Tota-Maharaj, K. (2010). *Geothermal Paving Systems for Urban Runoff Treatment and Renewable Energy Efficiency*. The University of Edinburgh, Scotland, U.K.
- Tota-Maharaj, K., & Scholz, M. (2010). Efficiency of permeable pavement systems for the removal of urban runoff pollutants under varying environmental conditions. *Environmental Progress & Sustainable Energy*, 29(3), 358–369. <https://doi.org/10.1002/ep.10418>
- Ueckermann, A., Wang, D., Oeser, M., & Steinauer, B. (2015). Calculation of skid resistance from texture measurements. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 2(1), 3–16. <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2015.01.001>
- UNHSC. (2014). Design Specifications for Porous Asphalt Pavement and Infiltration Beds. *University of New Hampshire Stormwater Center*, p. 28. Obtido de https://www.unh.edu/unhsc/sites/unh.edu.unhsc/files/pubs_specs_info/unhsc_pa_spec_10_09.pdf
- United Nations. (2015). World urbanization prospects: the 2014 revision. *Department of Economic and Social Affairs, Population Division*.
- United Nations. (2018). World Urbanization Prospects: The 2018 Revision, key facts. Em *Department of Economic and Social Affairs, Population Division*. Obtido de <https://population.un.org/wup/Publications/Files/WUP2018-KeyFacts.pdf>
- Vaitkus, A., Čygas, D., Vorobjovas, V., & Andriejauskas, T. (2016). Traffic/road noise mitigation under modified asphalt pavements. *Transportation Research Procedia*, 14, 2698–2703. <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2016.05.446>
- Wang, C. X. (2013). Low Impact Development (LID) approaches in sustainable stormwater management. *Applied Mechanics and Materials*, 368–370, 297–301. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.368-370.297>
- Wang, Y., Li, H., Abdelhady, A., & Harvey, J. (2018). Initial evaluation methodology and case studies for life cycle impact of permeability of permeable pavements. *International Journal of Transportation Science and Technology*, 7(3), 169–178. <https://doi.org/10.1016/j.ijtst.2018.07.002>
- WAPA. (2015). Porous Asphalt Pavements. *Wisconsin Asphalt Pavement Association*, pp. 1–12. Obtido de http://www.wispave.org/wp-content/uploads/dlm_uploads/WAPA_Tech_Bulletin_Porous_Asphalt_Pavements_2015-

09.pdf

- Willems, P., Arnbjerg-Nielsen, K., Olsson, J., & Nguyen, V. T. V. (2012). Climate change impact assessment on urban rainfall extremes and urban drainage: Methods and shortcomings. *Atmospheric Research*, *103*, 106–118. <https://doi.org/10.1016/j.atmosres.2011.04.003>
- Winston, R. J., Al-Rubaei, A. M., Blecken, G. T., Viklander, M., & Hunt, W. F. (2016). Maintenance measures for preservation and recovery of permeable pavement surface infiltration rate - The effects of street sweeping, vacuum cleaning, high pressure washing, and milling. *Journal of Environmental Management*, *169*, 132–144. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2015.12.026>
- Woods Ballard, B., Wilson, S., Udale-Clarke, H., Illman, S., Scott, T., Ashley, R., & Kellagher, R. (2015). *The SUDS Manual* (CIRIA C753). London: CIRIA.
- Xu, H., Guo, W., & Tan, Y. (2016). Permeability of asphalt mixtures exposed to freeze-thaw cycles. *Cold Regions Science and Technology*, *123*, 99–106. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2015.12.001>
- Yang, Z., Xu, B., & Cao, D. (2019). Comparative Analysis of Performance of Porous Asphalt Pavement and SMA Pavement Based on Deck Pavement Structure. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, *283*, 012053. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/283/1/012053>
- Yong, C. F., Deletic, A., Fletcher, T. D., & Grace, M. R. (2008). The clogging behaviour and treatment efficiency of a range of porous pavements. *11th International Conference on Urban Drainage*, 1–12.
- Yong, C. F., McCarthy, D. T., & Deletic, A. (2013). Predicting physical clogging of porous and permeable pavements. *Journal of Hydrology*, *481*, 48–55. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2012.12.009>
- Zhang, P., Zhang, J., & Chen, M. (2017). Economic impacts of climate change on agriculture: The importance of additional climatic variables other than temperature and precipitation. *Journal of Environmental Economics and Management*, *83*, 8–31. <https://doi.org/10.1016/j.jeem.2016.12.001>
- Zhao, Y., & Zhao, C. (2014). Lead and zinc removal with storage period in porous asphalt pavement. *Water SA*, *40*(1), 65. <https://doi.org/10.4314/wsa.v40i1.8>
- Zhou, Q. (2014). A Review of sustainable urban drainage systems considering the climate change and urbanization impacts. *Water*, *6*(4), 976–992. <https://doi.org/10.3390/w6040976>

Acervo Normativo

ASTM D 2487-17:2017	Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System, USCS), ASTM International, West Conshohocken, PA.
ASTM D 4694-09:2015	Standard Test Method for Deflections with a Falling-Weight - Type Impulse Load Device, ASTM International, West Conshohocken, PA.
EN 933-1:2012	Tests for geometrical properties of aggregates – Part 1: Determination of particle size distribution – Sieving method
EN 933-8:2012	Ensaaios das propriedades geométricas dos agregados - Parte 8: Determinação do teor de finos, Ensaio do equivalente de areia.
EN 1097-6:2013	Tests for mechanical and physical properties of aggregates; Part 6: Determination of particle density and water absorption.
EN 1997-2:2007	Eurocode 7 - Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing.
EN 12591:2009	Bitumen and bituminous binders – Specifications for paving grade bitumens.
EN 12697-5:2009	Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 5: Determination of the maximum density.
EN 12697-6:2012	Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 6: Determination of bulk density of bituminous specimens.
EN 12697-8:2003	Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 8: Determination of void characteristics of bituminous specimens.
EN 12697-12:2008	Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 12: Determination of the water sensitivity of bituminous specimens.
EN 12697-17:2004+A1:2007	Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 17: Particle loss of porous asphalt specimen.
EN 12697-18:2004	Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 18: Binder drainage.
EN 12697-19:2012	Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 19: Permeability of specimen.
EN 12697-22:2003+A1:2007	Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 22: Wheel tracking.
EN 12697-23:2003	Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 23: Determination of the indirect tensile strength of bituminous specimens.
EN 12697-26:2012	Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 26: Stiffness.
EN 12697-29:2002	Bituminous mixtures – Test method for hot mix asphalt – Part 29: Determination of the dimensions of bituminous specimen.
EN 12697-30:2012	Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 30: Specimen preparation by impact compactor.
EN 12697-34:2012	Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 34: Marshall test.
EN 12697-35:2004+A1:2007	Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 35: Laboratory mixing.

EN 12697-40:2012	Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 40: In situ drainability.
EN 13036-1:2010	Road and airfield surface characteristics - Test methods - Part 1: Measurement of pavement surface macrotexture depth using a volumetric patch technique.
EN 13036-4:2011	Road and airfield surface characteristics - Test methods - Part 4: Method for measurement of slip/skid resistance of a surface - The pendulum test.
EN 13108-1:2006	Bituminous mixtures – Material specifications – Part 1: Asphalt Concrete.
EN 13108-7:2006	Bituminous mixtures – Material specifications – Part 7: Porous Asphalt.
EN 13108-20:2006	Bituminous mixtures – Material specifications – Part 20: Type Testing.
EN ISO 13473-1:2004	Characterization of pavement texture by use of surface profiles - Part 1: Determination of mean profile depth. (ISO 13473-1:1997)
EN 14023:2010	Bitumen and bituminous binders – Specification framework for polymer modified bitumens.
EN ISO 17892-3:2015	Reconhecimento e ensaios geotécnicos – Ensaio de laboratório em solos Parte 3: Determinação da massa volúmica das partículas.
E 196:1966	Solos. Análise granulométrica, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
E 240:1970	Solos. Classificação para fins rodoviários, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
ISO 15586:2003	Water quality. Determination of trace elements using atomic absorption spectrometry with graphite furnace. International Organization for Standardization, Technical Specification, Switzerland.
ISO/TS 17892-12:2004	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 12: Determination of Atterberg limits. International Organization for Standardization, Technical Specification, Switzerland.
NLT-327:2000	Permeabilidad in situ de pavimentos drenantes con el permeámetro LCS. Madrid: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Laboratorio de La Cátedra de Caminos de Santander.
NLT-362:1992	Efecto del agua sobre la cohesión de mezclas betuminosas de granulometria abierta, mediante el ensayo cántabro de perdida por desgaste. Cátedra de Caminos de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Cataluña.
NP-84:1965	Solos. Determinação do teor em água, Norma Portuguesa.
SN 640 430:2013	Walzasphalt – Konzeption, Ausführung und Anforderungen an die eingebauten Schichten. Enrobés bitumineux compactés – Conception, exécution et exigences relatives aux couches en place.
SN 640 431-7a-NA:2008	Asphaltmischgut – Mischgutanforderungen – Teil 7: Offenporiger Asphalt. Requirements Bituminous mixtures – Material specifications – Part 7: Porous asphalt. (National Annex to the European Standard EN 13108-7).

APÊNDICES E ANEXOS

APÊNDICE I – Identificação e caracterização dos solos de fundação

APÊNDICE II – Resultados de *HC* e *K* em campo de acordo com as normas EN 12697-40 e NLT 327

APÊNDICE III – Análises aos parâmetros de qualidade da água

APÊNDICE IV – Resultados de *MTD* e *PTV* em campo de acordo com as normas EN 13036-1 e EN 13036-4

APÊNDICE V – Resultados do ensaio com o defletómetro de impacto

ANEXO I - Tabelas de dimensionamento de pavimentos betuminosos permeáveis de acordo com Woods Ballard *et al.* (2015)

ANEXO II – Temperaturas para avaliação da resistência à deformação permanente em Portugal

Anexo III – Valores recomendados para os parâmetros de qualidade da água de acordo com o Decreto-Lei n.º 236/98 de 1 de Agosto (1998)

ANEXO IV – Auxiliares para interpretação do ensaio com defletómetro de impacto

APÊNDICE I – Identificação e caracterização dos solos de fundação

A presente exposição apresenta as investigações geotécnicas realizadas a dois solos que serviram de base à implantação do pavimento betuminoso permeável nas Freguesias da Capinha (troço experimental TE1) e Boidobra (troço experimental TE2). As amostras de solo utilizadas em laboratório foram extraídas das áreas onde foram executados os troços experimentais à profundidade prevista de escavação. As especificações e normas utilizadas cumprem o Eurocódigo 7 para projetos geotécnicos (EN 1997-2, 2007).

Identificação dos solos

- **Análise granulométrica (TE1 e TE2) - Laboratório**

A determinação da composição granulométrica requereu a utilização de duas técnicas experimentais: peneiração, que consiste na separação mecânica, através de uma série de peneiros normalizados, das partículas superiores a 0,075mm; e sedimentação das partículas mais finas do solo em suspensão menores que 0,075mm, em que se estabelece a sua dimensão de forma indireta, utilizando a lei de *Stokes*. A análise granulométrica foi realizada segundo a especificação E 196 (1966). Desde ensaio resultam as grandezas da Tabela API.1 obtidas por interpretação da curva granulométrica representada pela % de passados em cada peneiro (Figura API.1). D_{10} é o diâmetro efetivo de um solo correspondente a 10 % em peso total de todas as partículas com dimensões menores que ele. C_U , coeficiente de uniformidade, e C_C , coeficiente de curvatura, são grandezas determinadas conforme Equações (1) e (2), onde, D_{60} e D_{30} têm o mesmo significado que D_{10} . Se $C_U > 4$ ou 6 o solo é bem graduado, se $C_U < 4$ o solo é pobre ou mal graduado e se $C_U \approx 1$ o solo é uniforme. Se C_C entre 1 e 3 o solo é bem graduado e fora do intervalo é mal graduado.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (2)$$

Tabela API.1 Grandezas obtidas pela curva granulométrica (TE1 e TE2)

Parâmetros			Capinha (TE1)	Boidobra (TE2)
Argila	Partículas < 0,002 mm	(%)	5,74	1,28
Silte	Partículas entre 0,002 e 0,06 mm	(%)	37,46	12,12
Areia	Partículas entre 0,06 e 2 mm	(%)	42,53	45,91
Cascalho	Partículas entre 2 e 60 mm	(%)	14,27	40,69
D_{10}	Diâmetro efetivo	(mm)	0,0052	0,0313
C_U	Coeficiente de uniformidade	-	22,22	66,76
C_C	Coeficiente de curvatura	-	2,13	1,49

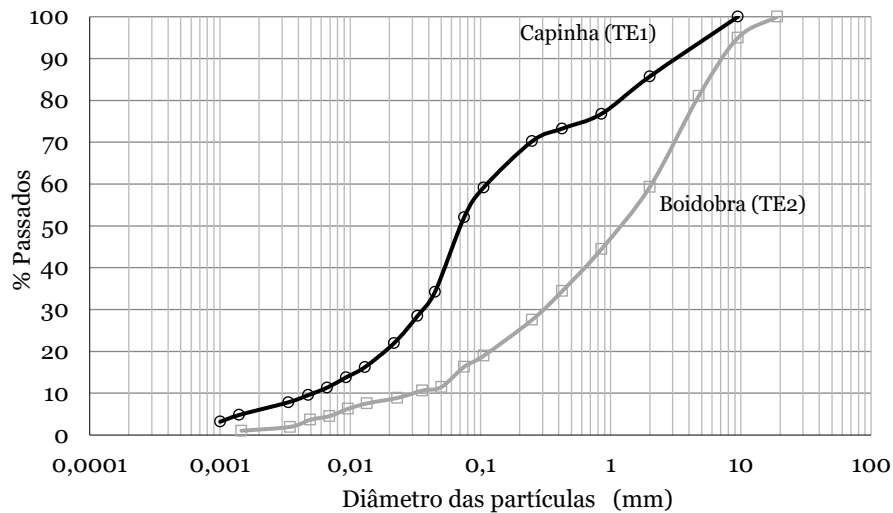


Figura API.1 Curvas granulométricas dos solos de fundação (TE1 e TE2)

• **Limites de consistência (TE1 e TE2) - Laboratório**

Os limites de consistência são teores em água que permitem identificar propriedades dos solos predominantemente finos, em que 30% ou mais, em massa, tem partículas de dimensões inferiores a 0,05 mm. Os métodos experimentais utilizados para determinar o limite de plasticidade (ω_p) e o limite de liquidez (ω_L) foram os definidos na ISO/TS 17892-12 (2004), segundo o método dos rolinhos e o método do cone penetrômetro, respetivamente. O cone de laboratório tem uma massa de 80 g e um ângulo de 30°. O teor em água dos filamentos obtidos foi determinado segundo a norma NP 84 (1965). Os resultados de ambos os ensaios apresentam-se na Tabela API.2 e na Figura API.2. O solo do TE2 não apresentou plasticidade.

Tabela API.2 Resultados do ensaio do limite de plasticidade (TE1)

Amostras			1	2
m_1	Peso da cápsula	(g)	21,41	22,68
m_2	Peso da cápsula com solo húmido	(g)	31,09	30,78
m_3	Peso da cápsula com solo seco	(g)	29,30	29,28
$W_S=m_3-m_1$	Peso do solo seco	(g)	7,89	6,60
$W_W=m_2-m_3$	Peso da água	(g)	1,79	1,50
$\omega=W_W/W_S \times 100$	Teor em água	(%)	22,69	22,73
Teor em água médio = ω_p			(%) 22,71	

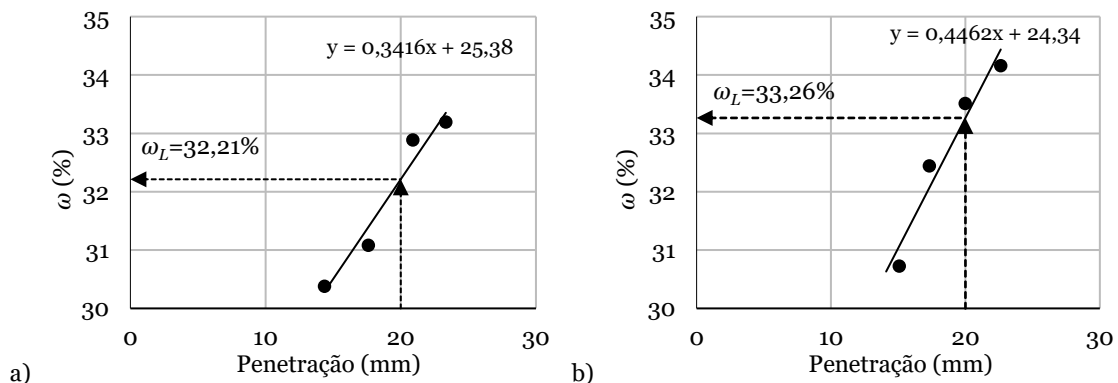


Figura API.2 Resultados do ensaio do limite de liquidez (teor em água vs penetração): a) TE1; b) TE2

- **Equivalente de areia (TE1) - Laboratório**

O ensaio de Equivalente de Areia (EA) foi realizado segundo a norma EN 933-8 (2012). Trata-se de um ensaio de identificação importante uma vez que a presença de finos no solo pode modificar o seu comportamento. O método consistiu em determinar as alturas l_1 e l_2 com o auxílio de um pistão. Os resultados apresentam-se na Tabela API.3 com um valor de 15,36 %. Este valor indica que o teor de finos da amostra é elevado, pelo que a correta identificação do solo deve ser com base nos limites de consistência.

Tabela API.3 Resultados do ensaio de Equivalente de Areia (TE1)

Ensaio			1	2
k	Constante do aparelho	(mm)	57	57
l_1	Distância do nível superior do floculado ao traço de referência superior	(mm)	38	75
l_2	Distância entre a face superior da peça guia e a face inferior do peso	(mm)	106	107
$h_1=380-l_1$	Altura do nível superior do floculado	(mm)	342	305
$h_2=l_2-k$	Altura do sedimento	(mm)	49	50
$EA=h_2/h_1 \times 100$	Equivalente de areia	(%)	14,33	16,39
Equivalente de areia médio			15,36	

- **Massa volúmica das partículas (TE2) - Laboratório**

A determinação em laboratório da massa volúmica das partículas do solo TE2 seguiu a norma NP EN ISO 17892-3 (2015) pelo método do picnómetro de volume de líquido, que se baseia na determinação da diferença entre o volume de líquido necessário para preencher o picnómetro com e sem amostra. Os resultados do ensaio expressam-se pela determinação da massa volúmica (ρ_s), conforme resultados da Tabela API.4.

Tabela API.4 Determinação da massa volúmica das partículas (TE2)

Parâmetros			Amostras	
			1	2
m_0	Massa do picnómetro seco e limpo	(g)	48,26	46,92
m_1	Massa total do picnómetro cheio com o líquido de referência	(g)	146,32	147,89
T_1	Temperatura do líquido de referência	(°C)	19,5	19,5
ρ_{L1}	Massa volúmica do líquido de referência à temperatura de ensaio	(Mg/m ³)	0,99833	0,99833
m_2	Massa total da amostra seca em estufa	(g)	77,99	77,38
m_3	Massa do picnómetro cheio com o provete saturado e com o líquido de referência	(g)	164,9	166,94
T_3	Temperatura do líquido de referência	(°C)	18	18
ρ_{L3}	Massa volúmica do líquido de referência à temperatura de ensaio	(Mg/m ³)	0,99862	0,99862
$m_4 = m_2 - m_0$	Massa seca do provete de ensaio	(g)	29,73	30,46
$\rho_s = \frac{m_4}{(m_1 - m_0)/\rho_{L1} - (m_3 - m_2)/\rho_{L3}}$		Massa volúmica (Mg/m ³)	2,66	2,66
			2,66	

- **Massa volúmica das partículas secas (TE1 e TE2) - Campo**

Beneficiando da realização dos furos efetuados com o permeâmetro de carga variável foi determinado o peso volúmico do solo em campo nos furos pelo método do volumímetro de membrana. O peso volúmico do solo (γ_d) é o quociente entre o peso seco do solo (W_s) e o volume de água que preencheu a membrana de borracha (V), resultando numa média de 7 amostras em 1,73 g/cm³ para o solo do TE1 e numa média de 5 amostras em 1,69 g/cm³ para o solo do TE2.

- **Identificação dos solos (TE1 e TE2)**

Norma/Especificação	Capinha (TE1)	Boidobra (TE2)
Triângulo de <i>Feret</i>	Areia Siltosa	Areia
Classificação Unificada ASTM D2487-17 (2017)	CL – argila magra arenosa	SM – areia siltosa com cascalho
Classificação para fins rodoviários E240 (1970)	Solo siltoso do grupo A-4 (solo com mistura de areia e seixo)	Areia grossa do subgrupo A-1-b

Caracterização dos solos

- **Caracterização mineralógica (TE1 e TE2) - Laboratório**

Análise mineralógica por difração de raios-X (DRX): A difração feita pelos raios-X ao atravessarem uma amostra de material argiloso permite a identificação dos minerais presentes e, em certa medida, a avaliação aproximada da sua proporção. Pela difração de raios-X originam-se difractogramas que diferem de mineral para mineral, dependendo das características de equidistância dos planos cristalinos do material. O difractograma da Figura API.3 (TE1) mostra que a composição mineralógica do solo apresenta predominância de dois minerais, o quartzo e a moscovite. O quartzo possui uma estrutura cristalina composta por dióxido de silício (SiO₂). A moscovite aparece na forma (K,Na)(Al,Mg,Fe)₂(Si_{3,1}Al_{0,9})O₁₀(OH)₂.

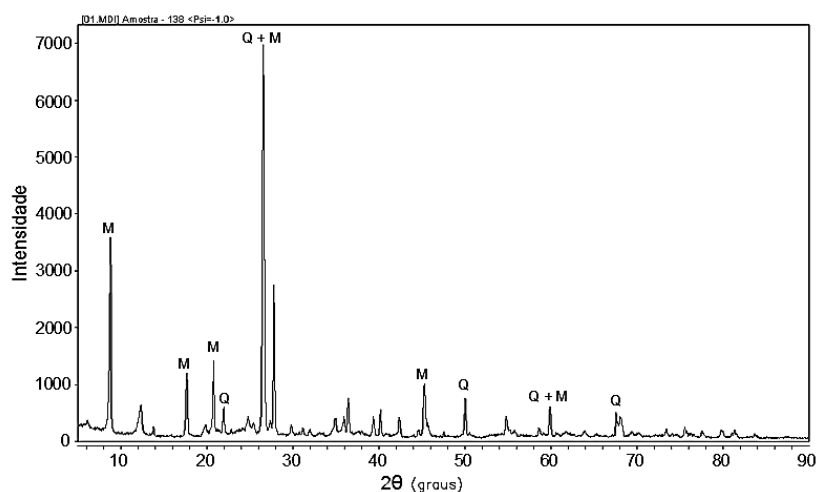


Figura API.3 Difractograma da análise por DRX (TE1)

Identificação morfológica por microscopia eletrônica de varrimento (SEM): Os cristais dos diversos minerais de argila têm forma e dimensão características, sendo suscetíveis de se examinarem ao microscópio eletrônico por observação direta dos contornos de microestruturas e pela caracterização da porosidade inter e intragranular. A Figura API.4 mostra a morfologia das partículas de solo. Este apresenta-se bastante heterogêneo, não sendo possível distinguir os minerais existentes. Na Figura API.4a é possível observar as partículas de areia e na Figura API.4b são mais notórias as partículas de argila (com forma lamelar), as quais se apresentam agregadas às partículas dos restantes materiais presentes no solo.

