



**Rui Pedro Marques de Almeida**  
Licenciado em Engenharia Geológica

**Avaliação do desempenho hidráulico de agregados reciclados (ASIC e RCD) à água e ao lixiviado de resíduos sólidos urbanos e sua comparação com agregados naturais (basalto e calcário)**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Geológica (Geotecnia)

A presente dissertação foi preparada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) no âmbito do protocolo existente entre a FCT-UNL e o LNEC

Orientador: António José Roque, Investigador Principal, LNEC

Co-orientador: Ana Paula da Silva, Professora Auxiliar, FCT-UNL

Júri:



**setembro 2014**



**Rui Pedro Marques de Almeida**

Licenciado em Engenharia Geológica

**Avaliação do desempenho hidráulico de agregados reciclados (ASIC e RCD) à água e ao lixiviado de resíduos sólidos urbanos e sua comparação com agregados naturais (basalto e calcário)**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Geológica (Geotecnia)

A presente dissertação foi preparada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) no âmbito do protocolo existente entre a FCT-UNL e o LNEC

Orientador: António José Roque, Investigador Principal, LNEC

Co-orientador: Ana Paula da Silva, Professora Auxiliar, FCT-UNL

Júri:





Copyright © Avaliação do desempenho hidráulico de agregados reciclados (ASIC e RCD) à água e ao lixiviado de resíduos sólidos urbanos e sua comparação com agregados naturais (basalto e calcário).  
Rui Pedro Marques de Almeida, 2014

*A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de outra forma digital, ou por qualquer meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua própria cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.*





## AGRADECIMENTOS

A realização deste documento é a finalização de um percurso académico, nem sempre fácil, que em cada dificuldade ultrapassada encontrou motivos para continuar a acreditar e seguir em frente. Esta dissertação não é exceção, e deu-me a oportunidade de estagiar na Unidade de Resíduos e Solos Contaminados em Geotecnia, do Departamento de Geotecnia do Laboratório Nacional de Engenharia Civil e com isso aprofundar o meu conhecimento científico e técnico no trabalho de investigação. Assim expresso aqui os meus sinceros agradecimentos às seguintes pessoas e entidades:

- Ao Investigador Doutor António José Roque, por toda a orientação deste trabalho, pelo fornecimento de bibliografia, pelas correções feitas e acima de tudo pelos conhecimentos transmitidos e pelo rigor na escrita científica;
- À Doutora Ana Paula Silva, por todos os conhecimentos transmitidos ao longo do meu percurso académico, pela disponibilidade, pela simpatia e constante boa disposição;
- À Unidade de Resíduos e Solos Contaminados em Geotecnia do Departamento de Geotecnia do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pela disponibilização das condições de trabalho e dos meios humanos e laboratoriais para a realização deste documento;
- À empresa Alves Ribeiro, S.A., pelo fornecimento da amostra de basalto;
- À empresa Agrepor, S.A., pelo fornecimento da amostra de calcário;
- À empresa Amarsul – Valorização e Tratamento de Resíduos Sólidos, S.A., pelo fornecimento da amostra de lixiviado do aterro de resíduos sólidos urbanos do Seixal;
- À Siderurgia Nacional, Empresa de Produtos Longos, S.A., pelo fornecimento da amostra do agregado siderúrgico inerte para a construção processado a partir da escória de aciaria de forno de arco elétrico;
- À Demotri, S.A., pelo fornecimento da amostra do agregado de betão britado processado a partir de resíduos de construção e demolição;
- Ao Núcleo de Betões, Pedra e Cerâmicas do Departamento de Materiais do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pela britagem dos blocos de betão da amostra de resíduos de construção e demolição;

- Ao Núcleo de Infraestruturas de Transporte do Departamento de Transportes do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pela disponibilização das instalações para a peneiração das amostras;
- A todos os investigadores, técnicos, em particular à Técnica Superior Ana Cristina Louro, e restante pessoal do Departamento de Geotecnia do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, por me fazerem sentir em/e “da casa”;
- A todos os meus colegas e amigos de curso que me ajudaram e que fizeram o tempo de faculdade valer a pena, Tiago Guimarães, Raquel Martinho, Joana Cruz, Rute Gomes, Mariana Quininha, Abelito, Filipe Soares, Marco Rocha, entre outros;
- Ao pessoal da banda, Miguel Neves, João Conceição, Luís Sequeira e Ruben Pais;
- À Rita, pela paciência e carinho, pelo amparo nos momentos mais problemáticos, mas sobretudo pela cumplicidade e pelo apoio sempre;
- Aos meus irmãos, André e Bruno.
- Ao meu Pai e à minha Mãe, pelo apoio incondicional e sacrifícios feitos que permitiram que concluísse esta etapa.

A todos, o meu profundo e sincero MUITO OBRIGADO.

## RESUMO

As atuais políticas de gestão de resíduos estão mais focadas na reciclagem e na reutilização dos resíduos do que na sua eliminação em aterros de resíduos. Nos casos em que o resíduo não é perigoso para o ambiente, não existe nenhuma razão para que esse material não seja utilizado em obras de construção e de engenharia civil, desde que garanta um desempenho equivalente, no mínimo, ao dos materiais naturais.

De forma a contribuir para a valorização dos resíduos, estudou-se o comportamento hidráulico de um Agregado Siderúrgico Inerte para a Construção (ASIC), proveniente de escórias de aciaria de Forno de Arco Elétrico (FAE), e de um agregado reciclado de betão, proveniente de resíduos de construção e demolição (RCD), à água de abastecimento público e a um lixiviado recolhido num aterro de resíduos sólidos urbanos (RSU). Pretendeu-se avaliar a viabilidade técnica da sua aplicação em estruturas de drenagem de obras geotécnicas e infraestruturas de transporte, em particular na camada de drenagem e recolha dos lixiviados dos aterros de resíduos. Efetuaram-se ensaios de permeabilidade sobre duas frações granulométricas diferentes: areia (0,25-2mm) e brita (2-20mm), considerando que no nosso país é habitual aquela camada ser composta por um nível de areia, com 0,2m de espessura, sobre um nível de brita, com 0,3m espessura.

Seguindo o procedimento adotado para o estudo dos dois agregados reciclados, também se ensaiaram dois agregados naturais, basalto e calcário, utilizados como materiais de referência.

**Palavras chave:** Escória de aciaria de FAE, RCD, lixiviado, reciclagem de resíduos, camada de drenagem, aterros de resíduos.



## ABSTRACT

The current waste management policies are more focused on recycling and reuse of waste than in their retention in landfills. Where the waste is not hazardous to the environment, there is no reason why this material is not used in public works, if it ensures the proper performance of natural materials.

In order to contribute to the recovery of waste , it was studied the hydraulic behavior of an inert steel slag material from electric arc furnace and a recycled aggregate concrete , from waste construction and demolition waste (CDW), the public water supply and a leachate collected in a municipal solid waste landfill. Sought to assess the technical feasibility of its application in the drainage structures of geotechnical works and transport infrastructure, particularly in drainage and leachate collection layer of waste from landfills. Permeability tests were carried on two different size fractions: sand (0.25 - 2mm) and gravel (2 - 20mm), whereas in our country it is customary that layer is composed of a sand level with 0.2m thickness on a level of gravel, with 0.3 m thickness.

Following the procedure adopted for the study of the two recycled aggregates were tested two natural aggregates, basalt and limestone, as reference materials.

**Key words:** EAF steel slag, Construction and Demolition Waste – C&W, leachate, waste recycling, drainage layer, landfill.





## ÍNDICE DE MATÉRIAS

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	Justificação do tema .....	1
1.2	Objetivos .....	3
1.3	Metodologias de estudo.....	4
1.4	Organização da dissertação .....	5
2	TIPOS E FUNÇÕES DAS ESTRUTURAS DE DRENAGEM GRANULARES.....	9
2.1	Considerações iniciais .....	9
2.2	Aterros de resíduos .....	10
2.2.1	Considerações iniciais .....	10
2.2.2	Caracterização dos aterros de resíduos.....	11
2.2.3	Sistemas de proteção ambiental nos aterros de resíduos .....	14
2.2.4	Sistemas de drenagem de lixiviados e águas pluviais .....	21
2.3	Infraestruturas de transporte rodoviário e ferroviário.....	24
2.3.1	Considerações iniciais .....	24
2.3.2	Caracterização do pavimento rodoviário.....	25
2.3.3	Caracterização da via-férrea .....	28
2.3.4	Drenagem de rodovias e ferrovias .....	31
2.4	Fundações e estruturas de suporte .....	40
2.4.1	Estacas de brita (fundações) .....	40
2.4.2	Muros de suporte (estruturas de suporte) .....	44
2.5	Barragens de terra.....	51
2.5.1	Considerações iniciais .....	51
2.5.2	Tipos de barragens de terra.....	53
2.5.3	Tipos de rutura em barragens de terra .....	56
2.5.4	Sistemas de drenagem em barragens de terra.....	59
2.6	Drenagem profunda.....	62
2.6.1	Considerações iniciais .....	62
2.6.2	Caracterização dos drenos verticais de areia .....	63
2.6.3	Melhoramento dos solos com drenos verticais de areia .....	65
2.7	Notas finais.....	67
3	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS GRANULARES PARA ESTRUTURAS DE DRENAGEM.....	71
3.1	Considerações iniciais .....	71
3.2	Aterros de resíduos .....	71
3.2.1	Requisitos .....	71
3.2.2	Comentários.....	74
3.3	Infraestruturas de transporte .....	74
3.3.1	Rodovias.....	74

3.3.2	Ferrovias .....	80
3.4	Fundações e estruturas de suporte .....	82
3.4.1	Estacas de brita (fundações) .....	82
3.4.2	Muros de suporte (estruturas de suporte) .....	85
3.4.3	Comentários.....	85
3.5	Barragem de aterro .....	86
3.5.1	Requisitos .....	86
3.5.2	Comentário.....	89
3.6	Drenagem profunda.....	90
3.6.1	Requisitos .....	90
3.6.2	Comentários.....	91
3.7	Notas finais.....	91
4	<b>COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS APLICADOS NAS ESTRUTURAS DE DRENAGEM: CASOS DE ESTUDO</b> .....	93
4.1	Considerações iniciais .....	93
4.2	Escórias siderúrgicas .....	93
4.2.1	Estudo de Hurd (1988) .....	93
4.2.2	Estudo de Gupta et al. (1994).....	95
4.2.3	Estudo de Rojas e Rojas (2004).....	96
4.2.4	Estudo de Havanagi et al. (2012) .....	96
4.3	Resíduos de Construção e Demolição .....	97
4.3.1	Estudo de Snyder (1995) .....	97
4.3.2	Estudo de Arm (2001) .....	98
4.3.3	Estudo de Poon et al. (2006).....	98
4.3.4	Estudo de Barbosa et al. (2009).....	100
4.4	Notas finais.....	101
5	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	105
5.1	Considerações iniciais .....	105
5.2	Materiais.....	106
5.2.1	ASIC.....	106
5.2.2	AB <sub>RCD</sub> .....	108
5.2.3	BAS .....	111
5.2.4	CAL.....	114
5.2.5	Lixiviado .....	117
5.3	Preparação dos materiais a ensaiar .....	119
5.3.1	Areia e brita .....	119
5.3.2	Lixiviado .....	124
5.4	Preparação e montagem dos provetes.....	125
5.5	Procedimento do ensaio de permeabilidade .....	129
5.6	Fundamentação de procedimentos .....	132

6	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	135
6.1.1	ASIC.....	136
6.1.2	AB <sub>RCD</sub> .....	163
6.1.3	BAS.....	190
6.1.4	CAL.....	216
6.2	Conclusões finais.....	242
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	245
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	249



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – a) Lixeira antes (à esquerda) e após o seu encerramento (à direita); e b) aterro em fase de construção (à esquerda) e de exploração (à direita) .....	11
Figura 2.2 – Tipologia de aterros de resíduos segundo a relação entre a base e a superfície do terreno: a) enterrado; b) semienterrado; c) não enterrado; e d) em encosta.....	12
Figura 2.3 – Representação esquemática dos sistemas de proteção ambiental num aterro de resíduos	13
Figura 2.4 – Representação esquemática do sistema de proteção basal (fundo e taludes laterais interiores), barreira passiva e ativa, dos aterros de resíduos, em acordo com o DL nº183/2009.....	16
Figura 2.5 – Representação esquemática do sistema de proteção basal adotada: a) aterros de RSU construídos em Portugal; e b) aterro de resíduos perigosos do CIRVER ECODEAL .....	16
Figura 2.6 – Sistema de proteção ambiental basal, em países estrangeiros, para: a) aterros de resíduos não perigosos; e b) aterros de resíduos perigosos .....	18
Figura 2.7 – Representação esquemática do sistema de selagem final dos aterros de resíduos, em acordo com o DL nº183/2009.....	19
Figura 2.8 – Sistema de selagem final seguido nos aterros de RSU .....	20
Figura 2.9 – Representação esquemática do sistema de selagem final, segundo a recomendação da USEPA, para: a) aterros de resíduos perigosos (RCRA Subtitle C); e b) estrutura com camadas opcionais mais comuns.....	20
Figura 2.10 – Representação esquemática de sistemas de drenagem e recolha de lixiviados: a) camada de drenagem contínua; b) drenos franceses construídos em tubagem envolvida por seixo grosso uniforme .....	22
Figura 2.11 – Tipos de sistemas de drenagem e recolha de lixiviado: a) telhado invertido; b) em espinha com desenvolvimento lateral; c) em espinha com desenvolvimento central; e d) em espinha com desenvolvimento central e níveis complementares em altura.....	22
Figura 2.12 – Sistema de drenagem e recolha de lixiviados construído segundo o princípio do telhado invertido .....	23
Figura 2.13 – Colmatação de material granular de uma camada de drenagem de um aterro de resíduos.....	23
Figura 2.14 – Estrutura de um pavimento flexível .....	26
Figura 2.15 – Estrutura de um pavimento semirrígido.....	27
Figura 2.16 – Estrutura de um pavimento rígido.....	27
Figura 2.17 – Perfil longitudinal de uma via balastrada.....	29
Figura 2.18 – Diferentes soluções de via não balastrada.....	30
Figura 2.19 – Fontes e caminhos pelos quais a água aparece na subbase e pavimento.....	31
Figura 2.20 – Camada drenante imediatamente abaixo do revestimento, com ligação ao dreno raso de interseção longitudinal .....	34

Figura 2.21 – Exemplo de um sistema de drenagem de rodovias .....	35
Figura 2.22 – a) Dreno francês; b) Dreno com tubo incorporado; c) Dreno com tubo incorporado e revestido a geotêxtil.....	36
Figura 2.23 – Localização dos drenos transversais na rodovia .....	36
Figura 2.24 – Drenos em espinha-de-peixe.....	37
Figura 2.25 – Dreno longitudinal profundo, com tubagem e geotêxtil incorporados.....	37
Figura 2.26 – Drenos longitudinais profundos posicionados nas bermas da rodvia .....	38
Figura 2.27 – Drenos longitudinais profundos posicionadas nas bermas da ferrovia .....	38
Figura 2.28 – Rebaixamento do nível freático numa rodovia utilizando drenos longitudinais profundos.....	38
Figura 2.29 – Rebaixamento do nível freático numa ferrovia utilizando drenos longitudinais profundos.....	39
Figura 2.30 – Máscara drenante .....	39
Figura 2.31 – Execução de estacas de brita utilizando o sistema húmido com alimentação de agregados pela superfície .....	41
Figura 2.32 – Sequência da execução de estacas de brita utilizando o sistema seco com alimentação de agregados pela extremidade inferior do vibrador.....	41
Figura 2.33 – Domínio de aplicação da técnica de vibrosubstituição .....	43
Figura 2.34 – Sequências típicas de construção de muros de suporte.....	45
Figura 2.35 – Muros de gravidade: a) tradicional; e b) com secção aligeirada .....	46
Figura 2.36 – Muros de gravidade: a) pedra arrumada; b) gabiões; c) pedra arrumada argamassada; e d) betão ciclópico .....	47
Figura 2.37 – Muro de consola: a) tipo L; e b) tipo T invertido.....	48
Figura 2.38 – Muro de contrafortes: a) no tardoz do muro; e b) frente do muro .....	48
Figura 2.39 – Sequência de eventos num muro de suporte sem drenagem .....	49
Figura 2.40 – a) Drenagem de muro de suporte com cortina drenante e dreno longitudinal; b) Drenagem de muro de suporte com cortina drenante e barbacãs .....	50
Figura 2.41 – Sistema de drenagem de um muro de consola.....	50
Figura 2.42 – Perfil tipo de uma barragem de terra homogénea .....	53
Figura 2.43 – Barragem de terra homogénea com dreno de pé de jusante.....	53
Figura 2.44 – Barragem de terra homogénea com tapete drenante .....	53
Figura 2.45 – Barragem de terra homogénea sem sistema de dreangem e com emergência de água no paramento de jusante.....	54
Figura 2.46 – Barragem de terra homogénea com controlo de percolação com utilização de sistema de drenagem .....	55
Figura 2.47 – Estatísticas de acidentes em barragens de terra .....	57
Figura 2.48 – Evolução da erosão interna e remontante até ao colapso da barragem .....	58

Figura 2.49 – Barragem homogénea com filtro vertical (chaminé) .....	60
Figura 2.50 – Barragem zonada com filtro vertical.....	60
Figura 2.51 – Barragem zonada com filtro inclinado.....	61
Figura 2.52 – Representação esquemática de drenos verticais de areia .....	64
Figura 2.53 – Disposição típica dos drenos verticais (em planta): a) malha quadrada; e b) malha triângular .....	64
Figura 2.54 – Esquema de um solo com aplicação de pré-carga.....	65
Figura 2.55 – Resultado do assentamento devido ao efeito de sobrecarga. ....	66
Figura 2.56 – Pré-carga com drenos verticais .....	67
Figura 2.57 – Potencial benefício dos drenos verticais .....	67
Figura 3.1 – Curva granulométrica da brita.....	72
Figura 3.2 – Curvas granulométricas de agregados com $2,1 \times 10^{-2} \text{ m/s} \leq k \leq 42 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ recomendadas para a construção da camada drenante .....	78
Figura 4.1 – Curvas granulométricas dos diferentes materiais estudados .....	97
Figura 4.2 – Curvas granulométricas dos materiais para a sub-base.....	99
Figura 5.1 – Localização geográfica da Siderurgia Nacional do Seixal.....	106
Figura 5.2 – Fases do processamento da escória de aciaria.....	107
Figura 5.3 – Aspeto do ASIC 0/6mm e 0/40mm (régua de escala em cm) .....	108
Figura 5.4 – Localização da central de reciclagem da Demotri, S.A. ....	108
Figura 5.5 – Esquematização da etapa da britagem no processamento dos RCD .....	109
Figura 5.6 – Aspeto da britagem e armazenamento dos RCD.....	109
Figura 5.7 – Amostragem dos blocos de betão do RCD (Rodrigues, 2012) .....	110
Figura 5.8 – Equipamento utilizado na britagem dos blocos de betão do RCD para as frações granulométricas pretendidas .....	111
Figura 5.9 – Localização geográfica da Pedreira nº2029 – Moita da Ladra.....	111
Figura 5.10 – Unidade de britagem da pedreira, automatizada, com seis silos.....	112
Figura 5.11 – Aspeto do armazenamento e recolha do BAS.....	113
Figura 5.12 – Frações granulométricas de basalto amostradas .....	114
Figura 5.13 – Localização geográfica da Pedreira Vale Grande nº2.....	114
Figura 5.14 – Central de processamento da Pedreira Vale Grande nº2.....	115
Figura 5.15 – Recolha do material na Pedreira Vale Grande nº2.....	116
Figura 5.16 – Frações granulométricas de calcário recolhidas.....	116
Figura 5.17 – Localização geográfica da empresa AMARSUL, S.A.....	117
Figura 5.18 – Curvas granulométricas da areia e da brita utilizadas na preparação dos provetes.....	120
Figura 5.19 – Peneiração das frações granulométricas necessárias para a construção dos provetes...	121
Figura 5.20 – Frações granulométricas do ASIC/areia .....	122
Figura 5.21 – Frações granulométricas do ASIC/brita .....	122



Figura 5.22 – Frações granulométricas do AB <sub>RCD</sub> /areia .....	123
Figura 5.23 – Frações granulométricas do AB <sub>RCD</sub> /brita .....	123
Figura 5.24 – Mistura homogénea da areia .....	124
Figura 5.25 – Mistura homogénea da brita.....	124
Figura 5.26 – Formação de espuma na superfície do lixiviado em reação à adição da solução de HCl .....	125
Figura 5.27 – Procedimento adotado para o enchimento da coluna do permeâmetro .....	126
Figura 5.28 – Topo dos provetes da areia dos agregados reciclados.....	127
Figura 5.29 – Topo dos provetes da brita dos agregados reciclados .....	127
Figura 5.30 – Topo da coluna do permeâmetro com placa porosa e rede de nylon .....	129
Figura 5.31 – Montagem do dispositivo para o ensaio de permeabilidade .....	130
Figura 5.32 – Leituras da C.E. e do pH da solução de percolação (lixiviado) com o aparelho Consort C831 .....	131
Figura 5.33 – Permeâmetros na estufa a 45°C.....	131
Figura 6.1 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/areia à água em função do tempo de ensaio.....	138
Figura 6.2 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/areia à água em função do volume de efluente recolhido .....	138
Figura 6.3 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com água.....	139
Figura 6.4 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com água .....	139
Figura 6.5 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com água.....	140
Figura 6.6 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com água .....	140
Figura 6.7 – Topo do ASIC/areia no ensaio de permeabilidade com água .....	141
Figura 6.8 – Pormenor do aglomerado de partículas do ASIC/areia.....	141
Figura 6.9 – Comparação das curvas granulométricas do ASIC/areia ensaiado com água e de referência.....	142
Figura 6.10 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/areia ao lixiviado em função do tempo de ensaio.....	144
Figura 6.11 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/areia ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido .....	144
Figura 6.12 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com o lixiviado.....	145

Figura 6.13 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com o lixiviado .....	145
Figura 6.14 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com o lixiviado.....	146
Figura 6.15 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com o lixiviado .....	146
Figura 6.16 – Topo do ASIC/areia no ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	147
Figura 6.17 – Aspeto do material ASIC/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado .....	147
Figura 6.18 – Comparação das curvas granulométricas do ASIC/areia ensaiado com o lixiviado e de referência.....	148
Figura 6.19 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/brita à água em função do tempo de ensaio.....	150
Figura 6.20 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/brita à água em função do volume de efluente recolhido.....	150
Figura 6.21 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com água.....	151
Figura 6.22 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com água .....	151
Figura 6.23 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com água.....	152
Figura 6.24 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com água .....	152
Figura 6.25 –Topo do ASIC/brita no ensaio de permeabilidade com água.....	153
Figura 6.26 – Aspeto do material ASIC/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	153
Figura 6.27 – Comparação das curvas granulométricas do ASIC/brita ensaiado com água e de referência.....	154
Figura 6.28 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/brita ao lixiviado em função do tempo de ensaio.....	156
Figura 6.29 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/brita ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido .....	156
Figura 6.30 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com o lixiviado .....	157
Figura 6.31 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com o lixiviado.....	157
Figura 6.32 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com o lixiviado .....	158

Figura 6.33 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com o lixiviado.....	158
Figura 6.34 – Topo do ASIC/brita no ensaio de permeabilidade com o lixiviado .....	159
Figura 6.35 – Aspeto do material ASIC/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado .....	159
Figura 6.36 – Comparação das curvas granulométricas do ASIC/brita ensaiado com o lixiviado e de referência.....	160
Figura 6.37 – Comparação da variação da condutividade hidráulica do ASIC/areia e do ASIC/brita à água e ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido .....	162
Figura 6.38 – Variação da condutividade hidráulica do AB <sub>RCD</sub> /areia à água em função do tempo de ensaio.....	164
Figura 6.39 – Variação da condutividade hidráulica do AB <sub>RCD</sub> /areia à água em função do volume de efluente recolhido .....	164
Figura 6.40 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do AB <sub>RCD</sub> /areia com água.....	165
Figura 6.41 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do AB <sub>RCD</sub> /areia com água .....	165
Figura 6.42 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do AB <sub>RCD</sub> /areia com água.....	166
Figura 6.43 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do AB <sub>RCD</sub> /areia com água .....	166
Figura 6.44 – Topo do AB <sub>RCD</sub> /areia no ensaio de permeabilidade com água.....	167
Figura 6.45 – Aspeto do material AB <sub>RCD</sub> /areia após o ensaio de permeabilidade com água .....	167
Figura 6.46 – Comparação das curvas granulométricas do AB <sub>RCD</sub> /areia ensaiado com água e de referência.....	168
Figura 6.47 – Variação da condutividade hidráulica do AB <sub>RCD</sub> /areia ao lixiviado em função do tempo de ensaio .....	171
Figura 6.48 – Variação da condutividade hidráulica do AB <sub>RCD</sub> /areia ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido .....	171
Figura 6.49 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do AB <sub>RCD</sub> /areia com o lixiviado .....	172
Figura 6.50 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do AB <sub>RCD</sub> /areia com o lixiviado.....	172
Figura 6.51 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do AB <sub>RCD</sub> /areia com o lixiviado .....	173
Figura 6.52 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do AB <sub>RCD</sub> /areia com o lixiviado.....	173
Figura 6.53 – Topo do AB <sub>RCD</sub> /areia no ensaio de permeabilidade com o lixiviado .....	174

Figura 6.54 – Aspeto do material $AB_{RCD}$ /areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	174
Figura 6.55 – Comparação das curvas granulométricas do $AB_{RCD}$ /areia ensaiado com o lixiviado e de referência.....	175
Figura 6.56 – Variação da condutividade hidráulica do $AB_{RCD}$ /brita à água em função do tempo de ensaio.....	177
Figura 6.57 – Variação da condutividade hidráulica do $AB_{RCD}$ /brita à água em função do volume de efluente recolhido.....	177
Figura 6.58 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do $AB_{RCD}$ /brita com água.....	178
Figura 6.59 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do $AB_{RCD}$ /brita com água.....	178
Figura 6.60 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do $AB_{RCD}$ /brita com água.....	179
Figura 6.61 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume recolhido no ensaio de permeabilidade do $AB_{RCD}$ /brita com água.....	179
Figura 6.62 – Topo do $AB_{RCD}$ /brita no ensaio de permeabilidade com água.....	180
Figura 6.63 – Aspeto do material $AB_{RCD}$ /brita após o ensaio de permeabilidade com água.....	180
Figura 6.64 – Comparação das curvas granulométricas do $AB_{RCD}$ /brita ensaiado com água e de referência.....	181
Figura 6.65 – Variação da condutividade hidráulica do $AB_{RCD}$ /brita ao lixiviado em função do tempo de ensaio.....	183
Figura 6.66 – Variação da condutividade hidráulica do $AB_{RCD}$ /brita ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido.....	183
Figura 6.67 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do $AB_{RCD}$ /brita com o lixiviado.....	184
Figura 6.68 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do $AB_{RCD}$ /brita com o lixiviado.....	184
Figura 6.69 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do $AB_{RCD}$ /brita com o lixiviado.....	185
Figura 6.70 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do $AB_{RCD}$ /brita com o lixiviado.....	185
Figura 6.71 – Topo do $AB_{RCD}$ /brita no ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	186
Figura 6.72 – Aspeto do material $AB_{RCD}$ /brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	186
Figura 6.73 – Comparação das curvas granulométricas do $AB_{RCD}$ /brita ensaiado com o lixiviado e de referência.....	187
Figura 6.74 – Comparação da variação da condutividade hidráulica do $AB_{RCD}$ /areia e do $AB_{RCD}$ /brita à água e ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido.....	189

Figura 6.75 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/areia à água em função do tempo de ensaio.....	191
Figura 6.76 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/areia à água em função do volume de efluente recolhido.....	191
Figura 6.77 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com água.....	192
Figura 6.78 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com água.....	192
Figura 6.79 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com água.....	193
Figura 6.80 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com água.....	193
Figura 6.81 – Topo do BAS/areia no ensaio de permeabilidade com água.....	194
Figura 6.82 – Aspeto do material BAS/areia após o ensaio de permeabilidade com água.....	194
Figura 6.83 – Comparação das curvas granulométricas do BAS/areia ensaiado com água e de referência.....	195
Figura 6.84 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/areia ao lixiviado em função do tempo de ensaio.....	197
Figura 6.85 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/areia ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido.....	197
Figura 6.86 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com o lixiviado.....	198
Figura 6.87 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com o lixiviado.....	198
Figura 6.88 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com o lixiviado.....	199
Figura 6.89 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com o lixiviado.....	199
Figura 6.90 – Topo do BAS/areia no ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	200
Figura 6.91 – Aspeto do material BAS/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	200
Figura 6.92 – Comparação das curvas granulométricas do BAS/areia ensaiado com o lixiviado e de referência.....	201
Figura 6.93 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/brita à água em função do tempo de ensaio.....	203
Figura 6.94 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/brita à água em função do volume de efluente recolhido.....	203

Figura 6.95 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com água .....	204
Figura 6.96 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com água.....	204
Figura 6.97 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com água .....	205
Figura 6.98 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com água.....	205
Figura 6.99 – Topo do BAS/brita no ensaio de permeabilidade com água .....	206
Figura 6.100 – Aspeto do material BAS/brita após o ensaio de permeabilidade com água.....	206
Figura 6.101 – Comparação das curvas granulométricas do BAS/brita ensaiado com água e de referência.....	207
Figura 6.102 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/brita ao lixiviado em função do tempo de ensaio.....	209
Figura 6.103 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/brita ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido .....	209
Figura 6.104 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com o lixiviado.....	210
Figura 6.105 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com o lixiviado .....	210
Figura 6.106 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com o lixiviado.....	211
Figura 6.107 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com o lixiviado .....	211
Figura 6.108 – Topo do BAS/brita no ensaio de permeabilidade com o lixiviado .....	212
Figura 6.109 – Aspeto do material BAS/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado .....	212
Figura 6.110 – Comparação das curvas granulométricas do BAS/brita ensaiado com o lixiviado e de referência.....	213
Figura 6.111 – Comparação da variação da condutividade hidráulica do BAS/areia e do BAS/brita à água e ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido .....	215
Figura 6.112 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/areia à água em função do tempo de ensaio.....	217
Figura 6.113 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/areia à água em função do volume de efluente recolhido.....	217
Figura 6.114 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com água.....	218

Figura 6.115 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com água .....	218
Figura 6.116 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com água.....	219
Figura 6.117 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com água .....	219
Figura 6.118 – Topo do CAL/areia no ensaio de permeabilidade com água .....	220
Figura 6.119 – Aspeto do material CAL/areia após o ensaio de permeabilidade com água .....	220
Figura 6.120 – Comparação das curvas granulométricas do CAL/areia ensaiado com água e de referência.....	221
Figura 6.121 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/areia ao lixiviado em função do tempo de ensaio.....	223
Figura 6.122 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/areia ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido .....	223
Figura 6.123 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com o lixiviado .....	224
Figura 6.124 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com o lixiviado.....	224
Figura 6.125 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com o lixiviado .....	225
Figura 6.126 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com o lixiviado.....	225
Figura 6.127 – Topo do CAL/areia no ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	226
Figura 6.128 – Aspeto do material CAL/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	226
Figura 6.129 – Comparação das curvas granulométricas do CAL/areia ensaiado com o lixiviado e de referência.....	227
Figura 6.130 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/brita à água em função do tempo de ensaio.....	229
Figura 6.131 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/brita à água em função do volume de efluente recolhido.....	229
Figura 6.132 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com água .....	230
Figura 6.133 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com água.....	230
Figura 6.134 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com água .....	231

Figura 6.135 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com água.....	231
Figura 6.136 – Topo do provete de brita do CAL no ensaio de permeabilidade com água .....	232
Figura 6.137 – Aspeto do material CAL/brita após o ensaio de permeabilidade com água.....	232
Figura 6.138 – Comparação das curvas granulométricas do CAL/brita ensaiado com água e de referência.....	233
Figura 6.139 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/brita ao lixiviado em função do tempo de ensaio.....	235
Figura 6.140 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/brita ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido .....	235
Figura 6.141 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com o lixiviado .....	236
Figura 6.142 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com o lixiviado .....	236
Figura 6.143 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com o lixiviado .....	237
Figura 6.144 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com o lixiviado .....	237
Figura 6.145 – Topo do CAL/brita no ensaio de permeabilidade com o lixiviado .....	238
Figura 6.146 – Aspeto do material CAL/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado .....	238
Figura 6.147 – Comparação das curvas granulométricas do CAL/brita ensaiado com o lixiviado e de referência.....	239
Figura 6.148 – Comparação da variação da condutividade hidráulica do CAL/areia e do CAL/brita à água e ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido .....	241





## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Requisitos mínimos a que o aterro de resíduos deve obedecer.....	13
Tabela 2.2 – Requisitos mínimos para a permeabilidade e para a espessura da barreira passiva dos aterros de resíduos .....	15
Tabela 2.3 – Requisitos mínimos para a condutividade hidráulica e para a espessura da barreira ativa dos aterros de resíduos.....	15
Tabela 3.1 – Composição granulométrica da brita.....	72
Tabela 3.2 – Composição granulométrica.....	73
Tabela 3.3 – Características do material para o sistema de drenagem e recolha de lixiviado em alguns países europeus .....	73
Tabela 3.4 – Requisitos exigidos ao material em alguns estados dos EUA .....	73
Tabela 3.5 – Fuso granulométrico exigido pela EP .....	75
Tabela 3.6 – Granulometria do material para as camadas drenantes sob os pavimentos .....	77
Tabela 3.7 – Granulometria exigida pela MRWA sob o pavimento .....	78
Tabela 3.8 – Dimensão do agregado a utilizar nas trincheiras drenantes.....	79
Tabela 3.9 – Fusos granulométricos recomendados pela HA .....	79
Tabela 3.10 – Características do material a utilizar nas estacas executadas pelo método de vibrosubstituição .....	84
Tabela 3.11 – Granulometrias sugeridas pelo FHWA.....	84
Tabela 3.12 – Condições de dreno para solos não coesivos.....	86
Tabela 3.13 – Condições de dreno para solos granulares.....	88
Tabela 3.14 – Critério em relação ao material dos drenos .....	88
Tabela 3.15 – Critérios em relação ao material dos drenos.....	89
Tabela 3.16 – Granulometria do material de enchimento de drenos verticais.....	90
Tabela 3.17 – Granulometria do material de enchimento de drenos .....	90
Tabela 4.1 – Condutividade hidráulica dos provetes.....	99
Tabela 4.2 – Condutividade hidráulica da sub-base preparada com os diferentes materiais .....	100
Tabela 5.1 – Composição química do lixiviado da Célula C do aterro de RSU em 2003, 2005 e 2010.....	118
Tabela 5.2 – Composições granulométricas da areia e da brita utilizadas na preparação dos provetes .....	119
Tabela 5.3 – Massa volúmica real dos materiais .....	120
Tabela 5.4 – Toma utilizada em cada fração da granulometria da areia .....	120
Tabela 5.5 – Toma utilizada em cada fração da granulometria da brita.....	121
Tabela 5.6 – Massa seca e peso volúmico seco máximo dos provetes no início do ensaio de permeabilidade .....	128

Tabela 6.1 – Resumo dos trabalhos efetuados.....	135
Tabela 6.2 – Resultados da perda de massa do ASIC/areia após o ensaio de permeabilidade com água .....	142
Tabela 6.3 – Resultados da perda de massa do ASIC/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	148
Tabela 6.4 – Resultados da perda de massa do ASIC/brita após o ensaio de permeabilidade com água .....	153
Tabela 6.5 – Resultados da perda de massa do ASIC/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	160
Tabela 6.6 – Condutividade hidráulica média do ASIC/areia e do ASIC/brita percoladas com água e com o lixiviado.....	162
Tabela 6.7 – Resultados da perda de massa do AB <sub>RCD</sub> /areia após o ensaio de permeabilidade com água .....	168
Tabela 6.8 – Resultados da perda de massa do AB <sub>RCD</sub> /areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	174
Tabela 6.9 – Resultados da perda de massa do AB <sub>RCD</sub> /brita após o ensaio de permeabilidade com água .....	181
Tabela 6.10 – Resultados da perda de massa do AB <sub>RCD</sub> /brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	187
Tabela 6.11 – Condutividade hidráulica média do AB <sub>RCD</sub> /areia e do AB <sub>RCD</sub> /brita percoladas com água e com o lixiviado.....	189
Tabela 6.12 – Resultados da perda de massa do BAS/areia após o ensaio de permeabilidade com água .....	195
Tabela 6.13 – Resultados da perda de massa do BAS/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	201
Tabela 6.14 – Resultados da perda de massa do BAS/brita após o ensaio de permeabilidade com água .....	206
Tabela 6.15 – Resultados da perda de massa do BAS/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	212
Tabela 6.16 – Condutividade hidráulica média do BAS/areia e do BAS/brita percoladas com água e com o lixiviado.....	215
Tabela 6.17 – Resultados da perda de massa do CAL/areia após o ensaio de permeabilidade com água .....	221
Tabela 6.18 – Resultados da perda de massa do CAL/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	227
Tabela 6.19 – Resultados da perda de massa do CAL/brita após o ensaio de permeabilidade com água .....	232

Tabela 6.20 – Resultados da perda de massa do CAL/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.....	239
Tabela 6.21 – Condutividade hidráulica média do CAL/areia e do CAL/brita percoladas com água e com o lixiviado.....	241



## ABREVIATURAS

AB<sub>RCD</sub> – Agregado de Betão britado de Resíduos de Construção e Demolição  
AGEC – Agregado de Granulométrica Extensa com Cimento  
AOX – Composto organo-halogenados adsorvíveis  
ARTC – Australian Railtrack Corporation  
ASIC – Agregado Siderúrgico Inerte para a Construção  
BAS – Basalto  
C.E. – Condutividade Elétrica  
CAL – Calcário  
CBO – Carência Bioquímica de Oxigénio  
CDOT – Colorado Department of Transportations  
CETO – Caderno de Encargos Tipo Obras  
CFR – Code of Federal Regulations  
COT – Carbono Orgânico Total  
CQO – Carência Química de Oxigénio  
CSED – Committee on the Safety of Existing Dams  
DEP – Department of Environment Protection of Massachusetts  
DG – Departamento de Geotecnia  
DL – Decreto-Lei  
DM – Departamento de Materiais  
DNIT – Departamento Nacional de Infraestruturas de Transporte  
DT – Departamento de Transportes  
DTMR – Department of Transportations and Main Roads  
EA – Equivalente de areia  
EP – Estradas de Portugal  
EUA – Estados Unidos da América  
FAE – Forno de Arco Elétrico  
FAO – Food and Agriculture Organization  
FCT/UNL – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa  
FHWA – Federal Highway Administration  
HA – Highway Agency  
HAP – Hidrocarbonetos Aromáticos Policíclicos  
HCl – Ácido clorídrico  
ICOLD – International Committee on Large Dams  
IDOT – Illinois Department of Transportations  
INR – Instituto dos Resíduos

k – Condutividade hidráulica  
LA – Coeficiente de Los Angeles  
LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
LTPP – Long-Term Pavement Performance  
MDE – Micro-Deval  
MRWA – Main Roads Western Australia  
NBPC – Núcleo de Betões, Pedra e Cerâmicas  
NIT – Núcleo de Infraestruturas de Transportes  
NPA – Normas de Projeto de Barragens  
NWWRD – North West Waste Regular Technical Sub-Group  
PE – Polietileno  
PEAD – Polietileno de Alta Densidade  
pH – Potencial Hidrogeniónico  
PNR – Plano Rodoviário Nacional  
PP – Polipropileno  
PVC – Policloreto de Polivinila  
RCD – Resíduos de Construção e Demolição  
RCRA – Resource Conservation and Recovery Act  
REFER – Rede Ferroviária Nacional  
RGPPGR – Regime Geral aplicável à Prevenção, Produção e Gestão de Resíduos  
RSU – Resíduos Sólidos Urbanos  
SCDOT – South Carolina Department of Transportation  
s/d – Sem data  
SN – Siderurgia Nacional  
SNCF – Société Nationale des Chemins de fer Français  
UGeoAmb – Unidade de Resíduos e Solos Contaminados em Geotecnia  
USBR – United States Department of the Interior-Bureau of Reclamation  
USEPA – United States Environment Protection Agency







# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Justificação do tema

As políticas ambientais têm vindo a limitar fortemente a extração de materiais naturais e a incentivar a utilização de materiais obtidos a partir de resíduos, incluindo os resíduos das obras de construção e de engenharia civil. A utilização de resíduos, ou de produtos obtidos a partir do seu processamento, com propriedades de engenharia e ambientais adequadas para as obras de construção e de engenharia civil, será fundamental para a realização dos objetivos globais do desenvolvimento sustentável, nomeadamente através da redução das quantidades de resíduos a depositar em aterro, da criação de um novo e importante mercado nacional e da preservação dos materiais naturais não renováveis (Ferreira, 2010).

A par da situação apresentada surgem os problemas inerentes à gestão dos escombros e dos finos produzidos na indústria extrativa. O volume significativo de resíduos gerados nesta atividade, bem como nas mais diversas atividades domésticas, agrícolas, comerciais e industriais, associado à falta de medidas para promover a valorização dos mesmos, também têm vindo a contribuir para o atual estado de degradação do ambiente e para o agravamento dos riscos para a saúde pública, panorama que a sociedade atual pretende inverter através da implementação de políticas de desenvolvimento sustentável (Rodrigues, 2012).

As disposições legais em matéria de gestão de resíduos foram introduzidas em Portugal por meio do Decreto-Lei (DL) n.º488/85, de 25 de novembro. Atualmente encontra-se em vigor o DL n.º178/2006, de 5 de setembro, alterado e republicado pelo DL n.º73/2011, de 17 de junho, que estabelece o Regime Geral aplicável à Prevenção, Produção e Gestão de Resíduos (RGPPGR). No âmbito da dissertação, salienta-se deste diploma, a referência ao estabelecimento de requisitos para que substâncias ou materiais resultantes de um processo produtivo possam ser considerados subprodutos e não resíduos e de critérios para que determinados resíduos deixem de ter esse estatuto. O mesmo documento prevê a aprovação de programas de prevenção e o cumprimento de metas de reutilização, reciclagem e outras formas de valorização material de resíduos, a cumprir até 2020. Para além da introdução dos incentivos à reciclagem que permitam o cumprimento destas metas, prevê-se a utilização de pelo menos 5% de materiais reciclados em empreitadas de obras públicas, também numa ótica de preservação dos recursos naturais.

Neste contexto, pretende-se com esta dissertação contribuir para a reciclagem de dois resíduos, as escórias de aciaria de Forno de Arco Elétrico (FAE) e os Resíduos de Construção e Demolição (RCD), nas obras de engenharia civil, em particular nas obras geotécnicas e nas infraestruturas de transporte.

No país, a produção anual de escórias de aciaria de FAE estima-se em cerca de  $250 \times 10^3 \text{t}$  e os RCD em aproximadamente  $7,5 \times 10^6 \text{t}$ .

Segundo Rodrigues (2012), não existe legislação nacional específica direcionada para a gestão das escórias de aciaria de FAE, compreendendo a sua valorização, pelo que são reguladas em concordância com o previsto no já mencionado DL n.º73/2011.

Por outro lado, para os RCD já existe um regime jurídico próprio desde 2008, o DL n.º46/2008, de 12 de março, que estabelece o regime das operações de gestão para estes resíduos, designadamente a sua prevenção, reutilização e valorização. O mesmo documento refere a criação de mecanismos inovadores ao nível do planeamento, da gestão e do registo de dados de RCD, que permitem, em articulação com os regimes jurídicos das obras públicas e das obras particulares, condicionar os atos administrativos associados ao início e à conclusão das obras à prova de uma adequada gestão destes resíduos. De acordo com o diploma, a utilização de RCD em obra é feita em observância das quatro especificações elaboradas pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), dada a ausência de normas técnicas nacionais e comunitárias aplicáveis. As especificações do LNEC aplicam-se à reciclagem de RCD como agregados reciclados grossos em betões de ligantes hidráulicos (LNEC E 471, 2009), em misturas betuminosas a quente em central (LNEC E 472, 2009), como agregados reciclados em camadas não ligadas de pavimentos (LNEC E 473, 2009) e em aterro e camada de leito de infraestruturas de transporte (LNEC E 474, 2009).

A reciclagem dos resíduos em obras geotécnicas deve ser acompanhada de um estudo das suas propriedades ambientais e de engenharia. Comprovando-se que não é relevante o seu potencial poluente para o ambiente e para a saúde pública, não há razão para que esses materiais alternativos não possam ser aplicados em obra se, ao longo do tempo de vida útil destas, mantiverem um desempenho adequado (Roque et al., 2010).

Assim, a adequabilidade de engenharia e ambiental dos resíduos tem vindo a ser estudada para a sua reciclagem em diversas áreas da engenharia civil, como a construção de camadas não ligadas de pavimentos (Rohde, 2002; Gomes Correia et al., 2012; Freire et al., 2013), a incorporação em misturas de cimento Portland (Masuero et al., 2000), a construção de camadas drenantes de aterros de resíduos (Affonso, 2005; Rodrigues, 2012), entre outras. Salienta-se o estudo de Rodrigues (2012), onde o autor avaliou, através de ensaios de durabilidade, a suscetibilidade à degradação de dois agregados reciclados, o Agregado Siderúrgico Inerte para a Construção (ASIC) e o Agregado de Betão britado de RCD ( $AB_{RCD}$ ), respetivamente resultantes do processamento de escórias de aciaria de FAE e de RCD, de modo a aferir a viabilidade técnica da sua utilização na construção de estruturas de drenagem de

obras geotécnicas e de infraestruturas de transporte, em particular na camada de drenagem e recolha dos lixiviados do sistema de proteção basal dos aterros de resíduos, conforme indicação anterior.

De modo a complementar o estudo de Rodrigues (2012), igualmente realizado no LNEC ao abrigo do convénio deste Laboratório com a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL), cujos resultados indicaram que os dois agregados reciclados apresentavam durabilidade muito elevada, de acordo com a classificação proposta por Gamble (1971), implementou-se o programa experimental apresentado nesta dissertação para estudar o seu comportamento hidráulico. O tema aqui apresentado terá grande relevância dado que na bibliografia consultada são muito poucos os estudos que o avaliem, sendo que no caso das escórias siderúrgicas, não se recolheu mesmo qualquer informação sobre o seu desempenho hidráulico no contacto com os lixiviados produzidos nos aterros de resíduos.

Na dissertação privilegiou-se o estudo do comportamento hidráulico dos agregados reciclados ao lixiviado, por um lado, tendo em vista a sua utilização na construção da camada de drenagem e recolha de lixiviados do sistema de proteção basal dos aterros de resíduos, dado o elevado volume de material que pode ser reciclado na construção desta camada e o número de aterros resíduos que vão continuar a ser construídos ou ampliados em Portugal e, por outro, por haver um maior desconhecimento na bibliografia sobre este comportamento. Atendendo, porém, que o mesmo programa experimental foi efetuado com água da rede pública, o trabalho realizado também permitiu avaliar o comportamento hidráulico dos agregados reciclados à água e, deste modo, sobre a sua aplicabilidade nas estruturas de drenagem das obras geotécnicas e infraestruturas de transporte que estejam preferencialmente em contacto com aquele fluido.

## **1.2 Objetivos**

O principal objetivo da presente dissertação é a avaliação do comportamento hidráulico de dois agregados reciclados, ASIC e  $AB_{RCD}$ , resultantes do processamento de dois resíduos, respetivamente, escórias de aciaria de FAE e RCD, tendo em vista a sua utilização na construção de estruturas de drenagem de obras geotécnicas e de infraestruturas de transporte, em particular na camada de drenagem e recolha dos lixiviados do sistema de proteção basal dos aterros de resíduos.

Atendendo ao acima enunciado, no programa experimental utilizaram-se duas soluções de percolação nos ensaios de permeabilidade efetuados, água da rede de abastecimento público e lixiviado produzido num aterro de RSU.

O mesmo programa experimental realizado com os agregados reciclados foi aplicado a dois agregados naturais, um de basalto (BAS), e outro de calcário (CAL), com o objetivo do seu comportamento servir de referência aos resultados obtidos com os agregados reciclados.

Complementarmente ao objetivo principal, também se pretende avaliar se o comportamento hidráulico do calcário é alterado pela percolação do lixiviado, dado o facto do disposto no DL n.º183/2009, de 10 de agosto, interditar a utilização deste material na camada de drenagem e recolha de lixiviados dos aterros de resíduos.

### **1.3 Metodologias de estudo**

Tendo em consideração o âmbito e os trabalhos a realizar na presente dissertação, começou-se por efetuar uma pesquisa bibliográfica sobre os sistemas de drenagem existentes em obras geotécnicas e infraestruturas de transporte, em particular sobre os seus tipos e as suas funções, bem como sobre as características dos materiais granulares aplicáveis, tanto a nível nacional como internacional. A revisão bibliográfica incidiu igualmente sobre casos de obra ou de estudo com elementos relevantes para a compreensão do comportamento hidráulico dos agregados reciclados provenientes do processamento de escórias de FAE e de RCD.

A parte inicial do programa experimental seguiu os procedimentos adotados no estudo de Rodrigues (2012), utilizando os mesmos materiais granulares reciclados e naturais e as mesmas soluções aquosas. Foi necessário, porém, definir a granulometria dos materiais granulares e o programa a seguir na realização dos ensaios de permeabilidade, nomeadamente, a duração e a carga hidráulica dos ensaios, bem como os ensaios complementares que se considerassem relevantes para a compreensão do comportamento hidráulico dos materiais.

A avaliação do comportamento hidráulico do ASIC, do AB<sub>RCD</sub>, do BAS e do CAL foi efetuada mediante a determinação da respetiva condutividade hidráulica ( $k$ ) em ensaios de permeabilidade realizados com carga constante (30cm). A determinação de  $k$  foi efetuada a cada 2,5l de volume de efluente recolhido. Em cada material ensaiaram-se duas frações granulométricas, areia (0,25-2mm) e brita (2-20mm). Cada fração granulométrica foi percolada com água da rede pública e lixiviado de aterro de RSU, até se recolher um volume mínimo de efluente de 250l. No final desta etapa, o permeâmetro com o provete era colocado na estufa à temperatura de 45°C, durante um período mínimo de sete dias, a que se seguia a segunda fase do ensaio de permeabilidade até se recolher um volume mínimo de efluente de 30l.

Nos ensaios de permeabilidade realizados com os provetes de areia e o lixiviado, seguiu-se um período de paragem prolongada, no mínimo de 46 dias, à temperatura ambiente, e uma terceira fase de percolação até à recolha de um volume mínimo de efluente de 10l. Esta avaliação de  $k$  pretendeu verificar se havia alteração do comportamento hidráulico após um período prolongado de contacto entre o material e o lixiviado.

O potencial Hidrogeniónico (pH) do lixiviado no momento da recolha no aterro de RSU era superior a 8. Em laboratório foi acidificado com ácido clorídrico (HCl) até se atingir um pH de 5,5. Com esta acidificação pretendeu-se criar condições químicas mais agressivas que as normalmente observadas nos aterros de RSU.

Durante a realização dos ensaios de permeabilidade procedeu-se igualmente ao controlo do pH e da condutividade elétrica (C.E.) da solução efluente, com o objetivo de observar as suas variações ao longo da realização dos ensaios e, simultaneamente, auxiliar na interpretação do comportamento hidráulico dos materiais ensaiados. Com o mesmo objetivo, compararam-se a granulometria e a massa seca do material dos provetes, antes e após o ensaio de permeabilidade. Procedeu-se igualmente à observação macroscópica do material no final dos ensaios e à sua comparação com as características do material no início dos ensaios.

#### **1.4 Organização da dissertação**

A presente dissertação é composta por sete capítulos, estando cinco destes agrupados em duas partes distintas. Ao primeiro grupo, intitulado “Revisão da Literatura”, pertencem os capítulos 2, 3 e 4 e ao segundo, designado por “Programa Experimental”, os capítulos 5 e 6. Nos dois restantes capítulos, ou seja, no capítulo 1 “Introdução” e no capítulo 7 “Considerações Finais e Desenvolvimentos Futuros”, apresentam-se, respetivamente: i) a justificação para a temática abordada na dissertação, os principais objetivos a alcançar, e as metodologias de estudo adotadas, em particular na realização dos ensaios laboratoriais; e ii) as apreciações globais às informações recolhidas na bibliografia e aos resultados obtidos no estudo experimental e as perspetivas sobre trabalhos de investigação a realizar no futuro.

A primeira parte inicia-se com o capítulo 2, onde são abordados os tipos e funções das estruturas de drenagem presentes em cinco tipos de obras geotécnicas (aterro de resíduos, muros de suporte, estacas de brita, barragens de terra e drenagem profunda) e duas infraestruturas de transporte (rodovias e ferrovias). O capítulo 3 trata das características geotécnicas requeridas, a nível nacional e internacional, aos materiais granulares para serem utilizados nas estruturas de drenagem das obras apresentadas no capítulo 2. No final de cada tipo de obra, faz-se um breve comentário ao exposto.

Finaliza-se a primeira parte com o capítulo 4, onde são apresentados oito casos de estudo, quatro com escórias de aciaria e quatro com RCD, com análise às características destes agregados e às condições do meio que podem influenciar o desempenho hidráulico das estruturas de drenagem.

Os capítulos da segunda parte intitulam-se “Materiais e métodos”, capítulo 5, e “Análise dos resultados”, capítulo 6. No capítulo 5 começa-se por caracterizar os quatro materiais granulares (ASIC, AB<sub>RCD</sub>, BAS e CAL) e uma das soluções de percolação (lixiviado de aterro de RSU) utilizados no estudo, fazendo-se referência ao local de recolha, ao processamento que os origina (não se aplica ao lixiviado), ao procedimento da amostragem e ao modo da sua preservação até à realização dos ensaios de permeabilidade. De seguida, descrevem-se os procedimentos de preparação dos materiais e dos provetes utilizados na realização dos ensaios de permeabilidade e a metodologia adotada na realização destes ensaios. Termina este capítulo justificando algumas das opções adotadas para a realização dos ensaios de permeabilidade.

No capítulo 6 são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade, com particular destaque para os que dizem respeito ao comportamento hidráulico dos provetes durante o decorrer dos ensaios.

**PARTE I**  
**REVISÃO DA LITERATURA**





## **2 TIPOS E FUNÇÕES DAS ESTRUTURAS DE DRENAGEM GRANULARES**

### **2.1 Considerações iniciais**

A presença da água é habitualmente prejudicial à segurança e ao desempenho das obras geotécnicas e das infraestruturas de transportes. Exemplos de problemas que podem ocorrer devido à acção da água são os seguintes:

- instabilização e erosão de taludes;
- queda de muros de suporte;
- rutura de barragens e de aterros;
- assentamentos/subsidência de terrenos;
- variação do volume em solos expansivos;
- degradação acelerada de pavimentos.

O projeto e a construção de adequados sistemas de drenagem são, por isso, da maior importância para manter a água afastada das zonas em que pode causar danos e controlar a água que afluí à estrutura.

Os sistemas de drenagem podem ser superficiais ou subterrâneos (subsuperficiais e profundos) e são normalmente aplicados em conjunto. A principal finalidade dos sistemas de drenagem superficial é a captação das águas superficiais e, em seguida, o seu encaminhamento para local conveniente, e a dos sistemas de drenagem subterrânea é a captação da água no interior dos maciços. A sua ligação às obras de drenagem superficial permite o escoamento da água captada de forma adequada.

Neste capítulo aborda-se, quase exclusivamente, as estruturas de drenagem subterrâneas, por serem as que incorporam os materiais granulares não ligados, habitualmente naturais (solos sedimentares e rochas britadas), pretendendo este trabalho contribuir para a sua substituição futura por agregados reciclados.

Em todas as obras de engenharia apresentadas neste capítulo, ou seja, aterros de resíduos, rodovias, ferrovias, estacas brita, muros de suporte, barragens de terra e drenos profundos, os dispositivos de drenagem que as integram contactam com água, exceto o existente no revestimento basal dos aterros de resíduos que contacta com lixiviados.

Nas secções seguintes descrevem-se as principais estruturas drenantes de cada tipo de empreendimento e respetivas funções.

## **2.2 Aterros de resíduos**

### **2.2.1 Considerações iniciais**

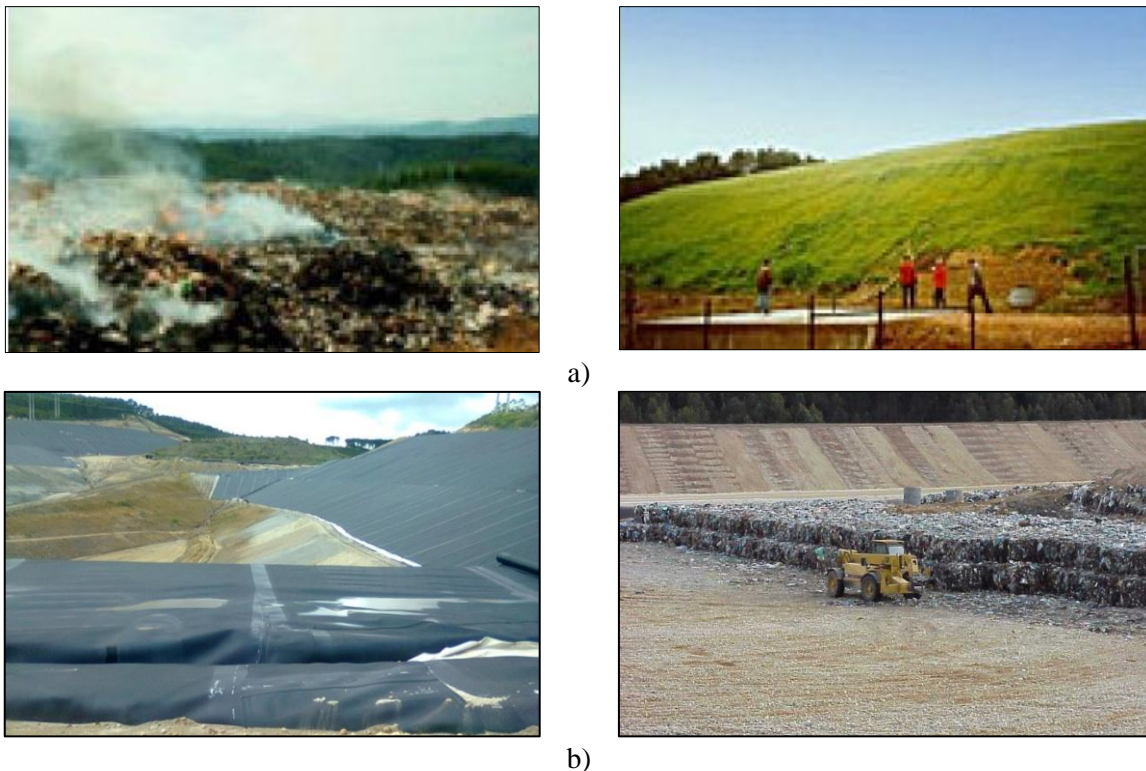
A atividade humana continua a produzir grandes quantidades de resíduos, que são muitas vezes descartados por serem considerados inúteis (Tchobanoglous e Kreith, 2002). Embora existam diversas alternativas para uma gestão integrada dos resíduos, continuam-se a depositar grandes quantidades no meio físico, sendo a opção mais segura neste caso a eliminação em aterro de resíduos (Hyun et al., 2011).

Os aterros de resíduos começaram a ser construídos em Portugal no final da década de 90, substituindo as cerca de 300 lixeiras que existiam no final do século passado, início deste. Os aterros para resíduos não perigosos de origem urbana são atualmente 34 e os de origem industrial são oito (APA, 2011). Em relação aos aterros de resíduos perigosos são de salientar os CIRVER ECODEAL e CIRVER SISAV (APA, 2014). A nível internacional, os aterros de resíduos são uma obra igualmente recente, tendo começado a ser construídos a partir da década de 70, do século passado, nos Estados Unidos da América (EUA).

As lixeiras eram locais de colocação indiscriminada de resíduos, onde não existia controlo dos lixiviados e dos gases produzidos e onde era permitido o acesso fácil a veículos transmissores de doenças, como insetos e roedores. O impacto causado por estas “infraestruturas” no ambiente e na saúde pública era por isso muito elevado e considerado insustentável nas sociedades modernas. Com a construção de aterros de resíduos em todo o país, esta situação foi radicalmente melhorada, dado minimizarem substancialmente os custos ambientais resultantes da eliminação dos resíduos. A Figura 2.1 compara uma lixeira em fase de exploração e ambientalmente requalificada após o seu encerramento com um aterro de resíduos nas fases construtiva e de exploração.

Atualmente, o país encontra-se dotado de uma rede de operadores licenciados para a gestão de resíduos e de um conjunto de entidades gestoras de fluxos específicos de resíduos, que orientam as respetivas atividades para a maximização da sua reutilização, preferencialmente, e da sua valorização, nas vertentes material, orgânica e energética, em detrimento da eliminação nos aterros de resíduos (DL nº178/2006, alterado e republicado pelo DL nº173/2011). Em consonância com esta evolução, foi fixado no DL nº183/2009, que até julho de 2020 os RSU biodegradáveis destinados a aterro devem ser reduzidos para 35% da quantidade total, em peso, dos RSU biodegradáveis produzidos em 1995, e no DL nº73/2011, o aumento mínimo global para 50%, em peso, relativamente à preparação para a reutilização e a reciclagem de RSU, incluindo o papel, o cartão, o plástico, o vidro, o metal, a madeira e os RSU biodegradáveis. Em 2009, a quantidade e destino dos RSU nas principais operações de

gestão era a seguinte (INE, 2010): deposição em aterro 65%, valorização energética 18% e valorização orgânica (7%).



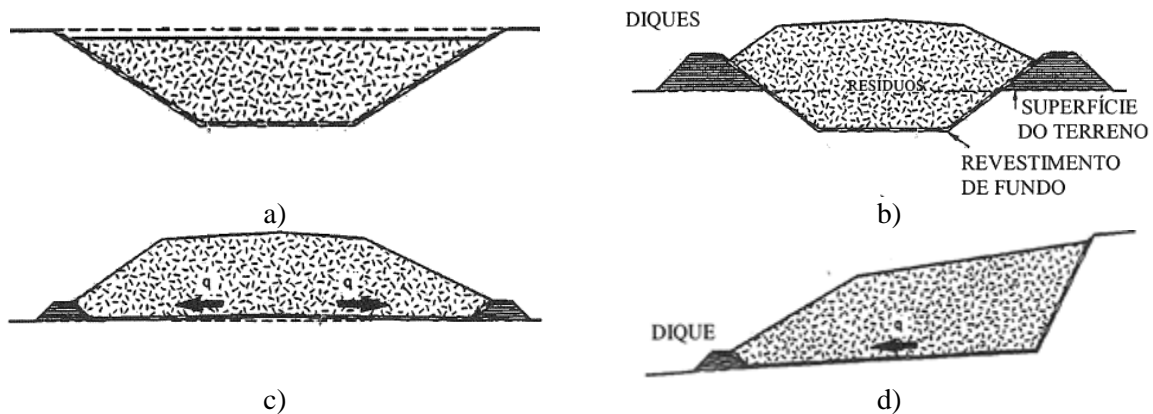
**Figura 2.1 – a) Lixeira antes (à esquerda) e após o seu encerramento (à direita) (adaptado de Veras, 2009); e b) aterro em fase de construção (à esquerda) e de exploração (à direita)**

### **2.2.2 Caracterização dos aterros de resíduos**

Segundo o DL n°183/2009, um aterro de resíduos é uma instalação de eliminação de resíduos através da sua deposição acima ou abaixo da superfície natural, incluindo: a) as instalações de eliminação internas, considerando-se como tal os aterros onde o produtor de resíduos efetua a sua própria eliminação de resíduos no local de produção; e b) uma instalação permanente, considerando-se como tal a que tiver uma vida útil superior a um ano, usada para armazenamento temporário.

O princípio de um aterro de resíduos é conter a massa de resíduos depositados de forma a garantir as condições necessárias para evitar a poluição do ar, do solo, das águas subterrâneas e das águas superficiais.

Os aterros de resíduos podem ser construídos acima ou abaixo do nível original do terreno, mostrando a Figura 2.2 algumas das tipologias possíveis em função das características do local de implantação.



**Figura 2.2 – Tipologia de aterros de resíduos segundo a relação entre a base e a superfície do terreno: a) enterrado; b) semienterrado; c) não enterrado; e d) em encosta (Pardo de Santayana, 2004)**

Os aterros de resíduos na legislação nacional (DL nº183/2009) estão classificados numa das seguintes classes:

- aterros para resíduos inertes;
- aterros para resíduos não perigosos, e;
- aterros para resíduos perigosos.