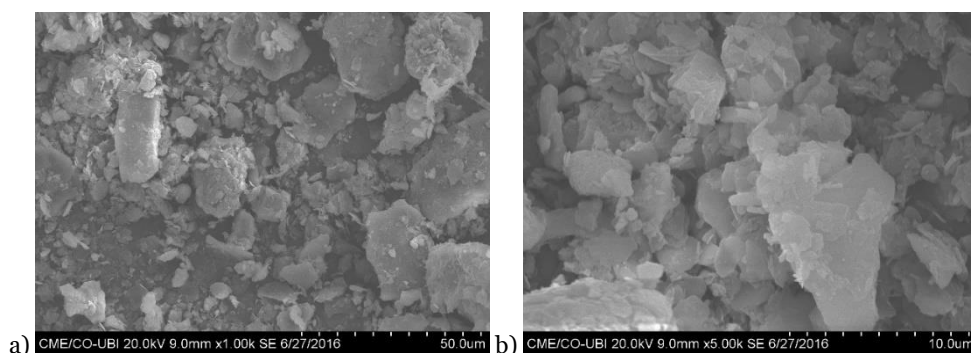


Figura API.4 Imagens SEM (TE1): a) ampliação 1000x; b) ampliação 5000x

Identificação espectral de elementos por espectroscopia de energia dispersiva (EDS): Os SEM equipados com detetores de energia dispersiva de raios-X (*Energy Dispersive x-Ray Spectrometer*, EDS) permitem a determinação da composição química pontual das fases minerais. O EDS é uma ferramenta de caracterização da distribuição espacial de elementos químicos. A composição elementar dos solos em estudo apresenta-se na Tabela API.5. Ambos os solos contêm essencialmente silício e alumínio, o que era esperado, dado que as argilas e siltes têm uma estrutura aluminossilicatada, com teores menos elevados de potássio e ferro. Para além disso, sendo ambos os solos compostos por areia, estes elementos também são característicos das areias, pelo que os seus compostos maioritários são o dióxido de silício (SiO_2) também denominado de quartzo e o óxido de alumínio (Al_2O_3) também denominado de alumina. A areia é uma substância mineral constituída essencialmente por grãos de quartzo com variadas formas arredondadas e esféricas que pode conter diversas proporções e grãos de minerais óxidos. O quartzo como componente predominante explica a maior resistência deste mineral às ações dos agentes externos.

Tabela API.5 Composição química por EDS (TE1 e TE2)

Análise elementar (% mássica)	TE1	TE2
Oxigénio	46,53	47,26
Sódio	0,62	1,35
Magnésio	0,62	1,01
Alumínio	16,56	14,28
Silício	23,46	26,46
Potássio	4,15	4,27
Titânio	0,57	0,47
Ferro	7,49	4,13
Cálcio	-	0,78

• **Ensaio *California Bearing Ratio* (CBR) (TE1) - Laboratório**

O método experimental utilizado para a realização do ensaio CBR diz respeito à especificação E 198 (1967) para três provetes compactados em laboratório. A compactação pesada dos provetes seguiu a especificação E 197 (1966) em molde grande. Condições do ensaio: após embebição de 4 dias; força do pistão de 5 kgf com velocidade de 1 mm/min; $\gamma_d=1,9$ g/cm³. De forma sintetizada, a Tabela API.6 apresenta os resultados de peso volúmico e do teor em água das fases de compactação, assim como a expansibilidade obtida na fase de saturação. O valor de CBR é obtido a partir das forças corrigidas correspondentes às penetrações de 2,5 ($F_{2,5}$) e 5,0 mm ($F_{5,0}$) dividindo-as pelas forças normalizadas, como apresentam as Equações (3) e (4). A análise dos resultados pelo ensaio CBR é realizada pelo traçado da curva força-penetração (Figura API.5). A curva força-penetração do molde 1 apresenta-se distinta das outras duas curvas, no entanto deve ser considerada por apresentar propriedades físicas semelhantes às outras amostras no momento do ensaio. O solo apresenta uma expansão muito baixa e um valor CBR considerável o que vai de encontro ao esperado para o tipo de solo em análise, devido à predominância de material granular. Para um solo classificado como CL, a JAE (1995) atribui a classe é S₂ que prevê um valor de CBR entre 5 e 10%. Estas previsões são conservativas, uma vez que não consideram a fração de cascalho e, portanto, mostram valores inferiores ao obtido.

$$CBR_{2,5} = F_{2,5}/1355 \quad (\%) \tag{3}$$

$$CBR_{5,0} = F_{5,0}/2033 \quad (\%) \tag{4}$$

Tabela API.6 Síntese do ensaio CBR (TE1)

			Molde 1	Molde 2	Molde 3
Fase de compactação	ω	(%)	14,58	12,11	12,24
	$\bar{\omega}$	(%)	12,98		
	γ_d	(g/cm ³)	1,88	1,95	1,96
	$\bar{\gamma}_d$	(g/cm ³)	1,93		
Fase de saturação	E	(%)	9,12	1,05	2,72
	\bar{E}	(%)	4,30		
Fase do ensaio CBR	γ	(g/cm ³)	2,17	2,21	2,22
	$\bar{\gamma}$	(g/cm ³)		2,20	
	ω	(%)	14,73	15,08	14,04
	$\bar{\omega}$	(%)		14,62	
	γ_d	(g/cm ³)	1,85	1,88	1,91
	$\bar{\gamma}_d$	(g/cm ³)	1,88		
	$F_{2,5}$	(kgf)	118,38	380,14	500,00
	$\bar{F}_{2,5}$	(kgf)	332,84		
	$F_{5,0}$	(kgf)	256,18	736,70	906,55
	$\bar{F}_{5,0}$	(kgf)	633,14		
	$CBR_{2,5}$	(%)	24,56		
	$CBR_{5,0}$	(%)	31,14		
CBR	(%)	31,14			

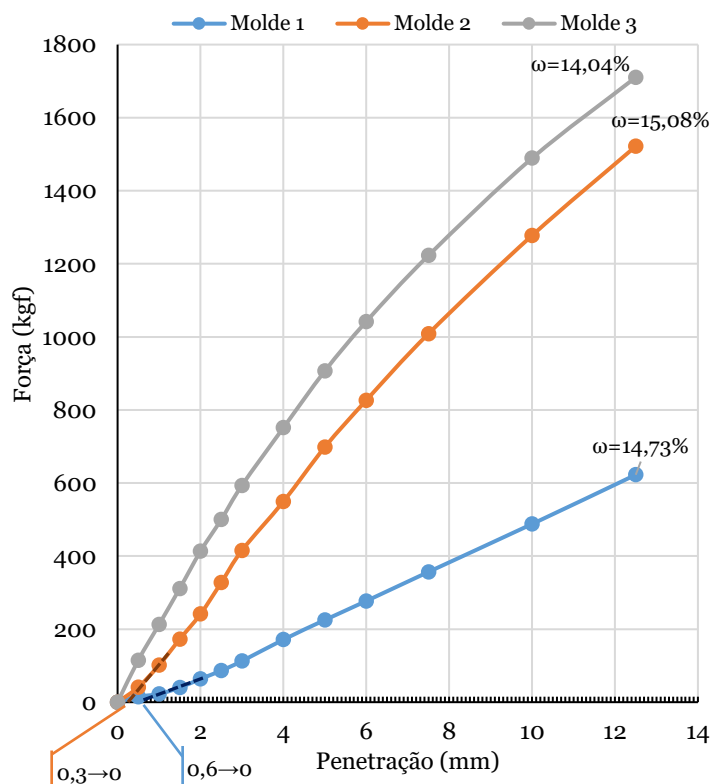


Figura API.5 Curva força vs. Penetração (TE1)

• **Ensaio de compactação (TE2) - Laboratório**

A execução do ensaio foi realizada de acordo com a especificação E 197 (1966), utilizando uma compactação intermédia em molde grande. A energia específica de compactação aplicada foi de 71,9 N.cm/cm³, situada entre um ensaio Proctor Normal e Proctor Modificado. Cada uma das partes foi compactada no molde grande com 25 pancadas utilizando o pilão pesado. Retiraram-se três porções de solo do interior do provete, a cerca de 2 cm de cada topo e no meio do provete para determinação do teor em água (ω , em %) e posteriormente do peso volúmico seco do solo ($\gamma_d = \gamma / (100 + \omega)$, em g/cm³), onde γ é o peso volúmico húmido do solo, em g/cm³. Na Tabela API.7 e na Figura API.6 é possível averiguar os resultados obtidos nos cinco provetes ensaiados. O peso volúmico do solo resultou em 1,99 g/cm³. Pode verificar-se que o solo em estudo não é plástico, pois não contém muitos finos e apresenta um teor em água ótimo baixo o que conduz a valores mais elevados do peso volúmico seco, comparativamente a outros solos de areia.

Tabela API.7 Resultados do ensaio de compactação (TE2)

Propriedades/Moldes		1	2	3	4	5
ω	(%)	4,97	6,15	8,04	9,96	11,92
γ	(g/cm ³)	1,97	2,04	2,11	2,19	2,17
γ_d	(g/cm ³)	1,88	1,92	1,95	1,99	1,94
γ_d médio	(g/cm ³)	1,93				
ω ótimo	(%)	9,88				
γ_d máx	(g/cm ³)	1,99				

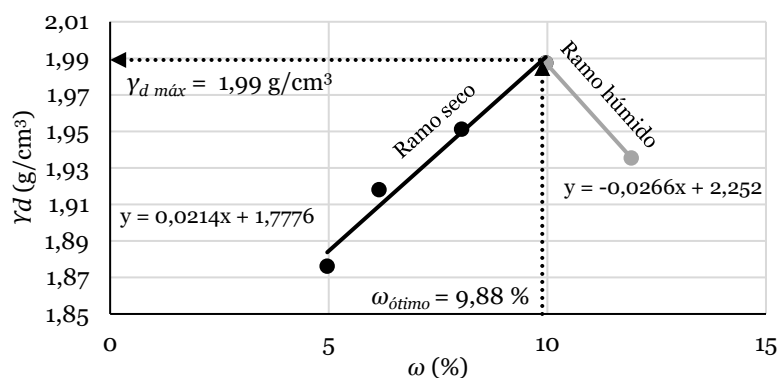


Figura API.6 Curva de compactação do solo (TE2)

• Ensaio edométrico de permeabilidade (TE2) - Laboratório

O procedimento de ensaio foi o recomendado na norma BS 1377-5 (1990) para ensaios edométricos de compressão incremental. O ensaio foi realizado no edômetro composto por quatro elementos essenciais: a célula edométrica, o sistema de aplicação de cargas, o sistema de medição da deformação vertical da amostra por meio de um LVDT e o sistema de aplicação da carga hidráulica variável através de uma coluna graduada. Foram realizados 9 escalões de carga, pelo que o 8º e 9º escalões corresponderam à descarga até ao valor inicial instalado nas amostras (1 kN/m²). O efeito do estado de tensão na permeabilidade foi conseguido pela avaliação da permeabilidade no final da consolidação das amostras sob níveis de tensão efetiva de 13, 100 e 800 kN/m² relativos ao 1º, 4º e 7º escalões de carga, respetivamente, realizando o ensaio de permeabilidade de carga variável devido ao tipo de solo em causa. O coeficiente de permeabilidade vertical (K) foi calculado utilizando a lei de *Darcy*. Na Figura API.7 é possível verificar que com o incrementado de um escalão de carga o assentamento (H) diminui até atingir um valor constante e durante a medição da permeabilidade o assentamento mantém-se praticamente constante. Na Tabela API.8 e na Figura API.8 estão apresentados os resultados e o diagrama do ensaio edométrico no espaço $n - \log \sigma - \log K$, onde se mostra a permeabilidade obtida nos escalões 1º, 4º e 7º de $9,1 \times 10^{-8}$, $4,6 \times 10^{-8}$ e $1,2 \times 10^{-8}$ m/s, respetivamente. Inicialmente a amostra está sobreconsolidada, portanto com baixa compressibilidade. No ramo seguinte verifica-se que o grau de degradação da estrutura da amostra evolui progressivamente, o que é evidenciado pela maior perda de rigidez correspondente ao incremento da compressibilidade.

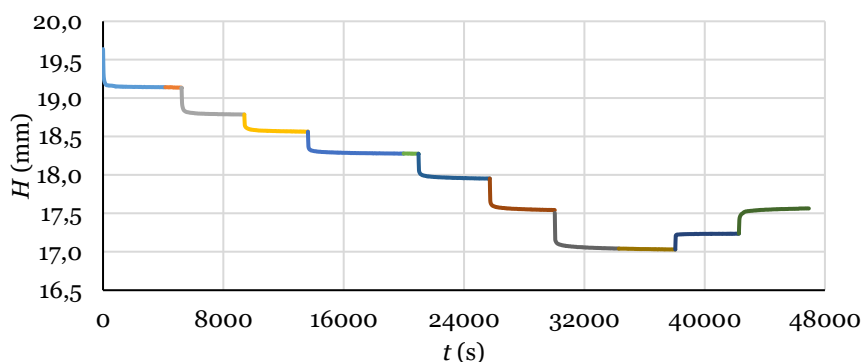


Figura API.7 Procedimento para o ensaio edométrico de permeabilidade (TE2)

Tabela API.8 Resultados do ensaio edométrico de permeabilidade

Escalões de carga	σ'_v (kN/m ²) (tensão efetiva)	ΔH (mm) (assentamento)	Δe (índice de vazios total)	e (índice de vazios)	n (%) (porosidade)
Início	1	0	0,000	0,574	36,5
1	13	0,494	0,039	0,535	34,8
2	25	0,849	0,067	0,507	33,6
3	50	1,071	0,084	0,489	32,9
4	100	1,357	0,107	0,467	31,8
5	200	1,683	0,132	0,441	30,6
6	400	2,094	0,165	0,409	29,0
7	800	2,594	0,204	0,370	27,0
8	50	2,400	0,189	0,385	27,8
9	1	2,072	0,163	0,411	29,1

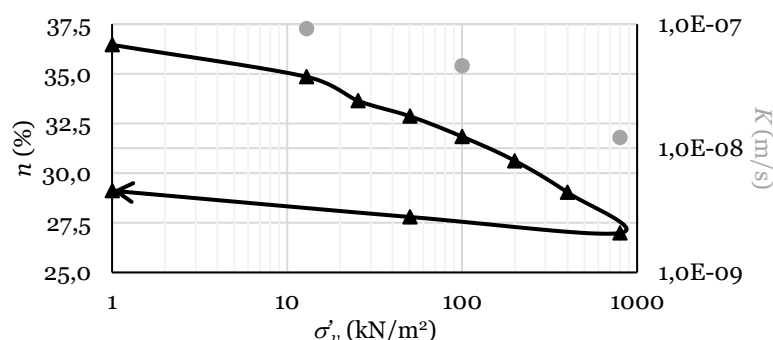


Figura API.8 Diagrama porosidade vs tensão efetiva vertical vs permeabilidade (TE2)

• Ensaio de permeabilidade de carga constante (TE1) - Campo

O ensaio foi realizado com o Permeâmetro de *Guelph* que permite obter a condutividade hidráulica através de um furo com carga hidráulica constante. É composto por uma garrafa de *Mariotte* que controla a carga constante da água dentro do furo, um tubo de acrílico com uma régua graduada onde a água é introduzida e um tripé que permite adaptar o aparelho a terrenos irregulares. Após algum tempo, que dependerá, dentre outros fatores, da humidade antecedente do solo e da sua textura, uma pequena área em torno do furo ficará saturada e o caudal torna-se constante. De modo a caracterizar a permeabilidade do local do TE1, foram executados 3 furos na área em estudo (3x8 m), distribuídos e numerados conforme a Figura API.9. Os furos foram executados retirando amostras de solo com o amostrador *Shelby*, devido à dificuldade de penetração dos trados manuais. Estabeleceram-se cargas hidráulicas constantes de 5 e 10 cm em cada ponto de medição. O Permeâmetro de *Guelph* da UBI tem uma área de 35,35 cm² para os reservatórios combinados e 2,12 cm² para o reservatório interior, com o raio dos furos de 3 cm. Os resultados surgem em forma de teor em água natural (ω) e coeficiente de carga hidráulica (k_{fs}) (Tabela API.9 e API.10). A média dos coeficientes de condutividade hidráulica para a carga hidráulica de 5 cm é da ordem de 10⁻⁸ m/s, especificamente 8,93x10⁻⁸ m/s (0,0771 mm/h), e para a carga hidráulica de 10 cm é da ordem de 10⁻⁷ m/s, com 2,14x10⁻⁸ m/s (0,3216 mm/h). Estes resultados indicam a heterogeneidade do solo no local em termos de permeabilidade.

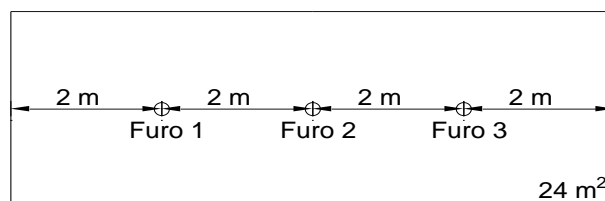


Figura API.9 Distribuição dos furos do ensaio de permeabilidade de carga constante (TE1)

Tabela API.9 Resultados do teor em água do solo de fundação (TE1)

Amostras	W_w (g)	W_s (g)	ω (%)	$\bar{\omega}$ (%)	
Furo 1	3,02	30,47	9,91	11,86	11,80
	4,71	34,10	13,81		
Furo 2	4,34	33,71	12,87	12,87	
	4,09	31,78	12,87		
Furo 3	2,83	28,16	10,05	10,67	
	3,53	31,28	11,29		

 Tabela API.10 Resultados do Permeâmetro de *Guelph* (TE1)

Amostras	Área do reservatório (cm ²)	H (cm)	a (cm)	\bar{R}_1 (cm/min)	C	Q	K_{fs} (m/s)	Φ_m (cm ² /s)
Furo 1	2,12	5	3	0,050	0,8032	0,0018	$3,21 \times 10^{-8}$	$2,68 \times 10^{-5}$
	2,12	10	3	0,200	1,2875	0,0071	$7,66 \times 10^{-8}$	$6,38 \times 10^{-5}$
Furo 2	2,12	5	3	0,025	0,8032	0,0009	$1,61 \times 10^{-8}$	$1,34 \times 10^{-5}$
	2,12	10	3	0,100	1,2875	0,0035	$3,83 \times 10^{-8}$	$3,19 \times 10^{-5}$
Furo 3	2,12	5	3	0,025	0,8032	0,0009	$1,61 \times 10^{-8}$	$1,34 \times 10^{-5}$
	2,12	10	3	0,400	1,2875	0,0141	$1,53 \times 10^{-7}$	$1,28 \times 10^{-4}$

• Ensaio de carga em placa (TE1) - Campo

O ensaio de carga em placa (ECP), ou *Plate Load Test* (PLT), permite a determinação do módulo de deformabilidade a partir da relação entre as cargas aplicadas e os respectivos assentamentos numa dada plataforma de estudo. Neste estudo o ensaio ECP foi realizado com base na norma francesa AFNOR NF P94-117-1 (2000). O ensaio consistiu em avaliar a deformabilidade do solo (assentamento da placa) realizando dois ciclos de carregamento (0,25 e 0,20 MPa), conforme Figura API.10, a uma velocidade constante (0,8 kN/s) sob uma placa circular rígida de 600 mm de diâmetro. A análise dos resultados foi efetuada recorrendo à fórmula de *Boussinesq* para o carregamento estático sobre a placa em meio elástico linear, apresentada na Equação (5) onde, EV_2 é o módulo de deformabilidade estático (MPa), ν é o coeficiente de *Poisson* (0,25), p a tensão efetiva normal aplicada no solo (MPa), d o diâmetro da placa (m) e z_2 é valor do assentamento medido durante o segundo carregamento (m). Como resultado considerou-se o EV_2 do 2º ciclo por ser o mais representativo das condições reais. Os assentamentos médios dos dois ensaios realizados foram de 1,2 e 0,9 mm, correspondendo aos módulos de deformabilidade de 73 e 101 MPa, respetivamente. Salienta-se que a placa utilizada foi considerada rígida, uma vez que a rigidez do material pelo qual é constituída ($E_{aço}=210\ 00$ MPa) é muito superior ao valor médio do solo ($E_{solo}=87$ MPa). Recorrendo ao manual da JAE (1995) o solo de fundação em causa situa-se no intervalo de 80 a 150 MPa, classificado com uma classe de fundação F3 e, portanto, apropriado para classes de tráfego T1 a T6, cujas espessuras se situam entre 0,26 e 0,10m, respetivamente. Os resultados obtidos para o módulo

de deformabilidade garantem uma boa capacidade de carga do terreno para receber os pavimentos betuminosos denso e permeável.

$$EV_2 = \frac{\pi}{4} \times (1 - \nu^2) \times \frac{p \times d}{z_2} \quad (MPa) \quad (5)$$

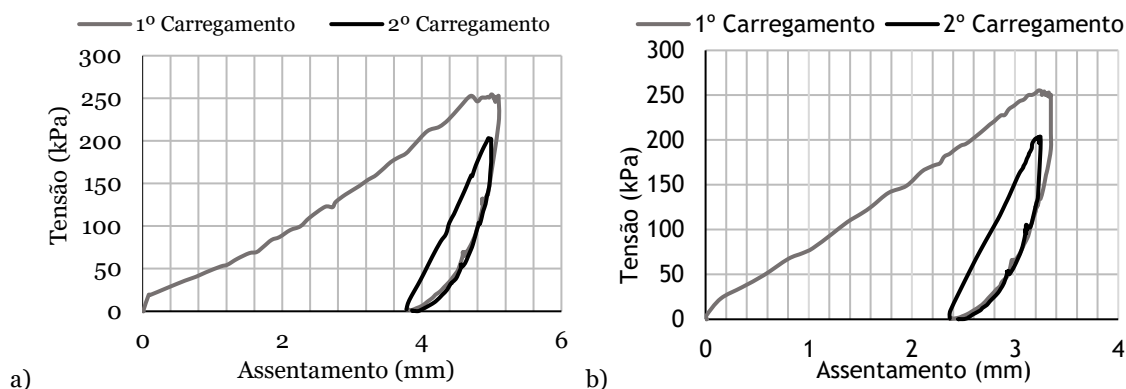


Figura APL.10 Resultados interpretativos do ensaio de carga em placa (TE1): a) 1º ensaio; b) 2º ensaio

Referências e Acervo Normativo

- JAE. (1995). Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional. p. 54. Lisboa, Portugal: Junta Autónoma de Estradas.
- ASTM D2487-17 (2017). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System, USCS), ASTM International, West Conshohocken, PA.
- AFNOR NF P94-117-1 (2000). Sols: reconnaissance et essais. Portance des plates-formes. Partie 1: Module sous chargement statique à la plaque (EV2). Association Française de Normalisation.
- BS 1377-5 (1990). Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes, Part 2: Compressibility, permeability and durability tests, BSI (British Standards Institution), London.
- E 196 (1966). Solos. Análise granulométrica, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- E 197 (1966). Solos. Ensaio de compactação. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- E 198 (1967). Solos. Determinação do CBR. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- E 240 (1970). Solos. Classificação para fins rodoviários, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- EN 933-8 (2012). Ensaio das propriedades geométricas dos agregados - Parte 8: Determinação do teor de finos, Ensaio do equivalente de areia.
- EN 1997-2 (2007). Eurocode 7 - Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing.
- ISO/TS 17892-12 (2004). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 12: Determination of Atterberg limits. International Organization for Standardization, Technical Specification, Switzerland.
- NP 84 (1965). Solos. Determinação do teor em água, Norma Portuguesa.
- NP EN ISO 17892-3 (2015). Reconhecimento e ensaios geotécnicos – Ensaio de laboratório em solos Parte 3: Determinação da massa volúmica das partículas.