Os critérios de admissão de resíduos nas diferentes classes são definidos no DL nº183/2009, em particular, no seu Anexo IV. A caracterização dos resíduos tendo por objetivo avaliar a respetiva admissibilidade numa das três classes é efetuada com recurso a critérios que passam pela realização de ensaios de lixiviação, comparando, por um lado, os resultados obtidos para os componentes presentes no eluato resultante do ensaio, com os valores limite de lixiviação estabelecidos naquela legislação e, por outro, a concentração dos componentes no próprio resíduo com os valores limite previstos na mesma legislação. Para além da necessidade de se cumprirem os critérios de admissão, deve cumulativamente verificar-se o requisito dos resíduos terem sido objeto de tratamento.

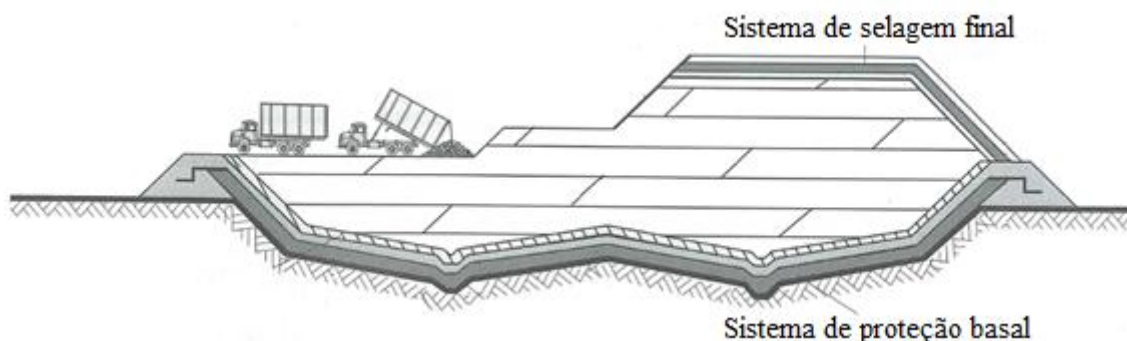
A nível nacional, os requisitos mínimos a que os aterros de resíduos devem obedecer relativamente ao controlo das emissões gasosas e das infiltrações dos lixiviados são definidos para cada classe de aterro na legislação referida no parágrafo anterior e transcrita na Tabela 2.1.

**Tabela 2.1 – Requisitos mínimos a que o aterro de resíduos deve obedecer (adaptado de DL n.º183/2009)**

Sistema	Elemento estrutural	Classe do aterro		
		Aterro para resíduos inertes	Aterro para resíduos não perigosos	Aterro para resíduos perigosos
<b>Sistema de proteção basal passivo</b>	Barreira de segurança passiva	Sim	Sim	Sim
<b>Sistema de proteção basal ativo</b>	Barreira de impermeabilização artificial	-	Sim	Sim
	Sistema de drenagem de águas pluviais	-	Sim	Sim
	Sistema de drenagem e recolha dos lixiviados	-	Sim	Sim
	Sistema de drenagem e tratamentos de biogás	-	(*)	(*)
<b>Sistema de selagem final</b>	Camada de drenagem de biogás	-	(*)	(*)
	Barreira de impermeabilização artificial	-	-	Sim
	Camada mineral impermeável	-	Sim	Sim
	Camada de drenagem	-	Sim	Sim
	Cobertura final com material terroso	Sim	Sim	Sim

Legenda: (\*) a definir em função do tipo de resíduos admitidos no aterro

A Figura 2.3 ilustra de modo esquemático os dois sistemas de proteção ambiental existentes num aterro de resíduos, ou seja, o sistema de proteção basal (fundo e taludes) e o sistema de selagem final.



**Figura 2.3 – Representação esquemática dos sistemas de proteção ambiental num aterro de resíduos (Boscov, 2008)**

Os sistemas de proteção ambiental prescritos nas legislações de países estrangeiros, e em particular do sistema basal, apresentam configurações diferentes do disposto na legislação portuguesa e entre si. Na secção seguinte comparam-se as conceções adotadas para as configurações nacionais e estrangeiras.

Alguns países, como a Alemanha, os Estados Unidos da América (EUA), o Canadá e a Itália aceitam a adoção de critérios de desempenho na definição dos sistemas de proteção ambiental e segundo Boscov (2008), geralmente com base numa comprovação da equivalência com o prescrito na legislação. A mesma autora refere que as principais vantagens da adoção de critérios prescritivos são a garantia de

um mínimo de proteção ambiental e a maior facilidade de aprovação pelas entidades licenciadoras. Por outro lado, podem não ser suficientes para eliminar os impactos ambientais em locais com características geológicas complexas ou dar origem a projetos conservadores em locais com características hidrogeológicas e climáticas favoráveis. Relativamente às vantagens da adoção dos critérios de desempenho, Boscov (op. cit) refere as seguintes: a) promovem a utilização de conhecimentos atualizados; b) propiciam melhor definição das variáveis de interesse ao projeto e análises mais rigorosas; e c) exigem uma caracterização detalhada do local de implantação do aterro de resíduos. Os inconvenientes podem ser a necessidade de mais tempo e trabalho na aprovação e maior número de ensaios e de estudos prévios.

### **2.2.3 Sistemas de proteção ambiental nos aterros de resíduos**

As maiores ameaças dos aterros para o ambiente e a saúde pública provêm da possibilidade da migração do lixiviado para o subsolo e os recursos hídricos e das emissões gasosas para a atmosfera, razão pela qual os sistemas de proteção basal e de selagem final se encontram entre os componentes mais importantes destas infraestruturas.

#### **2.2.3.1 Sistema de proteção ambiental basal**

O sistema de proteção ambiental basal tem as funções principais seguintes:

- isolar a massa de resíduos do terreno de fundação;
- limitar a migração do lixiviado para o terreno de fundação a valores aceitáveis e tão baixos quanto possíveis;
- captar e encaminhar o lixiviado para o sistema que procederá ao seu tratamento antes de ser lançado num curso de água.

Conforme evidenciam a Tabela 2.2 e a Tabela 2.3, no sistema de proteção ambiental basal há uma componente passiva e uma componente ativa.

A legislação nacional (DL nº183/2009) prevê, em função da perigosidade dos resíduos, que o sistema de proteção ambiental passivo seja constituído por um material geológico que verifique os requisitos mínimos para a condutividade hidráulica e a espessura apresentados na Tabela 2.2. Como se verifica através da mesma tabela, esta barreira deve ser de muito baixa permeabilidade, para aumentar o tempo de percolação do lixiviado e desta forma o período de tempo necessário ao transporte dos poluentes.

**Tabela 2.2 – Requisitos mínimos para a permeabilidade e para a espessura da barreira passiva dos aterros de resíduos (adaptado de DL nº183/2009)**

Classe do aterro	Aterro para resíduos inertes	Aterro para resíduos não perigosos	Aterro para resíduos perigosos
Condutividade hidráulica (m/s)	$\leq 1 \times 10^{-7}$	$\leq 1 \times 10^{-9}$	$\leq 1 \times 10^{-9}$
Espessura (m)	$\geq 1$	$\geq 1$	$\geq 5$

Nos casos em que a barreira geológica natural não verifique as condições acima descritas, deve ser, segundo o DL nº183/2009, complementada e reforçada artificialmente por outros meios ou materiais que assegurem uma proteção equivalente. A espessura desta barreira geológica artificialmente criada não deve ser inferior a 0,5m.

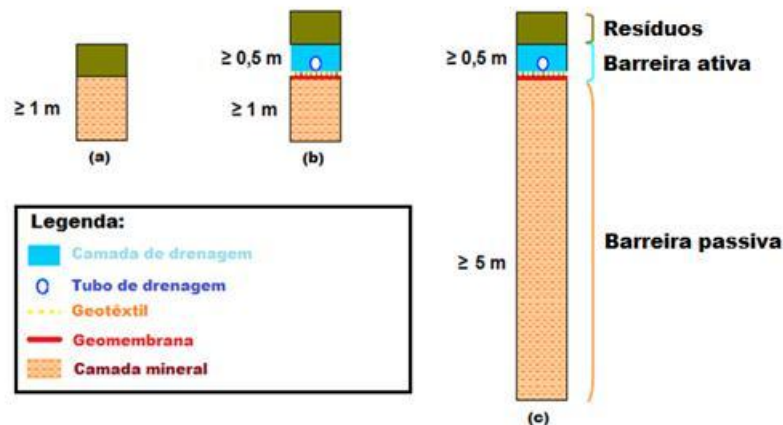
Com exceção dos aterros de resíduos inertes, deve haver, segundo o DL nº183/2009, uma barreira de segurança ativa, composta por uma barreira de impermeabilização artificial (geomembrana ou dispositivo equivalente) e uma camada mineral drenante com os requisitos mínimos apresentados na Tabela 2.3. A mesma legislação refere que para o bom funcionamento deste sistema, o fundo do aterro deve ter um inclinação mínima de 2% em toda a área.

**Tabela 2.3 – Requisitos mínimos para a condutividade hidráulica e para a espessura da barreira ativa dos aterros de resíduos (adaptado de DL nº183/2009)**

Classe do aterro	Aterro para resíduos inertes	Aterro para resíduos não perigosos	Aterro para resíduos perigosos
Condutividade hidráulica (m/s)	-	$\geq 1 \times 10^{-4}$	$\geq 1 \times 10^{-4}$
Espessura (m)	-	$\geq 0,5$	$\geq 0,5$

A Figura 2.4 mostra de modo esquemático as principais características do sistema de proteção basal para as diferentes classes de aterros de resíduos, em acordo com o previsto no DL nº183/2009.

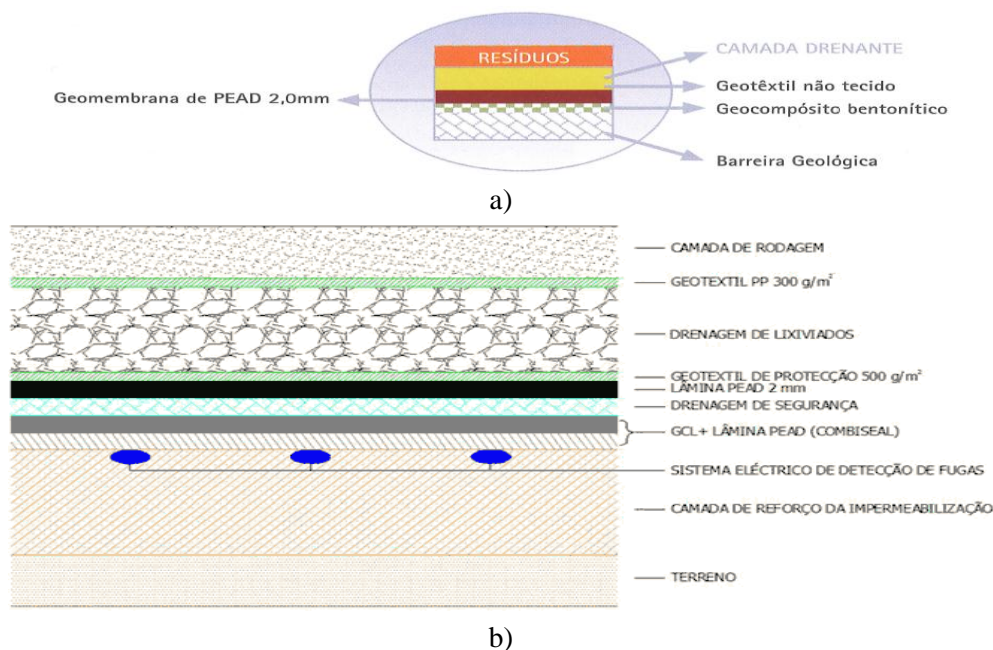




Legenda: a) aterro para resíduos inertes; b) aterro para RSU e resíduos industriais banais (resíduos não perigosos); c) aterro para resíduos industriais perigosos

**Figura 2.4 – Representação esquemática do sistema de proteção basal (fundo e taludes laterais interiores), barreira passiva e ativa, dos aterros de resíduos, em acordo com o DL nº183/2009 (adaptado de Roque, 2011)**

A Figura 2.5a) mostra a configuração habitualmente adotada nos aterros de RSU construídos no país para o sistema de proteção basal e a Figura 2.5b) apresenta a estrutura deste sistema no aterro de resíduos perigosos do CIRVER ECODEAL.

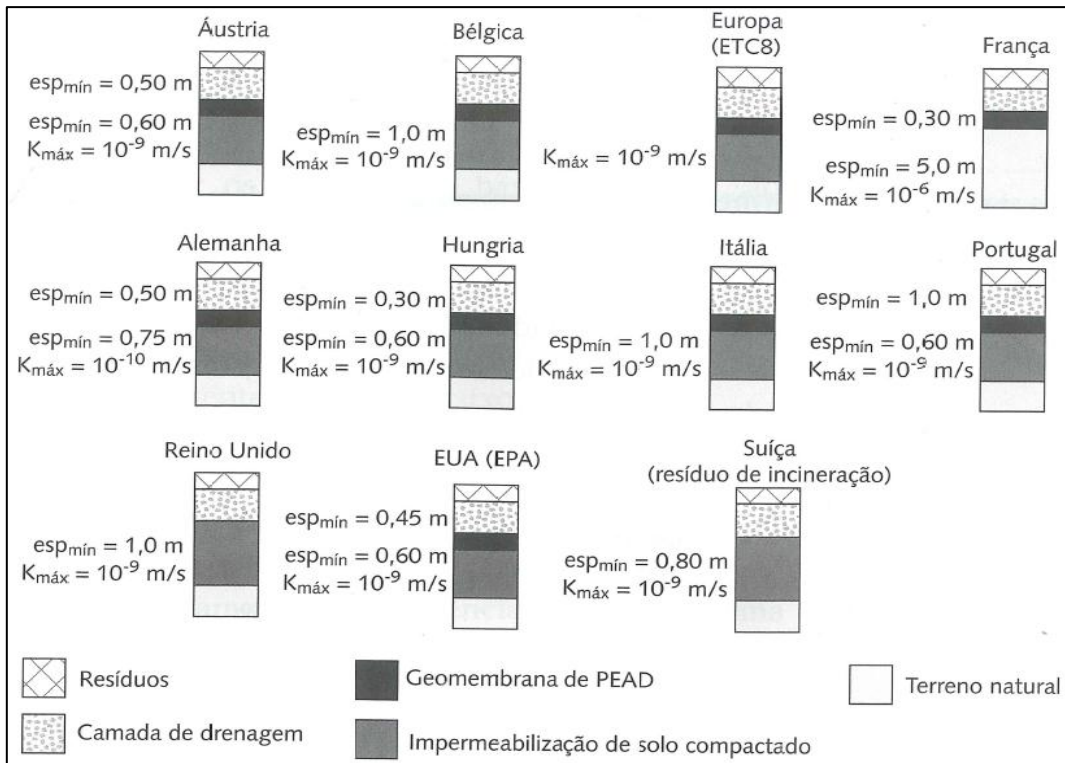


Legenda: a) “camada drenante”: espessura de 0,5m e condutividade hidráulica de  $1 \times 10^{-4}$  m/s, “barreira geológica”: as características previstas na legislação; b) “camada de drenagem de lixiviados”: espessura de 0,5m (pode ser com 0,2m superiores em areia fina a média e 0,3m inferiores em seixo fino a médio, britado ou rolado) e condutividade hidráulica de  $1 \times 10^{-4}$  m/s, “camada de drenagem de segurança”: geocompósito drenante, e “camada de reforço da impermeabilização”: espessura de 0,5m.

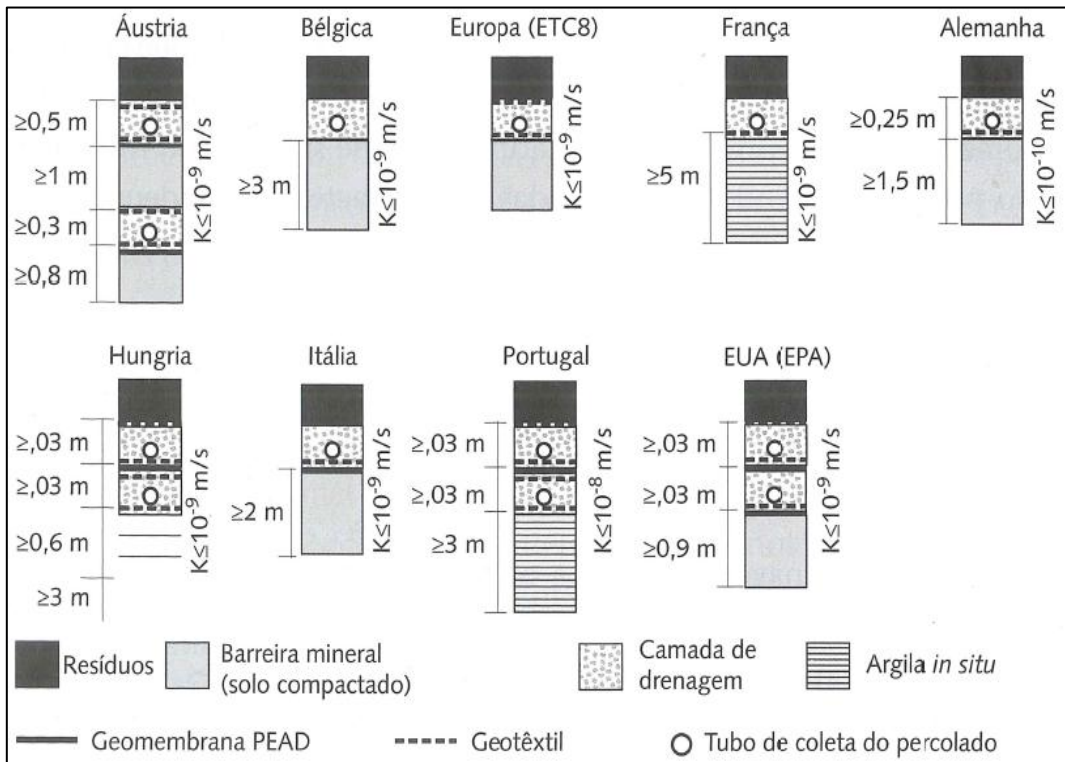
**Figura 2.5 – Representação esquemática do sistema de proteção basal adotada: a) aterros de RSU construídos em Portugal (Levy e Cabeças, 2006); e b) aterro de resíduos perigosos do CIRVER ECODEAL (ECODEAL, 2014)**

A nível internacional, Boscov (2008) observou que o sistema de impermeabilização mais comum é composto pela sobreposição de uma geomembrana a uma camada de solo argiloso compactado com condutividade hidráulica inferior ou igual a  $1 \times 10^{-9}$  m/s. Citando este autor, e a título de exemplo, verifica-se pelas Figuras 2.6a) e 2.6b), que o Reino Unido dispensa a utilização de geomembrana de polietileno de alta densidade (PEAD) em aterros de RSU e a Alemanha exige condutividade hidráulica inferior ou igual a  $1 \times 10^{-10}$  m/s. Na Áustria, EUA e Hungria, a Figura 2.6b) mostra a existência de um sistema duplo de proteção basal para os aterros de resíduos perigosos, à semelhança do praticado nos CIRVER construídos em Portugal. Este sistema caracteriza-se pela existência de dois sistemas impermeáveis e dois de drenagem de lixiviado, sendo o sistema de drenagem situado entre as duas impermeabilizações designado por camada de deteção de fugas.

Atendendo ao objetivo da presente dissertação, salienta-se a presença das camadas de drenagem e recolha de lixiviado no sistema de proteção basal. Por este facto, justifica-se um maior desenvolvimento das suas particularidades, apresentadas na secção 2.3.



a)



b)

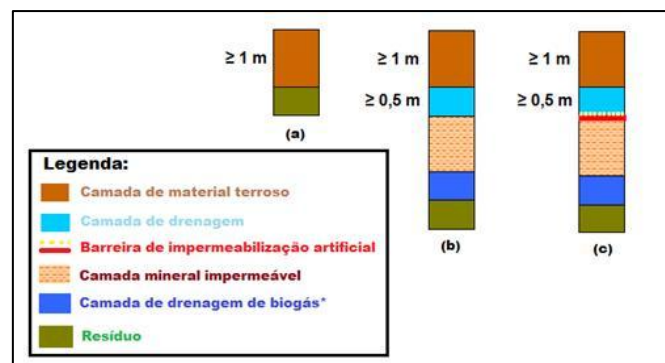
Figura 2.6 – Sistema de proteção ambiental basal, em países estrangeiros, para: a) aterros de resíduos não perigosos; e b) aterros de resíduos perigosos (adaptado de Boscov, 2008)

### 2.2.3.2 Sistema de selagem final

As principais funções do sistema de selagem final são:

- controlar a infiltração das águas superficiais e conseqüentemente a produção de lixiviado;
- contribuir para a contenção dos resíduos;
- proteger pessoas e animais do contacto direto com os resíduos;
- evitar a emissão não controlada do biogás;
- contribuir para a adequada integração paisagística.

Como resultado da Tabela 2.1, a estrutura do sistema de selagem final de um aterro de resíduos varia em função da perigosidade dos resíduos que recebe. No caso da estrutura mais complexa, correspondente ao aterro de resíduos perigosos, o sistema de selagem final é constituído, da base para o topo, por: uma camada de drenagem de biogás; uma camada mineral impermeável; uma barreira de impermeabilização artificial; uma camada de drenagem; e uma camada de material terroso, que inclui uma camada de terra vegetal. A Figura 2.7 representa esquematicamente os componentes presentes no sistema de selagem final de cada uma das três classes de aterros de resíduos, conforme requerido pelo DL n°183/2009. Verifica-se, à semelhança do sistema de proteção basal, que a camada de drenagem não é exigida nos aterros de resíduos inertes. No sistema de selagem final está ainda prevista uma camada de drenagem de biogás, que também não é requerida em aterros de resíduos inertes, e nos restantes apenas se houver produção de biogás em quantidades que a justifiquem.

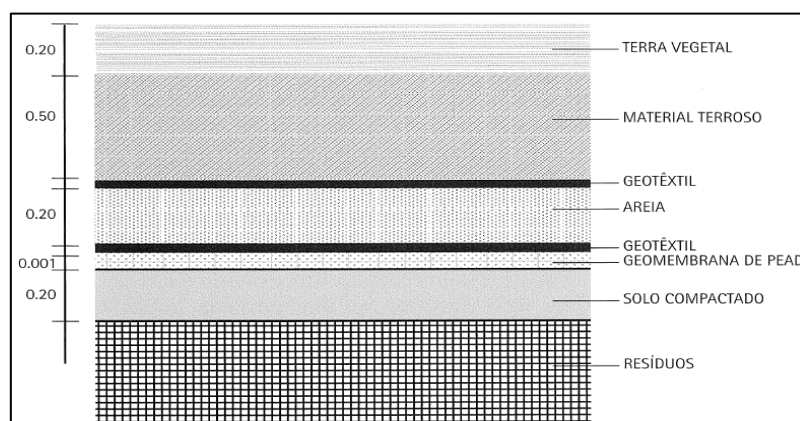


Legenda: (a) aterro para resíduos inertes; (b) aterro para RSU e resíduos industriais banais (resíduos não perigosos); (c) aterro para resíduos industriais perigosos

**Figura 2.7 – Representação esquemática do sistema de selagem final dos aterros de resíduos, em acordo com o DL n°183/2009 (adaptado de Roque, 2011)**

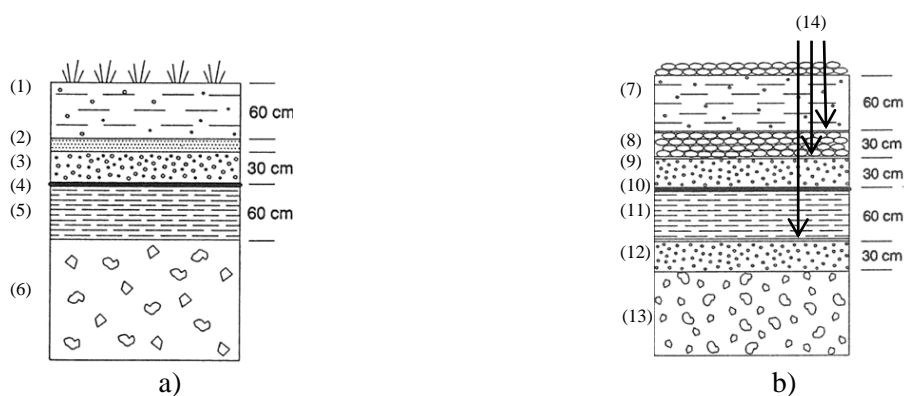
No caso de um dimensionamento com base em critérios de desempenho, a composição do sistema de selagem final dependeria, para além da perigosidade dos resíduos depositados, do tipo de materiais disponíveis e das condições ambientais locais. Deveria ter-se igualmente como preocupação a minimização da sua manutenção a longo prazo e a futura reutilização do local.

Em Levy e Cabeças (2006), é apresentada a estrutura normalmente utilizada para o sistema de selagem final dos aterros de RSU construídos em Portugal (Figura 2.8).



**Figura 2.8 – Sistema de selagem final seguido nos aterros de RSU (Levy e Cabeças, 2006)**

Na Figura 2.9a) apresenta-se o sistema de selagem final recomendado pela United States Environmental Protection Agency (USEPA) para aterros de resíduos perigosos (Resource Conservation and Recovery Act (RCRA) Subtitle C). A estrutura apresentada na Figura 2.9b) para o mesmo sistema integra as camadas opcionais mais comuns. Verifica-se semelhança com o disposto na legislação nacional.



Legenda: (1)/(7) camada de material terroso; (2) filtro granular; (3)/(9) camada de drenagem; (4)/(10) geomembrana de 0,5mm de espessura; (5)/(11) camada mineral impermeável; (6)/(13) massa de resíduos; (8) barreira biótica em seixo; (12) camada de drenagem de biogás; e (14) filtro geossintético.

**Figura 2.9 – Representação esquemática do sistema de selagem final, segundo a recomendação da USEPA, para: a) aterros de resíduos perigosos (RCRA Subtitle C); e b) estrutura com camadas opcionais mais comuns (adaptado de USEPA, 1991)**

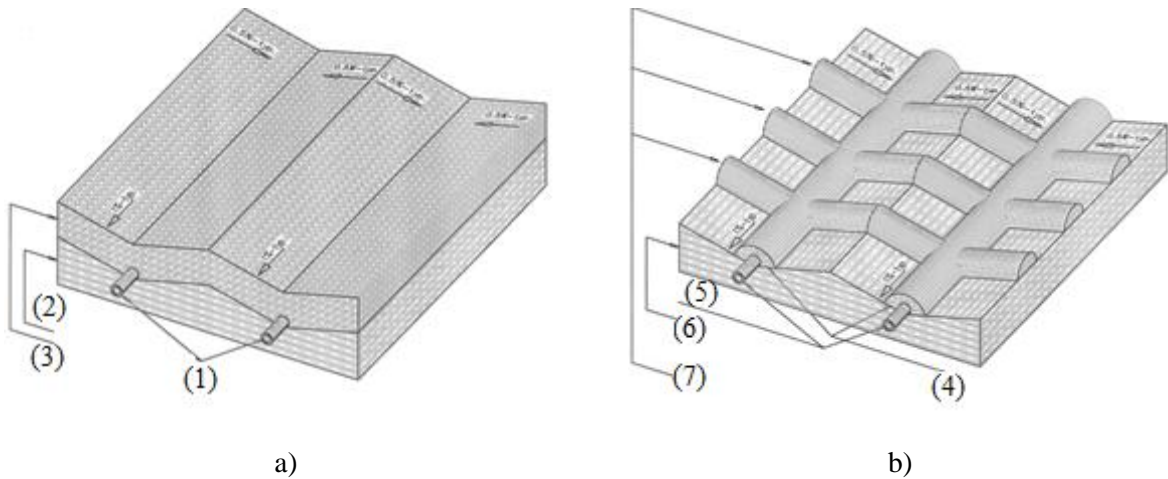
Na secção seguinte aborda-se em maior detalhe os aspetos relacionados com a camada de drenagem da barreira de segurança ativa.

## 2.2.4 Sistemas de drenagem de lixiviados e águas pluviais

As camadas de drenagem que integram os sistemas de proteção basal e de selagem final devem assegurar que a taxa de produção de lixiviados e de infiltração de águas pluviais, respectivamente, não exceda a sua capacidade de remoção.

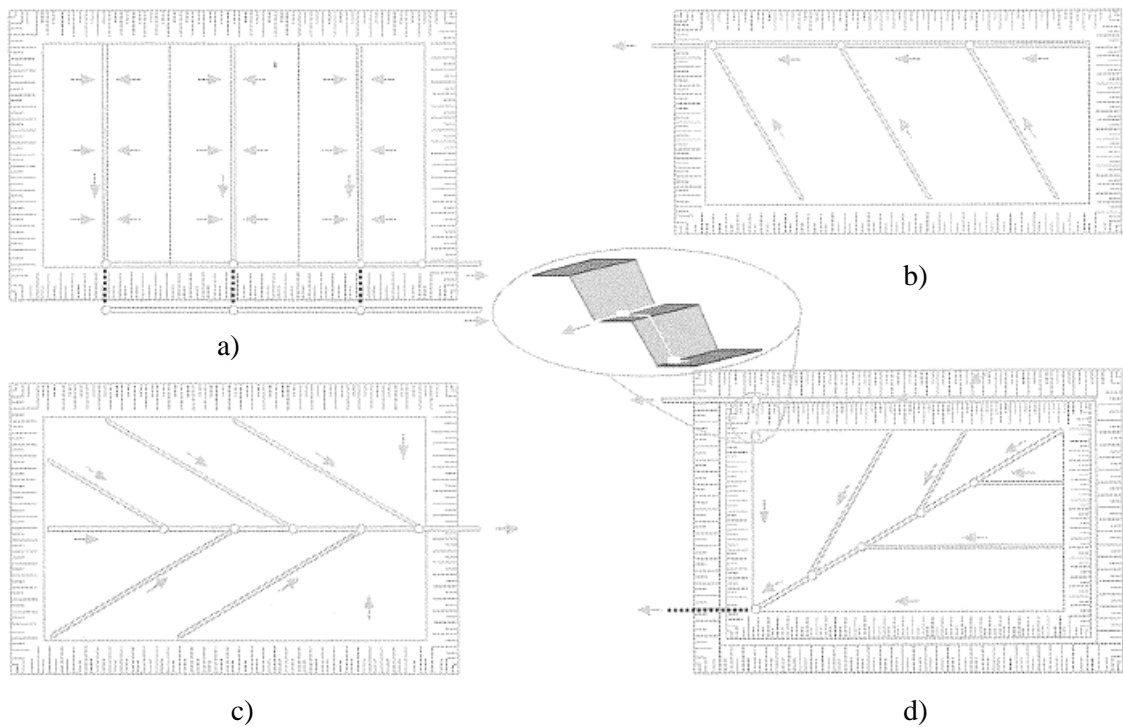
A função da camada de drenagem e recolha dos lixiviados é muito relevante, pois, ao permitir a coleta do lixiviado, evita o aumento da altura deste sobre a barreira impermeável e desta forma também a carga hidráulica, que seria responsável pelo aumento da velocidade de percolação do lixiviado através da base do aterro. Por outro lado, ainda diminui as pressões intersticiais na massa de resíduos, melhorando a sua estabilidade geotécnica, assim como as exurgências laterais, que poderiam contaminar corpos de água a jusante do aterro por escoamento superficial. Na legislação nacional apenas se refere que a acumulação dos lixiviados na base do aterro se deve manter a um nível mínimo, mas as legislações de outros países, como é o caso dos EUA e do Brasil, especificam que a altura de lixiviado não deve exceder 0,3m.

Habitualmente, no interior da camada de drenagem é instalada uma rede de drenos longitudinais e transversais, devidamente concebida para drenar e recolher os lixiviados. A tubagem que constitui a rede de drenos deve ser em material física e quimicamente resistente à carga da massa de resíduos sobrejacente e ao lixiviado, por exemplo em PEAD, e ranhurada a meia-cana. De acordo com Levy e Cabeças (2006), deve ser colocado um geotêxtil não tecido a separar a camada de drenagem da massa de resíduos. As duas principais concepções para o sistema de drenagem são mostradas na Figura 2.10: a) camada de drenagem contínua; e b) tubagem envolvida por seixo grosso uniforme, conhecidos por drenos franceses (atualmente menos utilizada). A Figura 2.11 mostra diferentes tipos de concepção para o sistema de drenagem basal e a Figura 2.12 um aterro de resíduo com um sistema de drenagem de águas lixiviantes construído segundo o princípio do telhado invertido.



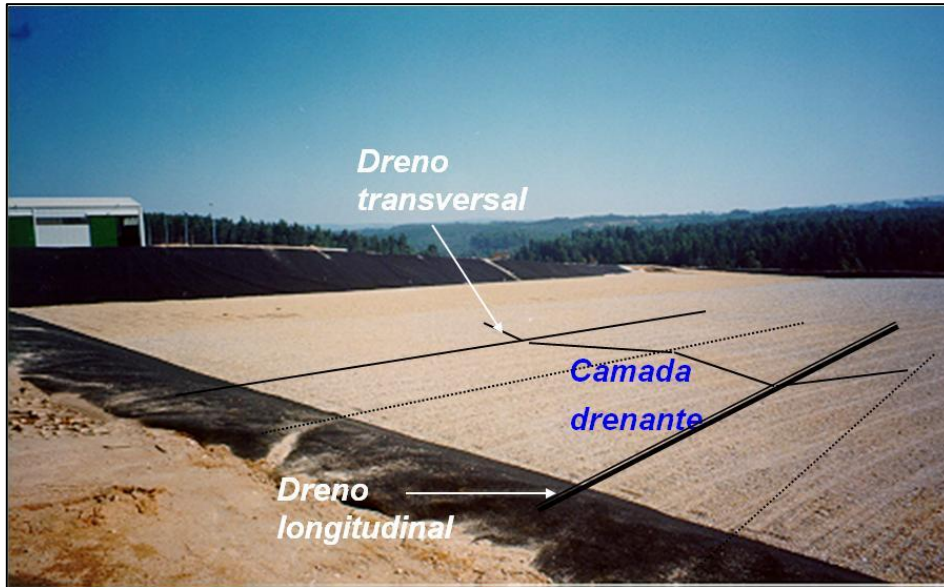
Legenda: (1)/(5) tubagem em PEAD; (2)/(6) barreira mineral impermeável; (3) camada de drenagem; (4) seixo grosso; (7) drenos franceses.

**Figura 2.10 – Representação esquemática de sistemas de drenagem e recolha de lixiviados: a) camda de drenagem contínua; b) drenos franceses construídos em tubagem envolvida por seixo grosso uniforme (adaptado de Fleming et al., 1999)**



**Figura 2.11 – Tipos de sistemas de drenagem e recolha de lixiviado: a) telhado invertido; b) em espinha com desenvolvimento lateral; c) em espinha com desenvolvimento central; e d) em espinha com desenvolvimento central e níveis complementares em altura (Levy e Cabeças, 2006)**





**Figura 2.12 – Sistema de drenagem e coleta de lixiviados construído segundo o princípio do telhado invertido (INR, 2001)**

A experiência tem mostrado que o sistema de drenagem dos lixiviados colmata devido a fenômenos de origem física (retenção de finos), química (precipitações, Figura 2.13) e/ou biológicos (crescimento de bactérias com formação de biofilmes).



**Figura 2.13 – Colmatação de material granular de uma camada de drenagem de um aterro de resíduos (Brune et al., 1991, citado em Marshall e Fleming, s/d)**

No que se refere à camada drenante do sistema de selagem final, esta tem a função de escoar as águas pluviais que se infiltram através da camada de material terroso e assim reduzir a carga hidráulica sobre a barreira impermeável, diminuir a produção de lixiviado e evitar o aumento das pressões intersticiais na massa de resíduos.



Comparativamente com o sistema de drenagem e recolha dos lixiviados, a camada de drenagem de lixiviados e águas pluviais está menos sujeita à colmatção.

As características exigidas aos materiais utilizados na construção dos sistemas de drenagem de lixiviados e águas pluviais serão tratadas no próximo capítulo (secção 3.2).

## **2.3 Infraestruturas de transporte rodoviário e ferroviário**

### **2.3.1 Considerações iniciais**

As infraestruturas de transporte, em particular as rodoviárias e as ferroviárias, são muito relevantes no melhoramento da qualidade de vida das populações e para o desenvolvimento económico de um país.

Em Portugal, desde há muito que existe um Plano Rodoviário Nacional (PRN), mas o mesmo não se verifica ao nível da ferrovia, com uma rede em exploração estimada em cerca de 2.800km.

O primeiro PRN foi publicado em 1945, e apenas 40 anos mais tarde, em 1985, foi publicado no DL n°380/85, de 26 de setembro, um novo PRN, o PRN85. O PNR em vigor, designado por PRN2000, foi instituído pelo DL n°222/98, de 17 de julho, posteriormente alterado pela Lei n°98/99, de 26 de julho, pela Declaração de retificação n°19-D/98 e pelo DL n°182/2003, de 16 de agosto. As estradas previstas no PRN2000 são as pertencentes à Rede Fundamental, que integra os itinerários principais, à Rede Complementar, que integra os itinerários complementares e as estradas nacionais, e às Estradas Regionais. A extensão da Rede Rodoviária Nacional é de 11.350km, onde se incluem cerca de 3.000km de auto-estradas, e das Estradas Regionais de 5.000km, ou seja, as estradas previstas no PRN2000 somam cerca de 16.500km (Estradas de Portugal, 2014).

As infraestruturas viárias devem proporcionar uma circulação em condições adequadas de conforto, segurança e economia. O cumprimento destes objetivos pode ser alcançado com um projeto bem dimensionado, um construção bem executada e uma conservação adequada.

A água está entre os fatores que mais podem contribuir para a destruição prematura das estruturas de um pavimento rodoviário ou de uma via férrea. Os principais efeitos negativos da água são os seguintes (Pereira, 2009, Picado dos Santos, 2014):

- redução da capacidade de carga da fundação e das camadas constitutivas da infraestrutura;
- arrastamento de finos na fundação e nas camadas constitutivas da infraestrutura (o grau de deterioração pode ser 20 a 50 vezes maior quando as camadas estão saturadas);

- variação de volume da fundação em presença de argilas expansivas;
- desagregação das misturas betuminosas.

Os efeitos prejudiciais da água são conhecidos desde a Antiguidade, razão pela qual, a rede viária romana, iniciada cerca do ano 300 a.C., foi construída acima do nível dos terrenos atravessados, sobre uma camada de areia, coberta por lajes de pedra cimentadas entre si (Pereira, 2003). A durabilidade das estradas romanas é demonstrada por algumas terem perdurado até aos nossos dias.

Como refere Pereira (2003), nos cerca de 2000 anos que se seguiram à construção da rede viária romana não se registaram progressos construtivos significativos, até Tresaguet, Metcalf, Telford e McAdam “redescobrirem”, na primeira metade do séc. XIX, a necessidade de se manter os pavimentos rodoviários praticamente secos.

Em 1973, Cedergren, no trabalho “Drainage of Highway and Airfield Pavements” (Pereira, 2003), menciona vários casos de comportamentos inadequados de pavimentos rodoviários americanos devidos a deficiências no sistema de drenagem, concluindo pela necessidade da implantação de um sistema de drenagem adequado, tanto no que se refere à drenagem superficial como à drenagem subsuperficial.

No documento FHWA-RD-101, de 1997, “Long-Term Pavement Performance (LTPP) Data Analysis: Frequently Asked Questions About Joint Faulting With Answers From LTPP”, elaborado pela Federal Highway Administration dos EUA (*in* Pereira, 2003), conclui-se que o sistema de drenagem influencia diretamente o desempenho da estrutura dos pavimentos em exploração.

Face ao exposto, pode concluir-se, citando Silva (2009), que a existência de sistemas de drenagem nas infraestruturas de transporte aumenta o seu custo inicial, mas que a longo prazo existem benefícios claros ao nível da sua durabilidade e do seu bom desempenho.

### **2.3.2 Caracterização do pavimento rodoviário**

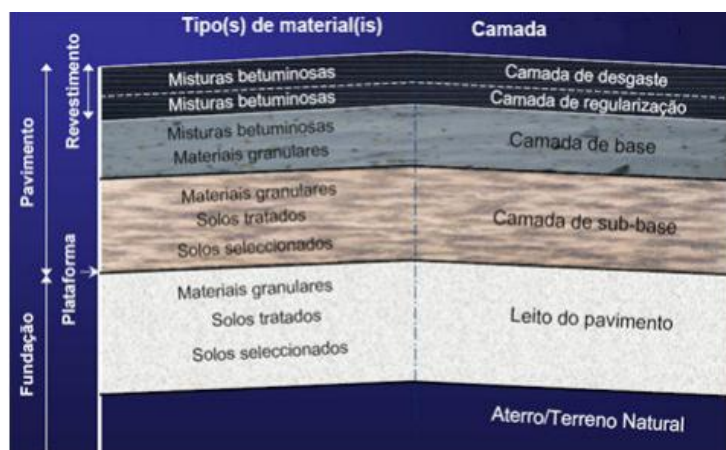
Um pavimento rodoviário é um sistema multiestratificado, com várias camadas de espessura finita, apoiado na fundação, constituída pelo terreno natural (maciço semi-indefinido), o qual pode ser reforçado por uma camada de coroamento, o leito de pavimento, de qualidade melhorada (Picado dos Santos e Pereira, 2002, citados em Santos, 2010). As diferentes camadas dispõem-se, normalmente, com qualidade e resistência decrescentes, de cima para baixo, em consonância com a progressiva redução dos esforços em profundidade (Menezes, 2008).

A função primária de um pavimento é assegurar, durante o seu período de vida útil, uma superfície de rolamento que permita a circulação dos veículos com comodidade e segurança (requisitos funcionais), e resista aos esforços verticais e horizontais devidos ao tráfego (requisitos estruturais), para as condições climáticas locais (Menezes, 2008; Reis, 2009).

A classificação dos pavimentos rodoviários depende dos materiais utilizados e da sua deformabilidade (Santos, 2010), existindo os três tipos seguintes: a) pavimentos flexíveis (Figura 2.14); pavimentos semirrígidos (Figura 2.15); e c) pavimentos rígidos (Figura 2.16).

Os pavimentos flexíveis caracterizam-se pelas suas camadas superiores serem constituídas por uma mistura de agregados e betume, seguidas de duas camadas puramente granulares, a camada de base e a camada de sub-base. Esta última, entre outras funções, deve drenar as águas que se infiltram a partir das camadas superiores e impedir a ascensão da água por capilaridade evitando que atinja as camadas superiores (Reis, 2009).

As maiores vantagens deste tipo de pavimento são a facilidade e rapidez de reparação e a adaptação a eventuais deformações das camadas superiores (Reis, 2009).



**Figura 2.14 – Estrutura de um pavimento flexível (Reis, 2009)**

Os pavimentos semirrígidos são, segundo Reis (2009), em tudo semelhantes aos pavimentos flexíveis, com a diferença da camada de base ser constituída por outro tipo de material: betão pobre ou agregado de granulometria extensa com cimento (AGEC).

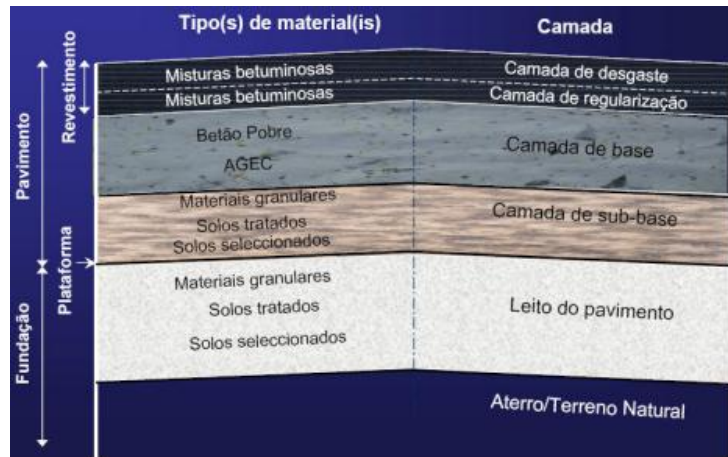


Figura 2.15 – Estrutura de um pavimento semirrígido (Reis, 2009)

Os pavimentos rígidos, segundo Santos (2010), são compostos por uma camada superior de elevada resistência, constituída por materiais estabilizados com ligantes hidráulicos, seguida de uma camada granular de transição, também estabilizada com ligantes hidráulicos ou de uma camada de sub-base. Esta camada, que pode não existir, tem por objetivo impedir que as águas capilares atinjam a parte superior do pavimento, garantindo boas condições resistentes aos esforços a que está sujeita (Reis, 2009).

Reis (2009) refere que são várias as vantagens de utilizar um pavimento rígido em detrimento de um flexível: a) encargos de manutenção inferiores, ainda que o custo inicial seja superior; e b) menos preocupações com os requisitos da fundação.

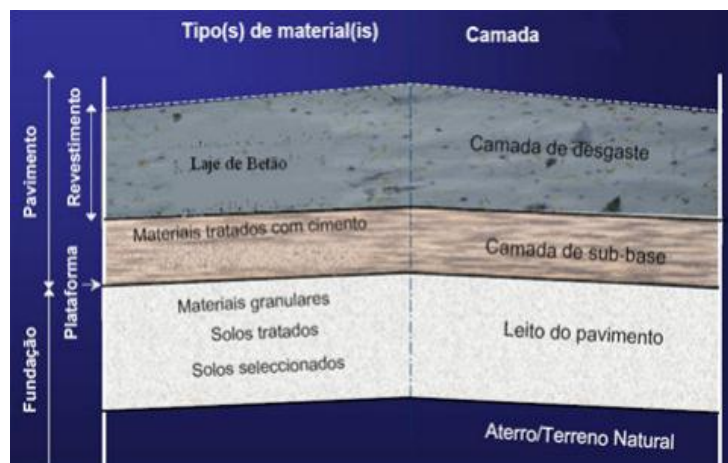


Figura 2.16 – Estrutura de um pavimento rígido (Reis, 2009)

### 2.3.3 Caracterização da via-férrea

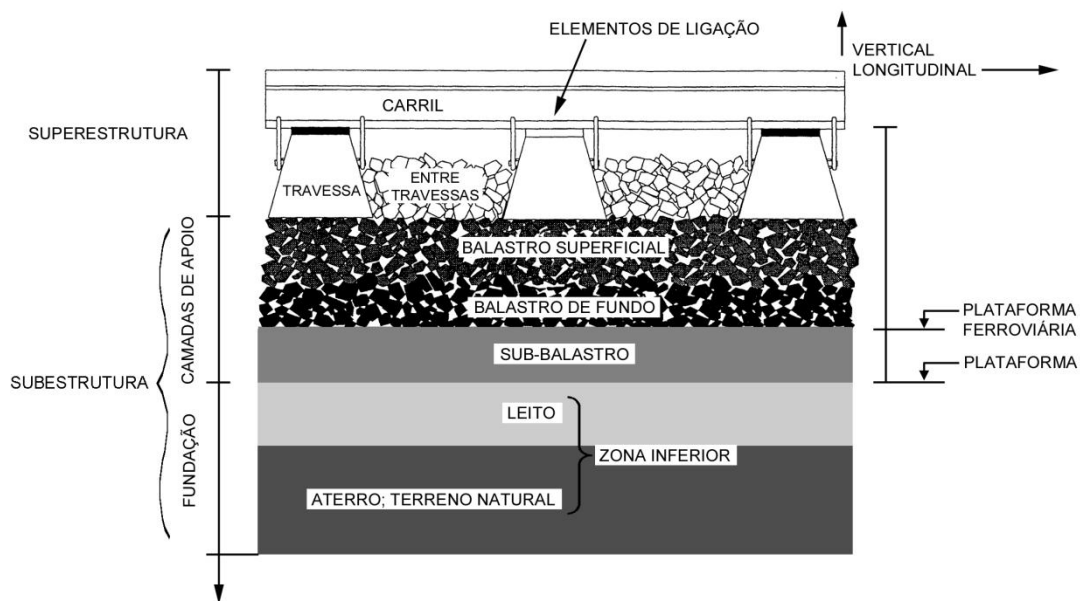
As características dos diferentes elementos constitutivos de uma via-férrea são diferentes dos existentes nos pavimentos rodoviários, bem como as suas designações. Mas o princípio que está subjacente à sua conceção e ao seu funcionamento são idênticos. Segundo Fortunato (2005), o dimensionamento estrutural de uma via-férrea, das suas camadas de apoio e da plataforma, tem que ter em conta diferentes ações (forças verticais, laterais, longitudinais e de torção), provocadas essencialmente pelas solicitações estáticas e dinâmicas do dispositivo circulante e pelas variações da temperatura.

A função de uma via-férrea é, à semelhança dos pavimentos rodoviários, proporcionar a circulação ferroviária de uma forma segura, económica e, em particular, no caso do transporte de passageiros, confortável, e que cada componente do sistema estrutural cumpra adequadamente a sua função, para que o conjunto seja estável, resiliente, e evite deformações permanentes significativas ao nível dos carris e do desgaste dos componentes (Fortunato, 2005).

As soluções estruturais para a via-férrea referidas em Fortunato (2005) são três: via balastrada (Figura 2.17); via não balastrada (Figura 2.18); e via de apoio misto. Em cada tipo distinguem-se duas grandes categorias: a superestrutura e a subestrutura.

A via balastrada é a solução estrutural clássica e mais antiga. Como mostra a Figura 2.17, da superestrutura fazem parte: os carris, os elementos de ligação e de apoio e as travessas. Quanto à subestrutura, esta é composta, normalmente, por três camadas: o balastro, o sub-balastro e a fundação, também designada de plataforma (Fortunato, 2005).

No âmbito desta dissertação destaca-se a camada de sub-balastro, que deve funcionar: a) como camada impermeabilizante, evitando que as águas cheguem à fundação; e b) como elemento drenante e filtrante, em relação à plataforma, permitindo que se escoem as águas que ascendem da fundação, mas evitando que haja passagem de elementos finos para o balastro.



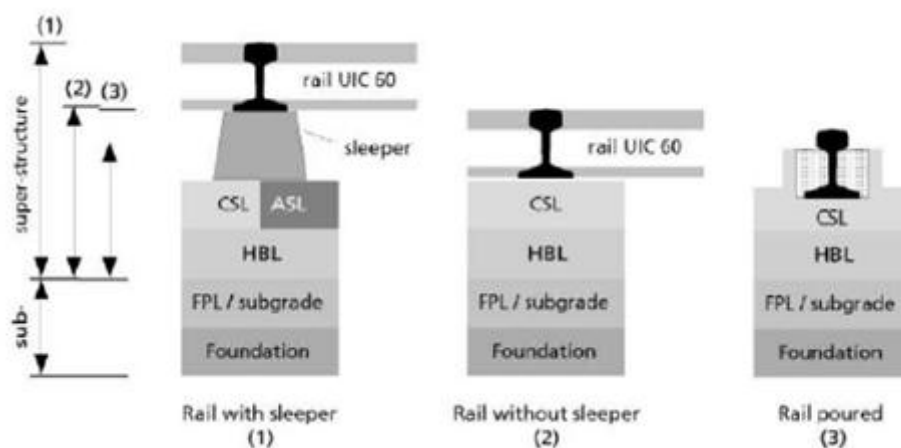
**Figura 2.17 – Perfil longitudinal de uma via balastrada (Fortunato, 2005)**

A via balastrada continua a ser adotada na construção de novas linhas (Fernandes, 2011), e na maioria dos casos permite atingir e manter os requisitos de qualidade geométrica de forma económica, beneficiando do facto de as degradações da geometria que ocorrem poderem ser corrigidas por equipamentos mecânicos automáticos (Fortunato, 2005). Contudo, como refere Fernandes (2011), nos últimos anos, a eficiência da sua utilização foi colocada em causa por diversas razões, nomeadamente devido ao aumento progressivo da carga transportada e da velocidade de circulação, responsáveis por uma maior rapidez de degradação da qualidade da via e por maiores custos de conservação e reabilitação.

A via sem balastro como solução estrutural para as linhas ferroviárias, surge da busca de um modelo de estrutura de via que garanta a estabilidade da circulação dos veículos com conforto e segurança, requerendo pouca conservação (Fortunato, 2005). Este tipo de via tem sido implementado em vários países, como Alemanha e Japão (Fernandes, 2011), mostrando a Figura 2.18 as diferentes conceções estruturais adotadas atualmente com esta solução. Observa-se que, neste tipo de via, a camada de balastro é usualmente substituída por uma camada de laje de betão armado ou por uma camada de mistura betuminosa.

As vantagens indicadas em Fortunato (2005) para a via sem balastro são: i) grande estabilidade relativamente aos esforços laterais, o que é particularmente importante nas linhas de alta velocidade; ii) a rigidez é mais homogénea quando a plataforma é de boa qualidade; e iii) reduzidos custos de conservação e, conseqüentemente, de exploração.

Entre as principais desvantagens, aquele autor refere: i) elevados custos de construção (cerca de 50% superior ao da via balastrada, no Japão, nos anos oitenta); ii) elevadas emissões sonoras e vibrações à passagem das composições; e iii) dificuldade em intervir no nivelamento da estrutura quando a geometria é alterada (por exemplo, quando a camada de laje de betão tem fundação direta, a sua utilização fica condicionada a zonas com plataformas de muito boa qualidade).



Legenda: CSL – Laje de betão (*Concrete Supportive Layer*); ALS – Camada de mistura betuminosa (*Asphalt Supportive Layer*); HBL – Agregados tratados com ligante hidráulico (*Hydraulically Bonded Layer*); FPL – Camada de proteção contra o gelo (*Frost Protection Layer*); *Subgrade* - Leito da via; *Foundation* - Fundação; *Rail with sleeper* - Carril com travessa; *Rail without sleeper* - Carril sem travessa; *Rail poured* - Carril embebido; *Sub.* - Subestrutura; *Super-structure* - Superestrutura.

**Figura 2.18 – Diferentes soluções de via não balastrada (Quante e Ogilvie, 2001, citado em Paixão e Fortunato, 2009)**

A terceira solução estrutural, já referida, é a via de apoio mista, sendo a sua aplicação mais generalizada e bem-sucedida em Itália, nas linhas de alta velocidade (Fernandes, 2011). Neste tipo de via, embora exista uma camada de balastro, esta é colocada misturada com betume, ou apoia-se sobre uma camada de mistura betuminosa.

Estas soluções para a via de apoio misto não têm tido uma aplicação ampla, pois são relativamente caras e os resultados nem sempre foram os melhores, essencialmente a médio e longo prazo (10 a 20 anos). Além disso, é difícil controlar a execução da camada e é difícil detetar comportamentos anómalos em tempo oportuno, levando a que a necessidade de reparação seja detetada apenas numa fase avançada de deterioração (Fortunato, 2005).

### 2.3.4 Drenagem de rodovias e ferrovias

Dada a semelhança dos aspectos relacionados com os sistemas de drenagem nas obras rodoviárias e ferroviárias, optou-se por uma apresentação conjunta dos mesmos.

#### 2.3.4.1 Origem da água nas infraestruturas

O conhecimento sobre a proveniência da água e sobre os métodos pelos quais esta pode alcançar a via (rodo ou ferroviária) é da maior importância no projeto de um sistema de drenagem. A Figura 2.19 mostra os principais mecanismos pelos quais a água pode atingir as camadas da via (MRWA, 2013):

1. percolação a partir de taludes de escavação;
2. fluxos ascendentes a partir do nível freático;
3. água das chuvas que se infiltra através de fissuras e juntas existentes na superfície da estrutura;
4. água resultante de sucção capilar a partir de valetas não revestidas;
5. água que ascende por capilaridade a partir do nível freático;
6. movimentos de vapor de água sob a estrutura devido a variação de temperatura;
7. água das chuvas que se infiltra a partir de bermas não revestidas.

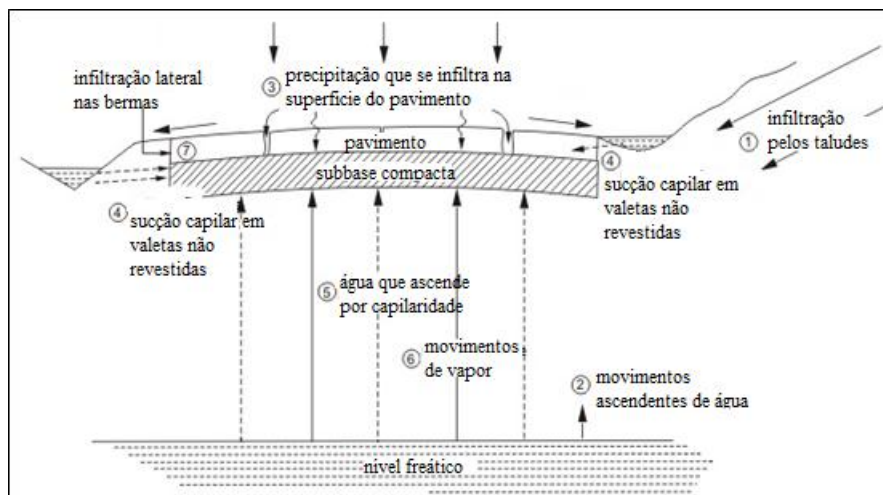


Figura 2.19 – Fontes e caminhos pelos quais a água aparece na subbase e pavimento (MRWA, 2013)

A água presente nas camadas de estrutura e no subsolo pode ocorrer, portanto, nas três formas seguintes: i) água livre; ii) água capilar; e iii) vapor de água. A água livre, segundo a bibliografia (Pereira, 2003), é a que mais pode contribuir para o surgimento de defeitos funcionais e estruturais na estrutura, podendo levar mesmo à sua rutura. Simultaneamente, é a única forma de água, abaixo da



superfície, que pode ser retirada pela via gravítica, sendo comum considerar duas categorias: a água subsuperficial e a água subterrânea ou profunda. É com o objetivo de controlar a água livre na estrutura e no subsolo envolvente que são projetados os sistemas de drenagem subsuperficial e subterrânea (Moulton, 1990, citado em Pereira, 2003).

Segundo Moulton (1990, citado em Pereira, 2003), a movimentação da água na fase de vapor tem sido objeto de grande número de estudos, contudo, a quantidade envolvida neste processo é relativamente reduzida, não trazendo alterações significativas no desempenho das camadas da estrutura.

#### **2.3.4.2 Tipos de drenagem**

Na bibliografia consultada, há autores que dividem os tipos de drenagem em superficiais e subterrâneos ou profundos (Neves, 2005; Batista, 2010; Picado dos Santos, 2014) e outros em superficiais, subsuperficiais (estruturais ou de pavimento), transposição de talvegues e subterrâneos ou profundos (DNIT, 2006, Pereira et al., 2009).

O sistema de drenagem superficial visa assegurar que as águas pluviais que incidam sobre a estrutura sejam escoadas para fora da plataforma, em local apropriado. Nos casos em que a classificação só considera dois tipos de drenagem, atribui-se igualmente a este sistema a responsabilidade de assegurar o restabelecimento das condições de escoamento das linhas de água naturais interceptadas pela construção da via de circulação (rodo ou ferroviária). No caso da divisão dos tipos de drenagem num quarto grupo, a este dá-se a designação de sistema de drenagem de transposição de talvegues, apelidado em Picado dos Santos (2014) por “drenagem transversal”.

O sistema de drenagem subsuperficial destina-se a remover, rápida e eficientemente, as águas pluviais que se infiltram até às camadas constitutivas da estrutura.

Com a instalação do sistema de drenagem subterrâneo pretende-se: i) interceptar e desviar as águas subterrâneas antes de chegarem ao leito da via; ii) rebaixar o nível freático a fim das águas de capilaridade não afetarem a estabilidade da estrutura; e iii) remover para fora da zona da via a água livre contida no solo de fundação (Picado dos Santos, 2014). Segundo Melo (2014), o sistema de drenagem instalado deve manter o nível freático entre 1,5 e 2,0m abaixo do leito da via.

Em síntese, o papel da drenagem deve (Neves, 2005):

- a) retirar, rapidamente, a água caída sobre a via;
- b) evitar o acesso à estrutura da água caída nos terrenos limítrofes;

- c) reduzir a ação negativa da água emergente dos taludes, captando e/ou controlando o seu escoamento;
- d) evitar o acesso da água ao terreno de fundação da estrutura;
- e) restabelecer as linhas de água naturais interrompidas.

Geralmente, a construção de obras lineares, como é o caso das rodovias e ferroviárias, leva à execução de escavações e aterros. Para minimizar os problemas estruturais habitualmente associados à presença da água nestas infraestruturas deve haver, segundo Neves (2005), as precauções seguintes: i) evitar escavações extensas; ii) evitar patamares ou pontos baixos em escavações; e iii) executar aterros em terrenos planos.

### **2.3.4.3 Órgãos de drenagem**

Os órgãos de drenagem superficial são classificados por Neves (2005) em duas categorias:

- valetas
  - valetas de plataforma laterais (revestidas e não revestidas),
  - valetas de plataforma em separador,
  - valetas de bordadura em aterro;
- sargetas;
- sumidouros/caleiras.

Para restabelecer e dar continuidade ao escoamento natural dos cursos de água atravessados pela infraestrutura viária, o atrás designado sistema de drenagem de transposição de talvegues contempla estruturas hidráulicas de travessia do tipo viadutos, pontões e pontes.

Ao sistema de drenagem subsuperficial pertencem a camada de drenagem ou tapete drenante e os drenos rasos de intersecção longitudinal e transversal.

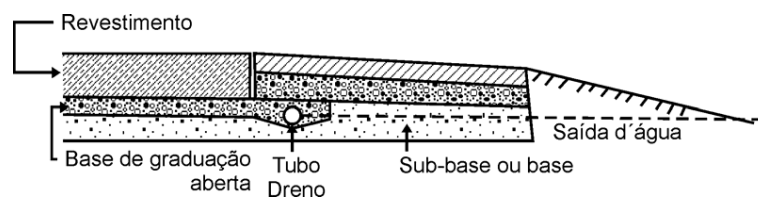
No sistema de drenagem subterrânea distinguem-se os drenos longitudinais e transversais profundos.

Dados os objetivos deste trabalho e as características dos órgãos de drenagem acima indicados, optou-se por apenas se exporem, em seguida, os que incorporam material mineral granular, ou seja, os que pertencem aos sistemas de drenagem subsuperficial ou subterrâneo.

A camada drenante do sistema subsuperficial, pode estar situada imediatamente abaixo do revestimento (Figura 2.20) ou logo acima do leito de pavimento. A mesma figura mostra a sua ligação

ao dreno raso de interseção longitudinal, que encaminha a água proveniente da camada drenante para o exterior da estrutura. Existe igualmente a opção de estender a camada drenante até à face exterior do pavimento, permitindo neste caso a livre descarga da água intersticial e encaminhada pela camada drenante.

Num inquérito efetuado pelo “Transportation Research Board’s Committee on Subsurface Drainage”, em 1987, junto de 49 agências estaduais de transportes dos EUA, verificou-se que aquelas duas localizações eram as adotadas em maior número: 40% estavam situadas imediatamente abaixo do revestimento e 44% sobre o leito de pavimento (Pereira, 2003).

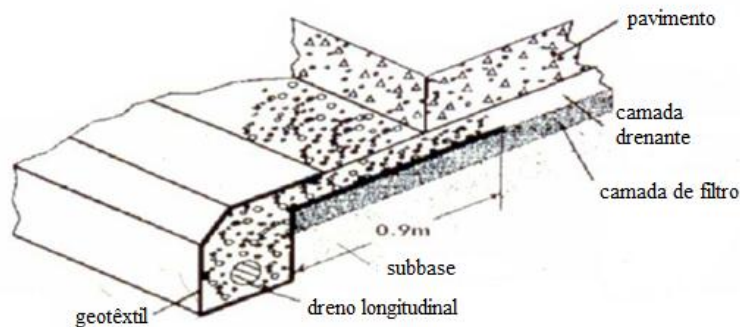


**Figura 2.20 – Camada drenante imediatamente abaixo do revestimento, com ligação ao dreno raso de interseção longitudinal (DNIT, 2006)**

Pereira (2003) afirma que a camada drenante deve apresentar, na maioria dos casos, para além de permeabilidade adequada, características estruturais compatíveis com o nível de solicitação do tráfego.

Nos casos em que a camada drenante está assente diretamente sobre a camada de leito ou diretamente sobre a fundação, pode ser necessário o uso de uma camada filtrante protetora (Hunsucker e Meade, 1997), dado poder ocorrer penetração de material mais fino, e consequentemente redução da permeabilidade da camada.

A Figura 2.21 representa um exemplo de um sistema de drenagem de rodovias com a camada drenante protegida por uma camada de filtro.