APÊNDICE II – Resultados de *HC* e *K* em campo de acordo com as normas EN 12697-40 e NLT 327

Tabela APII.1 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, novembro 2016, inicial (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	r (s)	HC (s ⁻¹)
1	12,00	16,00	17,00	15,00	1,1	0,072
2	11,00	12,00	13,00	12,00		0,091
3	12,00	14,00	11,00	12,33		0,089
4	10,00	12,00	11,00	11,00		0,101
5	10,00	10,00	13,00	11,00		0,101
6	14,00	15,00	13,00	14,00		0,077
			Média	12,56	-	0,088

Tabela APII.2 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, maio 2017, 6 meses (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	r (s)	HC (s ⁻¹)
1	18,00	17,00	19,00	18,00	1,1	0,059
2	13,00	12,00	14,00	13,00		0,084
3	14,00	14,00	15,00	14,33		0,075
4	10,00	13,00	14,00	12,33		0,089
5	14,00	13,00	11,00	12,67		0,086
6	15,00	16,00	15,00	15,33		0,070
			Média	14,28	-	0,077

Tabela APII.3 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, novembro 2017, 1 ano (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	r (s)	HC (s ⁻¹)
1	22,00	24,00	23,00	23,00	1,1	0,046
2	12,00	15,00	15,00	14,00		0,077
3	17,00	16,00	15,00	16,00		0,067
4	15,00	15,00	16,00	15,33		0,070
5	14,00	13,00	15,00	14,00		0,077
6	16,00	17,00	18,00	17,00		0,063
			Média	16,56	-	0,067

Tabela APII.4 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, maio 2018, 1 ano e 6 meses (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	r (s)	HC (s ⁻¹)
1	29,00	28,00	28,00	28,33	1,1	0,037
2	20,00	18,00	21,00	19,67		0,054
3	21,00	23,00	24,00	22,67		0,046
4	20,00	18,00	16,00	18,00		0,059
5	16,00	20,00	18,00	18,00		0,059
6	24,00	22,00	24,00	23,33		0,045
			Média	21,67	-	0,050

Tabela APII.5 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, maio 2018, 1 ano e 6 meses após manutenção (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	r (s)	HC (s ⁻¹)
4	14,00	17,00	16,00	15,67	1,1	0,068
5	14,00	15,00	16,00	15,00		0,072
6	21,00	15,00	20,00	18,67		0,057
			Média	16,44	-	0,066

Tabela APII.6 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, novembro 2018, 2 anos (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	r (s)	HC (s ⁻¹)
1	30,00	32,00	31,00	31,00	1,1	0,033
2	24,00	26,00	28,00	26,00		0,040
3	26,00	29,00	29,00	28,00		0,037
4	20,00	21,00	19,00	20,00		0,053
5	20,00	21,00	22,00	21,00		0,050
6	23,00	24,00	25,00	24,00		0,044
			Média	25,00	-	0,043

Tabela APII.7 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, novembro 2018, 2 anos após manutenção (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	r (s)	HC (s ⁻¹)
4	17,00	18,00	16,00	17,00	1,1	0,063
5	16,00	17,00	17,00	16,67		0,064
6	20,00	21,00	20,00	20,33		0,052
			Média	18,00	-	0,060

Tabela APII.8 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, maio 2019, 2 anos e 6 meses (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	r (s)	HC (s ⁻¹)
1	31,00	32,00	33,00	32,00	1,1	0,032
2	28,00	30,00	33,00	30,33		0,034
3	36,00	38,00	39,00	37,67		0,027
4	21,00	22,00	23,00	22,00		0,048
5	25,00	24,00	22,00	23,67		0,044
6	23,00	25,00	26,00	24,67		0,042
			Média	28,39	-	0,038

Tabela APII.9 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, maio 2019, 2 anos e 6 meses após manutenção (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	r (s)	HC (s ⁻¹)
4	17,00	19,00	20,00	18,67	1,1	0,057
5	18,00	19,00	20,00	19,00		0,056
6	20,00	21,00	21,00	20,67		0,051
			Média	19,44	-	0,055

Tabela APII.10 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, novembro 2017, 1 ano (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	K (cm/s)	K (m/s)
1	38,00	40,00	37,00	38,33	0,15	0,00150
2	34,00	34,00	36,00	34,67	0,17	0,00172
3	34,00	32,00	34,00	33,33	0,18	0,00181
4	34,00	34,00	36,00	34,67	0,17	0,00172
5	32,00	33,00	34,00	33,00	0,18	0,00184
6	34,00	35,00	37,00	35,33	0,17	0,00168
			Média	34,89	0,17	0,00171

Tabela APII.11 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, maio 2018, 1 ano e 6 meses (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	K (cm/s)	K (m/s)
1	46,00	47,00	47,00	46,67	0,12	0,00115
2	39,00	40,00	43,00	40,67	0,14	0,00139
3	39,00	40,00	38,00	39,00	0,15	0,00147
4	41,00	43,00	41,00	41,67	0,13	0,00134
5	43,00	44,00	46,00	44,33	0,12	0,00123
6	43,00	46,00	47,00	45,33	0,12	0,00120
			Média	42,94	0,13	0,00130

Tabela APII.12 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, maio 2018, 1 ano e 6 meses após manutenção (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	K (cm/s)	K (m/s)
4	35,00	36,00	34,00	35,00	0,17	0,00170
5	33,00	37,00	39,00	36,33	0,16	0,00161
6	38,00	39,00	39,00	38,67	0,15	0,00148
			Média	36,67	0,16	0,00160

Tabela APII.13 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, novembro 2018, 2 anos (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	K (cm/s)	K (m/s)
1	61,00	62,00	59,00	60,67	0,08	0,00081
2	53,00	54,00	52,00	53,00	0,10	0,00097
3	51,00	54,00	52,00	52,33	0,10	0,00099
4	44,00	44,00	45,00	44,33	0,12	0,00123
5	44,00	48,00	46,00	46,00	0,12	0,00117
6	47,00	47,00	48,00	47,33	0,11	0,00113
			Média	50,61	0,11	0,00105

Tabela APII.14 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, novembro 2018, 2 anos após manutenção (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	K (cm/s)	K (m/s)
4	40,00	41,00	41,00	40,67	0,14	0,00139
5	43,00	41,00	40,00	41,33	0,14	0,00136
6	43,00	40,00	42,00	41,67	0,13	0,00134
			Média	41,22	0,14	0,00136

Tabela APII.15 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, maio 2019, 2 anos e 6 meses (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	<i>K</i> (cm/s)	<i>K</i> (m/s)
1	66,00	67,00	63,00	65,33	0,07	0,00073
2	64,00	63,00	63,00	63,33	0,08	0,00076
3	61,00	60,00	59,00	60,00	0,08	0,00082
4	47,00	49,00	50,00	48,67	0,11	0,00109
5	48,00	49,00	50,00	49,00	0,11	0,00108
6	50,00	52,00	48,00	50,00	0,10	0,00105
	Média			56,06	0,09	0,00092

Tabela APII.16 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, maio 2019, 2 anos e 6 meses após manutenção (TE1)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	<i>K</i> (cm/s)	<i>K</i> (m/s)
4	42,00	43,00	46,00	43,67	0,13	0,00126
5	46,00	45,00	44,00	45,00	0,12	0,00121
6	43,00	43,00	42,00	42,67	0,13	0,00130
	Média			43,78	0,13	0,00126

Tabela APII.17 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, novembro 2017, 2 meses (TE2)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	<i>r</i> (s)	<i>HC</i> (s ⁻¹)
1	14,00	12,00	13,00	13,00	1,1	0,084
2	11,00	12,00	13,00	12,00		0,091
3	13,00	11,00	13,00	12,33		0,089
4	14,00	13,00	13,00	13,33		0,082
5	16,00	14,00	17,00	15,67		0,068
6	14,00	13,00	14,00	13,67		0,079
	Média			13,33	-	0,082

Tabela APII.18 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, março 2018, 6 meses (TE2)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	<i>r</i> (s)	<i>HC</i> (s ⁻¹)
1	14,00	16,00	17,00	15,67	1,1	0,068
2	15,00	18,00	10,00	14,33		0,075
3	21,00	14,00	12,00	15,67		0,068
4	14,00	16,00	15,00	15,00		0,072
5	22,00	18,00	19,00	19,67		0,054
6	14,00	15,00	14,00	14,33		0,075
	Média			15,78	-	0,069

Tabela APII.19 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, julho 2018, 10 meses (TE2)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	<i>r</i> (s)	<i>HC</i> (s ⁻¹)
1	16,00	19,00	18,00	17,67	1,1	0,060
2	15,00	16,00	14,00	15,00		0,072
3	13,00	21,00	19,00	17,67		0,060
4	16,00	17,00	18,00	17,00		0,063
5	20,00	23,00	21,00	21,33		0,049
6	15,00	17,00	16,00	16,00		0,067
	Média			17,44	-	0,062

Tabela APII.20 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, novembro 2018, 1 ano e 2 meses (TE2)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	r (s)	HC (s ⁻¹)
1	19,00	20,00	18,00	19,00	1,1	0,056
2	20,00	14,00	16,00	16,67		0,064
3	19,00	22,00	17,00	19,33		0,055
4	21,00	17,00	23,00	20,33		0,052
5	24,00	25,00	30,00	26,33		0,040
6	17,00	16,00	19,00	17,33		0,061
			Média	19,83	-	0,055

Tabela APII.21 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, março 2019, 1 ano e 6 meses (TE2)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	r (s)	HC (s ⁻¹)
1	22,00	24,00	20,00	22,00	1,1	0,048
2	18,00	17,00	19,00	18,00		0,059
3	21,00	22,00	25,00	22,67		0,046
4	24,00	26,00	23,00	24,33		0,043
5	35,00	32,00	36,00	34,33		0,030
6	18,00	19,00	18,00	18,33		0,058
			Média	23,28	-	0,047

Tabela APII.22 Resultados de *HC* de acordo com a norma EN 12697-40, julho 2019, 1 ano e 10 meses (TE2)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	r (s)	HC (s ⁻¹)
1	22,00	24,00	28,00	24,67	1,1	0,042
2	19,00	20,00	23,00	20,67		0,051
3	24,00	25,00	26,00	25,00		0,042
4	25,00	26,00	27,00	26,00		0,040
5	48,00	42,00	46,00	45,33		0,023
6	19,00	21,00	18,00	19,33		0,055
			Média	26,83	-	0,042

Tabela APII.23 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, novembro 2017, 2 meses (TE2)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	K (cm/s)	K (m/s)
1	33,00	32,00	31,00	32,00	0,19	0,00191
2	27,00	29,00	28,00	28,00	0,23	0,00229
3	29,00	31,00	27,00	29,00	0,22	0,00219
4	30,00	27,00	29,00	28,67	0,22	0,00222
5	36,00	39,00	36,00	37,00	0,16	0,00157
6	29,00	32,00	30,00	30,33	0,21	0,00206
			Média	30,83	0,20	0,00204

Tabela APII.24 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, março 2018, 6 meses (TE2)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	<i>K</i> (cm/s)	<i>K</i> (m/s)
1	35,00	37,00	36,00	36,00	0,16	0,00163
2	30,00	33,00	34,00	32,33	0,19	0,00189
3	30,00	35,00	31,00	32,00	0,19	0,00191
4	32,00	31,00	30,00	31,00	0,20	0,00200
5	40,00	36,00	39,00	38,33	0,15	0,00150
6	35,00	36,00	34,00	35,00	0,17	0,00170
			Média	34,11	0,18	0,00177

Tabela APII.25 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, julho 2018, 10 meses (TE2)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	<i>K</i> (cm/s)	<i>K</i> (m/s)
1	38,00	37,00	39,00	38,00	0,15	0,00152
2	35,00	37,00	35,00	35,67	0,17	0,00165
3	37,00	35,00	39,00	37,00	0,16	0,00157
4	33,00	33,00	36,00	34,00	0,18	0,00176
5	42,00	40,00	38,00	40,00	0,14	0,00142
6	38,00	37,00	40,00	38,33	0,15	0,00150
			Média	37,17	0,16	0,00157

Tabela APII.26 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, novembro 2018, 1 ano e 2 meses (TE2)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	<i>K</i> (cm/s)	<i>K</i> (m/s)
1	42,00	42,00	45,00	43,00	0,13	0,00129
2	42,00	41,00	40,00	41,00	0,14	0,00137
3	38,00	40,00	43,00	40,33	0,14	0,00140
4	39,00	37,00	38,00	38,00	0,15	0,00152
5	43,00	47,00	45,00	45,00	0,12	0,00121
6	43,00	45,00	41,00	43,00	0,13	0,00129
			Média	41,72	0,13	0,00135

Tabela APII.27 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, março 2019, 1 ano e 6 meses (TE2)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	<i>K</i> (cm/s)	<i>K</i> (m/s)
1	49,00	47,00	48,00	48,00	0,11	0,00111
2	43,00	45,00	44,00	44,00	0,12	0,00125
3	43,00	43,00	41,00	42,33	0,13	0,00131
4	44,00	41,00	43,00	42,67	0,13	0,00130
5	46,00	47,00	45,00	46,00	0,12	0,00117
6	49,00	47,00	45,00	47,00	0,11	0,00114
			Média	45,00	0,12	0,00121

Tabela APII.28 Resultados de *K* de acordo com a norma NLT 327/00, julho 2019, 1 ano e 10 meses (TE2)

Ponto de ensaio	Tempo de escoamento (s)			Tempo médio (s)	<i>K</i> (cm/s)	<i>K</i> (m/s)
1	50,00	52,00	51,00	51,00	0,10	0,00102
2	43,00	47,00	45,00	45,00	0,12	0,00121
3	47,00	44,00	47,00	46,00	0,12	0,00117
4	42,00	43,00	46,00	43,67	0,13	0,00126
5	56,00	54,00	52,00	54,00	0,09	0,00095
6	49,00	52,00	50,00	50,33	0,10	0,00104
			Média	48,33	0,11	0,00111

APÊNDICE III – Análises aos parâmetros de qualidade da água

Tabela APIII.1 Composição química por EDX¹ do pavimento betuminoso convencional (TE1)

Análise elementar (% mássica)				Análise em óxidos (%)			
Elemento químico	MD	MB	Tout-venant	Composto	MD	MB	Tout-venant
Sódio (Na)	4,45	3,89	2,84	Na ₂ O	6,00	5,24	3,83
Magnésio (Mg)	1,57	1,26	0,73	MgO	2,60	2,09	1,21
Alumínio (Al)	12,12	11,34	9,96	Al ₂ O ₃	22,90	21,42	18,81
Silício (Si)	27,28	28,02	30,60	SiO ₂	58,36	59,93	65,47
Fósforo (P)	0,31	0,25	0,17	P ₂ O ₃	0,55	0,45	0,31
Enxofre (S)	0,70	0,50	-	SO ₃	1,75	1,25	-
Potássio (K)	3,93	4,65	4,89	K ₂ O	4,73	5,60	5,90
Cálcio (Ca)	0,54	1,05	0,57	CaO	0,76	1,47	0,80
Titânio (Ti)	0,21	0,28	0,20	TiO ₂	0,35	0,46	0,33
Ferro (Fe)	1,39	1,45	2,17	Fe ₂ O ₃	1,99	2,08	3,11
Cobre (Cu)	-	-	0,24	-	-	-	-
Oxigénio (O)	47,40	47,31	47,62	-	-	-	-

¹ Equipamento Hitachi, modelo S-2700 (RONTEC, EUA)

Tabela APIII.2 Composição química por EDX¹ do pavimento betuminoso permeável (TE1 e TE2)

Análise elementar (% mássica)				Análise em óxidos (%)			
Elemento químico	MF	MG	Britas	Composto	MF	MG	Britas
Sódio (Na)	4,28	4,57	2,96	Na ₂ O	5,77	6,16	3,98
Magnésio (Mg)	1,80	1,95	0,81	MgO	2,99	3,23	1,34
Alumínio (Al)	13,04	13,36	10,58	Al ₂ O ₃	24,64	25,24	19,99
Silício (Si)	26,12	26,40	29,55	SiO ₂	55,88	56,49	63,21
Fósforo (P)	0,37	0,41	0,08	P ₂ O ₃	0,66	0,73	0,15
Enxofre (S)	0,78	0,73	-	SO ₃	1,95	1,81	-
Potássio (K)	4,30	3,54	5,42	K ₂ O	5,18	4,27	6,53
Cálcio (Ca)	0,47	0,32	0,62	CaO	0,65	0,45	0,87
Titânio (Ti)	0,17	-	0,20	TiO ₂	0,28	-	0,33
Ferro (Fe)	1,40	1,14	2,51	Fe ₂ O ₃	2,00	1,62	3,59
Oxigénio (O)	47,27	47,58	47,27	-	-	-	-

¹ Equipamento Hitachi, modelo S-2700 (RONTEC, EUA)

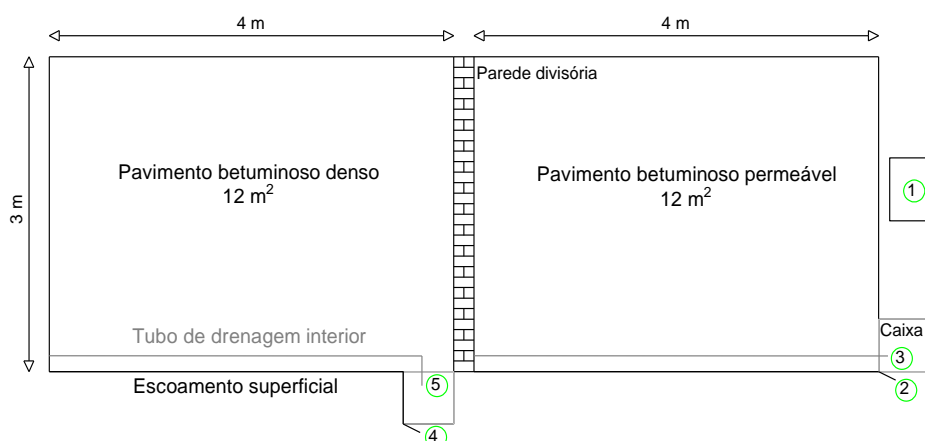


Figura APIII.1 Área em planta e pontos de recolha no TE1: 1 – água da chuva; 2 – escoamento superficial do pavimento betuminoso permeável; 3 – infiltração do pavimento betuminoso permeável; 4 - escoamento superficial do pavimento betuminoso convencional; 5 – infiltração do pavimento betuminoso convencional

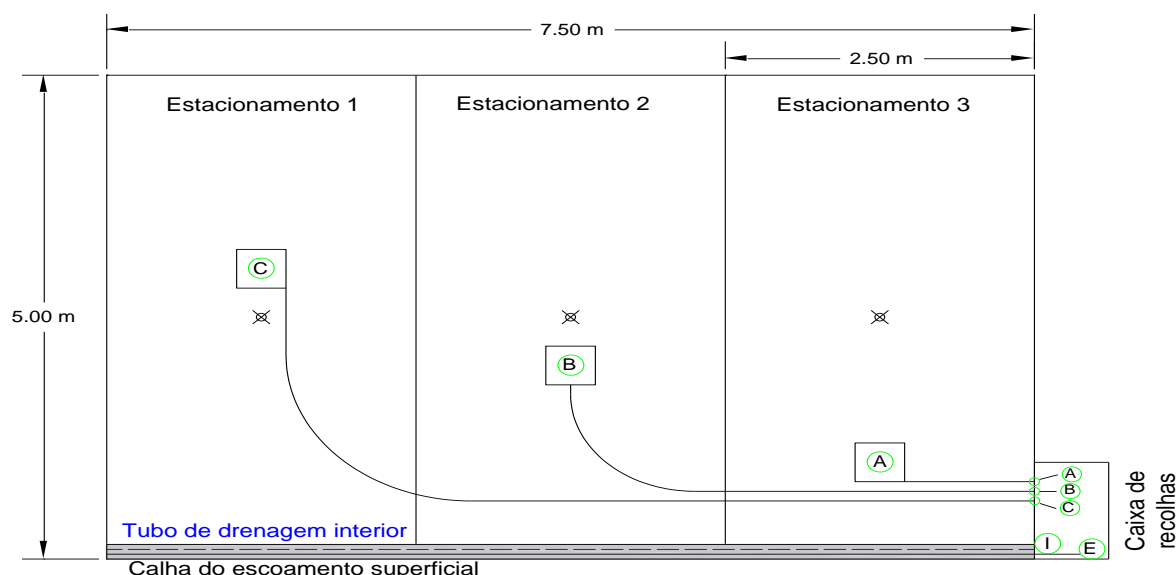


Figura APIII.2 Área em planta e pontos de recolha no TE2: I – Água recolhida no tubo de infiltração no fundo do pavimento; E – Água da calha que recolhe o que esco superficialmente do pavimento; A, B e C – Água recolhida pelas caixas A, B e C situadas imediatamente abaixo das camadas betuminosas

Tabela APIII.3 Identificação dos parâmetros analisados em cada troço e respetivos métodos

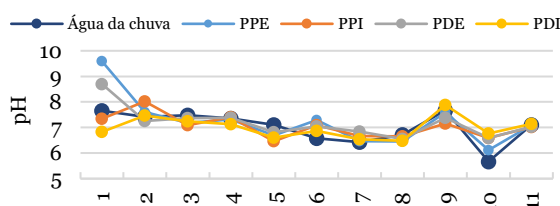
Parâmetros	Método	Limite de quantificação (mg/l)	TE1	TE2
pH	Medidor multiparamétrico com sondas de pH, OD e condutividade	-	✓	✓
Temperatura (T, °C)		-	✓	✓
Oxigénio dissolvido (OD)		-	✓	✓
Condutividade (µm/cm)		-	✓	✓
Carência Química de Oxigénio (CQO)	LCI 400 (0 – 1000 mg/l O ₂)	-	✓	✓
Azoto de amónio (N-NH ₄)	LCK 303 (2-47 mg/l NH ₄ -N / 2.5-60.0 mg/l NH ₄)	-	✓	✓
Azoto de nitrato (N-NO ₃)	LCK 339 (0.23 – 13.50 mg/L NO ₃ -N / 1 – 60 mg/L NO ₃)	-	✓	✓
Azoto total (N-Tot)	UV-vis	0,10	✓	✓
Cádmio (Cd)	AA	0,05	✓	-
Crómio (Cr)	UV-vis	0,01	✓	✓
Manganésio (Mn)	AA	0,18	✓	✓
Níquel (Ni)	AA	0,0007	✓	✓
Chumbo (Pb)	AA	0,02	✓	-
Zinco (Zn)	AA	0,01	✓	✓
Alumínio (Al)	UV-vis	0,004	✓	✓
Cálcio (Ca)	AA	0,028	✓	✓
Cloro (Cl)	CI	0,13	✓	✓
Ferro (Fe)	AA	0,008	✓	✓
Potássio (K)	AA	0,012	✓	✓
Magnésio (Mg)	AA	0,019	✓	✓
Sódio (Na)	AA	0,020	✓	✓
Sulfato (SO ₄)	CI	0,10	✓	✓
Hidrocarbonetos-tot	Método de extração com solvente orgânico e gravimetria	0,11	✓	✓

UV-vis – Espectroscopia de absorção ultravioleta visível; AA – Espectroscopia de absorção atómica (GBC906, Austrália); CI – Cromatografia iónica; (-) Não realizados.

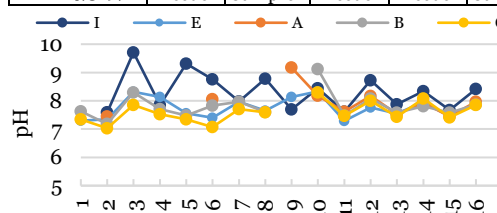
NOTA: As células identificadas com (-) nas tabelas seguintes representam a impossibilidade de recolha de água ou de análise da mesma nesses pontos.

Tabela APIII.4 Análises de pH e T

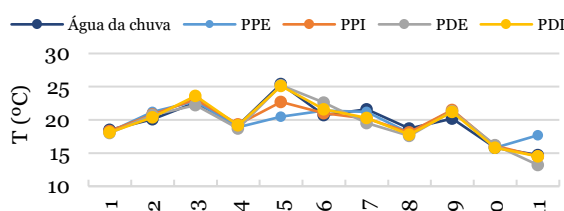
pH - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	7,65	9,59	7,34	8,70	6,83
2	04-11-2016	7,42	7,61	8,02	7,25	7,47
3	20-11-2016	7,48	7,18	7,09	7,37	7,24
4	04-12-2016	7,36	7,32	7,40	7,38	7,13
5	15-12-2016	7,11	6,69	6,46	6,82	6,60
6	02-01-2017	6,58	7,29	7,09	7,04	6,87
7	26-01-2017	6,43	6,47	6,67	6,84	6,54
8	04-02-2017	6,72	6,45	6,65	6,55	6,48
9	12-02-2017	7,67	7,59	7,16	7,38	7,88
10	03-03-2017	5,67	6,12	6,59	6,59	6,77
11	25-03-2017	7,11	7,09	7,02	7,03	7,14
Média		7,02	7,22	7,04	7,18	7,00
Mínimo		5,67	6,12	6,46	6,55	6,48
Máximo		7,67	9,59	8,02	8,70	7,88
VLE 6,0-9,0		Excede	Excede	Cumpre	Cumpre	Cumpre
VMR 6,5-8,4		Excede	Excede	Excede	Excede	Excede
VMA 4,5-9,0		Cumpre	Excede	Cumpre	Cumpre	Cumpre



pH - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	7,30	-	7,63	7,35
2	03/11/2017	7,59	7,34	7,45	7,18	7,03
3	24/11/2017	9,71	8,32	-	8,29	7,85
4	10/12/2017	7,85	8,14	-	7,71	7,52
5	26/12/2017	9,31	7,56	-	7,48	7,34
6	05/01/2018	8,76	7,40	8,06	7,83	7,07
7	25/01/2018	7,98	7,96	-	7,97	7,71
8	14/02/2018	8,78	7,65	-	7,60	7,59
9	04/03/2018	7,69	8,14	9,17	-	-
10	03/04/2018	8,44	8,33	8,18	9,12	8,29
11	21/04/2018	7,62	7,29	7,62	7,48	7,47
12	07/05/2018	8,72	7,76	8,17	8,08	8,00
13	24/05/2018	7,87	7,55	7,53	7,58	7,43
14	05/06/2018	8,34	7,95	7,92	7,81	8,08
15	21/06/2018	7,67	7,44	7,45	7,58	7,41
16	21/10/2018	8,42	7,92	7,96	7,86	7,85
Média		8,32	7,75	7,95	7,81	7,60
Mínimo		7,59	7,29	7,45	7,18	7,03
Máximo		9,71	8,33	9,17	9,12	8,29
VLE 6,0-9,0		Excede	Cumpre	Excede	Excede	Cumpre
VMR 6,5-8,4		Excede	Cumpre	Excede	Excede	Cumpre
VMA 4,5-9,0		Excede	Cumpre	Excede	Excede	Cumpre



T (°C) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	18,50	18,20	18,30	18,00	18,10
2	04-11-2016	20,10	21,20	20,80	20,70	20,40
3	20-11-2016	22,60	22,80	23,10	22,20	23,60
4	04-12-2016	19,20	18,90	19,30	18,70	19,20
5	15-12-2016	25,40	20,50	22,70	25,20	25,10
6	02-01-2017	20,70	21,40	21,00	22,60	21,60
7	26-01-2017	21,60	21,20	20,20	19,50	20,30
8	04-02-2017	18,70	18,00	18,10	17,60	17,80
9	12-02-2017	20,20	21,40	21,50	21,30	21,20
10	03-03-2017	15,80	15,80	16,10	16,20	15,80
11	25-03-2017	14,70	17,70	14,50	13,20	14,50
Média		19,77	19,74	19,60	19,56	19,78
Mínimo		14,70	15,80	14,50	13,20	14,50
Máximo		25,40	22,80	23,10	25,20	25,10



T (°C) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	18,05	-	18,35	18,65
2	03/11/2017	17,27	17,80	-	16,65	16,80
3	24/11/2017	17,55	16,77	-	16,50	17,00
4	10/12/2017	13,20	16,50	-	18,00	16,00
5	26/12/2017	13,20	13,60	-	13,00	11,80
6	05/01/2018	14,80	14,40	13,10	11,90	12,20
7	25/01/2018	17,40	15,00	-	14,80	15,70
8	14/02/2018	15,10	14,80	-	15,10	14,90
9	04/03/2018	17,40	18,80	19,30	-	-
10	03/04/2018	16,90	16,00	17,00	16,70	16,40
11	21/04/2018	17,80	17,50	16,90	17,40	16,60
12	07/05/2018	20,40	20,90	20,60	20,20	20,30
13	24/05/2018	19,90	19,80	20,10	20,20	20,20
14	05/06/2018	19,80	19,40	18,80	19,20	19,40
15	21/06/2018	24,60	24,40	24,80	24,40	24,70
16	21/10/2018	19,70	19,10	19,20	19,10	19,30
Média		17,67	17,68	18,87	17,43	17,33
Mínimo		13,20	13,60	13,10	11,90	11,80
Máximo		24,60	24,40	24,80	24,40	24,70

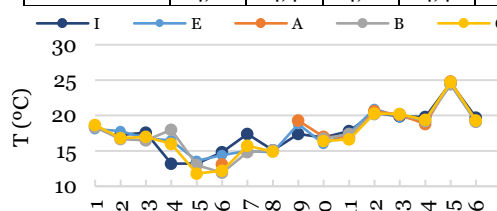
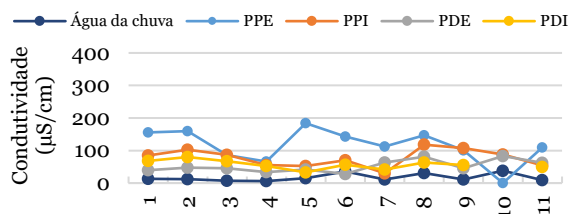
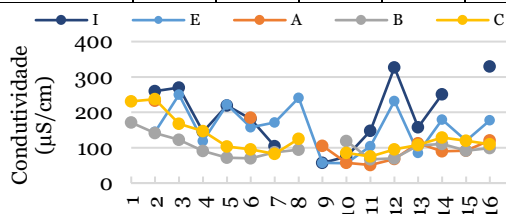


Tabela APIII.5 Análises de Condutividade e OD

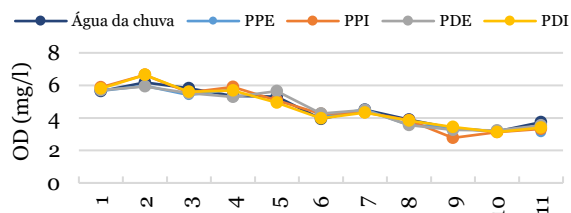
Condutividade (µS/cm) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	13,00	156,00	85,00	40,00	68,00
2	04-11-2016	12,00	160,00	103,00	47,00	80,00
3	20-11-2016	7,00	86,00	87,00	45,00	67,00
4	04-12-2016	6,00	66,00	55,00	34,00	52,00
5	15-12-2016	15,00	184,00	52,00	42,00	33,00
6	02-01-2017	36,00	143,00	70,00	28,00	56,00
7	26-01-2017	11,00	112,00	30,00	63,00	42,00
8	04-02-2017	31,00	147,00	118,00	81,00	63,00
9	12-02-2017	11,00	101,00	107,00	45,00	55,00
10	03-03-2017	38,00	-	88,00	83,00	-
11	25-03-2017	9,00	109,00	54,00	62,00	49,00
	Média	17,18	126,40	77,18	51,82	56,50
	Mínimo	6,00	66,00	30,00	28,00	33,00
	Máximo	38,00	184,00	118,00	83,00	80,00



Condutividade (µS/cm) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	-	-	171,00	231,00
2	03/11/2017	260,00	145,00	233,00	141,00	237,00
3	24/11/2017	270,00	250,00	-	122,00	168,00
4	10/12/2017	145,00	119,00	-	91,00	147,00
5	26/12/2017	219,00	222,00	-	72,00	103,00
6	05/01/2018	181,00	158,00	185,00	70,00	95,00
7	25/01/2018	104,00	171,00	-	87,00	83,00
8	14/02/2018	-	241,00	-	94,00	125,00
9	04/03/2018	57,00	57,00	105,00	-	-
10	03/04/2018	74,00	56,00	57,00	119,00	85,00
11	21/04/2018	148,00	104,00	51,00	67,00	75,00
12	07/05/2018	327,00	232,00	68,00	70,00	95,00
13	24/05/2018	158,00	85,00	112,00	106,00	108,00
14	05/06/2018	251,00	179,00	90,00	111,00	129,00
15	21/06/2018	-	120,00	92,00	92,00	120,00
16	21/10/2018	330,00	178,00	121,00	99,00	110,00
	Média	194,15	154,47	111,40	100,80	127,40
	Mínimo	57,00	56,00	51,00	67,00	75,00
	Máximo	330,00	250,00	233,00	171,00	237,00



OD (mg/l) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	5,64	5,67	5,88	5,70	5,80
2	04-11-2016	6,18	5,97	6,64	5,93	6,64
3	20-11-2016	5,82	5,40	5,57	5,52	5,61
4	04-12-2016	5,34	5,75	5,90	5,28	5,69
5	15-12-2016	5,30	-	5,08	5,64	4,94
6	02-01-2017	3,94	4,04	4,25	4,27	3,98
7	26-01-2017	4,51	4,52	4,35	4,48	4,33
8	04-02-2017	3,90	3,55	3,86	3,56	3,84
9	12-02-2017	3,36	3,44	2,77	3,27	3,44
10	03-03-2017	3,17	-	3,13	3,23	3,13
11	25-03-2017	3,73	3,12	3,32	3,53	3,40
	Média	4,63	4,61	4,61	4,58	4,62
	Mínimo	3,17	3,12	2,77	3,23	3,13
	Máximo	6,18	5,97	6,64	5,93	6,64



OD (mg/l) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	-	-	1,79	1,64
2	03/11/2017	1,94	1,38	2,17	1,91	2,13
3	24/11/2017	2,04	1,81	-	2,32	2,34
4	10/12/2017	2,35	2,28	-	2,35	2,35
5	26/12/2017	1,26	1,63	-	2,58	2,62
6	05/01/2018	1,86	2,50	2,56	2,57	2,58
7	25/01/2018	2,46	2,57	-	2,58	2,60
8	14/02/2018	2,40	2,25	-	2,38	2,36
9	04/03/2018	2,87	2,80	2,79	-	-
10	03/04/2018	2,62	3,72	3,68	2,80	3,47
11	21/04/2018	2,34	1,95	2,76	2,82	2,68
12	07/05/2018	1,88	1,13	2,35	2,44	2,41
13	24/05/2018	2,13	2,12	3,09	2,30	2,26
14	05/06/2018	2,21	2,14	3,01	2,58	3,49
15	21/06/2018	1,04	1,09	1,98	1,90	1,85
16	21/10/2018	3,48	3,26	4,32	4,36	3,58
	Média	2,19	2,18	2,87	2,51	2,56
	Mínimo	1,04	1,09	1,98	1,79	1,64
	Máximo	3,48	3,72	4,32	4,36	3,58

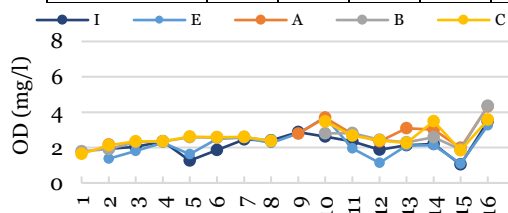
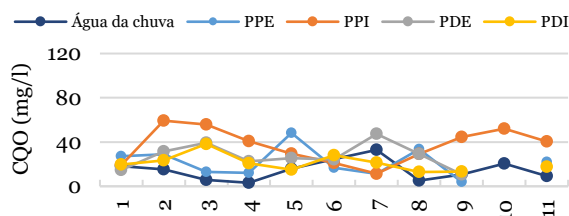
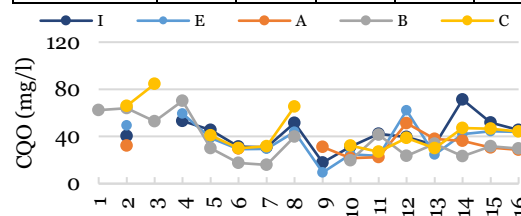


Tabela APIII.6 Análises de CQO e N-NH₄

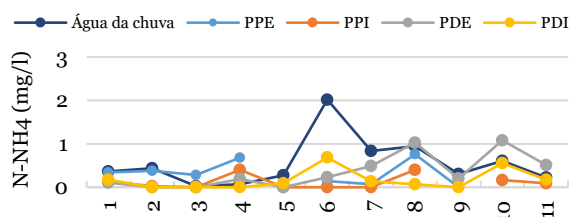
CQO (mg/l) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	18,10	27,10	19,10	14,70	19,70
2	04-11-2016	15,40	28,90	59,30	31,50	23,40
3	20-11-2016	5,81	13,00	55,90	39,30	38,30
4	04-12-2016	3,19	12,20	40,90	22,60	20,90
5	15-12-2016	16,00	48,20	29,40	25,50	14,90
6	02-01-2017	24,60	16,80	21,00	24,30	28,00
7	26-01-2017	32,90	11,20	11,40	47,30	21,50
8	04-02-2017	5,09	33,60	29,30	29,30	12,90
9	12-02-2017	10,70	3,90	44,50	10,70	13,20
10	03-03-2017	20,50	-	52,00	-	-
11	25-03-2017	9,10	21,90	40,60	-	17,60
Média		14,67	21,68	36,67	27,24	21,04
Mínimo		3,19	3,90	11,40	10,70	12,90
Máximo		32,90	48,20	59,30	47,30	38,30
VLE <150mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre



CQO (mg/l) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	-	-	62,30	-
2	03/11/2017	40,40	49,20	32,10	63,90	65,90
3	24/11/2017	-	-	-	52,80	84,50
4	10/12/2017	53,10	59,30	-	70,20	-
5	26/12/2017	45,60	38,70	-	30,00	40,90
6	05/01/2018	31,50	29,30	29,70	17,50	30,00
7	25/01/2018	30,90	29,60	-	15,90	31,60
8	14/02/2018	51,40	43,90	-	39,70	65,20
9	04/03/2018	17,90	9,47	31,20	-	-
10	03/04/2018	31,50	25,00	21,60	19,60	32,30
11	21/04/2018	42,20	23,40	22,50	41,40	27,00
12	07/05/2018	39,50	62,10	51,30	23,60	38,70
13	24/05/2018	32,70	24,70	38,00	33,80	30,10
14	05/06/2018	71,30	41,90	36,30	23,30	47,20
15	21/06/2018	51,80	44,50	30,70	31,70	46,50
16	21/10/2018	45,50	43,80	28,60	29,80	44,20
Média		41,81	37,49	32,20	37,03	44,93
Mínimo		17,90	9,47	21,60	15,90	27,00
Máximo		71,30	62,10	51,30	70,20	84,50
VLE <150mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre



N-NH ₄ (mg/l) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	0,37	0,35	0,13	0,11	0,17
2	04-11-2016	0,44	0,38	0,02	0,00	0,00
3	20-11-2016	0,02	0,29	0,00	0,00	0,00
4	04-12-2016	0,07	0,68	0,40	0,19	0,00
5	15-12-2016	0,27	-	0,00	0,00	0,09
6	02-01-2017	2,02	0,14	0,00	0,23	0,69
7	26-01-2017	0,84	0,07	0,00	0,49	0,14
8	04-02-2017	0,95	0,76	0,40	1,03	0,07
9	12-02-2017	0,31	0,00	-	0,20	0,00
10	03-03-2017	0,61	-	0,16	1,08	0,55
11	25-03-2017	0,22	0,13	0,09	0,51	0,17
Média		0,56	0,31	0,12	0,35	0,17
Mínimo		0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
Máximo		2,02	0,76	0,40	1,08	0,69
VLE <10mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre



N-NH ₄ (mg/l) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	0,26	-	0,06	0,12
2	03/11/2017	0,19	0,07	0,07	0,09	0,08
3	24/11/2017	0,06	0,10	-	0,10	0,05
4	10/12/2017	0,10	0,08	-	0,04	0,07
5	26/12/2017	0,29	-	-	0,07	0,06
6	05/01/2018	0,14	0,17	0,13	-	0,03
7	25/01/2018	-	0,19	-	0,02	0,04
8	14/02/2018	0,06	0,80	-	0,12	0,08
9	04/03/2018	0,09	0,11	0,15	-	-
10	03/04/2018	0,06	0,19	0,10	0,06	0,04
11	21/04/2018	0,26	0,66	0,11	0,09	0,06
12	07/05/2018	0,52	0,62	0,06	0,10	0,21
13	24/05/2018	0,09	0,27	0,09	0,05	0,08
14	05/06/2018	0,36	0,10	0,09	0,11	0,06
15	21/06/2018	0,25	0,15	0,04	0,11	0,09
16	21/10/2018	0,26	0,14	0,04	0,10	0,09
Média		0,20	0,26	0,09	0,08	0,08
Mínimo		0,06	0,07	0,04	0,02	0,03
Máximo		0,52	0,80	0,15	0,12	0,21
VLE <10mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre

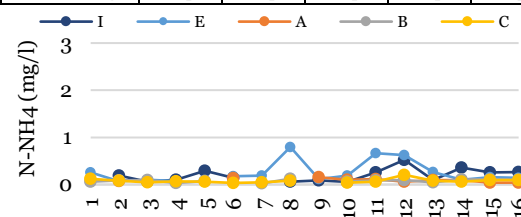
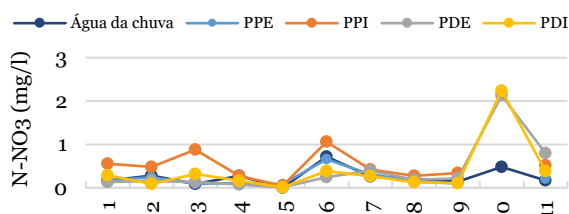
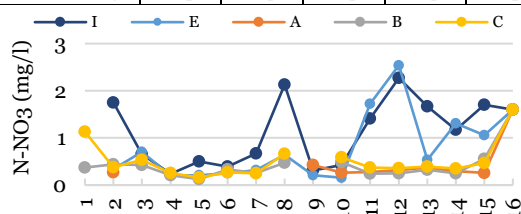


Tabela APIII.7 Análises de N-NO₃ e N-Tot

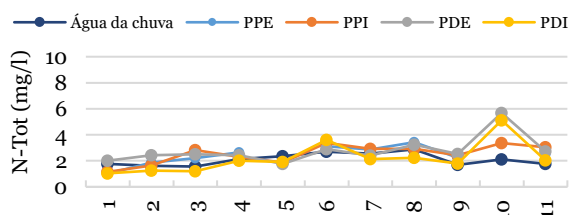
N-NO ₃ (mg/l) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	0,16	0,16	0,55	0,13	0,29
2	04-11-2016	0,28	0,25	0,48	0,15	0,09
3	20-11-2016	0,09	0,09	0,88	0,14	0,32
4	04-12-2016	0,28	0,11	0,28	0,07	0,16
5	15-12-2016	0,00	0,08	0,05	0,01	0,01
6	02-01-2017	0,72	0,66	1,06	0,24	0,39
7	26-01-2017	0,26	0,31	0,42	0,40	0,27
8	04-02-2017	0,21	0,16	0,27	0,18	0,13
9	12-02-2017	0,14	0,10	0,34	0,22	0,10
10	03-03-2017	0,48	-	-	2,13	2,24
11	25-03-2017	0,17	0,21	0,52	0,80	0,38
	Média	0,25	0,21	0,48	0,41	0,40
	Mínimo	0,00	0,08	0,05	0,01	0,01
	Máximo	0,72	0,66	1,06	2,13	2,24
	VLE <50mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
	VMR <50mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre



N-NO ₃ (mg/l) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	-	-	0,37	1,13
2	03/11/2017	1,75	0,34	0,27	0,44	0,38
3	24/11/2017	0,66	0,70	-	0,43	0,54
4	10/12/2017	0,24	0,21	-	0,21	0,26
5	26/12/2017	0,50	0,21	-	0,13	0,16
6	05/01/2018	0,39	0,25	0,33	0,33	0,27
7	25/01/2018	0,67	0,32	-	0,26	0,25
8	14/02/2018	2,13	0,65	-	0,48	0,66
9	04/03/2018	0,31	0,21	0,43	-	-
10	03/04/2018	0,43	0,16	0,26	0,49	0,59
11	21/04/2018	1,41	1,72	0,28	0,24	0,37
12	07/05/2018	2,27	2,54	0,32	0,25	0,36
13	24/05/2018	1,67	0,54	0,37	0,32	0,39
14	05/06/2018	1,17	1,31	0,30	0,25	0,35
15	21/06/2018	1,70	1,06	0,26	0,56	0,46
16	21/10/2018	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
	Média	1,13	0,79	0,44	0,42	0,52
	Mínimo	0,24	0,16	0,26	0,13	0,16
	Máximo	2,27	2,54	1,60	1,60	1,60
	VLE <50mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
	VMR <50mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre



N-Tot (mg/l) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	1,77	1,02	1,15	2,00	1,04
2	04-11-2016	1,62	1,87	1,63	2,43	1,24
3	20-11-2016	1,56	2,20	2,83	2,50	1,20
4	04-12-2016	2,13	2,66	2,31	2,44	2,02
5	15-12-2016	2,35	-	1,87	1,76	1,92
6	02-01-2017	2,71	3,12	3,38	2,90	3,62
7	26-01-2017	2,55	2,87	2,93	2,41	2,13
8	04-02-2017	2,88	3,43	2,91	3,24	2,23
9	12-02-2017	1,68	2,23	2,43	2,53	1,78
10	03-03-2017	2,11	-	3,36	5,68	5,12
11	25-03-2017	1,76	2,54	3,04	2,72	2,03
	Média	2,10	2,44	2,53	2,78	2,21
	Mínimo	1,56	1,02	1,15	1,76	1,04
	Máximo	2,88	3,43	3,38	5,68	5,12
	VLE <15mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre



N-Tot (mg/l) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	-	-	1,50	1,29
2	03/11/2017	3,51	0,77	1,05	0,84	0,96
3	24/11/2017	1,11	3,37	-	0,93	0,77
4	10/12/2017	1,14	-	-	0,15	0,39
5	26/12/2017	1,59	-	-	0,50	0,13
6	05/01/2018	0,83	0,68	0,49	0,49	0,29
7	25/01/2018	2,97	2,00	-	2,34	2,27
8	14/02/2018	4,60	3,39	-	1,62	1,46
9	04/03/2018	1,68	7,05	2,01	-	-
10	03/04/2018	2,31	2,23	2,06	2,63	2,10
11	21/04/2018	3,89	5,72	3,41	6,53	4,97
12	07/05/2018	-	-	5,58	6,43	3,79
13	24/05/2018	2,47	1,44	0,71	0,70	1,22
14	05/06/2018	1,95	2,66	0,78	0,68	1,20
15	21/06/2018	2,94	2,83	0,90	1,17	0,70
16	21/10/2018	2,35	3,68	1,02	0,97	1,00
	Média	2,38	2,99	1,80	1,83	1,50
	Mínimo	0,83	0,68	0,49	0,15	0,13
	Máximo	4,60	7,05	5,58	6,53	4,97
	VLE <15mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre

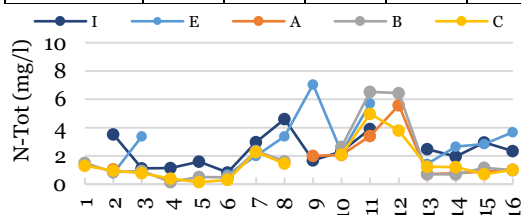
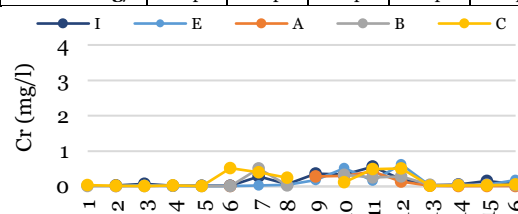
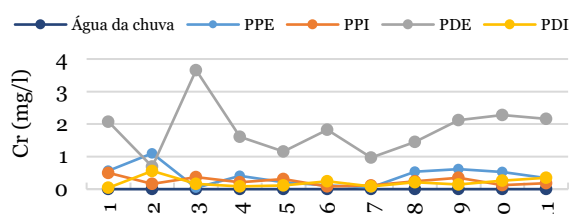