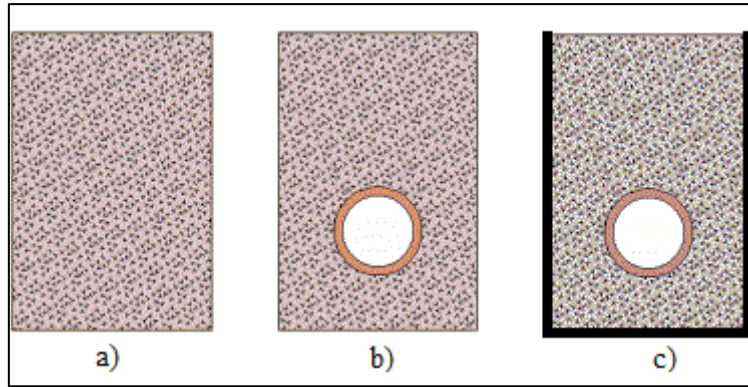
**Figura 2.21 – Exemplo de um sistema de drenagem de rodovias (adaptado de FHWA, 1992)**

Nas vias ferroviárias, a camada drenante corresponde à camada de balastro. Segundo Indraratna et al. (2010), para que o seu desempenho seja eficiente, é de grande importância mantê-la limpa e de drenagem livre. O material que a constitui deve ser de granulometria uniforme e com condutividade hidráulica elevada, para que escoe rapidamente a água para fora da estrutura.

O mesmo autor afirma ainda que, um dos principais problemas associados à perda de eficiência por parte da camada de drenagem, está relacionado com a acumulação de finos, que colmatam os poros entre os agregados. Daí haver necessidade desta camada ser sujeita a uma manutenção regular.

Os drenos rasos longitudinais, cuja localização é mostrada nas Figuras 2.20 e 2.21, estão dispostos paralelamente ao eixo da via e têm como principal função captar as águas provenientes da camada drenante e conduzi-las para fora da estrutura até ao local adequado.

De maneira geral, os drenos são construídos a partir de uma vala, revestida, ou não, por geotêxtil, preenchida por material mineral granular (dreno francês ou dreno cego), que pode conter tubagem, com a finalidade de aumentar a capacidade de escoamento da estrutura (Pereira, 2003). A Figura 2.22 representa os diferentes tipos de dreno.

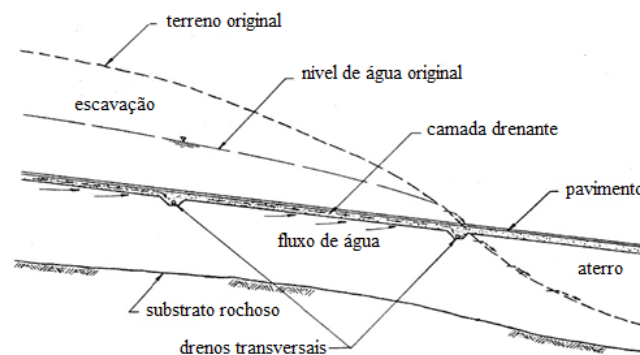


**Figura 2.22 – a) Dreno francês; b) Dreno com tubo incorporado; c) Dreno com tubo incorporado e revestido a geotêxtil (**

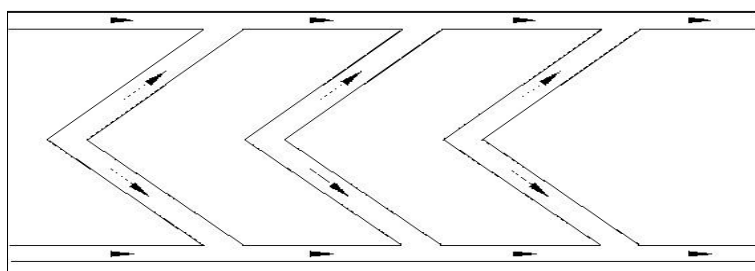
Segundo a FHWA (1990), os drenos rasos transversais estão dispostos na perpendicular ao sentido do tráfego (Figura 2.23), em toda a largura da plataforma (DNIT, 2006), em particular nos casos em que os drenos longitudinais não têm capacidade para recolher todas as águas que se infiltram (Silva, 2009). Os drenos transversais também podem ser dispostos em espinha-de-peixe, como é possível ver na Figura 2.24. Esta disposição baseia-se, habitualmente, em pequenos drenos franceses oblíquos, portanto sem tubagem incorporada.

Os drenos transversais, à semelhança dos drenos longitudinais, também podem ser construídos a partir de uma vala, preenchida por material drenante, com tubagem coletora e um filtro, mas dada a sua pequena profundidade, habitualmente são do tipo dreno francês.

Os drenos transversais são indicados para pontos baixos das curvas verticais côncavas e em locais onde se deseje drenar águas acumuladas na camada de drenagem, não drenadas por outros dispositivos (DNIT, 2006).



**Figura 2.23 – Localização dos drenos transversais na rodovia (adaptado de Moulton, 1990)**



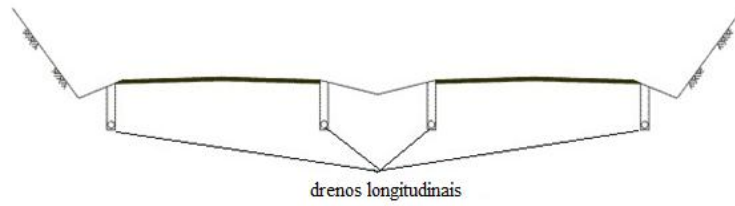
**Figura 2.24 – Drenos em espinha-de-peixe (DNIT, 2006)**

Os drenos profundos, pertencentes ao sistema de drenagem subterrânea, têm por objetivo principal rebaixar (e/ou interceptar) o nível freático, impedindo que este atinja as camadas da via. Preferencialmente, a cota inferior destes drenos deve situar-se a uma profundidade que permita manter o nível freático a uma profundidade da ordem de 1,5 a 2,0m da via (DNIT, 2006). Com exceção da profundidade, a disposição destes drenos em relação à via é semelhante à dos drenos rasos longitudinais e transversais. A Figura 2.25 mostra um dreno longitudinal profundo em fase construtiva, com tubagem e geotêxtil incorporados.

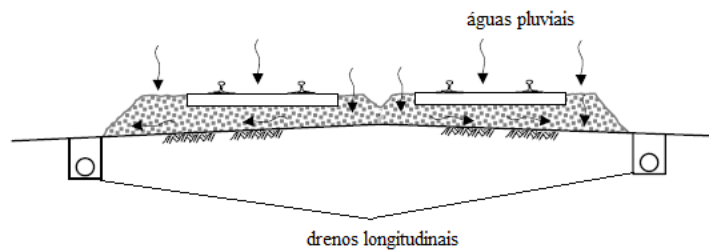


**Figura 2.25 – Dreno longitudinal profundo, com tubagem e geotêxtil incorporados (Ramalho, 2013)**

Em relação à localização típica dos drenos profundos em relação à via, através da Figura 2.26 e da Figura 2.27 é possível observar o seu posicionamento, respetivamente, nas rodovias e nas ferrovias.

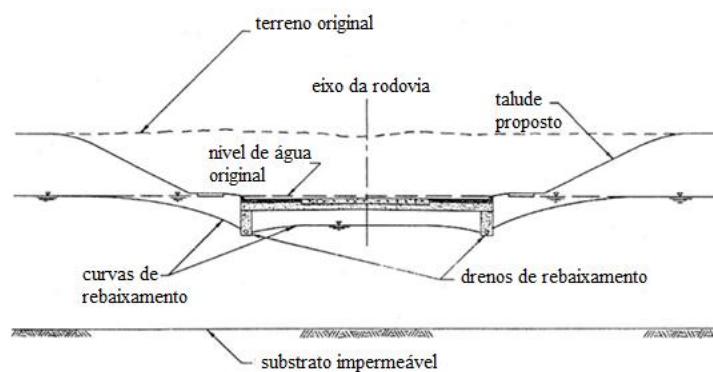


**Figura 2.26 – Drenos longitudinais profundos posicionados nas bermas da rodovia (adaptado de MRWA, 2013)**

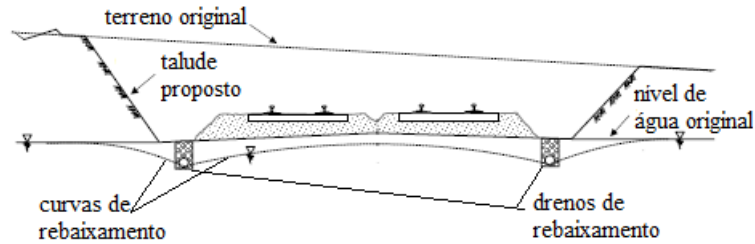


**Figura 2.27 – Drenos longitudinais profundos posicionadas nas bermas da ferrovia (adaptado de ARTC, 2006)**

Do ponto de vista prático, é conveniente colocar os drenos o mais perto possível das extremidades laterais da via e a uma cota inferior em relação à que se pretende rebaixar o nível freático, em acordo com o exposto no parágrafo anterior. A Figura 2.28 e a Figura 2.29 ilustram o rebaixamento do nível freático nas vias rodo e ferroviária, respectivamente.



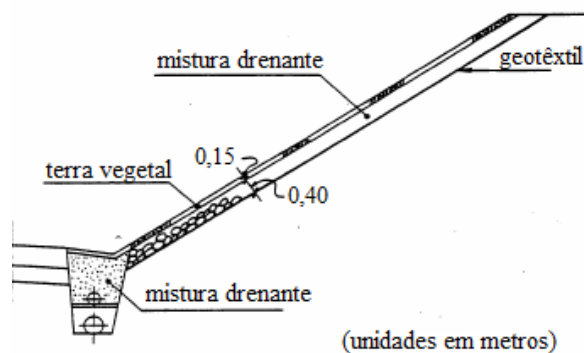
**Figura 2.28 – Rebaixamento do nível freático numa rodovia utilizando drenos longitudinais profundos (adaptado de Moulton, 1990)**



**Figura 2.29 – Rebaixamento do nível freático numa ferrovia utilizando drenos longitudinais profundos (adaptado de ARTC, 2006)**

Há ainda a referir as máscaras drenantes, os esporões drenantes, as trincheiras drenantes longitudinais (ao longo da crista do talude, ou das banquetas existentes) e os drenos sub-horizontais, bem como as galerias drenantes, cuja aplicação é mais restrita, dado tratarem-se de obras muito demoradas, complexas e dispendiosas.

A título de exemplo, referem-se, por serem, entre aqueles dispositivos, dos mais utilizados, as máscaras drenantes, que são construídas à base de blocos de rocha de dimensão centimétrica a decimétrica, arrumados à mão, podendo, ou não, serem cobertos por uma camada de terra vegetal. A Figura 2.30 mostra uma representação esquemática da máscara drenante.



**Figura 2.30 – Máscara drenante (Neves, 2005)**

Os órgãos de drenagem superficial em taludes de escavação são igualmente muito importantes para interetar e remover as águas pluviais que possam atingir a plataforma e controlar a erosão ravinosa.

Os órgãos de drenagem superficial de taludes enumerados por Neves (2005) são os seguintes:

- valas de crista;
- valas de pé;
- valas em banquetas;
- descidas de talude.



## **2.4 Fundações e estruturas de suporte**

### **2.4.1 Estacas de brita (fundações)**

#### **2.4.1.1 Considerações iniciais**

A principal função das estacas de brita é o reforço de solos com fracas características geotécnicas. A sua construção iniciou-se nos anos 50 (Lopes, 2011), sendo hoje em dia frequentemente utilizadas por se tratar de um processo completo e versátil (Candeias, 2008), por um lado, e de baixo custo e curto tempo de execução (Rocha, 2012), por outro. A sua abordagem neste capítulo justifica-se pela importância da função drenante destas inclusões nalguns casos particulares em que são utilizadas, como sejam a diminuição do tempo de consolidação e a redução do potencial de liquefação dos terrenos.

As estacas de brita podem ser aplicadas desde solos arenosos soltos a solos compressíveis moles, com pelo menos um dos seguintes benefícios (González, 2008, citado em Rocha, 2012):

- diminuição dos assentamentos, devido ao aumento da rigidez do solo de fundação;
- diminuição do tempo de consolidação, em consequência do melhoramento das condições de drenagem no terreno;
- aumento da capacidade de carga e da resistência ao deslizamento, em resultado do aumento da resistência ao corte do solo;
- redução do potencial de liquefação, ao melhorarem as condições do terreno.

Segundo refere Rocha (2012, citando SCDOT, 2010 e Townsend e Anderson, 2004), o sucesso da construção das estacas de brita, pela técnica da vibrosubstituição, depende:

- do tipo de solo;
- da percentagem de silte e argila no solo;
- da plasticidade do solo;
- do tipo de vibrador;
- da forma e dureza do material de enchimento;
- da área e espaçamento entre as estacas;
- da energia de compactação aplicada ao material de enchimento.

#### **2.4.1.2 Procedimento executivo**

Na execução das estacas de brita é utilizada a técnica da vibrosubstituição e os dois métodos principais seguintes:

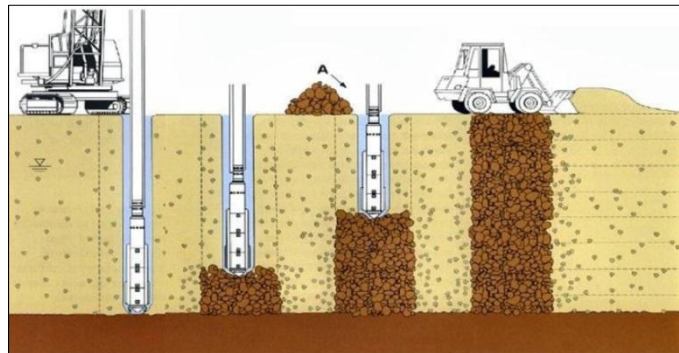
- método úmido de alimentação superior;
- método seco de alimentação inferior.

No método úmido de alimentação superior o avanço do vibrador é auxiliado por jatos de água proveniente de orifícios existentes na sua extremidade inferior e a brita é inserida no furo a partir da plataforma de trabalho (Figura 2.31).

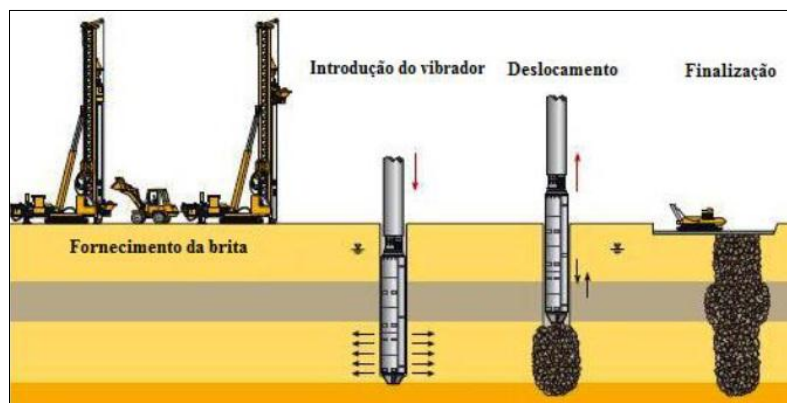
No método seco de alimentação inferior a perfuração é auxiliada pela injeção de ar comprimido, sendo a brita transportada até à base do furo por um tubo excêntrico adjacente ao vibrador (Figura 2.32).

Ao método úmido pode ser igualmente aplicada a alimentação inferior e ao método seco a alimentação superior.

O método úmido é geralmente utilizado no reforço de solos abaixo do nível de água, à semelhança do método seco de alimentação inferior, sendo o método seco de alimentação superior aplicado em solos situados acima do nível de água (ISSMGE TC 17, 2009).



**Figura 2.31 – Execução de estacas de brita utilizando o sistema úmido com alimentação de agregados pela superfície (Keller, 2002)**



**Figura 2.32 – Sequência da execução de estacas de brita utilizando o sistema seco com alimentação de agregados pela extremidade inferior do vibrador (Keller, 2002)**

Os diâmetros das estacas executadas pelo método húmido são normalmente maiores que os realizados pelo método seco, que se situam entre 500 e 800mm, enquanto no método húmido podem atingir-se diâmetros superiores a 1200mm (Lopes, 2011). Rocha (2012) também refere que os diâmetros das estacas efetuadas pelo método húmido são geralmente superiores aos efetuados pelo método seco, sendo comum, para o método seco, diâmetros entre 900 e 1100mm. O mesmo autor menciona que o intervalo de variação do diâmetro das estacas de brita se situa geralmente entre 450 e 1200mm. Segundo o ISSMGE TC 17 (2009), o método seco de alimentação superior permite a instalação de estacas com aproximadamente 400 a 700mm de diâmetro e a alimentação inferior diâmetros entre 500 e 1000mm. Candeias (2008) refere que os diâmetros médios mais comuns das estacas se situam entre 700 e 1000mm, dependendo do tipo de solo tratado e do método de vibração utilizado.

O espaçamento entre os centros de duas estacas de brita varia entre 1,5 e 3,5m (Townsend e Andreson, 2004, citados por Rocha, 2012). Um espaçamento inferior a dois diâmetros nominais de estaca de brita dificulta a sua construção. O coeficiente espalhamento/diâmetro varia geralmente de 2,5 a 4. Para assegurar a ação de grupo em solos moles, Raju et al. (2004, citados em Rocha, 2012) não recomendam um espaçamento superior a 2,5m entre os centros das estacas.

De acordo com Townsend e Anderson (2004, citados em Rocha, 2012), o diâmetro das estacas de brita e o seu espaçamento é determinado pelo melhoramento pretendido, pelo método de instalação e tipo de equipamento utilizado, pela dimensão das partículas da brita e pela tensão do solo *in situ*.

A ISSMGE TC 17 (2009) menciona que a profundidade de tratamento se situa geralmente entre 3 e 10m, podendo no entanto atingir 56m. Raju et al. (2004, citados por Rocha, 2012) afirmam que o método húmido permite alcançar profundidades máximas de 30m. Em Soares (2011) menciona-se que a profundidade de execução do método seco de alimentação inferior está limitada pela altura da torre da sonda, que varia entre 6 e 25m. O mesmo autor refere que com o método húmido de alimentação superior têm sido executadas estacas de brita com profundidades superiores a 40m.

A principal desvantagem do método húmido está relacionada com o grande volume de água utilizado durante a furação com o vibrador, sendo necessário prever o encaminhamento ou tratamento das lamas extraídas do furo, sem causar poluição e interrupção dos trabalhos (Townsend e Anderson, 2004, citados em Rocha, 2012). Segundo o mesmo autor, citando Raju et al. (2004), não sendo empregue água no método seco, aqueles problemas não se verificam, sendo por isso mais indicado para áreas de trabalho limitadas, como é o caso das áreas urbanas ou adjacentes a vias férreas e rodovias.

As características da brita utilizada na construção das estacas são apresentadas no capítulo 3, secção 3.4.1.

### 2.4.1.3 Tipos de solos tratados

A eficácia da aplicação da vibrosubstituição na execução das estacas de brita depende da composição granulométrica do solo a tratar, mostrando a Figura 2.32 os limites da sua aplicação. Os solos mais adequados à utilização desta técnica são as areias argilosas, as areias siltsas, os siltes, os siltes argilosos e as argilas, com valores característicos de  $N_{SPT}$  geralmente situados entre 0 e 15 pancadas (Candeias, 2008). No entanto, as estacas de brita também podem ser utilizadas para reforçar solos mais grossos (Rocha, 2012).

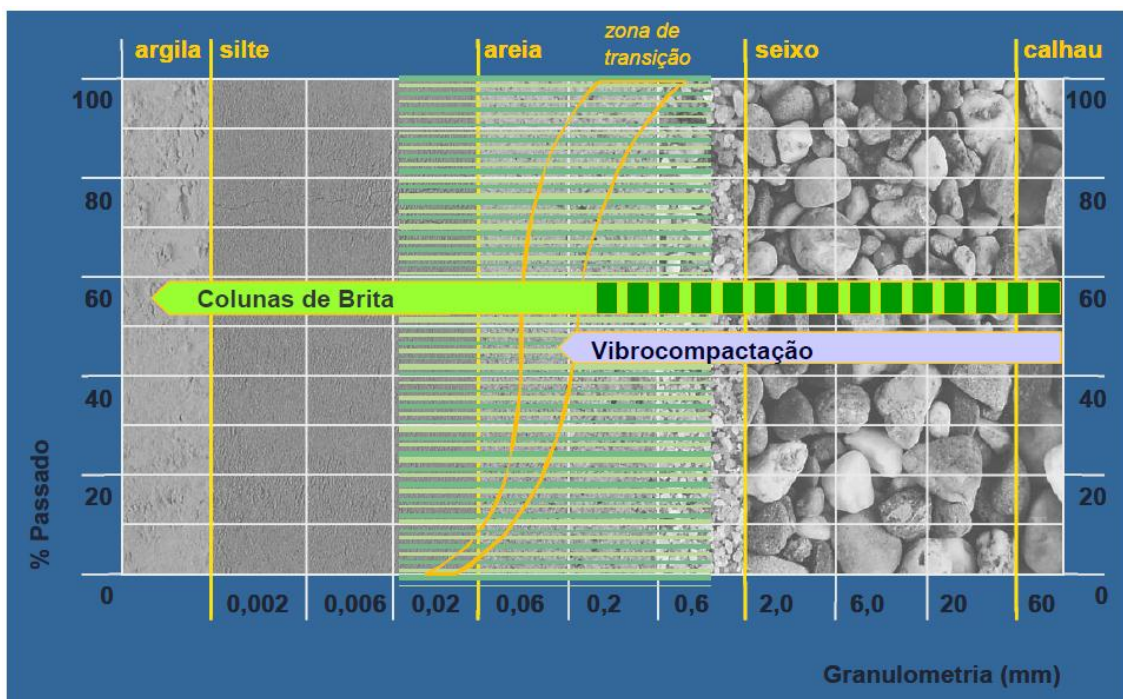


Figura 2.33 – Domínio de aplicação da técnica de vibrosubstituição (Candeias, 2008)

Segundo Raman (2006, citado por Rocha, 2012), o método húmido é utilizado em solos moles com resistência não drenada,  $c_u$  de 15 a 50kPa. Estes solos são facilmente perfurados a jatos de água com pressões relativamente baixas, sendo o material do furo transportado para a superfície através do fluxo de água. O método seco de alimentação superior executado acima do nível freático é geralmente utilizado em solos com  $c_u > 30$ kPa (ISSMGE TC 17, 2009).

Em solos com  $c_u < 10$ kPa não é aconselhável o recurso às estacas de brita (Domingues, 2006, citado por Rocha, 2012), embora já se tenham efetuado em solos argilosos muito moles, com  $5$ kPa  $< c_u < 15$ kPa (Candeias, 2008).

Em solos com  $c_u$  entre 50 e 100kPa aumenta a dificuldade de avanço do vibrador, referindo Townsend e Anderson (2004, citados em Rocha, 2012) que 100kPa representa o limite superior de aplicabilidade da vibrosubstituição, ainda que, pelas suas características, este tipo de solos geralmente não necessitem de serem reforçados (Rocha, 2012).

Segundo a FHWA (1983) é habitual o reforço de solos por estacas de brita com valores de  $c_u$  entre 10 e 40kPa.

As estacas de brita não devem ser aplicadas em terrenos suscetíveis de perder características volumétricas e/ou mecânicas ao longo do tempo, nomeadamente, em terrenos de resíduos, turfas e, de uma forma geral, em solos que apresentem uma perda ao rubro superior a 5% (norma XP 94-047, citada em Soares, 2011).

## **2.4.2 Muros de suporte (estruturas de suporte)**

### **2.4.2.1 Considerações iniciais**

As estruturas de suporte estão quase sempre associadas há necessidade de impedir ou minimizar o desenvolvimento de ações que possam por em causa a estabilidade do maciço, terroso ou rochoso, como são as devidas a escavações e/ou a aterros ou a escavações provisórias de apoio à execução das fundações de uma obra.

Incluem-se nas estruturas de suporte todos os tipos de muros e de cortinas em que há elementos estruturais sujeitos a esforços impostos pelo maciço suportado. Nos muros de suporte incluem-se: os muros de gravidade, os muros de consola, os muros de contrafortes, os muros de gabiões e os muros de terra armada. Nas cortinas incluem-se: as cortinas ancoradas, as paredes moldadas, as cortinas de estacas-prancha, as cortinas de estacas e as paredes tipo Berlim e tipo Munique. Os critérios habitualmente considerados na seleção de uma estrutura de suporte são: a altura da estrutura, as cargas atuantes, a natureza e características do solo a ser suportado, a natureza e características do solo de fundação, o nível de água local, o espaço disponível para a construção, o equipamento e mão-de-obra disponíveis, a experiência e prática das equipas, as especificações técnicas especiais e os custos (Gomes, sd).

Atendendo aos objetivos da dissertação, só serão detalhadas nas secções seguintes as estruturas de suporte em que a presença de um sistema de drenagem no tardo, construído com material granular, é

indispensável à sua estabilidade estrutural, ou seja, os muros de gravidade, os muros de consola e os muros de contrafortes.

Segundo Matos Fernandes (1995) grande parte dos acidentes envolvendo muros de suporte estão relacionados com a acumulação de água no maciço suportado, resultando num nível de água altamente desfavorável e agravando substancialmente o impulso total. Considera por isso o autor que um aspeto de fundamental importância a um satisfatório comportamento da estrutura de suporte é a existência de sistemas eficientes de drenagem.

### 2.4.2.2 Caracterização dos muros de suporte

Os muros de suporte considerados nesta dissertação são construídos em alvenaria (tijolos ou pedras) ou em betão (simples ou armado), lineares, de parte vertical ou quase vertical, apoiados na superfície do terreno natural ou a uma cota inferior atingida por escavação.

As três situações típicas de modificação da topografia do terreno com construção de muros de suporte são ilustradas na Figura 2.32. O primeiro caso (Figura 2.34a) corresponde a obras que não envolvem grandes escavações. As obras do tipo da mostrada na Figura 2.34b são essencialmente de escavação para a criação de uma plataforma em frente do muro, que depois de executado estabiliza as terras não escavadas. A última obra (Figura 2.34c) corresponde a um maior volume de escavação que o necessário do ponto de vista geométrico, para permitir a colocação de material de aterro com características granulares (menos de 5% de finos) no tardo do muro.

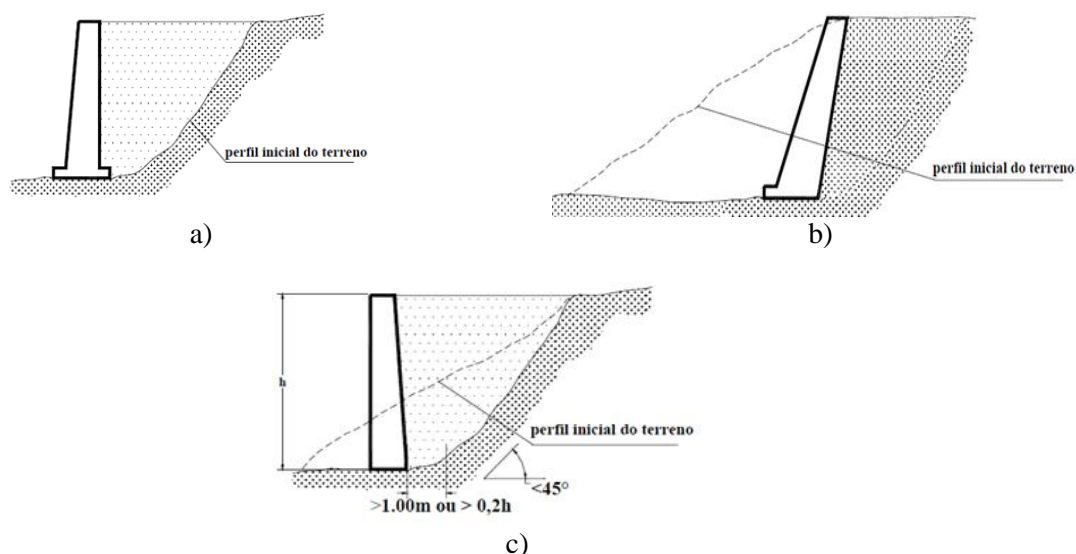


Figura 2.34 – Sequências típicas de construção de muros de suporte (Aguiar e Martins, 2005)

## Muros de gravidade

Os muros de gravidade são estruturas de secção transversal trapezoidal, com base alargada, de forma a permitir a redução das tensões transmitidas ao aterro. O peso próprio da estrutura garante, por um lado, o atrito entre a sua base e o terreno de fundação e, por outro, induz um momento estabilizador de valor superior ao dos impulsos horizontais das terras suportadas.

Estas estruturas são normalmente construídas em pedra, sem ou com argamassa, e em betão simples ou ciclópico, podendo no entanto utilizarem-se armaduras. A utilização de armaduras na construção do muro permite absorver os esforços de tração atuantes e reduzir a secção do muro. A Figura 2.35 compara muros sem e com secção aligeirada. Os muros de gravidade sem armadura têm especial interesse em obras marítimas e portuárias, onde o contacto com a água conduz à rápida corrosão das armaduras.

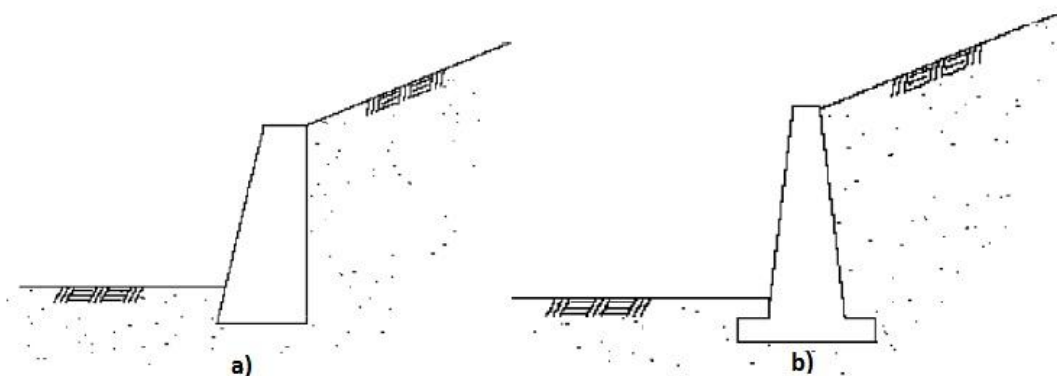


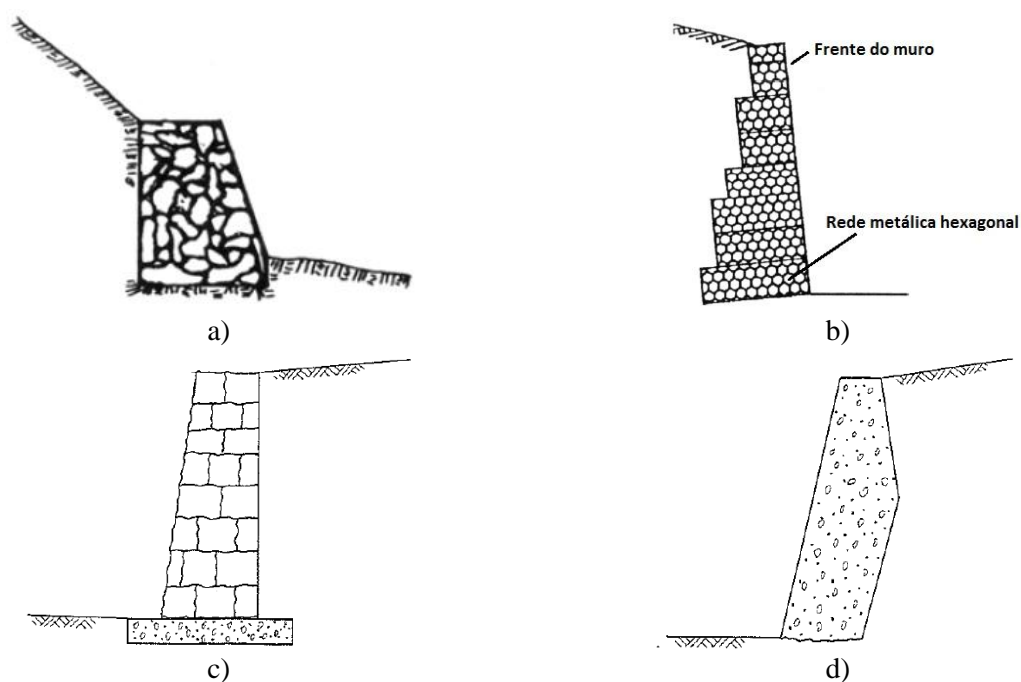
Figura 2.35 – Muros de gravidade: a) tradicional; e b) com secção aligeirada (Dutra, s/d)

Os muros de pedra arrumada manualmente (Figura 2.36a) são os mais antigos e numerosos. A resistência destes muros depende exclusivamente do imbricamento dos blocos de pedra. São muros recomendados para conterem taludes com alturas máximas de 2m. A base do muro deve ter largura mínima de 0,5 a 1,0m e deve estar apoiada numa cota inferior à da superfície do terreno, de modo a reduzir o risco de rutura por deslizamento no contacto muro-fundação. As principais vantagens destes muros são a simplicidade de construção, o custo reduzido e a dispensa de dispositivos de drenagem por serem auto-drenantes. Nesta categoria podem-se incluir os muros de gabiões (Figura 2.36b), que constituem a versão moderna dos muros de pedra arrumada. Desde que começaram a ser construídos no país, o seu número aumentou substancialmente.