Tabela APIII.8 Análises de Cr e Mn

Cr (mg/l) - TE1						Cr (mg/l) - TE2							
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI	nº	DATA	I	E	A	B	C
1	22-10-2016	0,00	0,57	0,50	2,07	0,04	1	17/10/2017	-	-	-	0,01	0,04
2	04-11-2016	0,00	1,10	0,16	0,69	0,56	2	03/11/2017	0,03	0,01	0,01	0,01	0,02
3	20-11-2016	0,00	0,04	0,37	3,66	0,16	3	24/11/2017	0,07	0,04	-	0,01	0,01
4	04-12-2016	0,00	0,41	0,21	1,61	0,08	4	10/12/2017	0,02	0,01	-	0,02	0,03
5	15-12-2016	0,00	0,21	0,31	1,16	0,11	5	26/12/2017	0,02	0,01	-	0,01	0,01
6	02-01-2017	0,00	0,11	0,08	1,83	0,24	6	05/01/2018	0,02	0,01	0,01	0,01	0,52
7	26-01-2017	0,00	0,05	0,11	0,97	0,08	7	25/01/2018	0,28	0,02	-	0,51	0,40
8	04-02-2017	0,00	0,54	0,24	1,45	0,21	8	14/02/2018	0,07	0,04	-	0,03	0,24
9	12-02-2017	0,00	0,61	0,35	2,12	0,14	9	04/03/2018	0,36	0,18	0,28	-	-
10	03-03-2017	0,00	0,53	0,12	2,28	0,26	10	03/04/2018	0,33	0,52	0,30	0,33	0,12
11	25-03-2017	0,00	0,34	0,18	2,16	0,35	11	21/04/2018	0,56	0,16	0,42	0,26	0,49
	Média	0,00	0,41	0,24	1,82	0,20	12	07/05/2018	0,20	0,62	0,14	0,29	0,51
	Mínimo	0,00	0,04	0,08	0,69	0,04	13	24/05/2018	0,03	0,02	0,02	0,05	0,02
	Máximo	0,00	1,10	0,50	3,66	0,56	14	05/06/2018	0,05	0,02	0,01	0,05	0,02
	VLE <2mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Excede	Cumpre	15	21/06/2018	0,15	0,04	0,01	0,05	0,03
	VMR <0,1mg/l	Cumpre	Excede	Excede	Excede	Excede	16	21/10/2018	0,07	0,18	0,01	0,04	0,06
	VMA <20mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre		Média	0,15	0,13	0,12	0,11	0,17
								Mínimo	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01
								Máximo	0,56	0,62	0,42	0,51	0,52
								VLE <2mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
								VMR <0,1mg/l	Excede	Excede	Excede	Excede	Excede
								VMA <20mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre



Mn (mg/l) - TE1						Mn (mg/l) - TE2							
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI	nº	DATA	I	E	A	B	C
1	22-10-2016	0,00	0,01	0,07	0,01	0,02	1	17/10/2017	-	-	-	0,14	0,33
2	04-11-2016	0,00	0,11	0,10	0,02	0,02	2	03/11/2017	< 0,07	< 0,07	< 0,07	0,11	0,53
3	20-11-2016	0,00	0,01	0,08	0,01	0,02	3	24/11/2017	0,19	< 0,07	-	< 0,07	0,29
4	04-12-2016	0,00	0,00	0,05	0,02	0,01	4	10/12/2017	< 0,07	< 0,07	-	0,10	0,39
5	15-12-2016	0,00	0,12	0,08	0,00	0,00	5	26/12/2017	< 0,07	< 0,07	-	< 0,07	0,20
6	02-01-2017	0,00	0,00	0,00	0,03	0,01	6	05/01/2018	< 0,07	< 0,07	< 0,07	< 0,07	0,29
7	26-01-2017	0,00	0,18	0,00	0,02	0,00	7	25/01/2018	< 0,07	< 0,07	-	< 0,07	0,28
8	04-02-2017	0,00	0,08	0,05	0,00	0,00	8	14/02/2018	< 0,07	< 0,07	-	< 0,07	0,48
9	12-02-2017	0,00	0,00	0,07	0,02	0,00	9	04/03/2018	< 0,07	< 0,07	< 0,07	-	-
10	03-03-2017	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	10	03/04/2018	< 0,07	< 0,07	< 0,07	< 0,07	0,09
11	25-03-2017	0,00	0,12	0,00	0,00	0,00	11	21/04/2018	< 0,07	< 0,07	< 0,07	< 0,07	0,13
	Média	0,00	0,06	0,05	0,01	0,01	12	07/05/2018	< 0,07	< 0,07	< 0,07	< 0,07	0,16
	Mínimo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	13	24/05/2018	< 0,07	< 0,07	0,35	< 0,07	< 0,07
	Máximo	0,00	0,18	0,10	0,03	0,02	14	05/06/2018	< 0,07	< 0,07	< 0,07	< 0,07	0,29
	VLE <2mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	15	21/06/2018	< 0,07	< 0,07	< 0,07	< 0,07	0,32
	VMR <0,2mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	16	21/10/2018	< 0,07	< 0,07	0,65	0,62	0,22
	VMA <10mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre		Média	0,19	< 0,07	0,50	0,24	0,29
								Mínimo	0,19	< 0,07	0,35	0,10	0,09
								Máximo	0,19	< 0,07	0,65	0,62	0,53
								VLE <2mg/l	Cumpre	Excede	Cumpre	Cumpre	Cumpre
								VMR <0,2mg/l	Cumpre	Cumpre	Excede	Excede	Excede
								VMA <10mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre

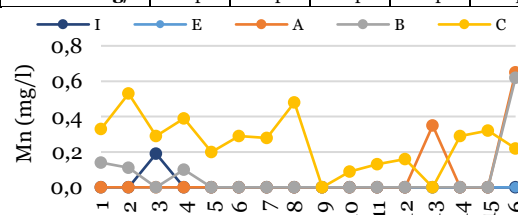
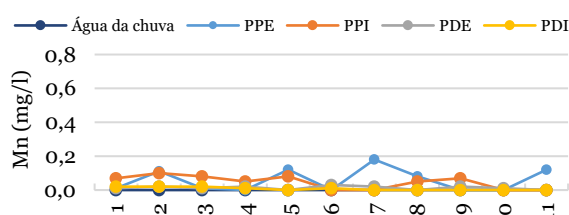
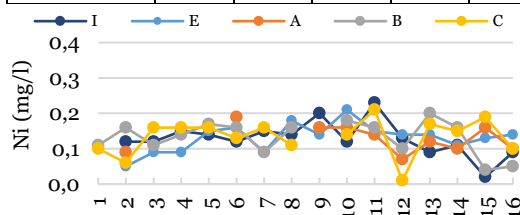
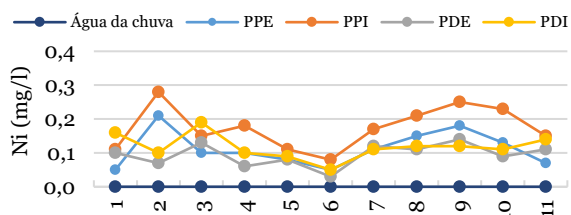


Tabela APIII.9 Análises de Ni e Pb

Ni (mg/l) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	0,00	0,05	0,11	0,10	0,16
2	04-11-2016	0,00	0,21	0,28	0,07	0,10
3	20-11-2016	0,00	0,10	0,15	0,13	0,19
4	04-12-2016	0,00	0,10	0,18	0,06	0,10
5	15-12-2016	0,00	0,08	0,11	0,08	0,09
6	02-01-2017	0,00	0,05	0,08	0,03	0,05
7	26-01-2017	0,00	0,11	0,17	0,12	0,11
8	04-02-2017	0,00	0,15	0,21	0,11	0,12
9	12-02-2017	0,00	0,18	0,25	0,14	0,12
10	03-03-2017	0,00	0,13	0,23	0,09	0,11
11	25-03-2017	0,00	0,07	0,15	0,11	0,14
Média		0,00	0,11	0,17	0,09	0,12
Mínimo		0,00	0,05	0,08	0,03	0,05
Máximo		0,00	0,21	0,28	0,14	0,19
VLE <2mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
VMR <0,5mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
VMA <2mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre

Ni (mg/l) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	-	-	0,11	0,10
2	03/11/2017	0,12	0,05	0,09	0,16	0,06
3	24/11/2017	0,12	0,09	-	0,11	0,16
4	10/12/2017	0,15	0,09	-	0,14	0,16
5	26/12/2017	0,14	0,15	-	0,17	0,16
6	05/01/2018	0,12	0,16	0,19	0,16	0,13
7	25/01/2018	0,15	0,09	-	0,09	0,16
8	14/02/2018	0,14	0,18	-	0,16	0,11
9	04/03/2018	0,20	0,14	0,16	-	-
10	03/04/2018	0,12	0,21	0,16	0,18	0,14
11	21/04/2018	0,23	0,15	0,14	0,16	0,21
12	07/05/2018	0,13	0,14	0,07	0,10	0,01
13	24/05/2018	0,09	0,14	0,12	0,20	0,17
14	05/06/2018	0,11	0,11	0,10	0,16	0,15
15	21/06/2018	0,02	0,13	0,16	0,04	0,19
16	21/10/2018	0,09	0,14	0,10	0,05	0,10
Média		0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
Mínimo		0,02	0,05	0,07	0,04	0,01
Máximo		0,23	0,21	0,19	0,20	0,21
VLE <2mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
VMR <0,5mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
VMA <2mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre



Pb (mg/l) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	0,00	0,01	0,03	0,01	0,01
2	04-11-2016	0,00	0,02	0,03	0,02	0,03
3	20-11-2016	0,00	0,01	0,04	0,03	0,04
4	04-12-2016	0,00	0,02	0,04	0,05	0,04
5	15-12-2016	0,00	0,03	0,05	0,01	0,01
6	02-01-2017	0,00	0,02	0,02	0,03	0,04
7	26-01-2017	0,00	0,03	0,02	0,04	0,04
8	04-02-2017	0,00	0,01	0,02	0,02	0,01
9	12-02-2017	0,00	0,03	0,05	0,02	0,02
10	03-03-2017	0,00	0,02	0,03	0,04	0,04
11	25-03-2017	0,00	0,01	0,02	0,02	0,03
Média		0,00	0,02	0,03	0,03	0,03
Mínimo		0,00	0,01	0,02	0,01	0,01
Máximo		0,00	0,03	0,05	0,05	0,04
VLE <1mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
VMR <5mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
VMA <20mg/l		Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre

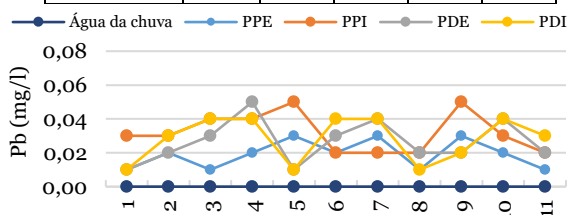
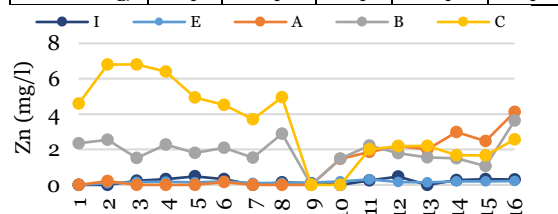
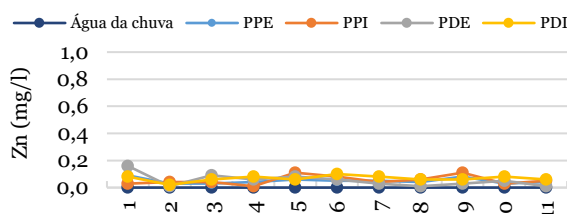


Tabela APIII.10 Análises de Zn e Al

Zn (mg/l) - TE1						Zn (mg/l) - TE2							
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI	nº	DATA	I	E	A	B	C
1	22-10-2016	0,00	0,09	0,03	0,16	0,08	1	17/10/2017	-	-	-	2,36	4,59
2	04-11-2016	0,00	0,03	0,04	0,01	0,02	2	03/11/2017	< 0,08	0,09	0,21	2,55	6,80
3	20-11-2016	0,00	0,03	0,04	0,09	0,06	3	24/11/2017	0,23	0,16	-	1,52	6,81
4	04-12-2016	0,00	0,04	0,01	0,06	0,08	4	10/12/2017	0,33	0,18	-	2,28	6,40
5	15-12-2016	0,00	0,06	0,11	0,08	0,06	5	26/12/2017	0,48	0,15	-	1,81	4,94
6	02-01-2017	0,00	0,05	0,08	0,06	0,10	6	05/01/2018	0,32	0,20	0,16	2,10	4,52
7	26-01-2017	0,00	0,05	0,04	0,03	0,08	7	25/01/2018	< 0,08	0,10	-	1,54	3,71
8	04-02-2017	0,00	0,04	0,06	0,01	0,06	8	14/02/2018	0,15	0,10	-	2,90	4,95
9	12-02-2017	0,00	0,08	0,11	0,03	0,06	9	04/03/2018	0,08	0,13	< 0,08	-	-
10	03-03-2017	0,00	0,03	0,03	0,05	0,08	10	03/04/2018	< 0,08	0,19	1,46	1,48	< 0,08
11	25-03-2017	0,00	0,04	0,05	0,01	0,06	11	21/04/2018	0,25	0,31	1,86	2,22	2,00
	Média	0,00	0,05	0,05	0,05	0,07	12	07/05/2018	0,47	0,16	2,18	1,79	2,18
	Mínimo	0,00	0,03	0,01	0,01	0,02	13	24/05/2018	< 0,08	0,14	2,01	1,56	2,20
	Máximo	0,00	0,09	0,11	0,16	0,10	14	05/06/2018	0,27	0,20	2,98	1,50	1,68
	VMR <2mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	15	21/06/2018	0,33	0,20	2,47	1,07	1,67
	VMA <10mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	16	21/10/2018	0,30	0,21	4,12	3,63	2,56
								Média	0,29	0,17	1,94	2,02	3,93
								Mínimo	0,08	0,09	0,16	1,07	1,67
								Máximo	0,48	0,31	4,12	3,63	6,81
								VMR <2mg/l	Cumpre	Cumpre	Excede	Excede	Excede
								VMA <10mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre



Al (mg/l) - TE1						Al (mg/l) - TE2							
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI	nº	DATA	I	E	A	B	C
1	22-10-2016	0,00	0,37	2,36	0,63	0,41	1	17/10/2017	-	-	-	0,02	0,02
2	04-11-2016	0,00	0,30	1,71	0,57	1,07	2	03/11/2017	1,15	0,14	0,07	0,08	0,01
3	20-11-2016	0,00	0,32	2,56	1,62	1,25	3	24/11/2017	1,08	0,12	-	0,04	0,01
4	04-12-2016	0,00	0,41	2,63	0,51	1,21	4	10/12/2017	1,15	0,73	-	0,19	0,03
5	15-12-2016	0,00	0,28	1,66	0,91	1,18	5	26/12/2017	1,04	0,18	-	0,24	0,05
6	02-01-2017	0,00	0,23	1,88	0,88	0,42	6	05/01/2018	1,08	0,18	0,40	0,21	0,06
7	26-01-2017	0,00	0,48	2,32	0,77	0,72	7	25/01/2018	1,01	0,20	-	-	0,01
8	04-02-2017	0,00	0,33	2,71	1,32	1,08	8	14/02/2018	0,13	-	-	0,02	0,04
9	12-02-2017	0,00	0,55	1,88	1,11	0,52	9	04/03/2018	0,93	0,56	0,67	-	-
10	03-03-2017	0,00	0,25	2,12	1,45	0,45	10	03/04/2018	0,96	0,19	0,13	0,09	0,09
11	25-03-2017	0,00	0,31	2,10	1,67	0,98	11	21/04/2018	0,78	0,21	0,05	0,05	0,06
	Média	0,00	0,35	2,18	1,04	0,84	12	07/05/2018	0,82	0,07	0,11	0,05	0,13
	Mínimo	0,00	0,23	1,66	0,51	0,41	13	24/05/2018	0,99	0,15	-	0,00	-
	Máximo	0,00	0,55	2,71	1,67	1,25	14	05/06/2018	0,74	0,08	-	-	-
	VLE <10mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	15	21/06/2018	0,98	0,28	0,01	-	-
	VMR <5mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	16	21/10/2018	0,91	0,03	0,14	-	-
	VMA <20mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre		Média	0,92	0,22	0,20	0,09	0,05
								Mínimo	0,13	0,03	0,01	0,00	0,01
								Máximo	1,15	0,73	0,67	0,24	0,13
								VLE <10mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
								VMR <5mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
								VMA <20mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre

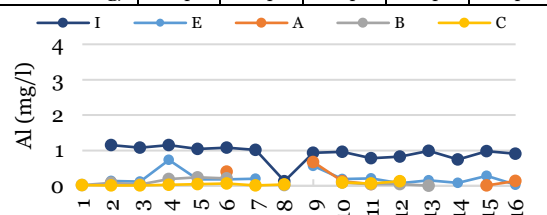
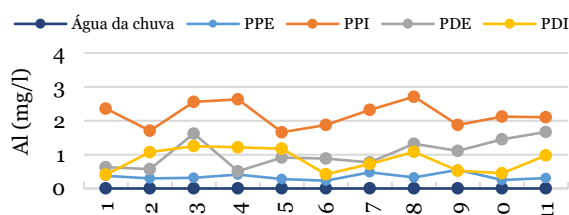
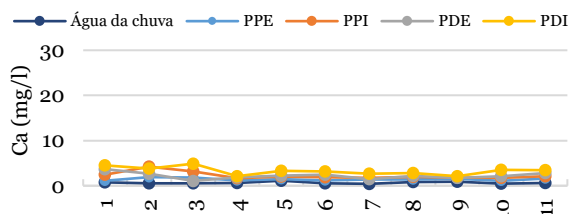
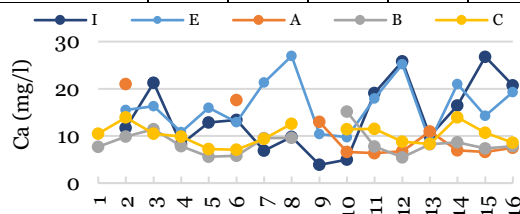


Tabela APIII.11 Análises de Ca e Cl

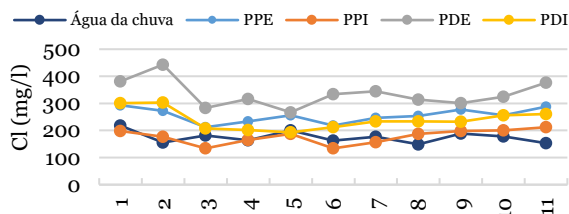
Ca (mg/l) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	0,77	1,12	2,42	3,67	4,53
2	04-11-2016	0,57	1,91	4,22	2,66	3,81
3	20-11-2016	0,51	1,80	3,17	1,06	4,89
4	04-12-2016	0,60	1,15	1,67	1,86	2,12
5	15-12-2016	1,12	1,45	2,02	2,23	3,31
6	02-01-2017	0,54	1,21	1,87	2,43	3,17
7	26-01-2017	0,43	1,41	1,76	1,46	2,68
8	04-02-2017	0,81	1,39	1,97	2,15	2,79
9	12-02-2017	0,92	1,56	1,84	1,76	2,12
10	03-03-2017	0,44	1,09	1,76	2,12	3,54
11	25-03-2017	0,62	1,57	2,11	2,78	3,44
	Média	0,67	1,42	2,26	2,20	3,31
	Mínimo	0,43	1,09	1,67	1,06	2,12
	Máximo	1,12	1,91	4,22	3,67	4,89



Ca (mg/l) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	-	-	7,66	10,49
2	03/11/2017	11,70	15,48	21,00	9,86	13,91
3	24/11/2017	21,23	16,33	-	11,45	10,50
4	10/12/2017	8,22	10,83	-	7,84	9,88
5	26/12/2017	12,84	15,98	-	5,58	7,22
6	05/01/2018	13,38	12,93	17,61	5,77	7,07
7	25/01/2018	6,86	21,34	-	9,54	9,38
8	14/02/2018	9,79	26,95	-	9,61	12,55
9	04/03/2018	3,86	10,43	12,98	-	-
10	03/04/2018	4,99	9,75	6,58	15,13	11,45
11	21/04/2018	19,07	17,95	6,35	7,74	11,51
12	07/05/2018	25,82	25,21	6,72	5,46	8,76
13	24/05/2018	9,99	8,81	10,97	8,21	8,29
14	05/06/2018	16,47	21,00	6,91	8,65	13,90
15	21/06/2018	26,78	14,29	6,61	7,35	10,69
16	21/10/2018	20,70	19,28	7,50	7,81	8,54
	Média	14,11	16,44	10,32	8,51	10,28
	Mínimo	3,86	8,81	6,35	5,46	7,07
	Máximo	26,78	26,95	21,00	15,13	13,91



Cl (mg/l) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	218,00	293,00	198,00	381,00	301,00
2	04-11-2016	155,00	272,00	177,00	443,00	303,00
3	20-11-2016	181,00	212,00	134,00	283,00	208,00
4	04-12-2016	164,00	234,00	165,00	316,00	202,00
5	15-12-2016	201,00	256,00	187,00	267,00	193,00
6	02-01-2017	163,00	218,00	134,00	334,00	212,00
7	26-01-2017	177,00	246,00	157,00	345,00	234,00
8	04-02-2017	149,00	254,00	187,00	314,00	234,00
9	12-02-2017	189,00	277,00	198,00	301,00	232,00
10	03-03-2017	178,00	256,00	201,00	325,00	256,00
11	25-03-2017	153,00	288,00	212,00	377,00	261,00
	Média	175,27	255,09	177,27	335,09	239,64
	Mínimo	149,00	212,00	134,00	267,00	193,00
	Máximo	218,00	293,00	212,00	443,00	303,00
	VLE <1mg/l	Excede	Excede	Excede	Excede	Excede
	VMR <70mg/l	Excede	Excede	Excede	Excede	Excede



Cl (mg/l) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	-	-	223,91	340,00
2	03/11/2017	243,25	221,69	330,00	265,68	259,63
3	24/11/2017	265,33	347,69	-	286,10	243,13
4	10/12/2017	162,11	322,19	-	246,19	257,49
5	26/12/2017	307,80	261,03	-	230,71	240,76
6	05/01/2018	230,61	236,02	306,64	223,73	269,86
7	25/01/2018	343,04	262,07	-	303,47	358,09
8	14/02/2018	241,56	232,06	-	207,88	238,78
9	04/03/2018	219,35	241,20	239,72	-	-
10	03/04/2018	255,39	225,24	284,63	213,66	229,81
11	21/04/2018	201,71	192,84	205,94	247,84	259,31
12	07/05/2018	235,11	242,26	355,08	260,34	249,88
13	24/05/2018	205,42	216,16	205,94	344,41	237,99
14	05/06/2018	264,09	227,40	245,28	235,60	254,17
15	21/06/2018	218,12	332,66	242,61	217,97	235,53
16	21/10/2018	261,62	314,48	248,79	228,73	265,24
	Média	243,63	258,33	266,46	249,08	262,64
	Mínimo	162,11	192,84	205,94	207,88	229,81
	Máximo	343,04	347,69	355,08	344,41	358,09
	VLE <1mg/l	Excede	Excede	Excede	Excede	Excede
	VMR <70mg/l	Excede	Excede	Excede	Excede	Excede

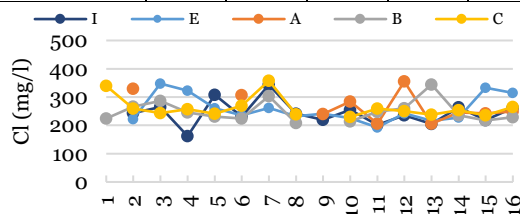
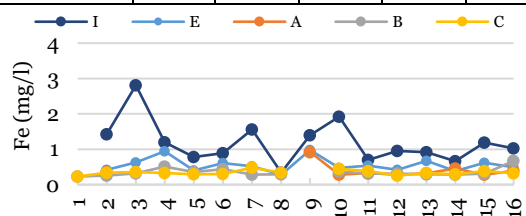
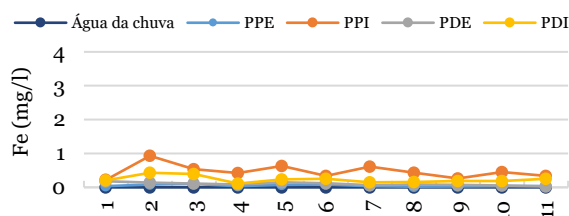