Os muros de pedra com argamassa (Figura 2.36c) apresentam maior rigidez, podendo ser utilizados até 3m de altura. Comparativamente aos muros sem argamassa têm a desvantagem de não serem auto-drenantes, sendo por isso necessário prever a implementação de um sistema de drenagem.

Os muros de betão ciclópico (Figura 2.36d) são construídos com cimento e 70% de pedra de enrocamento (EP, 2009) e podem ser utilizados no suporte a taludes com altura superior a 4m. A secção é geralmente trapezoidal, com largura da base da ordem de 50% da altura do muro, relação esta normalmente observada nos diferentes tipos de muros de gravidade. Devido à estanqueidade do muro, é necessário prever a construção de um sistema de drenagem adequado.

O peso elevado dos muros de gravidade requer uma fundação com boa capacidade de suporte, que possa resistir às tensões transmitidas.



**Figura 2.36 – Muros de gravidade: a) pedra arrumada (Afonso, 1999); b) gabiões (Gersovich, 2004); c) pedra arrumada argamassada; e d) betão ciclópico (Matos Fernandes, 1995)**

### *Muros de consola*

Os muros de consola são muros em betão armado, materializados através de estruturas relativamente esbeltas, geralmente com secção transversal em L (Figura 2.37a) ou em T invertido (Figura 2.37b).

Estes muros resistem aos impulsos por flexão, razão pela qual também são conhecidos por muros de flexão, utilizando o seu peso próprio combinado com o peso do maciço sobre a área da sapata situada no tardo do muro, para evitar uma possível translação na direção da ação. Por vezes a sapata prolonga-se para o lado oposto ao das terras suportadas, para garantir, nomeadamente, a segurança em



relação ao derrubamento. Em geral não atingem alturas superiores a 7m, sendo a largura da laje entre 50 e 70% da sua altura.

A execução de um sistema de drenagem adequado é imprescindível ao seu bom funcionamento.

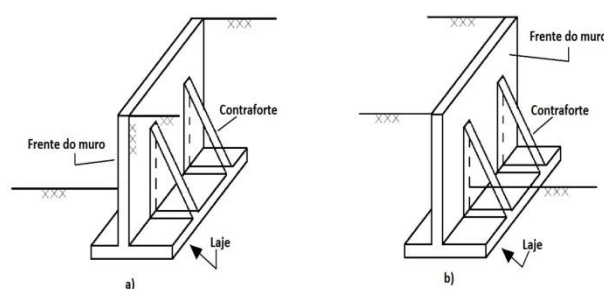


**Figura 2.37 – Muro de consola: a) tipo L (Matos Fernandes, 1995); e b) tipo T invertido (Vinevala, 2011)**

### *Muros de contrafortes*

Os contrafortes aumentam a rigidez dos muros de consola, sendo adotados quando a solução de muro em consola não permite resultados satisfatórios no que se refere às deformações que se podem formar. Uma solução alternativa seria aumentar a espessura dos muros de consola; no entanto, para alturas superiores a 7m, esta solução não é economicamente viável, sendo recomendado o uso de muros de contrafortes.

A Figura 2.38a) mostra os contrafortes no tardo do muro, o que significa que os contrafortes resistem aos esforços por tração, e a Figura 2.38b) os contrafortes na frente do muro, trabalhando neste caso à compressão. Os contrafortes são em geral espaçados de cerca de 70% da altura do muro. Normalmente, os contrafortes ficam para o lado das terras, devido não só à economia de espaço assim conseguida, mas também ao facto do peso das terras entre contrafortes ser altamente favorável para a estabilidade do muro.

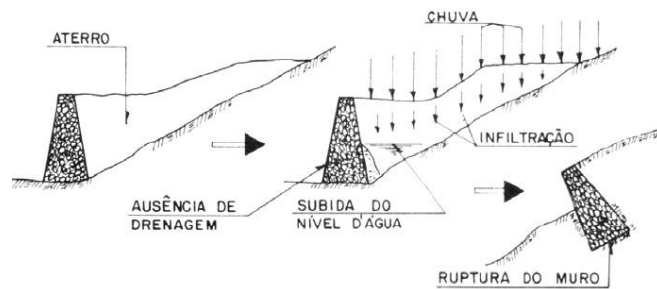


**Figura 2.38 – Muro de contrafortes: a) no tardo do muro; e b) frente do muro (adaptado de SCDOT, 2010)**

### 2.4.2.3 Sistemas de drenagem nos muros de suporte

Como afirmado oportunamente, grande parte dos acidentes que envolvem muros de suporte estão relacionados com a acumulação de água no maciço suportado.

A Figura 2.39 mostra a sequência de eventos que podem ocorrer num muro sem sistema de drenagem e com subida do nível de água no terreno.



**Figura 2.39 – Sequência de eventos num muro de suporte sem drenagem (Afonso, 1999)**

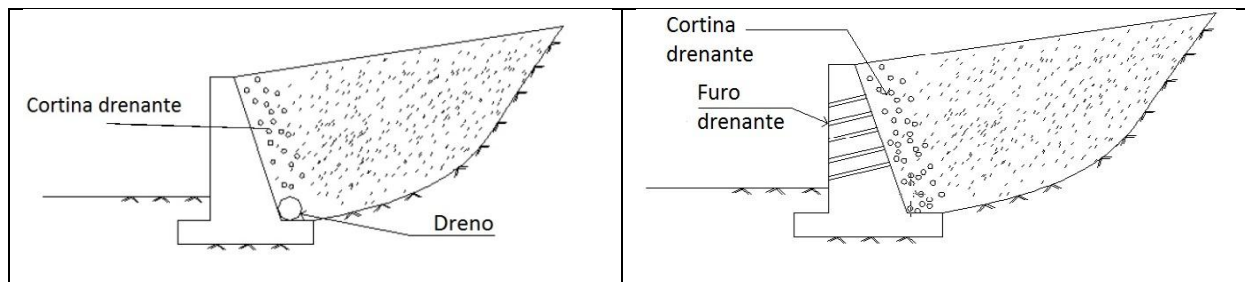
O rebaixamento do nível de água no terreno é essencial pelas seguintes razões:

- redução da pressão hidrostática sobre a estrutura;
- redução do potencial de migração de finos a partir do maciço;
- prevenção da saturação do solo;
- redução do potencial de corrosão das armaduras em muros de betão armado.

Assim, os princípios básicos a um eficiente sistema de drenagem são:

- separar o sistema de captação e desvio das águas superficiais do sistema de captação e encaminhamento das águas subterrâneas;
- drenar a água do maciço;
- impedir a colmatação do dreno através de um filtro adequado;
- impedir a erosão interna do maciço.

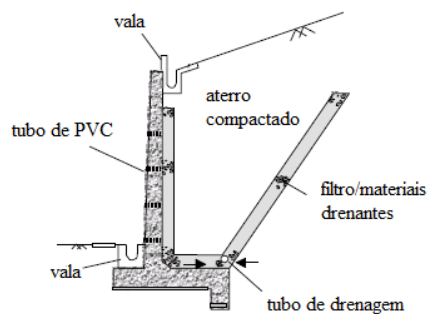
No que se refere à drenagem das águas subterrâneas, os dois esquemas mais correntemente utilizados são mostrados na Figura 2.40. No primeiro sistema (Figura 2.40a) procede-se à colocação de uma cortina drenante, constituída por material grosseiro, no tardo do muro. Na base desta cortina é colocado um tubo furado na parte superior, com a base a funcionar como caleira. Este sistema permite que a água se escoe por gravidade ou por bombagem, quando tal se justificar (Matos Fernandes, 1995).



**Figura 2.40 – a) Drenagem de muro de suporte com cortina drenante e dreno longitudinal; b) Drenagem de muro de suporte com cortina drenante e barbacãs (Matos Fernandes, 1995)**

O segundo sistema é indicado quando não há inconveniente em drenar as águas para a frente do muro (Fernandes, 1995). À semelhança do esquema anterior, existe uma cortina drenante no tardo do muro, neste caso complementada por furos ou barbacãs como ilustra a Figura 2.40b (em vista de alçado a disposição é em quincôncio).

A Figura 2.41 mostra um sistema de drenagem num muro de consola.



**Figura 2.41 – Sistema de drenagem de um muro de consola (adaptado de Gerscovich, 2004)**

Finalmente importa referir que a zona do maciço suportado adjacente aos furos do tubo coletor ou aos executados no corpo do muro deve possuir um filtro (em material granular ou geotêxtil) que evite a erosão interna do maciço ou a colmatagem dos furos por material fino (Matos Fernandes, 1995).

Segundo Gerscovich (2004), a diminuição do fluxo drenado ao longo do tempo pode não estar relacionada com a deterioração do dreno, mas com a diminuição do nível de água no maciço. Refere igualmente que em solos de baixa condutividade hidráulica, pode não haver drenagem visível a olho nu, a qual não deve, no entanto, ser desde logo associada à deterioração do dreno. Recomenda, por isso, a monitorização do sistema de drenagem e a comparação dos volumes registados ao longo do tempo.

## **2.5 Barragens de terra**

### **2.5.1 Considerações iniciais**

As barragens de aterro têm sido utilizadas, desde os tempos mais remotos, para aprisionar e desviar água. Os primeiros registos conhecidos datam de há mais de 6000 anos, na Pérsia (Caldeira, 2012).

Este tipo de barragens é o mais comum em todo o mundo (Stephens, 2011), representando mais de 80% das grandes barragens (altura superior a 15m), de acordo com dados recolhidos até 1985 (Penman, 1986, citado em Caldeira, 2012).

Estas estruturas dependem da sua massa para resistir ao deslizamento e ao tombamento, o que explica a elevada relação base/altura que as caracteriza, que associada à possibilidade de suportar grandes deformações sem rutura, permitem a sua construção sobre terrenos com uma grande variedade de características, desde os maciços rochosos aos terrosos, compressíveis ou permeáveis, sendo mesmo estes últimos o seu campo típico de aplicação. O facto da maioria dos locais com melhores condições de fundação já terem sido aproveitados, favorece o crescimento do número de barragens de aterro relativamente às homólogas de betão.

As barragens de aterro nas Normas de Projeto de Barragens (NPB, Portaria n.º846/93, de 10 de setembro) são classificadas como barragens de terra (perfil homogéneo ou perfil zonado), barragens de enrocamento (órgão de estanqueidade a montante ou órgão de estanqueidade interno) e barragens mistas (perfil com um maciço de terra e outro de enrocamento). Santos (2012), com base em dados do International Committee on Large Dams (ICOLD), refere que 90% das barragens são em terra e apenas 10% em enrocamento. A este trabalho só interessam as pequenas barragens de terra, por se tratar de estruturas menos complexas e de menor risco para as áreas a jusante que as grandes barragens, e ser ainda reduzida a experiência de reciclar resíduos em obras de engenharia civil, e muito especialmente em barragens.

Marcelino (2009) refere que a classificação de “pequena barragem” tanto pode estar associada à altura da barragem, ao volume da albufeira, como a ambos. É por isso habitual os documentos oficiais de cada país definirem o que entendem por “pequena barragem”, no que seguem normalmente as recomendações do ICOLD. Em Portugal, a legislação em vigor (DL n.º344/2007, de 15 de outubro) define “pequena barragem” a que obedece às condições seguintes:

- altura da barragem inferior a 15m;
- volume da albufeira inferior a 100.000m<sup>3</sup>.

As vantagens associadas à construção destas estruturas estão referidas em Stephens (2011), nomeadamente:

- utilização de materiais naturais locais;
- procedimentos de projeto simples;
- requisitos para as fundações menos exigentes que para outro tipo de barragens (a base larga distribui a carga na fundação);
- resistem melhor aos assentamentos e a outros movimentos que estruturas mais rígidas.

O mesmo autor também faz igualmente referência à existência de desvantagens, tais como:

- maior facilidade de serem danificadas, em particular por galgamento, sendo, por isso, essenciais o descarregamento e a proteção adequada a montante;
- complexidade técnica em projetar e construir descarregadores adequados;
- a compactação inadequada durante a construção prejudica a integridade estrutural do corpo da barragem, podendo ocorrer pontos preferenciais de percolação;
- requerem manutenção contínua, de forma a evitar a erosão, o crescimento arbustivo e arbóreo, a sedimentação, a infiltração e os danos por insetos e outros animais.

A segurança estrutural de uma barragem é assegurada se (Quintas, 2002; Caldeira, 2012):

- os taludes (paramentos de montante e jusante) forem estáveis em todas as situações (esvaziamento rápido da albufeira, ondas de marea, condições climatéricas e sismos);
- o corpo da barragem não impuser tensões excessivas à fundação;
- os dispositivos colocados na fundação (vala corta águas, cortina de injeção, tapete impermeável a montante) e no corpo da barragem (filtro e dreno) controlarem a percolação por redução de caudais e por drenagem, evitando, respetivamente, o aparecimento de fenómenos de erosão interna e de erosão tubular, e o levantamento hidráulico ou as subpressões.

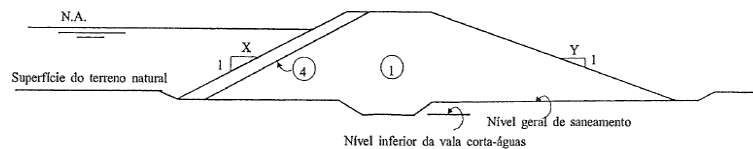
A segurança será tanto maior quanto menos inclinados forem os taludes da barragem, contudo, também aumentará o volume de aterro a construir e, deste modo, o custo da barragem. Segundo Marcelino (2009), a inclinação varia, normalmente, entre 1:2 e 1:3,5 (v:h), procurando a inclinação máxima compatível com os materiais disponíveis para a construção, bem como com as condições de fundação. A inclinação dos taludes a montante é normalmente mais suave que a jusante.

Atendendo aos objetivos da dissertação, este capítulo interessa-se fundamentalmente pelos órgãos de drenagem da barragem.

## 2.5.2 Tipos de barragens de terra

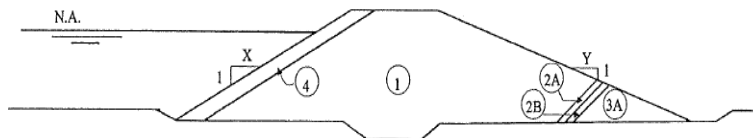
### 2.5.2.1 Barragens homogéneas

As barragens homogéneas são compostas maioritariamente por um tipo de material (argilas, argilas arenosas, areais soltas e misturas de argilas, areias e cascalhos), excluindo o sistema de drenagem e a proteção dos taludes (Figura 2.42 a Figura 2.44). O material necessita, portanto, de ser suficientemente impermeável de modo a formar uma barreira à passagem da água de montante para jusante, mecanicamente resistente e pouco deformável. Caldeira (2012) refere que estas barragens podem ser construídas com solos mais permeáveis, como areias siltosas, areias e cascalhos arenosos, desde que a percolação seja aceitável.



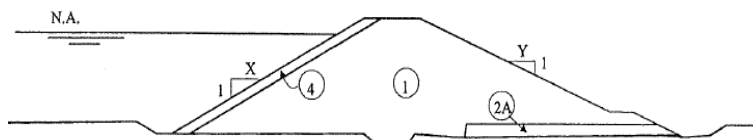
Legenda: ① Solo; ④ Enrocamento de proteção

**Figura 2.42 – Perfil tipo de uma barragem de terra homogénea (Caldeira, 2012)**



Legenda: ① - Solo; ②A - Filtro fino (ou dreno); ②B - Filtro grosso (ou dreno); ③A - Enrocamento; ④ Enrocamento de proteção

**Figura 2.43 – Barragem de terra homogénea com dreno de pé de jusante (Caldeira, 2012)**



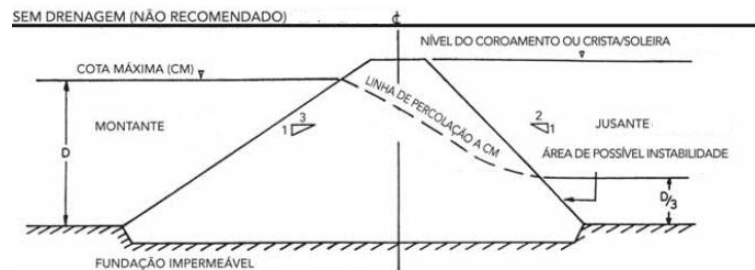
Legenda: ① - Solo; ②A - Filtro fino (ou dreno); ④ Enrocamento de proteção

**Figura 2.44 – Barragem de terra homogénea com tapete drenante (Caldeira, 2012)**

Nas barragens homogéneas sem qualquer sistema de drenagem (Figura 2.42), o maior problema estava na dificuldade de controlar a percolação através do seu corpo (Marcelino, 2009), atendendo a que a linha de saturação tende a emergir no paramento de jusante (Figura 2.45). Os dois inconvenientes mais

importantes desta situação são a rutura por erosão interna e a diminuição de resistência e possível escorregamento no maciço de jusante.

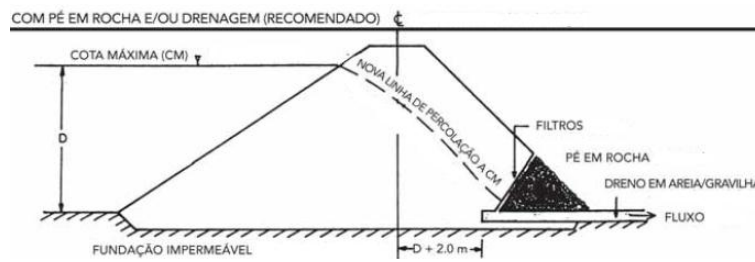
Este tipo de solução pode ser adotado para barragens de terra até 5m de altura, em locais de baixo risco (Caldeira, 2001).



**Figura 2.45 – Barragem de terra homogênea sem sistema de drenagem e com emergência de água no paramento de jusante (Stephens, 2011)**

Para controlo da percolação através do corpo das barragens homogêneas e evitar o aparecimento de água no paramento de jusante, adotaram-se, numa fase posterior, duas soluções: barragens homogêneas com dreno de pé de jusante (Figura 2.44) e barragem homogênea com tapete drenante (Figura 2.44). A Figura 2.46 ilustra um controlo eficaz da percolação com estas soluções. No entanto, devido à anisotropia dos materiais de aterro compactados, a relação condutividade hidráulica horizontal ( $k_H$ ) / condutividade hidráulica vertical ( $k_V$ ) é geralmente superior à unidade, pelo que o controlo da erosão interna e da percolação é pouco eficiente, e os caudais percolados podem mesmo assim, emergir no paramento de jusante. Na construção do dreno de pé de jusante utiliza-se material de enrocamento ou de cascalho e no tapete drenante areais e cascalhos. Os drenos de pé de jusante com a forma de uma cunha triangular, como a mostrada na Figura 2.46, são construídos com uma altura de cerca de  $1/3$  da altura da barragem (FAO, 2001).

A construção de barragens com estes perfis tipo deve limitar-se a alturas de até 10m, em locais de baixo risco (Caldeira, 2012).



**Figura 2.46 – Barragem de terra homogênea com controle de percolação com utilização de sistema de drenagem (Stephens, 2011)**

### 2.5.2.2 Barragens zonadas

As barragens zonadas surgiram em resultado da indisponibilidade de solos locais com características relativamente homogêneas e normalmente correspondem a soluções mais otimizadas de distribuição de materiais. Os materiais com adequadas características de resistência e de permeabilidade são aproveitados para o maciço de montante e/ou núcleo, e os restantes materiais para o maciço de jusante ou para os maciços de montante e de jusante (Caldeira, 2012). Segundo Marcelino (2009), as inclinações de taludes dos maciços de montante e de jusante podem ser superiores às utilizadas nas barragens homogêneas.

Nas primeiras barragens de terra de perfil zonado todo o corpo da barragem era constituído por argilas, argilas arenosas, areias argilosas e misturas de argila, areia e cascalho, resultando o zonamento da adoção de diferentes energias de compactação e teores em água. A zona da barragem mais impermeável apresenta um grau de adensamento e um teor em água mais elevados (Caldeira, 2012). O mesmo autor refere que os maciços também podem ser construídos a partir de rochas alteradas de baixa resistência, que fraturam durante a compactação, formando uma mistura de solo e de rocha, com permeabilidade superior à resultante da utilização dos solos, mas com material granular fino suficiente para permitir algum controle da erosão interna (sem obedecer a qualquer critério de filtro).

Nestas barragens de terra de perfil zonado, o controlo da percolação é assegurado pelo material de jusante (Marcelino, 2009).

Este tipo de solução, de acordo com este autor, é adequado para barragens de dimensão média até cerca de 20m.

Mais recentemente vêm sendo adotados perfis tipo zonados, em que o núcleo central é, em geral, constituído por materiais de aterro análogos aos descritos para as barragens homogêneas e os maciços



de montante e de jusante em enrocamento. Para as barragens com alturas inferiores a 20m, esta solução envolve algumas dificuldades construtivas devido ao pouco espaço disponível. Atendendo a que a esta dissertação só interessam as pequenas barragens de terra, ou seja barragens com altura inferior a 15m, este tipo de barragens não é considerado.

### **2.5.3 Tipos de rutura em barragens de terra**

O perfil transversal do corpo das barragens tem vindo a evoluir, como mostrado na secção anterior, devido muito principalmente ao facto de se terem registado ao longo da história grandes acidentes com barragens de terra. Um dos casos mais famosos de rutura de barragens de terra é a de Teton nos EUA, em junho de 1976, com 100m de altura. A rutura ocorreu pouco tempo após o primeiro enchimento.

Massad (2003, citado em Azevedo, 2005) afirma, com base em dados estatísticos, que a maioria dos acidentes com barragens de terra se deram devido à falta de um sistema eficiente de controlo da percolação.

Santos et al. (2007) apresentaram, com base na bibliografia, as seguintes principais causas que podem levar à rutura de uma barragem de terra:

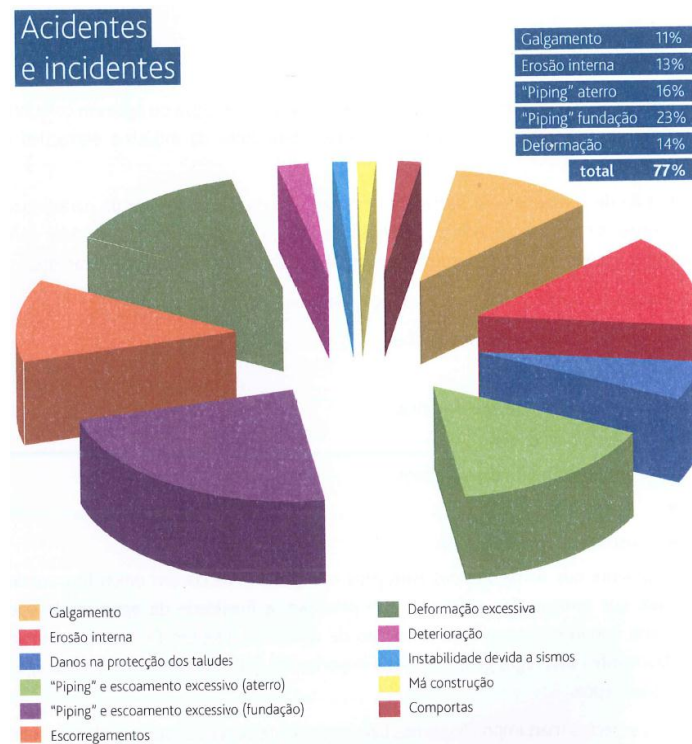
- galgamento;
- erosão interna;
- escorregamento da fundação;
- ação de ondas da albufeira;
- erosão da fundação a jusante da barragem.

De acordo com estes autores, a rutura pode dever-se a um fator isolado ou a um conjunto de fatores combinados.

Veiga Pinto (2001), a partir da base de dados elaborada pela ICOLD e pelo Committee on the Safety of Existing Dams (CSED), afirma que a principal causa de acidentes em barragens de terra é o galgamento sobre o coroamento, seguida da percolação excessiva através da fundação. O galgamento pode ocorrer ao longo de toda a vida da obra, tal como a erosão interna e a percolação excessiva. Já a rutura por deficiência da fundação ocorre principalmente nos primeiros anos de vida da obra.

A Figura 2.47 mostra as estatísticas de acidentes em barragens de terra segundo Fell et al. (1992, citados por Marcelino, 2009). Verifica-se que uma parte significativa dos acidentes se fica a dever à erosão interna (13%) e à erosão interna remontante no corpo da barragem (16%) e na fundação (23%),

designadas respetivamente por “piping” aterro e “piping” fundação na legenda da Figura 2.47, e outra parcela importante a galgamentos (11%) e a deformação excessiva (14%). Em conjunto, estas causas representam cerca de 80% dos casos de acidente em barragens de terra. O mesmo autor refere ainda que dos acidentes mencionados, mais de 50% dizem respeito a pequenas barragens de terra, e que 70% dos acidentes ocorrem nos primeiros anos de vida da obra e, muitas vezes, durante o primeiro enchimento.



**Figura 2.47 – Estatísticas de acidentes em barragens de terra (Marcelino, 2009)**

Dados mais recentes (Foster et al., 2000, citados em Santos, 2012) apresentam como percentagens para os modos de rutura das barragens de terra os valores seguintes:

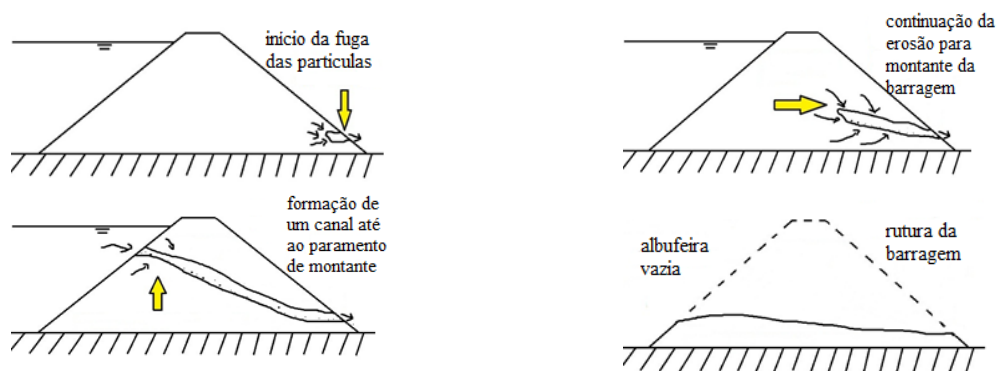
- sismo, 2%;
- instabilidade de taludes, 4%;
- galgamentos, 46%;
- erosão interna/remontante, 48%.

Entre as várias causas de rutura de barragens de terra, as que interessam à presente dissertação estão entre as principais e associadas à água que afluí ao corpo da barragem, havendo, por isso, a necessidade do seu controlo de forma eficaz através de sistemas de drenagem e de filtragem adequadamente projetados e construídos.

Os quatro tipos de rutura associados à percolação (Eurocódigo 7, citado em Caldeira, 2012) são:

- o levantamento global (flutuação), que ocorre quando a pressão na água dos poros sob uma estrutura ou sob um estrato de terreno de baixa permeabilidade, é mais elevada que a tensão total vertical média (devida à estrutura e/ou aos estratos de terreno subjacentes);
- o levantamento hidráulico, que se deve à existência de forças de percolação ascendente, atuando contra o peso do solo, que reduzem a zero a tensão efetiva vertical (as partículas do solo são impelidas para cima pelo fluxo de água, dando-se a rutura do solo);
- a erosão interna, que ocorre quando há transporte de partículas do solo no interior de um estrato, na superfície de contacto entre dois estratos de solo ou na superfície de contacto entre um estrato de solo e uma estrutura (este processo pode evoluir para uma erosão regressiva e conduzir ao colapso da estrutura do solo);
- a erosão interna remontante, que se trata de uma forma particular de rutura por erosão interna, em que a erosão começa à superfície ou no paramento de jusante e progride em sentido regressivo originando a formação de um túnel de escoamento, em forma de tubo, no interior da massa de solo, entre o solo e uma fundação ou na superfície de contacto entre um estrato de solo coesivo e um estrato de solo sem coesão (a rutura ocorre logo que a extremidade de montante do túnel de erosão atinge a albufeira).

A título ilustrativo, apresenta-se na Figura 2.48 a evolução da erosão interna para a erosão interna remontante, culminando com o colapso da barragem.



**Figura 2.48 – Evolução da erosão interna e remontante até ao colapso da barragem (adaptado de Santos, 2012)**

De acordo com Wahl (2004), a rutura da barragem devido a erosão interna/remontante não é diretamente visível, exceto através da observação e da medição do fluxo resultante da erosão. Uma forma de verificar se ocorre erosão interna/remontante é considerar as três condições possíveis seguintes:

- fluxo normal, a água é limpa e o caudal fraco;

- início da erosão interna/remontante, a água é turva, indicando a formação de túnel de escoamento, com caudal ainda fraco e sem aumentar rapidamente (ainda é possível tomar medidas corretivas para evitar o desenvolvimento do túnel e a rutura);
- fase de desenvolvimento ativo da erosão interna/remontante, com erosão acentuada e caudal aumentando rapidamente (a rutura não pode ser evitada).

Por se tratar de um fenómeno de difícil deteção na fase inicial e de desenvolvimento muito rápido depois de iniciado, torna-se bastante perigoso para a segurança estrutural das barragens de terra. A erosão interna/remontante pode ocorrer logo no primeiro enchimento ou durante a vida da obra (Goodarzi et al., 2010).

#### **2.5.4 Sistemas de drenagem em barragens de terra**

Nestas barragens, um aspeto a ter sempre em consideração, segundo Maranha das Neves (2012), é que tanto o corpo da barragem como a sua fundação nunca podem considerar-se impermeáveis, haverá sempre passagem de água em menor ou maior quantidade.

Uma forma de evitar os inconvenientes das soluções de drenagem apresentadas anteriormente, consiste em assegurar que o perfil tipo da barragem seja capaz de conter o escoamento no seu interior. Este controlo é feito através de um sistema de filtros e drenos, o qual constitui o mais importante órgão com vista a garantir a segurança da barragem, quer do ponto de vista mecânico quer hidráulico, e a sua funcionalidade.

O sistema de filtros e drenos, quando adequadamente localizados, calculados e construídos, evitará a ocorrência de fenómenos de erosão interna e remontante, responsáveis por um grande número de ruturas, como mostram os dados apresentados na secção anterior, e a geração de pressões de água que fazem diminuir as tensões efetivas e condicionar a resistência ao corte nos aterros que constituem o corpo da barragem (Maranha, 2012).

As principais funções a desempenhar pelos filtros e drenos como órgãos de barragens de terra são apresentadas por Maranha (2012).

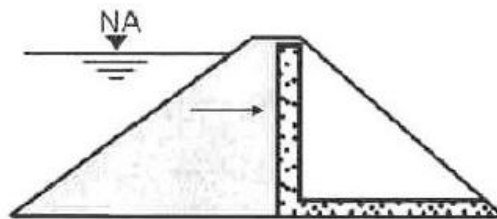
Na função de retenção, o filtro deve evitar a migração de partículas de solo do aterro ou da fundação adjacentes. Um filtro fino deve evitar migrações do aterro impermeável constituído pelas partículas mais finas ou do material da fundação. Um filtro grosso ou dreno deve prevenir qualquer tendência de movimento de partículas provenientes do filtro fino.

Na função de permeabilidade, o filtro tem de recolher os caudais provenientes da percolação nos aterros ou fundação adjacentes sem que se origine excessos de pressão intersticial. O mesmo deve suceder com um dreno relativamente aos caudais que a ele afluem provenientes de um filtro adjacente.

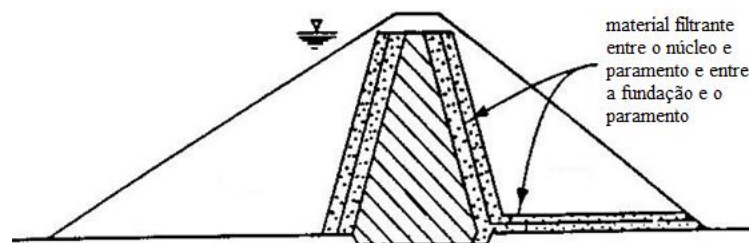
Para que os filtros e os drenos desempenhem adequadamente a sua função, os materiais para os construir devem ser seleccionados tendo em consideração regras de dimensionamento baseadas no conhecimento da granulometria quer dos materiais a proteger (a filtrar), quer dos próprios filtros. Os critérios de dimensionamento dos filtros e dos drenos são apresentados no próximo capítulo.