Tabela APIII.12 Análises de Fe e K

Fe (mg/l) - TE1						Fe (mg/l) - TE2							
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI	nº	DATA	I	E	A	B	C
1	22-10-2016	0,00	0,04	0,22	0,18	0,20	1	17/10/2017	-	-	-	0,23	0,23
2	04-11-2016	0,00	0,08	0,93	0,14	0,43	2	03/11/2017	1,42	0,42	0,36	0,26	0,34
3	20-11-2016	0,00	0,10	0,54	0,11	0,39	3	24/11/2017	2,81	0,63	-	0,32	0,36
4	04-12-2016	0,00	0,04	0,42	0,08	0,11	4	10/12/2017	1,20	0,94	-	0,51	0,33
5	15-12-2016	0,00	0,07	0,63	0,15	0,23	5	26/12/2017	0,78	0,40	-	0,36	0,29
6	02-01-2017	0,00	0,08	0,34	0,12	0,25	6	05/01/2018	0,89	0,61	0,37	0,44	0,30
7	26-01-2017	0,00	0,04	0,61	0,06	0,15	7	25/01/2018	1,56	0,52	-	0,28	0,48
8	04-02-2017	0,00	0,02	0,43	0,08	0,16	8	14/02/2018	0,34	0,28	-	0,29	0,34
9	12-02-2017	0,00	0,03	0,26	0,07	0,19	9	04/03/2018	1,40	0,98	0,92	-	-
10	03-03-2017	0,00	0,04	0,45	0,05	0,19	10	03/04/2018	1,92	0,47	0,28	0,37	0,45
11	25-03-2017	0,00	0,04	0,34	0,03	0,25	11	21/04/2018	0,70	0,54	0,33	0,31	0,38
	Média	0,00	0,05	0,47	0,10	0,23	12	07/05/2018	0,95	0,42	0,28	0,31	0,26
	Mínimo	0,00	0,02	0,22	0,03	0,11	13	24/05/2018	0,92	0,67	0,32	0,29	0,33
	Máximo	0,00	0,10	0,93	0,18	0,43	14	05/06/2018	0,66	0,38	0,46	0,28	0,29
	VLE <2mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	15	21/06/2018	1,19	0,62	0,28	0,31	0,38
	VMR <5mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	16	21/10/2018	1,03	0,49	0,39	0,67	0,32
	Média							Média	1,18	0,56	0,40	0,35	0,34
	Mínimo							Mínimo	0,34	0,28	0,28	0,23	0,23
	Máximo							Máximo	2,81	0,98	0,92	0,67	0,48
	VLE <2mg/l							VLE <2mg/l	Excede	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
	VMR <5mg/l							VMR <5mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre



K (mg/l) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	0,84	2,09	1,08	1,63	2,94
2	04-11-2016	0,45	3,90	1,78	2,09	2,93
3	20-11-2016	0,51	3,33	1,14	1,45	2,42
4	04-12-2016	0,63	2,12	2,15	1,88	2,12
5	15-12-2016	0,72	3,15	2,33	2,12	2,18
6	02-01-2017	0,90	2,83	2,21	2,34	2,57
7	26-01-2017	0,37	3,46	2,11	1,67	2,45
8	04-02-2017	0,32	2,26	2,19	2,33	2,87
9	12-02-2017	0,62	2,77	2,01	2,12	2,21
10	03-03-2017	0,74	3,12	2,16	2,18	2,08
11	25-03-2017	0,83	3,08	2,46	2,28	2,88
	Média	0,63	2,92	1,97	2,01	2,51
	Mínimo	0,32	2,09	1,08	1,45	2,08
	Máximo	0,90	3,90	2,46	2,34	2,94

K (mg/l) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	-	-	4,25	5,16
2	03/11/2017	7,69	7,46	5,14	4,42	4,49
3	24/11/2017	8,29	8,56	-	4,18	4,72
4	10/12/2017	6,63	6,36	-	3,32	4,93
5	26/12/2017	8,37	8,03	-	3,33	4,21
6	05/01/2018	7,44	7,70	5,28	2,93	3,90
7	25/01/2018	5,13	7,31	-	2,96	3,44
8	14/02/2018	9,27	7,87	-	2,80	3,59
9	04/03/2018	3,84	3,21	6,16	-	-
10	03/04/2018	4,07	2,92	1,63	5,50	2,04
11	21/04/2018	6,28	4,66	1,56	2,20	2,10
12	07/05/2018	8,97	7,61	2,10	2,35	2,77
13	24/05/2018	6,50	4,56	3,52	3,27	2,72
14	05/06/2018	8,66	6,80	2,77	4,28	4,46
15	21/06/2018	8,43	6,37	2,82	3,44	4,03
16	21/10/2018	7,62	6,88	4,14	3,29	3,93
	Média	7,15	6,42	3,51	3,50	3,77
	Mínimo	3,84	2,92	1,56	2,20	2,04
	Máximo	9,27	8,56	6,16	5,50	5,16

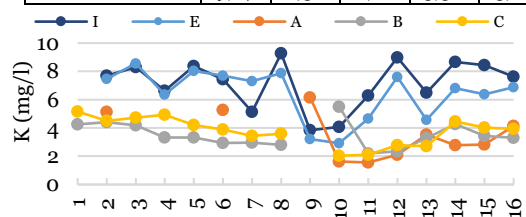
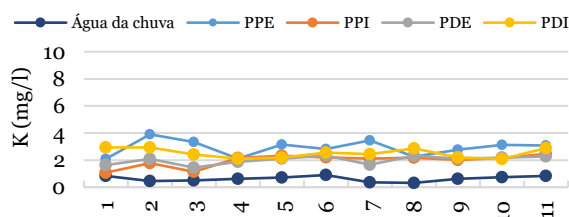
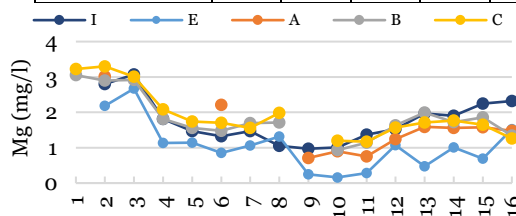
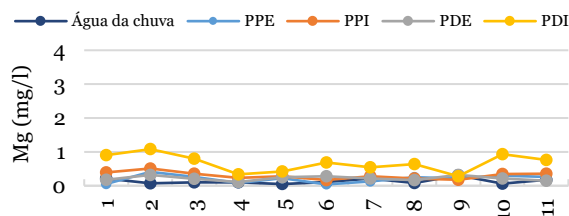


Tabela APIII.13 Análises de Mg e Na

Mg (mg/l) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	0,21	0,05	0,39	0,18	0,90
2	04-11-2016	0,07	0,41	0,51	0,32	1,08
3	20-11-2016	0,10	0,26	0,36	0,20	0,80
4	04-12-2016	0,10	0,08	0,23	0,11	0,34
5	15-12-2016	0,05	0,22	0,28	0,25	0,42
6	02-01-2017	0,11	0,04	0,17	0,28	0,69
7	26-01-2017	0,21	0,13	0,28	0,21	0,54
8	04-02-2017	0,08	0,25	0,21	0,17	0,64
9	12-02-2017	0,31	0,21	0,18	0,32	0,28
10	03-03-2017	0,06	0,30	0,35	0,21	0,93
11	25-03-2017	0,18	0,26	0,36	0,15	0,76
	Média	0,13	0,20	0,30	0,22	0,67
	Mínimo	0,05	0,04	0,17	0,11	0,28
	Máximo	0,31	0,41	0,51	0,32	1,08

Mg (mg/l) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	-	-	3,05	3,22
2	03/11/2017	2,80	2,18	3,02	2,90	3,30
3	24/11/2017	3,07	2,67	-	2,92	3,01
4	10/12/2017	1,81	1,13	-	1,81	2,08
5	26/12/2017	1,47	1,14	-	1,56	1,74
6	05/01/2018	1,32	0,85	2,21	1,48	1,70
7	25/01/2018	1,47	1,06	-	1,69	1,56
8	14/02/2018	1,05	1,31	-	1,71	1,98
9	04/03/2018	0,97	0,25	0,71	-	-
10	03/04/2018	1,01	0,16	0,90	0,93	1,20
11	21/04/2018	1,37	0,28	0,75	1,14	1,17
12	07/05/2018	1,52	1,07	1,24	1,63	1,57
13	24/05/2018	1,97	0,47	1,59	1,99	1,71
14	05/06/2018	1,90	1,01	1,56	1,72	1,77
15	21/06/2018	2,25	0,69	1,58	1,86	1,65
16	21/10/2018	2,32	1,52	1,48	1,34	1,26
	Média	1,75	1,05	1,50	1,85	1,93
	Mínimo	0,97	0,16	0,71	0,93	1,17
	Máximo	3,07	2,67	3,02	3,05	3,30



Na (mg/l) - TE1						
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI
1	22-10-2016	1,40	2,27	2,84	0,39	1,76
2	04-11-2016	0,91	2,80	3,33	0,78	1,71
3	20-11-2016	1,00	1,84	2,38	1,38	2,48
4	04-12-2016	1,56	1,92	2,56	1,34	2,61
5	15-12-2016	1,12	2,26	2,87	1,28	2,13
6	02-01-2017	0,88	2,33	2,38	1,48	1,87
7	26-01-2017	1,21	2,35	2,78	1,31	2,44
8	04-02-2017	1,67	2,14	2,77	0,71	1,87
9	12-02-2017	1,81	1,90	2,91	0,67	1,76
10	03-03-2017	1,12	2,27	3,12	1,30	1,65
11	25-03-2017	1,06	2,38	2,76	1,11	2,56
	Média	1,25	2,22	2,79	1,07	2,08
	Mínimo	0,88	1,84	2,38	0,39	1,65
	Máximo	1,81	2,80	3,33	1,48	2,61

Na (mg/l) - TE2						
nº	DATA	I	E	A	B	C
1	17/10/2017	-	-	-	10,69	11,16
2	03/11/2017	13,24	3,64	12,46	6,00	8,10
3	24/11/2017	11,10	10,72	-	5,99	5,17
4	10/12/2017	4,58	3,61	-	1,50	2,88
5	26/12/2017	7,31	7,55	-	1,31	1,33
6	05/01/2018	4,99	5,24	5,13	1,40	1,57
7	25/01/2018	3,15	5,94	-	2,19	1,45
8	14/02/2018	-	8,31	-	1,13	1,80
9	04/03/2018	1,59	0,85	2,31	-	-
10	03/04/2018	2,54	1,44	1,51	2,90	3,04
11	21/04/2018	3,30	1,41	1,04	2,05	1,83
12	07/05/2018	11,39	5,13	1,18	1,07	1,49
13	24/05/2018	3,74	1,77	1,96	2,34	2,01
14	05/06/2018	9,06	4,34	4,59	2,56	2,56
15	21/06/2018	8,00	2,41	1,41	1,69	2,18
16	21/10/2018	6,38	3,66	2,06	0,89	2,02
	Média	6,46	4,40	3,37	2,91	3,24
	Mínimo	1,59	0,85	1,04	0,89	1,33
	Máximo	13,24	10,72	12,46	10,69	11,16

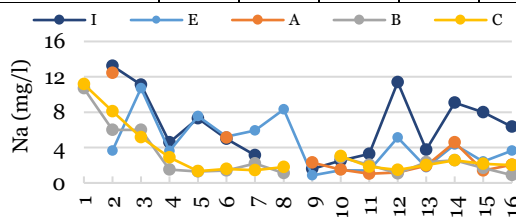
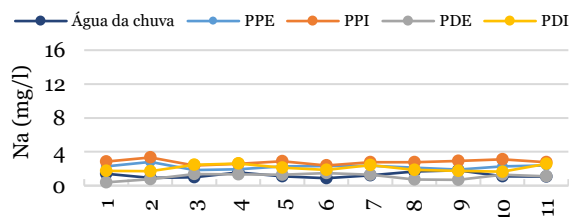
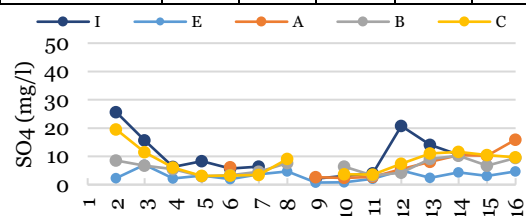
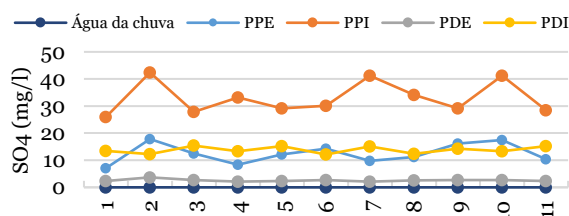
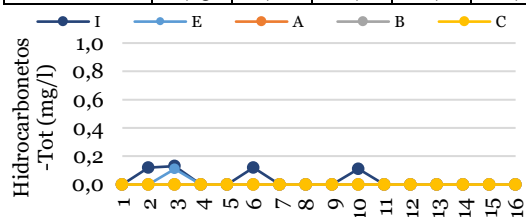
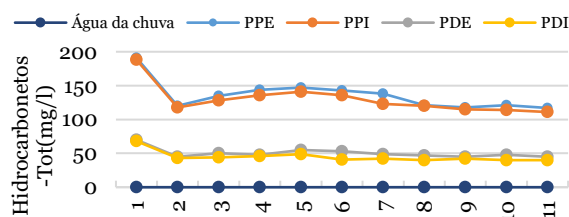


Tabela APIII.14 Análises de SO₄ e Hidrocarbonetos-tot

SO ₄ (mg/l) - TE1						SO ₄ (mg/l) - TE2							
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI	nº	DATA	I	E	A	B	C
1	22-10-2016	0,00	7,08	25,97	2,32	13,48	1	17/10/2017	-	-	-	-	-
2	04-11-2016	0,00	17,82	42,38	3,68	12,25	2	03/11/2017	25,65	2,35	-	8,57	19,53
3	20-11-2016	0,00	12,54	27,82	2,71	15,40	3	24/11/2017	15,65	7,03	-	6,67	11,49
4	04-12-2016	0,00	8,33	33,12	2,12	13,34	4	10/12/2017	6,30	2,14	-	5,45	5,99
5	15-12-2016	0,00	12,12	29,10	2,33	15,21	5	26/12/2017	8,33	3,18	-	2,97	3,06
6	02-01-2017	0,00	14,32	30,12	2,65	12,12	6	05/01/2018	5,69	2,01	6,15	3,27	3,17
7	26-01-2017	0,00	9,81	41,21	2,13	15,10	7	25/01/2018	6,39	3,65	-	4,57	3,41
8	04-02-2017	0,00	11,20	34,15	2,61	12,34	8	14/02/2018	-	4,69	-	7,64	9,09
9	12-02-2017	0,00	16,10	29,14	2,68	14,28	9	04/03/2018	2,12	0,74	2,60	-	-
10	03-03-2017	0,00	17,42	41,21	2,70	13,34	10	03/04/2018	3,13	0,82	2,36	6,42	3,64
11	25-03-2017	0,00	10,41	28,46	2,34	15,21	11	21/04/2018	4,00	2,13	2,81	3,17	3,59
	Média	0,00	12,47	32,97	2,57	13,82	12	07/05/2018	20,72	5,04	5,45	4,27	7,35
	Mínimo	0,00	7,08	25,97	2,12	12,12	13	24/05/2018	14,08	2,41	8,06	9,05	10,96
	Máximo	0,00	17,82	42,38	3,68	15,40	14	05/06/2018	10,59	4,37	10,46	10,21	11,57
	VLE <2000mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	15	21/06/2018	-	3,12	10,19	6,70	10,40
	VMR <575mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	16	21/10/2018	-	4,66	15,92	9,47	9,68
								Média	10,22	3,22	7,11	6,32	8,07
								Mínimo	2,12	0,74	2,36	2,97	3,06
								Máximo	25,65	7,03	15,92	10,21	19,53
								VLE <2000mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre
								VMR <575mg/l	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre	Cumpre



Hidrocarbonetos-tot (mg/l) - TE1						Hidrocarbonetos-tot (mg/l) - TE2							
nº	DATA	Chuva	PPE	PPI	PDE	PDI	nº	DATA	I	E	A	B	C
1	22-10-2016	0,00	191,00	188,00	70,00	68,00	1	17/10/2017	-	-	-	< 0,11	< 0,11
2	04-11-2016	0,00	120,00	118,00	45,00	43,00	2	03/11/2017	0,12	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11
3	20-11-2016	0,00	135,00	128,00	50,00	44,00	3	24/11/2017	0,13	0,11	-	< 0,11	< 0,11
4	04-12-2016	0,00	144,00	136,00	48,00	46,00	4	10/12/2017	< 0,11	< 0,11	-	< 0,11	< 0,11
5	15-12-2016	0,00	147,00	141,00	55,00	49,00	5	26/12/2017	< 0,11	< 0,11	-	< 0,11	< 0,11
6	02-01-2017	0,00	143,00	136,00	53,00	41,00	6	05/01/2018	0,12	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11
7	26-01-2017	0,00	138,00	123,00	49,00	42,00	7	25/01/2018	< 0,11	< 0,11	-	< 0,11	< 0,11
8	04-02-2017	0,00	121,00	120,00	47,00	40,00	8	14/02/2018	< 0,11	< 0,11	-	< 0,11	< 0,11
9	12-02-2017	0,00	118,00	115,00	45,00	42,00	9	04/03/2018	< 0,11	< 0,11	< 0,11	-	-
10	03-03-2017	0,00	121,00	114,00	48,00	40,00	10	03/04/2018	0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11
11	25-03-2017	0,00	117,00	111,00	45,00	40,00	11	21/04/2018	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11
	Média	0,00	135,91	130,00	50,45	45,00	12	07/05/2018	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11
	Mínimo	0,00	117,00	111,00	45,00	40,00	13	24/05/2018	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11
	Máximo	0,00	191,00	188,00	70,00	68,00	14	05/06/2018	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11
							15	21/06/2018	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11
							16	21/10/2018	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11
								Média	-	-	-	-	-
								Mínimo	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11
								Máximo	0,13	0,11	< 0,11	< 0,11	< 0,11



APÊNDICE IV – Resultados de *MTD* e *PTV* em campo de acordo com as normas EN 13036-1 e EN 13036-4

Tabela APIV.1 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, novembro 2016, inicial (TE1)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	190,0	185,0	185,0	185,0	186,3	2,2
2	182,0	185,0	182,0	185,0	183,5	2,3
3	183,0	182,0	185,0	185,0	183,8	2,3
4	185,0	182,0	185,0	185,0	184,3	2,3
5	180,0	190,0	180,0	185,0	183,8	2,3
6	180,0	192,0	185,0	185,0	185,5	2,2
				Média	184,5	2,2

Tabela APIV.2 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, maio 2017, 6 meses (TE1)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	190,0	192,0	190,0	195,0	191,8	2,1
2	190,0	187,0	185,0	190,0	188,0	2,2
3	190,0	195,0	188,0	195,0	192,0	2,1
4	190,0	190,0	185,0	188,0	188,3	2,2
5	190,0	190,0	190,0	185,0	188,8	2,1
6	195,0	195,0	185,0	185,0	190,0	2,1
				Média	189,8	2,1

Tabela APIV.3 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, novembro 2017, 1 ano (TE1)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	195,0	195,0	200,0	200,0	197,5	2,0
2	198,0	195,0	195,0	200,0	197,0	2,0
3	205,0	203,0	200,0	203,0	202,8	1,9
4	190,0	190,0	195,0	195,0	192,5	2,1
5	190,0	190,0	190,0	195,0	191,3	2,1
6	195,0	195,0	200,0	200,0	197,5	2,0
				Média	196,4	2,0

Tabela APIV.4 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, maio 2018, 1 ano e 6 meses (TE1)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	200,0	205,0	205,0	205,0	203,8	1,8
2	205,0	200,0	205,0	200,0	202,5	1,9
3	205,0	205,0	200,0	200,0	202,5	1,9
4	205,0	200,0	200,0	200,0	201,3	1,9
5	198,0	195,0	195,0	200,0	197,0	2,0
6	205,0	203,0	200,0	203,0	202,8	1,9
				Média	201,6	1,9

Tabela APIV.5 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, novembro 2018, 2 anos (TE1)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	215,0	215,0	215,0	210,0	213,8	1,7
2	210,0	210,0	210,0	205,0	208,8	1,8
3	215,0	210,0	210,0	205,0	210,0	1,7
4	210,0	200,0	208,0	210,0	207,0	1,8
5	200,0	205,0	202,0	205,0	203,0	1,9
6	210,0	208,0	210,0	208,0	209,0	1,7
				Média	208,6	1,8

Tabela APIV.6 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, maio 2019, 2 anos e 6 meses (TE1)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	222,0	220,0	223,0	220,0	221,3	1,6
2	215,0	220,0	220,0	215,0	217,5	1,6
3	220,0	220,0	220,0	215,0	218,8	1,6
4	212,0	210,0	200,0	210,0	208,0	1,8
5	205,0	204,0	205,0	206,0	205,0	1,8
6	210,0	210,0	212,0	210,0	210,5	1,7
				Média	213,5	1,7

Tabela APIV.7 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, setembro 2017, inicial (TE2)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	190,0	195,0	193,0	194,0	193,0	2,1
2	195,0	190,0	188,0	185,0	189,5	2,1
3	182,0	185,0	188,0	185,0	185,0	2,2
4	188,0	190,0	188,0	185,0	187,8	2,2
5	190,0	190,0	192,0	190,0	190,5	2,1
6	180,0	195,0	180,0	180,0	183,8	2,3
				Média	188,3	2,2

Tabela APIV.8 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, novembro 2017, 2 meses (TE2)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	190,0	205,0	193,0	194,0	195,5	2,0
2	200,0	180,0	192,0	190,0	190,5	2,1
3	185,0	190,0	193,0	185,0	188,3	2,2
4	198,0	195,0	200,0	200,0	198,3	1,9
5	195,0	190,0	193,0	190,0	192,0	2,1
6	180,0	195,0	181,0	182,0	184,5	2,2
				Média	191,5	2,1

Tabela APIV.9 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, março 2018, 6 meses (TE2)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	195,0	205,0	195,0	194,0	197,3	2,0
2	200,0	190,0	200,0	190,0	195,0	2,0
3	185,0	195,0	195,0	185,0	190,0	2,1
4	198,0	200,0	198,0	200,0	199,0	1,9
5	195,0	195,0	190,0	195,0	192,5	2,1
6	190,0	185,0	188,0	190,0	188,3	2,2
				Média	193,7	2,0

Tabela APIV.10 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, julho 2018, 10 meses (TE2)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	205,0	200,0	205,0	200,0	202,5	1,86
2	202,0	200,0	201,0	200,0	200,8	1,90
3	202,0	205,0	203,0	201,0	202,8	1,86
4	205,0	202,0	205,0	202,0	203,5	1,84
5	205,0	200,0	205,0	200,0	202,5	1,86
6	192,0	185,0	195,0	195,0	191,8	2,08
				Média	200,6	1,9004

Tabela APIV.11 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, novembro 2018, 1 ano e 2 meses (TE2)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	215,0	210,0	205,0	210,0	210,0	1,7
2	205,0	200,0	201,0	210,0	204,0	1,8
3	213,0	205,0	210,0	201,0	207,3	1,8
4	205,0	205,0	205,0	210,0	206,3	1,8
5	205,0	206,0	202,0	205,0	204,5	1,8
6	193,3	185,0	195,0	190,0	190,8	2,1
				Média	203,8	1,8

Tabela APIV.12 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, março 2019, 1 ano e 6 meses (TE2)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	215,0	213,0	210,0	210,0	212,0	1,7
2	200,0	205,0	200,0	215,0	205,0	1,8
3	215,0	200,0	215,0	210,0	210,0	1,7
4	205,0	210,0	200,0	210,0	206,3	1,8
5	215,0	215,0	215,0	210,0	213,8	1,7
6	197,0	200,0	200,0	198,0	198,8	1,9
				Média	207,6	1,8