A importância dos filtros e dos drenos verifica-se igualmente a nível económico. Ambos podem representar 10 a 20% do custo total da barragem, ainda que representem menos de 10% do volume total dos aterros (5% é um valor corrente).

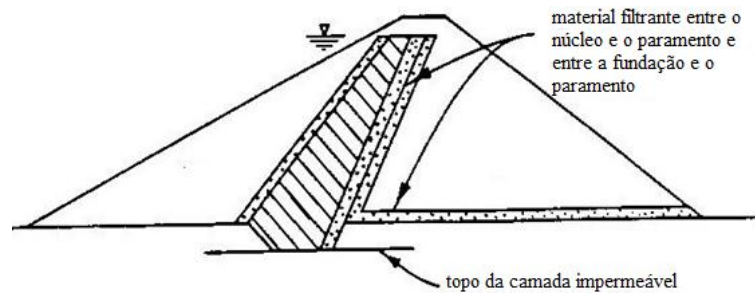
Nas Figura 2.49 a 2.51 mostram-se diferentes perfis transversais de barragens de terra com filtro e dreno.



**Figura 2.49 – Barragem homogénea com filtro vertical (chaminé) (Massad, 2003)**



**Figura 2.50 – Barragem zonada com filtro vertical**



**Figura 2.51 – Barragem zonada com filtro inclinado**

As soluções apresentadas nas Figura 2.50 e 2.51 foram concebidas por Terzaghi, consistindo num complemento com um filtro vertical (filtro chaminé) da utilização do tapete drenante apresentado na Figura 2.49. Esta solução, aplicável a uma barragem homogénea ou zonada, permite que o filtro vertical intercete a percolação através da barragem, antes que chegue ao paramento de jusante, sendo a água a ele afluyente conduzida para jusante através do tapete drenante. Desde que o sistema de drenagem tenha capacidade de escoamento suficiente, o maciço a jusante do dreno vertical permanecerá não saturado.

Caldeira (2012) afirma que, apesar de construtivamente o filtro chaminé vertical ser mais fácil de executar, o problema da transferência de tensões entre materiais de diferentes deformabilidades justificou a sua substituição, em grande número de barragens, por filtros chaminé inclinados. Marcelino (2009) afirma, porém, que a solução com o núcleo de materiais finos sensivelmente central, apresentada na Figura 2.50, é a mais tradicional.

Segundo Cruz (1996, citado por Azevedo, 2005), o filtro vertical de uma barragem deve ser sempre levado até à cota do nível máximo de água na albufera. Já os filtros inclinados são indicados em barragens com maciço de altura superior a 20 ou 30m. Maranha das Neves (2012) menciona, com base nos conhecimentos já adquiridos, que se podem utilizar larguras de filtro da ordem de 1m, no caso dos materiais serem processados. Para materiais naturais não processados, regra geral, esta grandeza deve ter como valor mínimo 3m.

Os filtros e os drenos são essenciais nas barragens de aterro, conforme já referido, mas existem outros órgãos de drenagem que, dependendo de vários fatores, podem ser igualmente importantes para a segurança estrutural da obra. São os casos dos poços de alívio ou valas de drenagem (longitudinais ou transversais), utilizados quando a presença de aquíferos confinados reduzem a eficiência dos tapetes drenantes e podem levar a situações de levantamento hidráulico devido ao aumento das pressões. Caldeira (2012) refere que no seu dimensionamento devem ser seguidos os critérios para dimensionamento de filtros, que serão apresentados no capítulo 3.

## **2.6 Drenagem profunda**

### **2.6.1 Considerações iniciais**

Esta secção aborda a utilização de drenos verticais de areia como meio de aceleração da consolidação de terrenos constituídos por solos moles e muito moles por forma a minimizar não só os assentamentos pós construção, como também a aumentar a resistência ao corte do solo, prevenindo a sua rutura.

Os drenos verticais de areia são aplicados há mais de meio século, tendo a primeira instalação sido efetuada, segundo Dey (2008), para acelerar a consolidação da fundação de um aterro rodoviário na Califórnia, em 1934.

A diminuição do tempo de consolidação de um terreno com os drenos verticais, associados à aplicação de uma pré-carga, deve-se à diminuição da distância que a água tem que percorrer até abandonar aquele tipo de solos, que se caracterizam por uma condutividade hidráulica muito reduzida. Sem a aplicação destes drenos, o tempo necessário à consolidação do terreno é habitualmente muito longo e incompatível com os prazos disponíveis para executar as obras. A possibilidade de evitar o problema da presença de um terreno compressível, removendo-o, só é viável até espessuras de 4m.

As principais vantagens em utilizar os drenos verticais foram enumeradas por Matos Fernandes (1995):

- existe um escoamento radial para os drenos e um escoamento vertical para as fronteiras drenantes do maciço;
- o escoamento para os drenos é horizontal e, por esse motivo, realiza-se a uma velocidade superior ao escoamento vertical, já que, em geral, a condutividade hidráulica horizontal dos solos moles é superior à condutividade hidráulica vertical;
- reduz o percurso da água na camada de solo mole;
- é um processo que se adapta facilmente às necessidades da aceleração da consolidação do solo e não está limitado pela resistência do terreno.

Apesar das vantagens da utilização dos drenos verticais de areia, existem também algumas desvantagens, nomeadamente (Sathananthan, 2005):

- a existência de areia no local da obra, ou nas suas proximidades, com as propriedades necessárias a uma drenagem adequada, é rara;
- formação de descontinuidades ao longo do fuste dos drenos, por instalação pouco cuidada ou excessiva deformação lateral do terreno no decorrer da consolidação;
- formação de cavidades durante a introdução da areia que podem colapsar após saturação do dreno;

- problemas construtivos e/ou orçamentais devido ao diâmetro dos drenos;
- perturbação do solo na vizinhança de cada dreno durante o período de instalação pode reduzir a sua condutividade hidráulica, o fluxo e a eficiência do sistema;
- reforço do solo pelos drenos pode reduzir a eficácia da pré-carga na consolidação do solo.

Nos anos 70, o aumento dos custos de fornecimento de areia com as características adequadas e o aparecimento dos geossintéticos foram responsáveis pelo desenvolvimento e utilização de um número crescente de drenos em fita produzidos a partir de polietileno (PE), policloreto de polivinila (PVC), polipropileno (PP) e poliésteres, entre outros, habitualmente designados por geodrenos. O primeiro protótipo dos drenos verticais pré-fabricados foi introduzido no final dos anos 30, por Kjellman, Diretor do Swedish Geotechnical Institute, tendo sido largamente utilizado na Europa e no Japão durante os anos 40 (FHWA, 1986).

Os geodrenos substituíram em grande parte os drenos de areia na maior parte das aplicações. As principais vantagens dos geodrenos em relação aos drenos de areia são o menor custo, a menor perturbação do solo, e a maior velocidade e simplicidade da sua instalação.

### **2.6.2 Caracterização dos drenos verticais de areia**

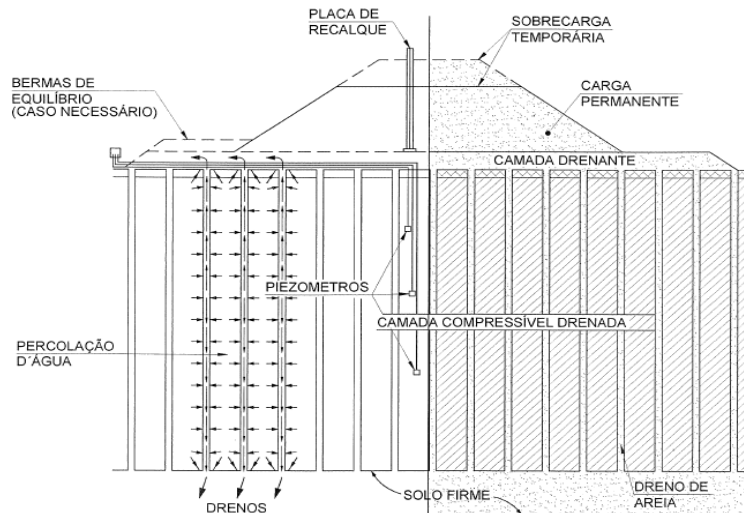
Os drenos verticais de areia consistem, basicamente, em furos verticais executados até à cota desejada no solo a tratar, preenchidos com areia de granulometria adequada à sua função de dreno e de filtro. Habitualmente a sua execução requer a introdução de tubos metálicos, de ponta aberta, com limpeza do seu interior por jatos de água (Nogueira, 2010). À medida que o furo é preenchido com areia, o tubo metálico vai sendo retirado.

A Figura 2.52 mostra, em corte, uma instalação típica de drenos verticais de areia. O esquema mostra igualmente três estruturas habitualmente utilizadas em associação com os drenos: uma sobrecarga, uma camada drenante e bermas de equilíbrio. A sobrecarga contribui para acelerar a expulsão da água no solo e desta forma o próprio processo de adensamento do solo. A camada drenante, construída quando o solo compressível é aflorante, materializa a fronteira drenante superior, que serve para encaminhar para o exterior do terrapleno a água transportada pelos drenos. As bermas de equilíbrio têm por objetivo reduzir as tensões de corte no terreno de fundação.

Os drenos verticais de areia caracterizam-se por diâmetros compreendidos entre 160 e 500mm, espaçados entre si de 1 a 6m, segundo Borges (1995, citado por Abrantes, 2008). Salahuddin (2009) indica que os diâmetros mais comuns se situam entre 200 e 400mm, distribuídos numa malha, com

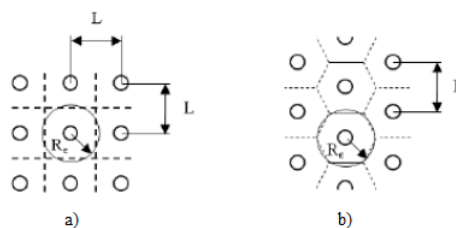


espaçamento entre si de 2 a 3m. Segundo este autor, a profundidade que podem alcançar é aproximadamente de 30m, coincidente com a indicada por Stapelfeldt (2006), ou seja, 30 a 35m. Segundo a FHWA (1986), o diâmetro dos drenos situa-se entre 150 e 800mm e os espaçamentos entre si de 1,8 a 6m, sendo comuns os espaçamentos entre 1,8 e 3m.



**Figura 2.52 – Representação esquemática de drenos verticais de areia (Johnson, 1970, citado por Nogueira, 2010)**

A Figura 2.53 ilustra, em planta, duas formas de malhas correntes de disposição dos drenos: malhas quadrangulares ou triangulares (também designadas em quincôncio). A zona de influência de um dreno (raio de influência –  $R_e$ ) é de  $1,13 \times L$  no caso de malha quadrada e de  $1,05 \times L$  no caso de malha triangular, sendo  $L$  o afastamento entre drenos consecutivos (Mendes, 2011).



**Figura 2.53 – Disposição típica dos drenos verticais (em planta): a) malha quadrada; e b) malha triangular (Mendes, 2011)**

Os geodrenos, referidos na secção inicial, são constituídos por um núcleo de material plástico envolvido em material geotêxtil, que tem a função de filtro. O filtro possibilita o fluxo livre de água, evitando o arrastamento das partículas do solo envolvente e o núcleo drenante recolhe e transporta a água para a superfície do terreno (Abrantes, 2008). Nos geodrenos, as dimensões típicas são: largura

de 93 a 100mm e espessura de 3,2 a 4,0mm, correspondente a um raio equivalente entre 31 e 33mm (Mendes, 2011).

### 2.6.3 Melhoramento dos solos com drenos verticais de areia

O melhoramento de solos moles e muito moles, como sejam os siltes e/ou as argilas orgânicos/inorgânicos, as argilas sensíveis e as turfas pelos métodos que permitem um aumento da capacidade resistente pela expulsão de água, isto é por consolidação, é controlado pela compressibilidade, permeabilidade e comprimento do percurso (Redana, 1999).

Devido à reduzida permeabilidade destes solos, a água presente nos seus poros é expulsa muito lentamente sob a aplicação de uma carga, situação agravada no caso de depósitos com espessura significativa. O esquema da Figura 2.54 ilustra o movimento vertical da água num solo com fracas condições de drenagem, sujeito a um carregamento resultante da construção de um aterro. O efeito da aplicação da sobrecarga apresentada no esquema, que é removida quando o assentamento excede o assentamento final previsto, pode ser observado na Figura 2.55.

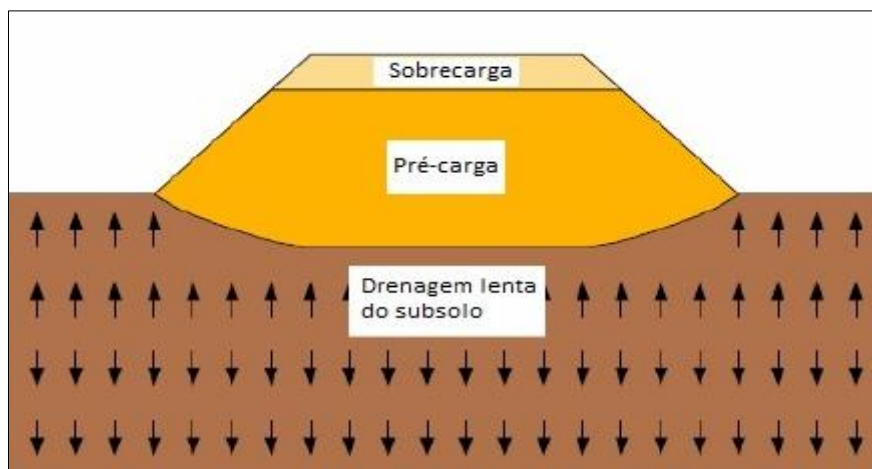
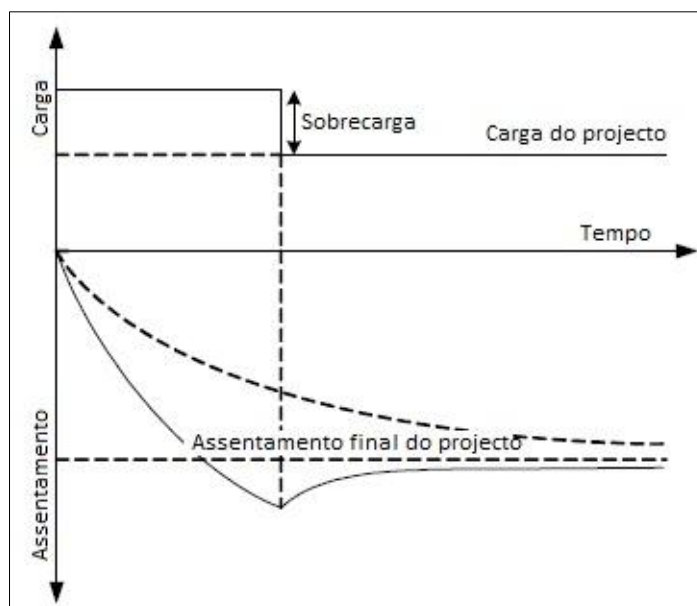


Figura 2.54 – Esquema de um solo com aplicação de pré-carga (Stapelfeldt, 2006)

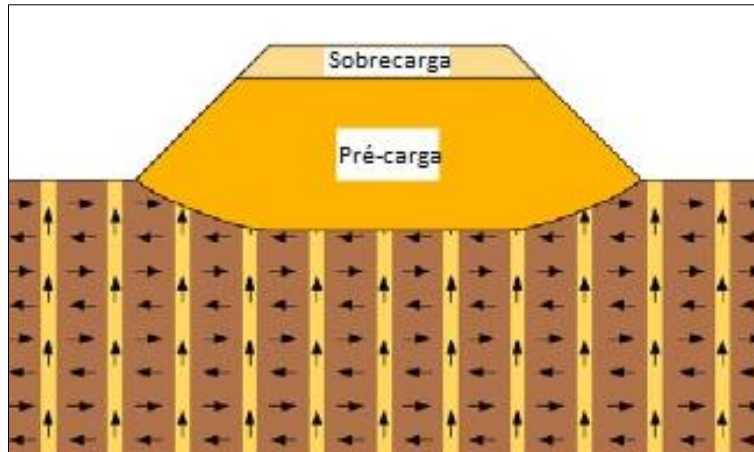


**Figura 2.55 – Resultado do assentamento devido ao efeito de sobrecarga (Stapelfeldt, 2006).**

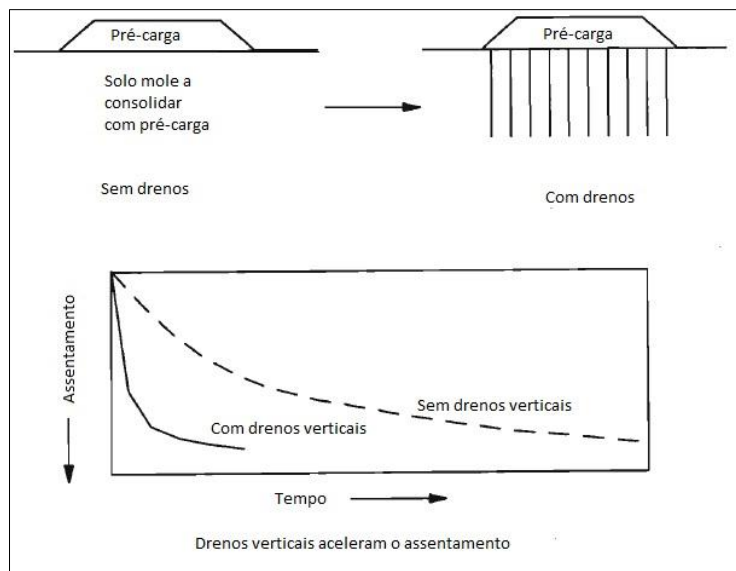
A técnica de consolidação com pré-carregamento é um processo muito demorado, que normalmente condiciona o período em que se alcança o grau de consolidação pretendido para se avançar para a fase construtiva (Bhattacharya, 2011).

A introdução de uma rede de drenos verticais permite reduzir a distância que a água a expulsar do solo tem de percorrer durante o processo de consolidação, aumentando a taxa de assentamento. A Figura 2.56 mostra um esquema da conjugação da aplicação da pré-carga com a instalação de uma rede de drenos verticais de areia.

O potencial benefício dos drenos verticais está ilustrado na Figura 2.57, que mostra a variação do assentamento do solo sem e com a instalação de drenos verticais de areia.



**Figura 2.56 – Pré-carga com drenos verticais (Stapelfeldt, 2006)**



**Figura 2.57 – Potencial benefício dos drenos verticais (Redana, 1999)**

## 2.7 Notas finais

Neste capítulo foram apresentados os principais tipos e funções das estruturas de drenagem de cinco obras geotécnicas: aterros de resíduos, estacas brita, muros de suporte, barragens de terra e drenos profundos, e de duas infraestruturas de transporte: vias rodoviárias e vias-férreas.

- i) Nos aterros de resíduos forma referidos dois dispositivos de drenagem, um incorporado no sistema de selagem final e outro no sistema de proteção basal. A principal função da estrutura de drenagem na cobertura do aterro é a captação e encaminhamento das águas pluviais que se infiltram através da camada terrosa superficial. A que existe na base do aterro tem por função

drenar e recolher os lixiviados provenientes da massa de resíduos. De acordo com a legislação nacional em vigor, o DL nº183/2009, estas estruturas de drenagem apenas são exigidas nos aterros para resíduos não perigosos e nos aterros para resíduos perigosos, com uma espessura mínima de 0,5m e condutividade hidráulica igual ou superior a  $1 \times 10^{-4}$  m/s (esta exigência só se aplica ao dispositivo de drenagem basal).

- ii) A presença de água em excesso nas camadas constitutivas dos pavimentos rodoviários ou das vias-férreas está entre os fatores que mais podem contribuir para a sua degradação prematura. O projeto e a construção de adequados sistemas de drenagem nas infraestruturas de transporte são, por isso, da maior importância ao nível da sua durabilidade e bom desempenho, com importantes reflexos nos custos de operação. Os dispositivos de drenagem abordados dizem respeito ao sistema de drenagem subsuperficial, que se destina a remover as águas pluviais que se infiltram até às camadas constitutivas da infraestrutura, e à drenagem subterrânea, que serve para interceptar e desviar as águas subterrâneas, rebaixar o nível freático e remover a água livre contida no solo de fundação.
- iii) As estacas de brita não são executadas para funcionarem como estrutura drenante, mas sim no reforço de solos com fracas características geotécnicas. Contudo, a sua função drenante é relevante nalguns casos, nomeadamente quando são utilizadas para diminuir o tempo de consolidação ou reduzir o potencial de liquefação dos solos. Trata-se de estruturas lineares que podem atingir profundidades máximas de cerca de 50m e diâmetros de cerca de 1m.
- iv) Nos muros de suporte, o dispositivo de drenagem que incorpora materiais granulares na sua constituição é construído no tardo da estrutura. A principal função desta cortina drenante é a de diminuir o impulso gerado pela água na estrutura. A relevância da presença desta cortina resulta de grande parte dos acidentes envolvendo muros de suporte advirem da acumulação de água no maciço que está a ser suportado.
- v) Apenas se consideraram as pequenas barragens de terra nesta dissertação por se tratar, por um lado, de estruturas menos complexas e de menor risco para as áreas situadas a jusante e, por outro, por haver ainda reduzida experiência em engenharia civil no domínio da reciclagem de resíduos em obra. Os filtros e os drenos são elementos estruturais das pequenas barragens de terra que podem vir a consumir agregados reciclados do tipo do ASIC ou do AB<sub>RCD</sub>. Atendendo porém à relevância do sistema de filtros e drenos na segurança das barragens, a sua utilização só se poderá verificar depois das características dos agregados reciclados e do seu comportamento estarem bem estudadas.
- vi) Na drenagem profunda, são abordados os drenos verticais de areia como meio de aceleração da consolidação de terrenos constituídos por solos moles e muito moles. A utilização deste tipo de estruturas permite diminuir a distância que a água tem que percorrer até abandonar aquele tipo de solos, que apresentam uma condutividade hidráulica muito reduzida. Os drenos verticais de areia

podem atingir profundidades máximas de aproximadamente 30m e o seu fuste atingir um diâmetro máximo da ordem de 0,5m.



### **3 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS GRANULARES PARA ESTRUTURAS DE DREANGEM**

#### **3.1 Considerações iniciais**

Neste capítulo expõem-se as características que os materiais granulares devem apresentar para a sua incorporação nas estruturas de drenagem das obras geotécnicas e infraestruturas de transporte apresentadas no capítulo anterior, procurando, sempre que possível, referir os requisitos seguidos a nível nacional e internacional. As características habitualmente referenciadas são a granulometria e a condutividade hidráulica. Para além destas, apresentam-se outras que são específicas do tipo de obra em que os materiais vão ser aplicados, como é o caso do equivalente de areia e da resistência à fragmentação nas infraestruturas de transporte. Para cada tipo de obra considerada, faz-se uma análise comparativa dos requisitos definidos nos regulamentos nacionais e internacionais consultados.

#### **3.2 Aterros de resíduos**

##### **3.2.1 Requisitos**

Os requisitos exigidos ao material granular a incorporar no sistema de drenagem e recolha de lixiviado de aterros de resíduos nacionais, são definidos pelo DL n.º183/2009. De acordo com o disposto, a camada mineral drenante deve apresentar um valor de condutividade hidráulica igual ou superior a  $1 \times 10^{-4} \text{m/s}$  e ser isenta de material calcário.

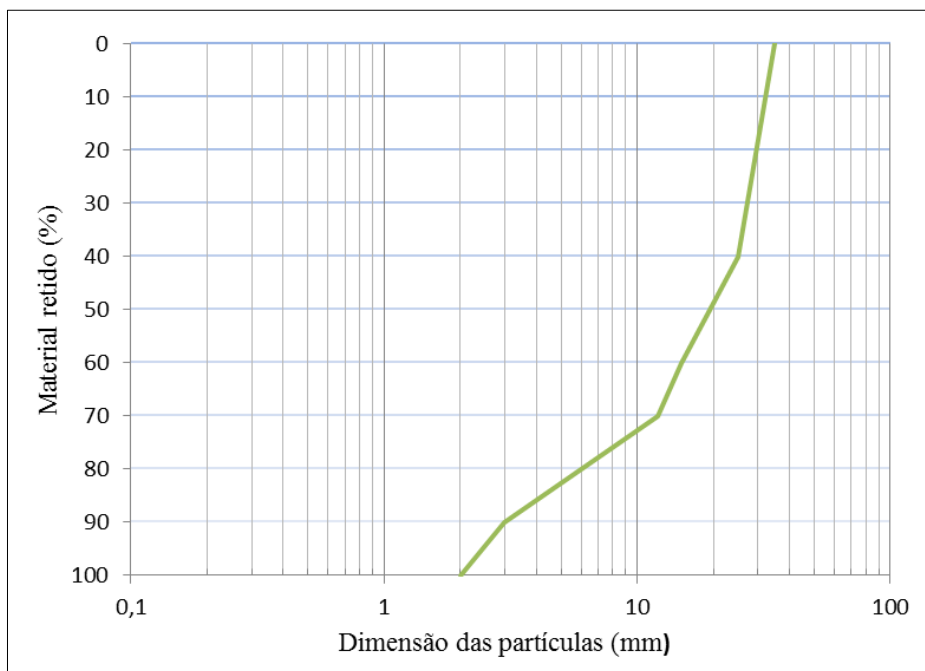
Como referido na secção 2.2, a espessura mínima exigida pela legislação nacional em vigor para esta camada é de 0,5m. Nos aterros de resíduos nacionais tem sido prática corrente esta camada ser composta por uma camada de areia de 0,2m de espessura, sobre uma camada de brita de 0,3m de espessura.

Na Tabela 3.1 indica-se a composição granulométrica do material para a camada de brita e na Figura 3.1 pode-se observar a respetiva curva granulométrica. Para a camada de areia, a dimensão das partículas situa-se habitualmente entre 0,18 e 2mm.



**Tabela 3.1 – Composição granulométrica da brita**

Dimensão da partícula (mm)	Material retido acumulado (%)
35	0
25	40
15	60
12	70
3	90
2	100



**Figura 3.1 – Curva granulométrica da brita**

Em Espanha encontra-se em vigor o Real Decreto 1481/2001, de 27 de dezembro, que transpôs, tal como em Portugal, a Diretiva n.º1999/31/CE, do Conselho, de 26 de abril, contudo não especifica quaisquer exigências para as características litológicas do material a aplicar na camada de drenagem e recolha de lixiviados. Apenas é feita referência à espessura da camada, idêntica à de Portugal.

Jones e Hall (2002), citando o North West Waste Regulation Technical Sub-Group (NWWRO), de 1995, refere que o material a utilizar na camada mineral de drenagem de lixiviado de aterros de resíduos construídos no Reino Unido, deve apresentar as características seguintes:

- composição granulométrica uniforme, pertencente ao fuso mostrado na Tabela 3.2;
- não plástico;
- teor em sulfatos solúveis à água inferior a 1,9g/l;
- teor em carbonatos inferior a 10%.

O valor para a condutividade hidráulica não é especificado.

**Tabela 3.2 – Composição granulométrica (adaptado de Jones e Hall, 2002)**

Abertura da malha do peneiro (mm)	Material que passa acumulado (%)
63	100
37,5	85-100
20	0-25
10	0-5

Na Tabela 3.3 mostram-se as características exigidas para o material a aplicar na construção da camada de drenagem e recolha de lixiviado de aterros de resíduos em alguns países europeus.

**Tabela 3.3 – Características do material para o sistema de drenagem e recolha de lixiviado em alguns países europeus (adaptado de Jones e Hall, 2002)**

País	Requisitos
Irlanda	Condutividade hidráulica de $1 \times 10^{-3}$ m/s Teor em carbonato de cálcio <10%
Alemanha	Granulometria de 16 a 32mm Condutividade hidráulica a longo prazo de $1 \times 10^{-3}$ m/s
França	Condutividade hidráulica de $1 \times 10^{-4}$ m/s
Áustria	Granulometria equivalente ao cascalho

No que diz respeito aos requisitos mínimos para a camada de drenagem em aterros de resíduos construídos nos EUA, estes estão estabelecidos por critérios mínimos nacionais definidos pela Resource Conservation and Recovery Act, estando as especificações a cargo de cada estado pelo Code of Federal Regulations (CFR, 2003). A Tabela 3.4 inclui os requisitos de alguns Estados relativamente às características exigidas ao material.

**Tabela 3.4 – Requisitos exigidos ao material em alguns estados dos EUA (adaptado de Illinois Environment Protection Agency, 2003)**

Estado	Requisitos
Connecticut	Condutividade hidráulica $> 1 \times 10^{-4}$ m/s
Florida	Condutividade hidráulica $\geq 1 \times 10^{-5}$ m/s
Maryland	
Pensilvânia	
Massachusetts	Condutividade hidráulica de $1 \times 10^{-3}$ m/s Material não deve ser mais grosso que 9,5mm e deve conter um teor em carbonato de cálcio inferior a 10-15%.

Em relação à natureza dos agregados a utilizar nos sistemas de drenagem e recolha de lixiviados, o Department of Environmental Protection of Massachusetts (DEP, 1997) afirma que, geralmente, estas camadas consistem em materiais naturais, contudo, materiais sintéticos drenantes podem ser usados em combinação com os materiais naturais para aumentar a eficácia da camada na drenagem do

lixiviado do aterro. Por outro lado, Jones e Hall (2002) afirmam que têm sido utilizados agregados reciclados desde que sejam estudadas as suas características, como a condutividade hidráulica, a compatibilidade química do agregado com o lixiviado e a capacidade de suporte, entre outras.

### **3.2.2 Comentários**

Dos requisitos apresentados na secção anterior, conclui-se que nos países europeus os aterros de resíduos são construídos com uma camada de drenagem e recolha de lixiviado em que a condutividade hidráulica deve ser superior a  $1 \times 10^{-3}$  m/s ou  $1 \times 10^{-4}$  m/s, sendo este último o valor de referência para os aterros de resíduos nacionais. Nalguns estados americanos, o valor de k exigido para a camada de drenagem, igual ou superior a  $1 \times 10^{-5}$  m/s, é inferior ao praticado na Europa.

No que diz respeito aos requisitos sobre a composição granulométrica, os países europeus adoptam intervalos diferentes entre si, sendo Portugal, em conformidade com a bibliografia consultada, o único que utiliza uma camada arenosa sobre uma camada de brita. Pelo exposto na secção anterior, a Alemanha é o país europeu que impõe o limite inferior mais grosso (16mm) e o Reino Unido o limite superior mais grosso (63mm). Nos EUA, à exceção do estado de Massachusetts, em que a dimensão do material não deve ser superior a 9,5mm, na bibliografia consultada não foram encontrados outros requisitos granulométricos.

Em termos da presença de carbonato de cálcio no material, apenas se encontraram referências para Portugal, Irlanda e estado de Massachusetts. Nestes últimos só é admitido material com um teor inferior a 10% e 10-15%, respetivamente. Em Portugal é especificado que o material deve estar isento de calcário.

## **3.3 Infraestruturas de transporte**

### **3.3.1 Rodovias**

#### **3.3.1.1 Requisitos**

As especificações apresentadas nesta secção para as características exigidas aos materiais aplicados nas estruturas de drenagem das infraestruturas rodoviárias nacionais foram obtidas do Caderno de Encargos Tipo Obras (CETO) da Estradas de Portugal, S.A. (EP), considerando os seguintes volumes: Vol. III – 14 01: Terraplenagem. Características dos materiais (CETO, 2009a), e Vol. IV – 14 02:

Drenagem. Características dos materiais (CETO, 2009b), bem como o Caderno de Encargos da BRISA Autoestradas de Portugal, S.A. (Brisa, 1996)

Nas obras da EP, o material a aplicar nas camadas drenantes sob aterros, sobrejacente a geotêxtil, para escoamento das águas resultantes do processo de consolidação de formações aluvionares muito compressíveis, deverá obedecer às seguintes características mínimas (CETO, 2009a):

a) *areia*

- granulometria de dimensões nominais 0,06/6mm;
- material passado no peneiro de abertura 0,075mm  $\leq$  6%;
- equivalente de areia (EA)  $\geq$  70%.

b) *material rochoso*

- dimensão máxima 200mm;
- material passado no peneiro de abertura 0,075mm  $\leq$  5%;
- EA  $\geq$  60%;
- coeficiente de Los Angeles (LA)  $\leq$  50%.