Tabela APIV.13 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1, julho 2019, 1 ano e 10 meses (TE2)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	218,0	215,0	216,0	218,0	216,8	1,6
2	205,0	215,0	205,0	215,0	210,0	1,7
3	215,0	218,0	210,0	215,0	214,5	1,7
4	200,0	215,0	210,0	200,0	206,3	1,8
5	220,0	215,0	220,0	217,0	218,0	1,6
6	202,0	200,0	204,0	200,0	201,5	1,9
				Média	211,2	1,7

Tabela APIV.14 Resultados de MTD de acordo com a norma EN 13036-1 com esferas de vidro, novembro 2017, 2 meses (TE2)

Ponto	Diâmetro da mancha (mm)				Média (mm)	MTD (mm)
1	218,0	210,0	215,0	224,0	216,8	1,6
2	195,0	197,0	200,0	210,0	200,5	1,8
3	210,0	216,0	216,0	216,0	214,5	1,6
4	193,0	198,0	199,0	194,0	196,0	1,9
5	189,0	209,0	202,0	204,0	201,0	1,8
6	189,0	215,0	197,0	206,0	201,8	1,8
				Média	205,1	1,8

Tabela APIV.15 Resultados de PTV de acordo com a norma EN 13036-4 (TE2)

Ponto	v1	v2	v3	v4	v5	PTV	T _{superfície} (°C)	PTV _{CORR}
1	68,0	68,0	67,0	67,0	67,0	67,4	12,0	64,8
2	72,0	71,0	70,0	70,0	70,0	70,6	13,5	68,3
3	68,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,2	14,8	65,2
4	67,0	67,0	67,0	66,0	66,0	66,6	13,4	64,3
5	68,0	67,0	68,0	68,0	68,0	67,8	14,5	65,7
6	72,0	71,0	70,0	69,0	69,0	70,2	15,6	68,4
					Média	68,3	Média	66,1

APÊNDICE V – Resultados do ensaio com o defletómetro de impacto

Tabela APV.1 Deflexões registadas nas três medições com o FWD em cada ponto de ensaio

Ponto de ensaio		Força registada (kN)	Deflexões medidas (μm)								
			D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
Ponto 1	1	25,82	537,90	262,40	132,60	73,00	20,80	11,60	-	-	-
	2	39,89	858,30	427,50	225,30	116,20	40,80	26,50	-	-	-
	3	57,43	1261,00	617,90	325,50	169,20	52,40	31,90	-	-	-
Ponto 2	1	25,57	403,50	230,50	141,00	82,40	26,90	15,10	14,10	11,80	9,30
	2	39,36	630,30	362,70	221,50	131,30	50,10	27,70	19,80	18,30	15,50
	3	57,18	929,50	524,20	321,60	191,50	72,50	40,90	31,40	27,80	22,20
Ponto 3	1	26,05	497,80	279,20	165,90	96,40	33,50	14,90	-	-	-
	2	39,83	779,80	438,60	262,90	152,30	52,00	23,30	-	-	-
	3	57,59	1168,30	650,90	388,40	226,20	74,40	31,90	-	-	-
Ponto 4	1	25,50	541,70	264,30	150,50	85,50	27,60	17,60	12,60	12,50	9,30
	2	39,32	840,50	418,80	243,70	138,90	48,30	27,60	21,30	19,00	15,80
	3	56,83	1210,40	605,80	354,00	204,00	68,80	41,10	31,50	28,40	23,60

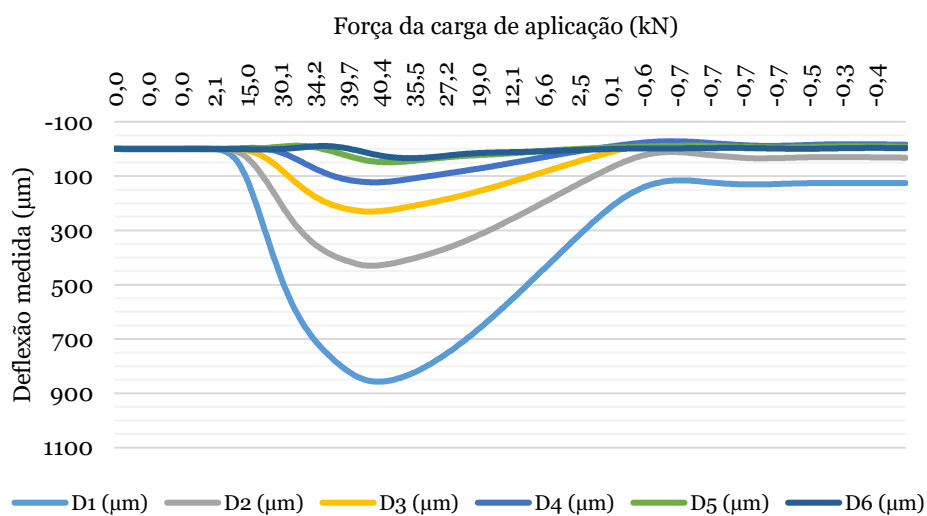


Figura APV.1 Bacia de deflexões medidas no Ponto 1 (2ª medição)

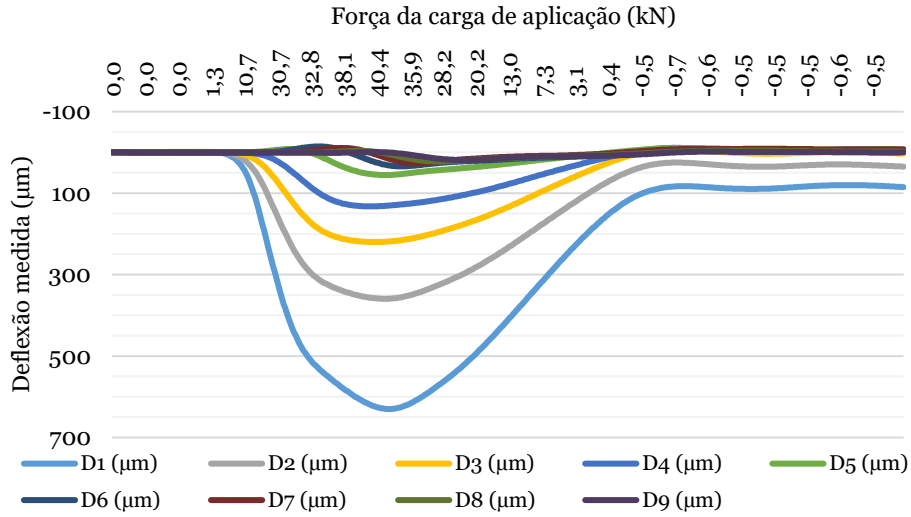


Figura APV.2 Bacia de deflexões medidas no Ponto 2 (2ª medição)

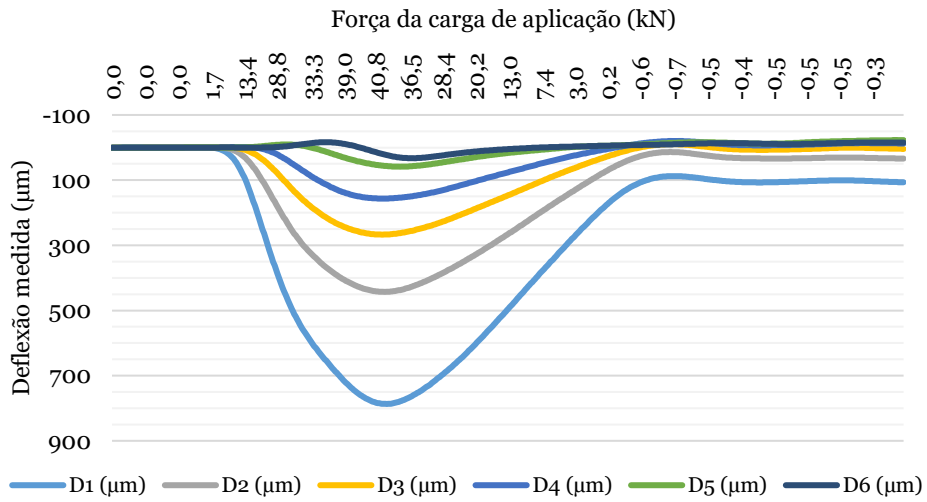


Figura APV.3 Bacia de deflexões medidas no Ponto 3 (2ª medição)

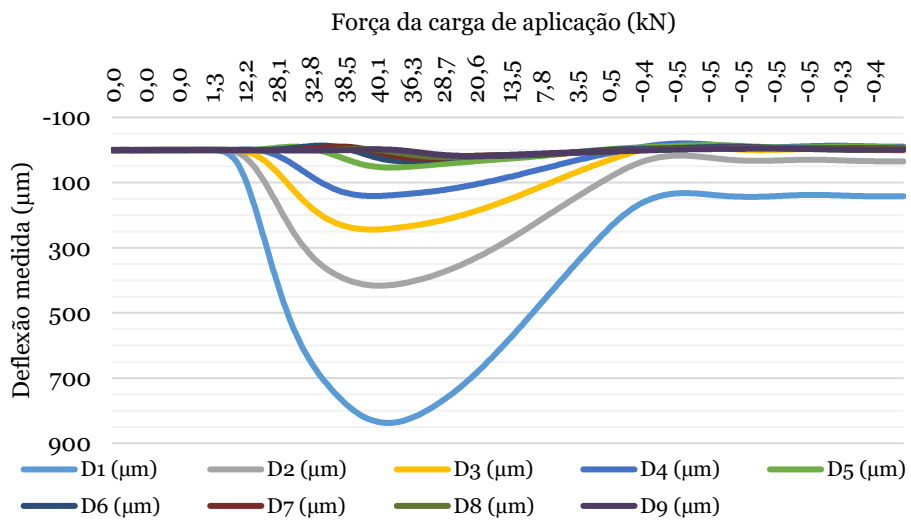


Figura APV.4 Bacia de deflexões medidas no Ponto 4 (2ª medição)

1

System Description: **Ponto 2**

Loads Layers Positions

Use Standard Dual Wheel?

Save Retrieve

Mode of Load: **2 - Load and Radius** No of Circular Loads (1-10): **1**

Load Number	Vertical Load (kN)	Radius (m)	X Coordinate (m)	Y Coordinate (m)	Horizontal Load (kN)	Shear Direction (degr.)
1	40,000	0,1500	0,0000	0,0000	0,000	0,0

Figura APV.5 Introdução de dados no BISAR: força padrão e raio da placa

1

System Description: **Ponto 2**

Loads Layers Positions

Full Friction Between Layers?

Save Retrieve

No of Layers (1-10): **5**

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0,070	2,20E+03	0,35
2	0,090	1,95E+02	0,35
3	0,250	1,92E+02	0,35
4	1,500	8,00E+01	0,40
5		8,00E+02	0,35

Figura APV.6 Introdução de dados no BISAR: espessuras das camadas, módulos de deformabilidade arbitrados e coeficiente de *Poisson*

1

System Description: **Ponto 2**

Loads Layers Positions

Select Positions for Standard Dual Wheel

Save Retrieve

No of Position Entries (1-10): **9**

Position Number	X Coordinate (m)	Y Coordinate (m)	Z (depth) Coordinate (m)	Layer No
1	0,0000	0,0000	0,0000	1
2	0,3000	0,0000	0,0000	1
3	0,4500	0,0000	0,0000	1
4	0,6000	0,0000	0,0000	1
5	0,9000	0,0000	0,0000	1
6	1,2000	0,0000	0,0000	1
7	1,5000	0,0000	0,0000	1
8	1,8000	0,0000	0,0000	1
9	2,1000	0,0000	0,0000	1

Figura APV.7 Introdução de dados no BISAR: distância dos geofones ao centro de aplicação de carga

Project: Ponto 1
 Calculated: 18-Sep-2019 14:56:47

System: 1: Ponto 1

Layer Number	Thickness (m)	Modulus Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horz. (Shear) Load (kN)	Horz. (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Shear Angle (Degrees)
1	0,070	1,800E+03	0,35	1	4,000E+01	5,659E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,500E-01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
2	0,090	1,300E+02	0,35									
3	0,250	1,200E+02	0,35									
4	0,750	5,000E+01	0,40									
5		1,000E+03	0,35									

Position Number	Layer Number	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Depth (m)	Stress XX (MPa)	Stress YY (MPa)	Stress ZZ (MPa)	Strain XX (µstrain)	Strain YY (µstrain)	Strain ZZ (µstrain)	Displacement UX (µm)	Displacement UY (µm)	Displacement UZ (µm)
1	1	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	-2,090E+00	-2,090E+00	-5,659E-01	-6,448E+02	-6,448E+02	4,985E+02	0,000E+00	0,000E+00	8,588E+02
2	1	3,000E-01	0,000E+00	0,000E+00	2,352E-01	-2,432E-01	0,000E+00	1,780E+02	-1,809E+02	1,558E+00	-5,426E+01	0,000E+00	3,730E+02
3	1	4,500E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,540E-01	-7,951E-02	0,000E+00	1,010E+02	-7,412E+01	-1,449E+01	-3,335E+01	0,000E+00	2,235E+02
4	1	6,000E-01	0,000E+00	0,000E+00	9,048E-02	-3,428E-02	0,000E+00	5,693E+01	-3,664E+01	-1,093E+01	-2,198E+01	0,000E+00	1,403E+02
5	1	9,000E-01	0,000E+00	0,000E+00	5,100E-02	-2,174E-03	0,000E+00	2,876E+01	-1,112E+01	-9,495E+00	-1,001E+01	0,000E+00	5,476E+01
6	1	1,200E+00	0,000E+00	0,000E+00	3,130E-02	5,851E-03	0,000E+00	1,625E+01	-2,836E+00	-7,224E+00	-3,403E+00	0,000E+00	1,779E+01

Project: Ponto 2
 Calculated: 18-Sep-2019 14:59:08

System: 1: Ponto 2

Layer Number	Thickness (m)	Modulus Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horz. (Shear) Load (kN)	Horz. (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Shear Angle (Degrees)
1	0,070	2,200E+03	0,35	1	4,000E+01	5,659E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,500E-01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
2	0,090	1,950E+02	0,35									
3	0,250	1,920E+02	0,35									
4	1,500	8,000E+01	0,40									
5		8,000E+02	0,35									

Position Number	Layer Number	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Depth (m)	Stress XX (MPa)	Stress YY (MPa)	Stress ZZ (MPa)	Strain XX (µstrain)	Strain YY (µstrain)	Strain ZZ (µstrain)	Displacement UX (µm)	Displacement UY (µm)	Displacement UZ (µm)
1	1	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	-1,867E+00	-1,867E+00	-5,659E-01	-4,616E+02	-4,617E+02	3,369E+02	0,000E+00	0,000E+00	6,31E+02
2	1	3,000E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,922E-01	-2,146E-01	0,000E+00	1,215E+02	-1,281E+02	3,572E+00	-3,844E+01	0,000E+00	2,92E+02
3	1	4,500E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,040E-01	-8,582E-02	0,000E+00	6,091E+01	-5,555E+01	-2,885E+00	-2,500E+01	0,000E+00	1,93E+02
4	1	6,000E-01	0,000E+00	0,000E+00	5,583E-02	-4,764E-02	0,000E+00	3,296E+01	-3,054E+01	-1,303E+00	-1,832E+01	0,000E+00	1,37E+02
5	1	9,000E-01	0,000E+00	0,000E+00	3,558E-02	-1,472E-02	0,000E+00	1,852E+01	-1,235E+01	-3,319E+00	-1,112E+01	0,000E+00	7,37E+01
6	1	1,200E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,634E-02	-2,774E-03	0,000E+00	1,241E+01	-5,451E+00	-3,749E+00	-6,541E+00	0,000E+00	4,00E+01
7	1	1,500E+00	0,000E+00	0,000E+00	1,864E-02	1,421E-03	0,000E+00	8,248E+00	-2,320E+00	-3,192E+00	-3,480E+00	0,000E+00	2,15E+01
8	1	1,800E+00	0,000E+00	0,000E+00	1,272E-02	2,664E-03	0,000E+00	5,356E+00	-8,120E-01	-2,447E+00	-1,462E+00	0,000E+00	1,13E+01
9	1	2,100E+00	0,000E+00	0,000E+00	8,327E-03	2,729E-03	0,000E+00	3,351E+00	-8,443E-02	-1,759E+00	-1,773E-01	0,000E+00	5,80E+00

Project: Ponto 3
 Calculated: 18-Sep-2019 15:03:26

System: 1: Ponto 3

Layer Number	Thickness (m)	Modulus Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horz. (Shear) Load (kN)	Horz. (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Shear Angle (Degrees)
1	0,070	2,100E+03	0,35	1	4,000E+01	5,659E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,500E-01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
2	0,090	1,700E+02	0,35									
3	0,250	1,200E+02	0,35									
4	0,800	5,000E+01	0,40									
5		1,000E+03	0,35									

Position Number	Layer Number	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Depth (m)	Stress XX (MPa)	Stress YY (MPa)	Stress ZZ (MPa)	Strain XX (µstrain)	Strain YY (µstrain)	Strain ZZ (µstrain)	Displacement UX (µm)	Displacement UY (µm)	Displacement UZ (µm)
1	1	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	-2,131E+00	-2,131E+00	-5,659E-01	-5,654E+02	-5,654E+02	4,410E+02	0,000E+00	0,000E+00	7,97E+02
2	1	3,000E-01	0,000E+00	0,000E+00	2,075E-01	-2,813E-01	0,000E+00	1,457E+02	-1,685E+02	1,230E+01	-5,056E+01	0,000E+00	3,71E+02
3	1	4,500E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,557E-01	-9,822E-02	0,000E+00	9,052E+01	-7,272E+01	-9,582E+00	-3,273E+01	0,000E+00	2,31E+02
4	1	6,000E-01	0,000E+00	0,000E+00	9,960E-02	-4,277E-02	0,000E+00	5,456E+01	-3,697E+01	-9,470E+00	-2,218E+01	0,000E+00	1,48E+02
5	1	9,000E-01	0,000E+00	0,000E+00	5,764E-02	-4,374E-03	0,000E+00	2,818E+01	-1,169E+01	-8,878E+00	-1,052E+01	0,000E+00	6,07E+01
6	1	1,200E+00	0,000E+00	0,000E+00	3,598E-02	5,576E-03	0,000E+00	1,620E+01	-3,341E+00	-6,926E+00	-4,009E+00	0,000E+00	2,13E+01

Figura APV.8 Processo de cálculo resultante do BISAR

Pavimentos Betuminosos Permeáveis na Mitigação e Adaptação às Alterações Climáticas

Project: Ponto 4
 Calculated: 18-Sep-2019 15:31:18

System: 1: Ponto 4

Layer Number	Thickness (m)	Modulus Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horz. (Shear) Load (kN)	Horz. (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Shear Angle (Degrees)
1	0,070	1,700E+03	0,35	1	4,000E+01	5,659E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,500E-01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
2	0,090	1,700E+02	0,35									
3	0,250	1,680E+02	0,35									
4	1,300	7,000E+01	0,40									
5		7,000E+02	0,35									

Position Number	Layer Number	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Depth (m)	Stress XX (MPa)	Stress YY (MPa)	Stress ZZ (MPa)	Strain XX (µstrain)	Strain YY (µstrain)	Strain ZZ (µstrain)	Displacement UX (µm)	Displacement UY (µm)	Displacement UZ (µm)
1	1	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	-1,745E+00	-1,745E+00	-5,659E-01	-5,508E+02	-5,508E+02	3,857E+02	0,000E+00	0,000E+00	7,25E+02
2	1	3,000E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,812E-01	-1,911E-01	0,000E+00	1,459E+02	-1,497E+02	2,045E+00	-4,492E+01	0,000E+00	3,23E+02
3	1	4,500E-01	0,000E+00	0,000E+00	9,344E-02	-7,712E-02	0,000E+00	7,084E+01	-6,461E+01	-3,359E+00	-2,907E+01	0,000E+00	2,11E+02
4	1	6,000E-01	0,000E+00	0,000E+00	5,139E-02	-4,230E-02	0,000E+00	3,894E+01	-3,546E+01	-1,873E+00	-2,128E+01	0,000E+00	1,47E+02
5	1	9,000E-01	0,000E+00	0,000E+00	3,439E-02	-1,174E-02	0,000E+00	2,265E+01	-1,399E+01	-4,663E+00	-1,259E+01	0,000E+00	7,61E+01
6	1	1,200E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,526E-02	-1,075E-03	0,000E+00	1,508E+01	-5,832E+00	-4,978E+00	-6,998E+00	0,000E+00	3,92E+01
7	1	1,500E+00	0,000E+00	0,000E+00	1,737E-02	2,315E-03	0,000E+00	9,742E+00	-2,215E+00	-4,053E+00	-3,322E+00	0,000E+00	1,97E+01
8	1	1,800E+00	0,000E+00	0,000E+00	1,128E-02	3,015E-03	0,000E+00	6,015E+00	-5,488E-01	-2,943E+00	-9,878E-01	0,000E+00	9,62E+00
9	1	2,100E+00	0,000E+00	0,000E+00	6,852E-03	2,727E-03	0,000E+00	3,469E+00	1,932E-01	-1,972E+00	4,058E-01	0,000E+00	4,69E+00

Figura APV.8 (continuação) Processo de cálculo resultante do BISAR

Tabela APV.2 Deflexões medidas e calculadas na iteração adotada e respetivos RMS

Distância dos geofones (m)		0,00	0,30	0,45	0,60	0,90	1,20	1,50	1,80	2,10	RMS (%)
Ponto 1	Deflexão medida (µm)	860,67	428,68	225,92	116,52	40,91	26,57	-	-	-	21,70
	Deflexão calculada (µm)	858,80	373,00	223,50	140,30	54,76	17,79	-	-	-	
Ponto 2	Deflexão medida (µm)	640,55	368,60	225,10	133,43	50,91	28,15	20,12	18,60	15,75	33,37
	Deflexão calculada (µm)	631,10	291,50	193,20	137,20	73,72	40,03	21,48	11,27	5,80	
Ponto 3	Deflexão medida (µm)	783,13	440,47	264,02	152,95	52,22	23,40	-	-	-	11,29
	Deflexão calculada (µm)	797,20	371,20	230,50	148,30	60,65	21,26	-	-	-	
Ponto 4	Deflexão medida (µm)	855,04	426,04	247,91	141,30	49,14	28,08	21,67	19,33	16,07	38,39
	Deflexão calculada (µm)	724,9	322,6	210,5	147,4	76,08	39,19	19,71	9,618	4,69	

Tabela APV.3 Dados de temperatura média do ar obtidos por consulta dos mapas IPMA que permitiram obter a temperatura de serviço das camadas betuminosas

Mês do ano	Temperatura média do ar (°C), TMMA 2017	Fator de ponderação, w_m
janeiro	7	0,18
fevereiro	9	0,23
março	11	0,30
abril	15	0,51
maio	17	0,65
junho	23	1,42
julho	25	1,85
agosto	25	1,85
setembro	21	1,10
outubro	19	0,85
novembro	11	0,30
dezembro	9	0,23
Média		0,79
TMAP		18,4
Temperatura de projeto (°C) [Ábaco Figura AV.1]		28

ANEXO I – Tabelas de dimensionamento de pavimentos betuminosos permeáveis de acordo com Woods Ballard *et al.* (2015)

Tabela AI.1 Categorias de tráfego para o dimensionamento mecânico de pavimentos permeáveis (Woods Ballard *et al.*, 2015)

Categoria de Tráfego (BS 7533)	Eixo padrão por dia	Vida útil do tráfego (msa ²)	Tipo de estrada NRSWA	Carga máxima do eixo posterior (kg)	Exemplo do número de veículos comerciais por dia ¹	Aplicação típica
11	Áreas com cargas por eixo maiores do que as permitidas pelos Regulamentos de Veículos Rodoviários (construção e uso) de 1986, como emendas, não estão incluídos neste documento.					
10	≤ 4000	≤ 60	0	Site específico (ver Knapton, 2007) ³		
9	≤ 2000	≤ 30	1	Site específico (ver Knapton, 2007) ³		
8	≤ 700	< 10	2	8000	Aprox. 420	Autoestradas e empreendimentos comerciais/industriais utilizados por um grande número de veículos comerciais; Portos e pistas de aterragem em aeroportos, paragens de autocarro e vias para autocarros.
7	≤ 275	< 2,5	3	8000	Aprox. 170	
6	≤ 60	< 0,5	4	8000	Aprox. 35	Autoestradas adotadas e outras estradas usadas por um número moderado de veículos comerciais; Áreas pedonais sujeitas a uso regular por veículos comerciais; Instalações industriais; Postos de combustíveis.
5	≤ 5	< 0,05	n/a	8000	Aprox. 3	Áreas pedonais sujeitas a usos ocasionais de veículos comerciais e máquinas de manutenção/limpeza; Parques de estacionamento que recebem tráfego de veículos comerciais ocasionalmente; Plataformas ferroviárias.
4	1	n/a	n/a	8000	Principalmente tráfego de carros ou pedestres apenas com veículos de emergência	Passadeiras urbanas sem planeamento do uso regular de veículos; Áreas pedonais ou estacionamentos usados por veículos comerciais de emergência e veículos de manutenção.
3	0	n/a	n/a	2 000	Sem pesados	Pequenos estacionamentos sujeitos a carros, carrinhas ligeiras e acesso a motociclos.
2	0	n/a	n/a	1 000	Sem pesados	Áreas pedonais e ciclovias, calçadas domésticas.
1	0	n/a	n/a	1 000	Sem pesados	Áreas exclusivamente para peões, incluindo aplicações domésticas.
0	0	n/a	n/a	0	Sem tráfego de veículos	Nenhuma exigência

Notas

¹ Baseado em 1,7 eixos padrão por veículo.

² msa - milhões por eixo padrão

³ Knapton, J. (2007) *Heavy duty pavements. The structural design of heavy duty pavements for ports and other industries*, edition 4, Interpave, Leicester, UK. Go to: <http://tinyurl.com/nbr4gxx>

Tabela AI.2 Espessuras típicas para as camadas de pavimentos betuminosos permeáveis (Woods Ballard *et al.*, 2015)

Categoria de tráfego (BS 7533)	Asfalto poroso	Base HBCGA¹	Sub-base CGA²
11	Áreas com cargas por eixo maiores do que as permitidas pelos Regulamentos de Veículos Rodoviários (construção e uso) de 1986, como emendas, não estão incluídos neste documento. ³		
10	O betuminoso requer consideração e especificação de especialistas	Local específico usando o guia Interpave para pavimentos de pesados (Knapton, 2007) ⁵	150 mm
9	O betuminoso requer consideração e especificação de especialistas	Local específico usando o guia Interpave para pavimentos de pesados (Knapton, 2007) ⁵	150 mm
8	Projeto segundo Chaddock and Nunn (2010) ⁴	300 mm HBCGA	150 mm
7	Projeto segundo Chaddock and Nunn (2010) ⁴	200 mm HBCGA	150 mm
6	180 mm 80 mm	– 125 mm HBCGA	150 mm 150 mm
5	160 mm 80 mm	– 100 mm HBCGA	150 mm 150 mm
4	150 mm	–	300 mm
3	120 mm	–	225 mm
2	70 mm (assume-se aplicação manual)	–	150 mm
1	70 mm (assume-se aplicação manual)	–	100 mm
0	70 mm (assume-se aplicação manual)		Suficiente para fornecer uma base de construção adequada

Notas

¹ HBCGA (*Hydraulically Bound Coarse-Graded Aggregate*) refere-se ao agregado grosseiro ligado hidraulicamente (conforme BS EN 14227-1: 2013), teor mínimo de cimento de 3%, classe de resistência C5/6 conforme definido na norma BS EN 14227-1 e permeabilidade mínima de 10.000 mm/h quando ensaiado de acordo com ASTM C1701M-09 ou outro teste adequado.

² As profundidades CGA da sub-base são valores mínimos que correspondem às espessuras equivalentes fornecidas para revestimento modular com blocos. A sub-base CGA e qualquer camada de assentamento também podem ser projetadas para fundações de classe 2 de acordo com HA (2009).

³ Veículos especiais (SV, *Special Vehicles*) não se enquadram nos regulamentos sobre Veículos Rodoviários (Construção e Uso) de 1986. Os veículos SV estão em conformidade com os Pedidos de Veículos Rodoviários (Autorização de Tipos Especiais) (Geral) 2003 ou Ordens Especiais de Veículos Individuais. Eles têm cargas e pesos de eixo mais altos e são comumente conhecidos como cargas anormais.

⁴ O relatório de Chaddock e Nunn (2010) foi baseado num estudo piloto. As tabelas do relatório que mostram projetos de pavimentação até 80 msa são uma extrapolação de dados de teste e não foram validados em esquemas de tamanho total. Se os projetos forem necessários para a categoria de tráfego 7 e acima, recomenda-se que os fornecedores especializados recomendem se a mistura betuminosa drenante é adequada e forneçam uma especificação apropriada.

⁵ Knapton, J. (2007) *Heavy duty pavements. The structural design of heavy duty pavements for ports and other industries*, edition 4, Interpave, Leicester, UK. Go to: <http://tinyurl.com/nbr4gxx>

Tabela AI.3 Fatores de segurança sugeridos para o ajuste da taxa de infiltração dos solos de fundação (Woods Ballard *et al.*, 2015)

Tamanho da área a ser drenada	Consequências da falha		
	Nenhum dano ou inconveniência	Pequenos danos para áreas externas ou inconvenientes (por exemplo, águas superficiais do estacionamento)	Danos para edifícios ou estruturas, ou grandes inconvenientes (por exemplo, inundação em estradas)
< 100 m ²	1,5	2	10
100 – 1000 m ²	1,5	3	10
> 1000 m ²	1,5	5	10

ANEXO III – Valores recomendados para os parâmetros de qualidade da água de acordo com o Decreto-Lei n.º 236/98 de 1 de Agosto (1998)

Tabela AIII.1 Valores limite de emissão (VLE) na descarga de águas residuais, Anexo XVIII do Decreto-Lei n.º 236/98 de 1 de Agosto (1998)

Parâmetro	Expressão dos resultados	VLE ¹	Métodos analíticos de referência
pH °	Escala de Sorensen	6,0-9,0 ²	Electrometria.
Temperatura °	°C	Aumento de 3 °C ³	Termometria.
CQO °	mg/l O ₂	150	Método do dicromato de potássio.
Alumínio	mg/l Al	10	Espectrometria atómica. Espectrometria de emissão óptica com plasma (ICP)
Ferro total	mg/l Fe	2,0	Espectrometria atómica. Espectrometria de absorção molecular. Espectrometria de emissão óptica com plasma (ICP).
Manganés total	mg/l Mn	2,0	Espectrometria atómica. Espectrometria de absorção molecular.
Cloro total	mg/l Cl ₂	1,0	Volumetria. Espectrometria de absorção molecular. Eléctrodos específicos. Cromatografia iónica.
Sulfatos	mg/l SO ₄	2000	Análise gravimétrica. Complexometria com EDTA. Espectrometria de absorção molecular.
Azoto amoniacal	mg/l NH ₄	10	Espectrometria de absorção molecular. Volumetria.
Azoto total	mg/l N	15	-
Nitratos	mg/l NO ₃	50	Espectrometria de absorção molecular. Cromatografia iónica. Eléctrodos específicos.
Chumbo total	mg/l Pb	1,0	Espectrometria atómica. Polarografia.
Cádmio total	mg/l Cd	0,2	Espectrometria atómica. Polarografia.
Crómio total	mg/l Cr	2,0	-
Níquel total	mg/l Ni	2,0	Espectrometria atómica. Espectrometria de emissão óptica com plasma (ICP)
Condutividade	µS/cm, 20 °C	-	Electrometria.
Zinco total	mg/l Zn	-	Espectrometria de absorção molecular. Espectroscopia de absorção atómica. Espectrometria de emissão óptica com plasma (ICP).
Hidrocarbonetos totais	mg/l	-	Espectrometria no infravermelho após extracção com solventes adequados. Gravimetria após extracção com solventes adequados.
Oxigénio dissolvido	% saturação de O ₂	-	Método de Winkler ®. Método electroquímico ®.

° Os limites poderão ser excedidos no caso de condições geográficas ou meteorológicas excepcionais;

¹ VLE – valor limite de emissão;

² O valor médio diário poderá, no máximo, estar compreendido no intervalo 5,0-10,0;

³ Temperatura do meio recetor após a descarga de água residual, medida a 30 m a jusante do ponto de descarga, podendo o valor médio exceder o valor médio mensal do 2°.

Tabela AIII.2 Parâmetros da qualidade da água destinadas à rega, Anexo XVI do Decreto-Lei n.º 236/98 de 1 de Agosto (1998)

Parâmetro	Expressão dos resultados	VMR ¹	VMA ²	Observações	Métodos analíticos de referência
Alumínio (<i>Al</i>)	mg/l	5,0	20	Risco de improdutividade em solos com pH<5,5. Em solos com pH>7 o risco de toxicidade é eliminado por precipitar o alumínio.	Espectrometria de absorção atômica ou espectrometria de absorção molecular
Cádmio (<i>Cd</i>)	mg/l	0,01	0,05	Tóxico para o feijoeiro, beterraba e nabo em concentrações da ordem dos 0,1 mg/l em soluções nutritivas. Recomenda-se limites mais restritivos, dado este não se acumular nas plantas e no solo, podendo prejudicar o ser humano.	Espectrometria de absorção atômica ou polarografia
Chumbo (<i>Pb</i>)	mg/l	5,0	20	As concentrações muito elevadas podem inibir o desenvolvimento celular das culturas.	Espectrometria de absorção atômica Polarografia
Cloretos (<i>Cl</i>)	mg/l	70	-	Para a cultura do tabaco recomenda-se uma concentração inferior a 20 mg/l, não devendo exceder os 70 mg/l.	Titulação (método de <i>Mohr</i>) ou espectrometria de absorção molecular
Crómio total (<i>Cr</i>)	mg/l	0,10	20	Por se desconhecer o seu efeito tóxico, recomendam-se limites mais restritivos.	Espectrometria de absorção atômica ou espectrometria de absorção molecular
Ferro (<i>Fe</i>)	mg/l	5,0	-	Não tóxico em solos bem arejados, mas pode contribuir para a acidificação do solo, tornando indisponível o fósforo e o molibdénio.	Espectrometria de absorção atômica depois de filtração sobre membrana filtrante (0,45 µm) ou espectrometria de absorção molecular depois de filtração sobre membrana filtrante (0,45 µm).
Manganés (<i>Mn</i>)	mg/l	0,20	10	Tóxico para um certo número de culturas desde algumas décimas até poucos mg/l, mas normalmente só em solos ácidos.	Espectrometria de absorção atômica Espectrometria de absorção
Níquel (<i>Ni</i>)	mg/l	0,5	2,0	Tóxico para um certo número de culturas entre 0,5 mg/l e 1 mg/l; reduzida toxicidade para pH neutro ou alcalino.	Espectrometria de absorção atômica
Nitratos (<i>NO₃</i>)	mg/l	50	-	Concentrações elevadas podem afetar a produção e qualidade das culturas sensíveis. No plano de fertilização da parcela convirá contabilizar o azoto veiculado pela água de rega.	Espectrometria de absorção ou eléctrodos específicos
Sulfatos (<i>SO₄</i>)	mg/l	575	-	-	Gravimetria ou complexometria ou espectrometria
Zinco (<i>Zn</i>)	mg/l	2,0	10,0	Tóxico para diversas culturas numa gama ampla, toxicidade reduzida a pH>6 e solos de textura fina ou de solos orgânicos.	Espectrometria de absorção atômica ou espectrometria de absorção molecular
<i>pH</i>	Escala de Sorensen	6,5-8,4	4,5-9,0	-	Electrometria

¹ VMR – Valor máximo recomendado; ² VMA – Valor máximo admissível

ANEXO IV – Auxiliares para interpretação do ensaio com defletómetro de impacto

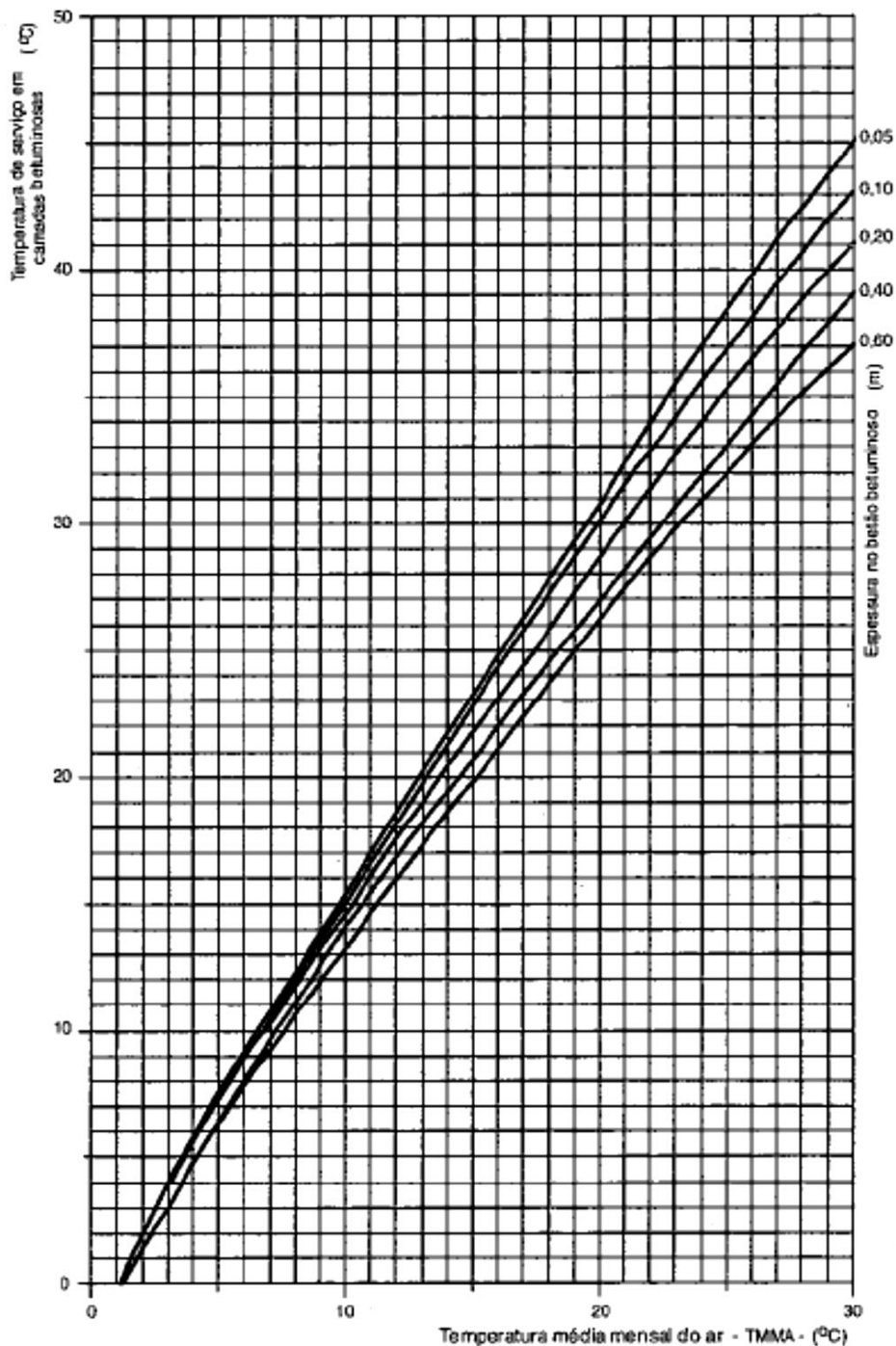


Figura AIV.1 Ábaco do método de Shell para obter a temperatura de serviço (Shell, 1977)

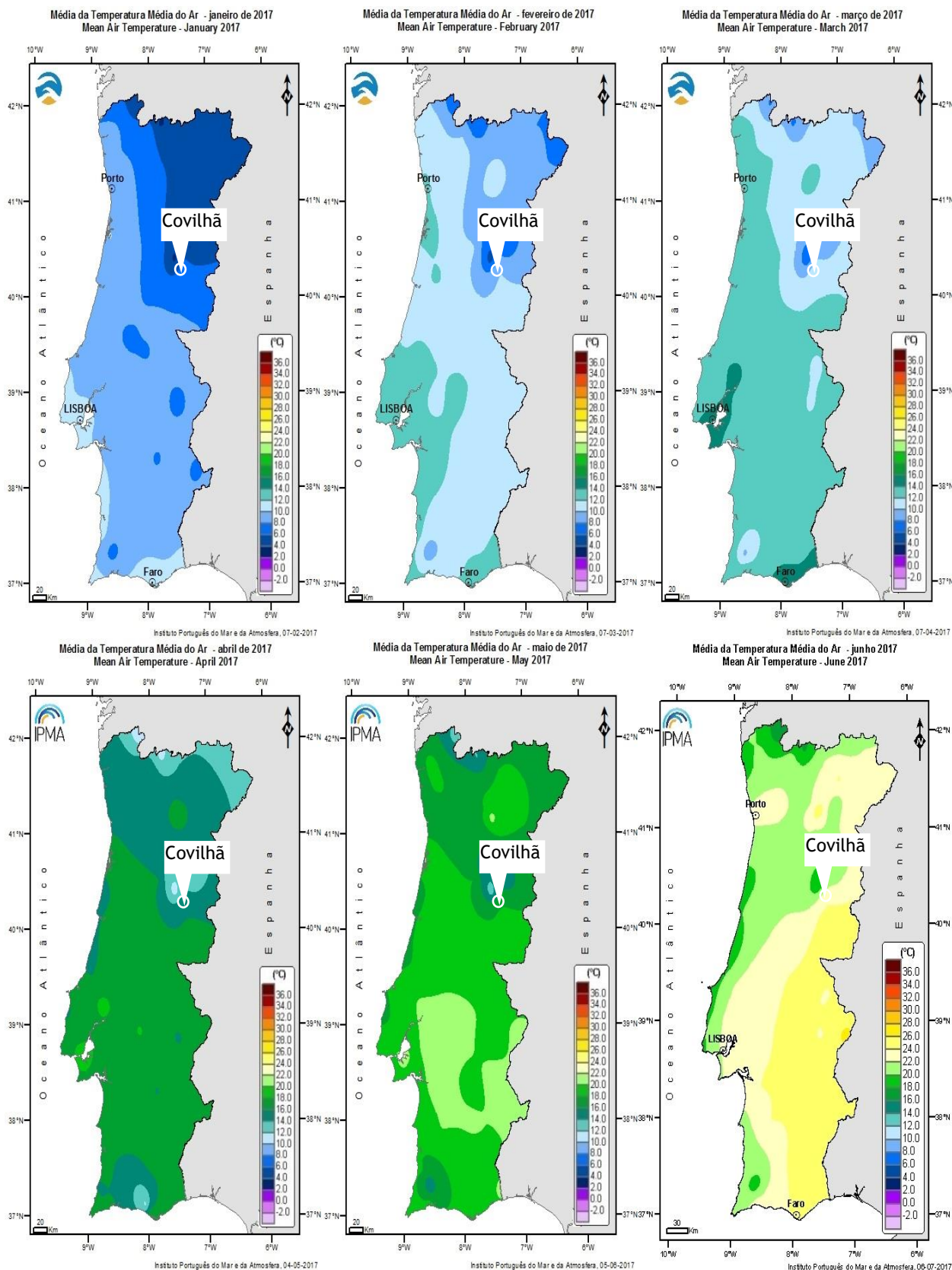


Figura AIV.2 Temperaturas médias mensais do ar no ano de 2017 na Covilhã (IPMA, <http://www.ipma.pt/pt/oclima/monitorizacao/index.jsp?selTipo=m&selVar=tt&selAna=me&selAno=-1>, consultados a 8-10-2018)

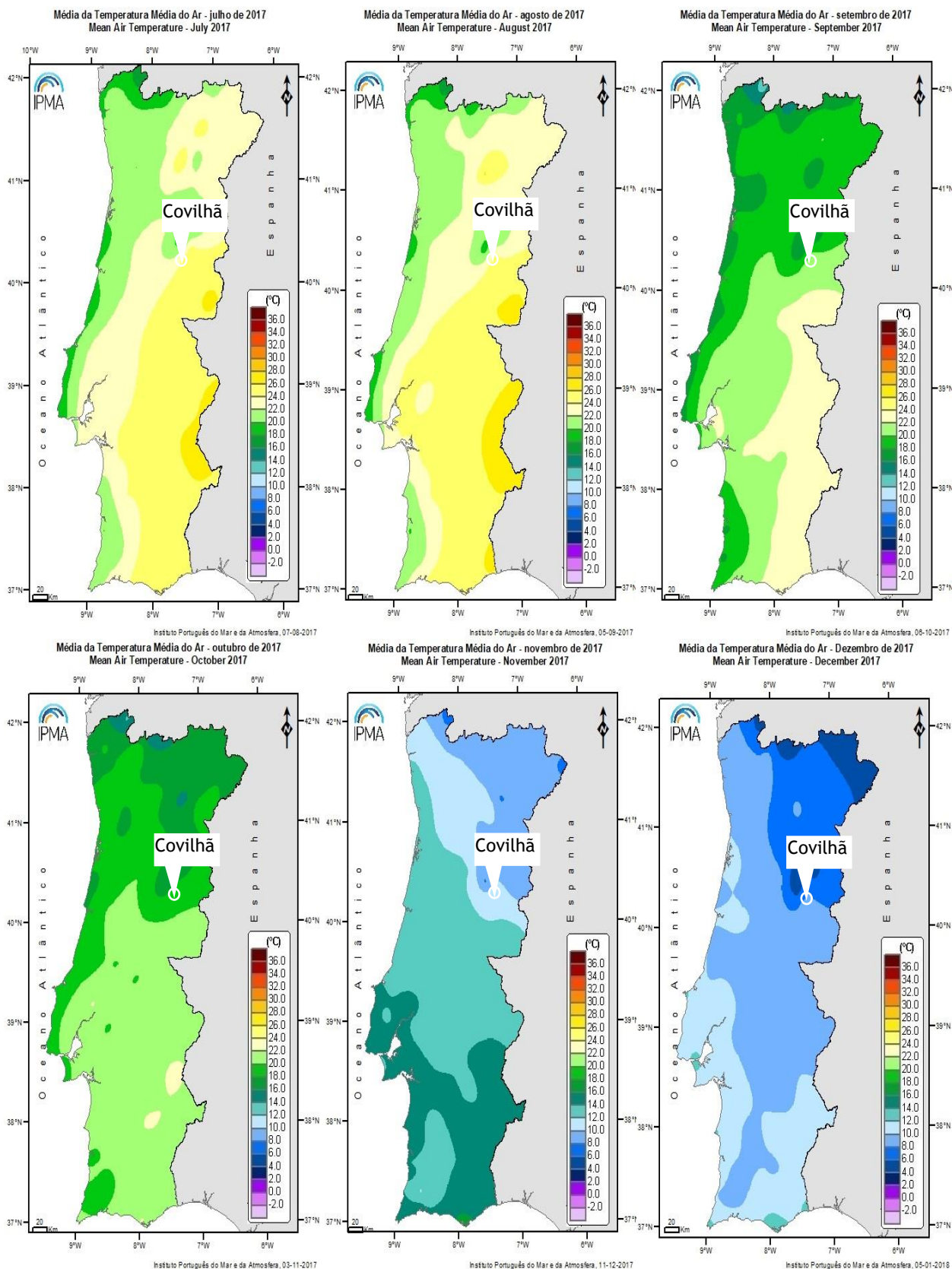


Figura AIV.2 (Continuação) Temperaturas médias mensais do ar no ano de 2017 na Covilhã (IPMA, <http://www.ipma.pt/pt/oclima/monitorizacao/index.jsp?selTipo=m&selVar=tt&selAna=me&selAno=-1>, consultados a 12-04-2018)