No que se refere às características granulométricas exigidas para o material a aplicar na camada drenante sob o pavimento, estas são apresentadas na Tabela 3.5. A indicação que o material deve ser preferencialmente britado (CETO, 2009b) é favorável à utilização dos dois agregados reciclados estudados nesta dissertação, o ASIC e o RCD, ambos obtidos por britagem. Ao material é ainda exigida um coeficiente LA inferior ou igual a 40%.

O fuso granulométrico da Tabela 3.5 é igualmente exigido aos materiais para os drenos de plataforma, longitudinais e transversais (CETO, 2009b).

Para os ecrãs drenantes, o CETO (2009b) não explicita as características dos materiais a utilizar, mencionando apenas que, na sua execução, deverão ser respeitadas as dimensões previstas no projeto.

**Tabela 3.5 – Fuso granulométrico exigido pela EP (CETO, 2009b)**

<b>Abertura da malha do peneiro ASTM (mm)</b>	<b>Material que passa acumulado (%)</b>
37,5	100
31,5	75-100
19,0	55-85
9,5	40-70
4,75	0-10
2,0	0-8
0,075	0-2

Por último, referem-se as características previstas em CETO (2009b) para o material a utilizar na construção de máscaras drenantes e esporões drenantes. Segundo as EP deve ser material rochoso e obedecer às seguintes características:

- para as máscaras drenantes granulometria 100/500mm;
- para os esporões drenantes granulometria 100/200mm.

Em relação aos requisitos que constam no Caderno de Encargos da BRISA (Brisa, 1996) para o material a aplicar sobre os geotêxteis com a finalidade de constituir uma camada drenante sob aterros, é especificado o seguinte:

- granulometria de dimensões nominais 6/100mm;
- material passado no peneiro de abertura  $0,075\text{mm} \leq 5\%$ ;
- EA  $\geq 60\%$ ;
- coeficiente de LA  $< 40\%$ ;
- qualidade uniforme;
- isento de matéria orgânica ou de outras substâncias prejudiciais.

O mesmo documento define as seguintes características para o material a aplicar sob geotêxteis empregues no tratamento de formações aluvionares muito compressíveis, face a condições de superfície muito severas, nomeadamente irregularidades e/ou teores em água próximos do limite de liquidez, ou quando aquele tratamento se faça em conotação com um sistema de drenos verticais:

- granulometria de dimensões nominais 1/5mm;
- material passado no peneiro de abertura  $0,075\text{mm} \leq 5\%$ ;
- EA  $\geq 60\%$ ;
- qualidade uniforme;
- isento de matéria orgânica ou de outras substâncias prejudiciais.

O Departamento de Transportes do Estado do Colorado (CDOT, 2004) dos EUA recomenda para camada drenante do sistema de drenagem dos pavimentos a utilização de material com as seguintes características:

- condutividade hidráulica  $\geq 1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ ;
- agregado britado angular de dimensões nominais 1,18-37,5mm;
- material passado no peneiro de abertura  $1,18\text{mm} < 2\%$ .

Segundo a FHWA (2006), o material para as camadas de drenagem dos pavimentos deve ser isento de finos, ou seja, as partículas do material não devem passar no peneiro de abertura  $0,075\text{mm}$ , a

condutividade hidráulica ser aproximadamente igual ou superior a  $1 \times 10^{-3}$  m/s, e o coeficiente de LA ser inferior a 40-45%.

Na Tabela 3.6 constam os fusos granulométricos utilizados em vários estados dos EUA para os materiais a aplicar na construção das camadas drenantes sob os pavimentos (FHWA, op. cit.). Todo o material deve provir de britagem e a condutividade hidráulica ser da ordem de  $3,5 \times 10^{-5}$  a  $1 \times 10^{-4}$  m/s. O estado da Pennsylvania recomenda ainda que o coeficiente de uniformidade do material seja igual ou superior a 4.

**Tabela 3.6 – Granulometria do material para as camadas drenantes sob os pavimentos (adaptado de FHWA, 2006)**

Abertura da malha do peneiro (mm)	Iowa	Minnesota	New Jersey	Pennsylvania	Wisconsin
50,0	-	-	-	100	-
37,5	-	-	100	-	-
25,0	100	100	95-100	-	100
19,0	-	65-100	-	52-100	90-100
12,5	-	-	60-80	-	-
9,5	-	35-70	-	33-65	20-55
4,75	-	20-45	40-55	8-40	0-10
2,36	10-35	-	5-25	-	0-5
2,0	-	8-25	-	-	-
1,18	-	-	0-8	0-12	-
0,425	-	2-10	-	-	-
0,297	0-15	-	0-5	-	-
0,075	0-6	0-3	-	0-5	-

Nota: Os valores correspondem ao material passado, em percentagem.

O DNIT (2006), recomenda para as camadas drenantes localizadas entre o revestimento e a camada de base ou sub-base do pavimento, agregados de rocha sã, podendo ser britados, ou não. De modo à camada drenante manter uma condutividade hidráulica elevada, as granulometrias especificadas caracterizam-se por um afastamento relativamente pequeno entre a dimensão máxima e mínima, por exemplo: 37,5 a 19,0mm, 9,5 a 3,18mm, etc. As curvas granulométricas apresentadas na Figura 3.2 são as recomendadas por aquela instituição.

De acordo com o DNIT (op. cit.), as cinco granulometrias recomendadas situam-se entre os diâmetros (Figura 3.2): 37,5 e 25,0mm, 37,5 e 4,75mm, 19,0 e 9,5mm e 4,75 e 2,36mm. A condutividade hidráulica obtida para estas curvas varia entre  $42 \times 10^{-2}$  m/s e  $2,1 \times 10^{-2}$  m/s, valores que aquela instituição avalia como adequados.

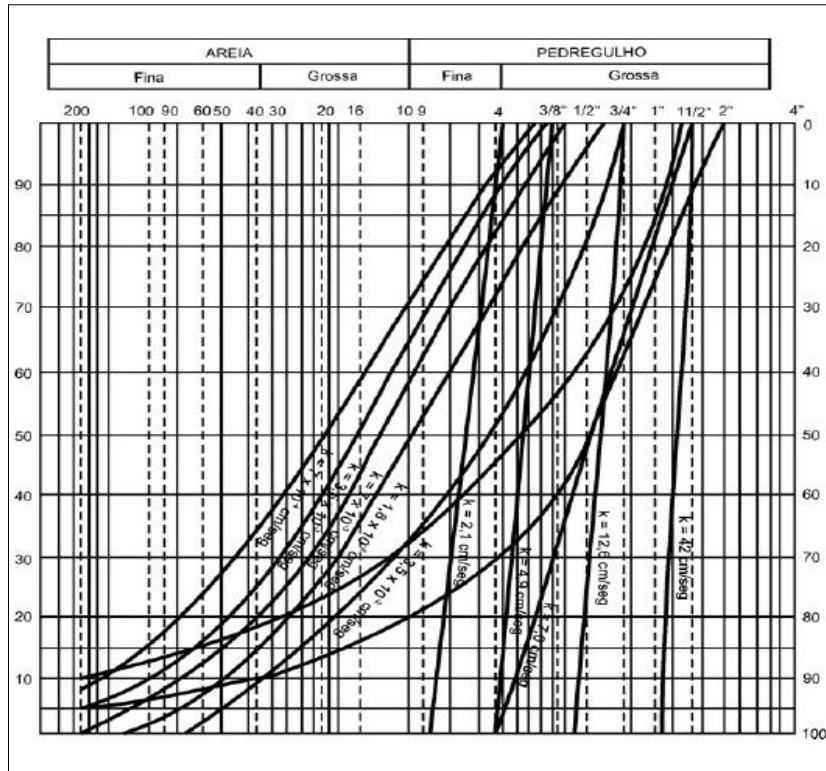


Figura 3.2 – Curvas granulométricas de agregados com  $2,1 \times 10^{-2} \text{ m/s} \leq k \leq 42 \times 10^{-2} \text{ m/s}$  recomendadas para a construção da camada drenante (DNIT, 2006)

A MRWA (2008), apresenta como requisito granulométrico para a camada drenante do pavimento o fuso da Tabela 3.7. Esta instituição exige ainda que o material não contenha argila, matéria orgânica ou quaisquer outras substâncias prejudiciais.

Segundo a mesma entidade, para agregado de enchimento das trincheiras de drenagem deve utilizar-se cascalho limpo ou rocha britada, livre de matéria orgânica, argila ou outras substâncias prejudiciais. A distribuição granulométrica deve ser a indicada na Tabela 3.8.

Tabela 3.7 – Granulometria exigida pela MRWA sob o pavimento (adaptado de MRWA, 2008)

Abertura da malha do peneiro (mm)	Material que passa acumulado (%)
37,5	90-100
2,36	30-100
0,075	1-10

**Tabela 3.8 – Dimensão do agregado a utilizar nas trincheiras drenantes (adaptado de MRWA, 2008)**

<b>Abertura da malha do peneiro (mm)</b>	<b>Material que passa acumulado (%)</b>
26,5	100
19,0	80-100
16,0	0-20
13,2	0-20
9,5	-
6,7	-
4,75	-
2,36	-
1,18	0-0,5

A Highways Agency (HA), entidade responsável pela manutenção e operação da rede rodoviária do Reino Unido, apresenta dois tipos de granulometria para o material de enchimento de trincheiras drenantes (HA, 2009). Os fusos granulométricos constam na Tabela 3.9.

**Tabela 3.9 – Fusos granulométricos recomendados pela HA (adaptado de HA, 2009)**

<b>Abertura da malha do peneiro (mm)</b>	<b>Tipo A</b>	<b>Tipo B</b>
	<b>Material que passa acumulado (%)</b>	
80	-	100
63	-	98-100
40	100	80-99
20	80-99	0-20
10	50-90	0-5
4	30-75	-
2	15-60	-
0,5	0-35	-
0,125	0-4	-
0,063	0-2	-

Conclui-se que os dois tipos de agregado diferem no tamanho das partículas, sendo o material do Tipo A mais fino e o material do Tipo B mais grosso. Ambos cumprem os requisitos da norma britânica BS EN 13242:2007 para os materiais a aplicar na construção e manutenção de estradas, aeroportos e outras áreas de circulação de veículos (HA, 2009).

O mesmo documento salienta ainda que o material de enchimento das trincheiras pode ser natural ou reciclado, desde que se verifique a sua viabilidade.



### **3.3.1.2 Comentários**

Do exposto, verifica-se que as características requeridas para os materiais variam em função do tipo da estrutura de drenagem na obra rodoviária, mas que para a mesma estrutura de drenagem as características dos materiais são aproximadamente semelhantes de país para país.

Para a camada de drenagem a aplicar sob os pavimentos foram apresentadas as características dos materiais exigidas em quatro países, Portugal, Austrália, EUA e Brasil, observando-se que as gamas granulométricas e a condutividade hidráulica são semelhantes entre si. No que se refere à granulometria situa-se, em geral, entre uma dimensão máxima das partículas de 37,5mm e um limite percentual de baixo valor (até 6%), para o peneiro de abertura 0,075mm. A condutividade hidráulica nesta estrutura em rodovias construídas nos EUA deve ser no mínimo de  $1 \times 10^{-3}$  m/s, valor inferior ao que o DNIT do Brasil exige, que requer valores de  $k$  na ordem de  $42 \times 10^{-2}$  m/s a  $2,1 \times 10^{-2}$  m/s. O coeficiente de LA exigido pela EP, em Portugal e pela FHWA, nos EUA, é de ordem de grandeza semelhante (< 40%).

As características exigidas aos materiais a aplicar nas camadas drenantes sob aterros, sobrejacentes ao geotêxtil, identificadas nos Cadernos de Encargos da EP e da BRISA, são semelhantes.

Fazendo uma comparação em relação às propriedades do material drenante a utilizar nas trincheiras drenantes, verifica-se que a MRWA, na Austrália, e a HA, no Reino Unido, recomendam agregados de enchimento naturais ou reciclados com dimensões entre 2-20mm, sendo que a HA considera igualmente outro tipo de agregado, mais grosso (20-40mm). A nível nacional, não constam nos cadernos de encargos das empresas EP e BRISA especificações para este tipo de estrutura drenante.

## **3.3.2 Ferrovias**

### **3.3.2.1 Requisitos**

Segundo a Rede Ferroviária Nacional (REFER), o material granular drenante a aplicar sobre os geotêxteis com finalidade de construir uma camada drenante sob os aterros deverá obedecer às seguintes disposições:

- granulometria de dimensões nominais 6/100mm;
- material passado no peneiro de abertura 0,075mm < 5%;
- EA > 60%;
- coeficiente LA < 40%;

- qualidade uniforme;
- isento de matéria orgânica ou de outras substâncias prejudiciais.

O caderno de encargos da mesma instituição refere ainda que, em princípio, não deverá ser empregue um material com dimensões nominais inferiores a 5/65mm. Caso seja aplicado material com dimensão máxima superior a 150mm, a fiscalização poderá determinar a necessidade de uma camada de transição entre o material drenante e o geotêxtil.

Para a camada drenante a aplicar sob geotêxtil, que constitua uma camada de regularização sobre uma fundação compressível, os materiais deverão seguir as seguintes especificações, caso estas não estejam expressas no projeto de execução:

- granulometria de dimensões nominais 1/5mm;
- material passado no peneiro de abertura 0,075mm < 5%;
- EA > 60%;
- qualidade uniforme;
- isento de matéria orgânica ou de outras substâncias nocivas.

Para a construção de máscaras e esporões drenantes, a REFER preconiza a utilização de material rochoso britado, com as seguintes características:

- limpo;
- boa qualidade;
- isento de matéria orgânica;
- granulometria de dimensões nominais 50/500mm (máscaras);
- granulometria de dimensões nominais 50/200mm (esporões).

A Société Nationale des Chemins de fer Français (SNCF) especifica no seu Caderno de Encargos (2001), que os agregados para as camadas de drenagem sejam da granulometria do cascalho (20-125mm) ou do seixo (1-31,5mm), com dimensões nominais 4/63mm. No caso do agregado estar sujeito a sobrecargas, o diâmetro máximo das partículas deve ser inferior a 31,5mm. O somatório dos coeficientes LA e micro-Deval (MDE) deve ser menor ou igual a 80%.

### **3.3.2.2 Comentários**

Verifica-se que os requisitos da REFER para os materiais da camada de drenagem são muito idênticos aos exigidos pela BRISA para o material a aplicar sobre os geotêxteis com a finalidade de constituir uma camada drenante sob aterros de rodovias (secção 3.3.1.1).

Comparando as dimensões nominais definidas pela REFER e pela SNCF para as partículas, verifica-se que a REFER propõe um intervalo mais aberto que a outra entidade.

### **3.4 Fundações e estruturas de suporte**

#### **3.4.1 Estacas de brita (fundações)**

##### **3.4.1.1 Requisitos**

As características do material das estacas de brita são relevantes para o seu desempenho adequado. Como tal, o tipo e a dimensão das partículas de brita são um dos parâmetros a controlar no dimensionamento das estacas (Rocha, 2012).

Os materiais a utilizar na execução daquelas estacas devem ser de qualidade e de granulometria controladas e o mais homogêneo possível (Lopes, 2011). De uma forma geral utilizam-se materiais granulares, normalmente angulosos e, muito raramente, material natural rolado, uma vez que apresentam menores valores de ângulo de resistência ao corte relativamente ao material britado mecanicamente (Domingues, 2006 citado em Rocha, 2012).

Segundo Lopes (2011):

- são utilizados, normalmente, agregados de rocha calcária ou granítica, ou seixos rolados britados;
- não devem ser aplicados materiais reciclados, exceto se estiverem bem caracterizados, nomeadamente através de ensaios específicos que demonstrem a ausência de respostas anómalas, quer a curto quer a longo prazo, como poluição ou reações físico-químicas que alterem as características geomecânicas consideradas no dimensionamento.

Contudo, segundo Rocha (2012, citando a EN 14731, 2005), pode ser utilizado material reciclado, como por exemplo tijolos ou betão britado, desde que possuam dureza e dimensões apropriadas. O material deste tipo, utilizado particularmente em áreas urbanas, deve apresentar um coeficiente LA máximo de 45% às 5000 rotações (FHWA, 1983).

McKelvey et al. (2002), nos seus estudos para o emprego de agregados reciclados no melhoramento de solos, utilizaram a gama granulométrica 6-40mm. Esta granulometria foi considerada adequada para os ensaios que realizaram.

De acordo com a EN 14731 (2005, citada por Lopes 2011), os agregados utilizados para a execução das estacas de brita por vibrosubstituição deverão ser suficientemente duros e inertes, de forma a que se mantenham estáveis durante a execução da estaca e durante o tempo de serviço do maciço tratado, dentro das condições de terreno previstas (solo e nível de água).

Aquela norma, segundo o mesmo autor, refere que a granulometria deverá ser a apropriada para permitir uma boa compactação, de modo a formar uma coluna densa, que interaja com o solo circundante e apresente condições de drenagem adequadas à sua função. De salientar que a brita deve ser limpa, não contendo finos, nem vestígios de materiais orgânicos.

A dimensão das partículas também deve ser compatível com os sistemas de alimentação do vibrador, superior ou inferior, de forma que a brita flua livremente e não o obstrua. Nos diferentes processos são geralmente utilizadas as granulometrias 40-75mm no método seco de alimentação superior, 8-50mm no método seco de alimentação inferior, e 25-75mm no método húmido (EN 14731, 2005, citada por Rocha, 2012).

Há autores, como Domingues (2006, citado por Rocha, 2012), que referem que uma boa compactação é conseguida com material de enchimento que possua uma granulometria extensa entre 2 e 70mm, sendo comuns diâmetros na ordem de 8 a 32 mm. Moseley e Kirsch (2005), igualmente referidos por Rocha (2012), citam que no método húmido o diâmetro das partículas de brita ou de cascalho que compõem o material de enchimento deve variar de 30 a 80mm e, quando se usa o vibrador de alimentação inferior no método seco, geralmente de 10 a 40mm. Candeias (2008), refere a utilização das seguintes gamas granulométricas: entre 40 e 70mm, no método húmido, e entre 15-32mm, no método seco.

Segundo Lopes (2011), em Portugal, com o método seco, são normalmente utilizadas a brita 2 ou 3, com fusos 15-25 a 15-32mm.

As normas francesas NF P 18591 e NF P 11-212, citadas por Lopes (op. cit.), referem, respetivamente, que os agregados a utilizar na execução das estacas de brita devem apresentar:

- uma percentagem de material com diâmetro inferior a 0,080mm menor que 5%;
- um coeficiente  $LA < 35\%$  e um coeficiente  $MDE < 30\%$  ou  $LA+MDE < 60\%$ .

CETO (2009a) especifica que a brita a utilizar na constrição das estacas deverá obedecer às seguintes características:

- granulometria de dimensões nominais 40/60mm;
- coeficiente  $LA \leq 40\%$ .

Quanto aos requisitos encontrados na bibliografia americana, a Tabela 3.10 mostra as dimensões do agregado de enchimento utilizadas por algumas empresas.

Segundo a FHWA (1983), a granulometria dos materiais empregues nas estacas de brita depende muito da fonte do agregado, das condições do subsolo e do empreiteiro. Geralmente é utilizado agregado com as dimensões nominais 12-75mm, limpo, duro, seco, livre de matéria orgânica, lixo ou outras substâncias prejudiciais. É preferível usar rocha britada, contudo é também usado cascalho.

A mesma instituição dá ainda alternativas de fusos granulométricos a utilizar consoante o material disponível. Esses fusos podem ser consultados na

Tabela 3.11.

**Tabela 3.10 – Características do material a utilizar nas estacas executadas pelo método de vibrosubstituição (adaptado de FHWA, 1983)**

Empresa	Diâmetro da coluna (m)	Diâmetro do material de enchimento (mm)
GKN Keller	0,6 - 1	10-30 (normalmente); material brando até 100
Vibro-flotation Co.	(normalmente) <1,2	20-70 (material angular)
Cementation	1	20-50 (material arredondado, não laminado); 70-100 (material seco)
Bauer Germany	0,6 - 1	25-50 (material britado limpo)
Franki	0,6 - 1,5	20-50 (material arredondado)

**Tabela 3.11 – Granulometrias sugeridas pela FHWA (adaptado de FHWA, 1983)**

Abertura da malha do peneiro (mm)	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 4
	Material que passa acumulado (%)			
100	-	-	100	-
89	-	-	90-100	-
75	90-100	-	-	-
63,5	-	-	25-100	100
50	40-90	100	-	65-100
38	-	-	0-60	-
25	-	2	-	20-100
20	0-10	-	0-10	10-55
13	0-5	-	0-5	0-5

Em geral, utilizam-se granulometrias das alternativas 1 ou 2. Para zonas de subsolo mole, deve-se experimentar a alternativa 2, caso não se verifiquem os resultados esperados, deve-se optar pela alternativa 3. As alternativas 2 e 4 devem ser utilizadas caso não existam agregados de granulometria mais grossa.

## **3.4.2 Muros de suporte (estruturas de suporte)**

### **3.4.2.1 Requisitos**

A referência às características do material a utilizar no tardo dos muros de suporte com funções drenantes só foi obtido em duas referências bibliográficas, de entre as várias consultadas.

O Department of Transportation and Main Roads (DTMR, 2013) australiano, refere que o material terá que exibir uma permeabilidade superior a  $10^{-5}$  m/s, ser duro, ter boa durabilidade e apresentar atrito. O agregado deverá ter dimensões nominais de 20mm.

De acordo com o exposto no DNIT (2006), como regra geral, a condutividade hidráulica do material de drenagem a utilizar no Brasil deve ser pelo menos 100 vezes maior que a condutividade hidráulica do solo a ser drenado. Indica igualmente que o sistema de drenagem deve obedecer às regras usuais de materiais filtrantes, de modo a não haver fenómenos de erosão interna no maciço suportado.

### **3.4.3 Comentários**

Tendo em conta a bibliografia consultada para as estacas de brita, verifica-se que as composições granulométricas propostas para o método seco são mais finas que para o método húmido.

Comparando as granulometrias utilizadas na Europa e nos EUA, observa-se que não diferem muito e que a granulometria proposta no CETO da EP para a construção de estacas de brita se enquadra nos valores da EN 14731:2005.

Nos documentos europeus e americanos é igualmente comum a referência à necessidade de se utilizar material limpo, duro e sem vestígios de materiais orgânicos.

Por outro lado, verifica-se que só nos documentos europeus consultados é que existe definição dos requisitos para a resistência do material à fragmentação (coeficiente LA) e ao desgaste (coeficiente MDE) e referência à possibilidade de utilização de materiais reciclados, como é o caso dos resíduos de construção e demolição, desde que a sua dureza e dimensões sejam apropriadas.

A escassa informação obtida sobre as características do material a aplicar no tardo dos muros de suporte com funções drenantes não justifica a elaboração de um comentário como o produzido para as restantes estruturas de drenagem.

### 3.5 Barragem de aterro

#### 3.5.1 Requisitos

Segundo Marcelino (2009), os materiais usados para os filtros e os drenos das barragens de aterro têm de ser dimensionados em função dos materiais que são usados na construção do restante corpo da estrutura, razão pela qual os critérios de dimensionamento dos filtros são diferentes consoante os materiais sejam granulares ou não granulares. Nos casos em que não ocorrem materiais com as características adequadas para os filtros ou os drenos no local da barragem, recorre-se a explorações de inertes ou, mesmo, à sua produção através de britagem de outros materiais.

Na realização de filtros finos (ou drenos) utilizam-se, em geral, areias ou areias com cascalho, com menos de 5% (preferencialmente 2%) de partículas inferiores a 0,075mm, e finos não plásticos. Os requisitos de durabilidade e de dureza para os materiais são idênticos aos requeridos para os agregados de betão (Fell et al., 1992, citados em Caldeira, 2012). Para os filtros grossos (ou drenos) são habitualmente utilizadas areias com cascalho ou cascalhos arenosos, devendo verificar-se os requisitos já referidos para os materiais do filtro fino no que respeita à durabilidade e à dureza.

A descrição anterior é meramente indicadora das características granulométricas dos materiais, sendo, por isso, necessário considerar os critérios existentes para definir o tipo de material a utilizar nestes importantes órgãos da estrutura. Os critérios de filtro comumente usados em solos granulares foram propostos por Terzaghi e Cedergren (1973, citados por Marcelino, 2009) e podem ser consultados na Tabela 3.12.

**Tabela 3.12 – Condições de filtro para solos não coesivos (Marcelino, 2009)**

Condição	Objetivo
$D_{15}(\text{dreno}) \leq 5d_{85}(\text{filtro})$	Assegura a capacidade de retenção pelo dreno das partículas do filtro
$D_{15}(\text{dreno}) \geq 5d_{15}(\text{filtro})$	Assegura um adequado contraste de permeabilidades entre os materiais do dreno e do filtro
$C_u = D_{60}/D_{10} \leq 20$	Destina-se a minimizar a segregação durante a construção

$D_n$  – Diâmetro das partículas do dreno para o qual n% das partículas são inferiores a essa dimensão.

$d_n$  – Diâmetro das partículas do filtro para o qual n% das partículas são inferiores a essa dimensão.

Em relação às características granulométricas de filtros para materiais não granulares é comum seguirem-se os critérios propostos por Sherard e Dunningan (1989, citados em Maranha das Neves, 2012), os quais têm implícito, segundo este autor, um adequado coeficiente de segurança. Em Maranha das Neves (op. cit.) são apresentados quatro grupos de solos e para cada grupo os

correspondentes critérios de filtro que, de acordo com o autor, só dependem da granulometria e não das características plásticas e da dispersividade da fração fina dos solos.

#### Grupo 1

Abrange argilas e siltes finos com mais de 85% (em peso) das partículas com diâmetro inferior a 0,075mm. Para os solos deste grupo, deve verificar-se o critério seguinte:

$$D_{15} (\text{filtro}) \leq 5d_{85} (\text{base}),$$

sendo ainda recomendado  $D_{15} (\text{filtro}) \leq 0,2\text{mm}$ .

#### Grupo 2

A este grupo pertencem as argilas e siltes arenosos e areias argilosas e siltosas, ou seja, os solos arenosos e cascalhentos “impermeáveis” com 40 a 85% (em peso) da fração passada no peneiro com abertura de malha de 4,75mm, apresentando diâmetro menor que 0,075mm. O critério a que devem obedecer os filtros destes solos é:

$$D_{15} (\text{filtro}) \leq 0,7\text{mm}.$$

#### Grupo 3

Este grupo integra as areias e cascalhos siltosos ou argilosos com 15% ou menos (em peso) de material com diâmetro inferior a 0,075mm (em relação à fração passada no peneiro com abertura de malha de 4,75mm). Para os solos deste grupo, o critério de filtro a adotar é:

$$D_{15} (\text{filtro}) \leq 9 \text{ a } 10d_{85} (\text{base})$$

no caso das argilas do solo serem angulosas, e

$$D_{15} (\text{filtro}) \leq 7 \text{ a } 8d_{85} (\text{base})$$

se as partículas forem arredondadas.

#### Grupo 4

Este grupo inclui os solos grosseiros “impermeáveis” de transição entre o grupo 2 e o grupo 3 (com 15 a 40% exibindo diâmetro inferior a 0,075mm), pelo que o critério aplicável será intermédio entre o preconizado para aqueles grupos. O  $D_{15}$  variará portanto inversa e linearmente com o teor em finos ( $A$ ) do solo em causa (dimensão inferior a 0,075mm), ou seja:

$$D_{15} (\text{filtro}) \leq [(40-A) / (40-15)] \times [(4d_{85} (\text{base}) - 0,7)] + 0,7 (\text{mm}).$$

Maranha das Neves (2012) refere ainda que devem ser seguidas as duas recomendações seguintes:

- os limites do fuso relativo ao filtro devem ser ajustados de molde a que  $C_u \leq 6$ ;



- limite imposto na alínea anterior deve ser ajustado de modo a que, entre os respetivos  $D_{10}$  e  $D_{60}$ , a largura do fuso corresponda a uma relação menor ou igual a 5 entre os maiores e os menores diâmetros.

Para além do estabelecimento da distribuição granulométrica dos materiais de filtro, é igualmente necessário conhecer as características de permeabilidade do material de filtro (Marcelino, 2009). Segundo este autor, pelo facto dos solos granulares do filtro não conterem, em princípio, mais que 5% de partículas com diâmetro inferior a 0,075mm, a sua condutividade hidráulica pode ser estimada com base em expressões empíricas e semiempíricas que relacionem esta propriedade com as características granulométricas dos materiais e a porosidade. A expressão referida para a determinação da condutividade hidráulica é a fórmula de Kozeny.

No que diz respeito ao dimensionamento dos materiais do tapete drenante, Marcelino (op. cit.) refere os critérios propostos por Terzaghi para solos granulares, os quais têm em consideração que o material mais grosso do tapete drenante tem de servir de filtro ao material exterior deste órgão (que por sua vez é filtro do material do aterro). A Tabela 3.13 apresenta as condições a que o material do dreno deve obedecer.

**Tabela 3.13 – Condições de dreno para solos granulares (Marcelino, 2009)**

Condição	Objetivo
$D_{15}(\text{dreno}) \leq 5d_{85}(\text{filtro})$	Assegura a capacidade de retenção pelo dreno das partículas do filtro
$D_{15}(\text{dreno}) \geq 5d_{15}(\text{filtro})$	Assegura um adequado contraste de permeabilidades entre os materiais do dreno e do filtro

$D_n$  – Diâmetro das partículas do dreno para o qual n% das partículas são inferiores a essa dimensão.

$d_n$  – Diâmetro das partículas do filtro para o qual n% das partículas são inferiores a essa dimensão.

De acordo com Cedergren (1973, citado em Marcelino, 2009), para que não haja segregação granulométrica significativa durante a construção, tanto os materiais do filtro como os do dreno deverão apresentar  $c_u < 20$ .

Os critérios considerados pelo ICOLD (2011) para o material dos drenos são apresentados na Tabela 3.14.

**Tabela 3.14 – Critério em relação ao material dos drenos (adaptado de ICOLD, 2011)**

Critério	Descrição
1	$5 < D_{15}(\text{filtro}) / D_{15}(\text{base}) < 40$
2	As partículas com diâmetro inferior ou igual a 0,075mm devem ser inferiores a 5%

O United States Department of the Interior-Bureau of Reclamation (USBR, 1987) também refere que o material para os drenos das pequenas barragens de terra se deve caracterizar por durabilidade e resistência adequadas e apresentar as características exigidas para os filtros (Tabela 3.15).

**Tabela 3.15 – Critérios em relação ao material dos drenos (adaptado de USBR, 1987)**

<b>Critério</b>	<b>Descrição</b>
1	$d_{15}(\text{dreno}) \geq 5 D_{15}(\text{base})$ , se o dreno não contém mais de 5% de partículas com diâmetro inferior ou igual a 0,075mm após compactação
2	$d_{15}(\text{dreno}) \geq 5 D_{85}(\text{base})$
3	$D_{85}(\text{dreno}) \geq 2 \times \text{máx. abertura do tubo de drenagem}$
4	O material deve ser equigranular para proporcionar uma granulometria adequada e evitar a segregação durante o processo, manuseamento e espalhamento

### 3.5.2 Comentário

Os filtros e os drenos são órgãos de importância vital no funcionamento das barragens de aterro, devendo o seu dimensionamento garantir que o escoamento para jusante, proveniente da barragem e da fundação, se processa de forma controlada.

Todas as entidades acima referidas adotaram o critério de filtro e de dreno quando se trata de definir o material a utilizar nos sistemas de encaminhamento e de drenagem da água das suas barragens em termos de permeabilidade e retenção de material. Embora existam outros critérios para o dimensionamento, tornando os requisitos mais exigentes, a base são os critérios de Terzaghi e de Cedergren, considerados pela bibliografia referida na secção anterior.

Para além destes critérios também se verifica que um requisito habitual diz respeito à quantidade de material de diâmetro inferior ou igual a 0,075mm, que não deve exceder 5%, à utilização de um material com coeficiente de uniformidade que evite a segregação granulométrica e à necessidade do material ter resistência à alteração e ao esmagamento.

## 3.6 Drenagem profunda

### 3.6.1 Requisitos

Em Portugal, o CETO (2009a) apresenta as seguintes características para a areia a utilizar nos drenos verticais:

- granulometria de dimensões nominais 0,06/6mm;
- material passado no peneiro de abertura 0,075mm  $\leq$  6%;
- EA  $\geq$  70%.

De acordo com o Illinois Department of Transportations (IDOT, 1976), o material a utilizar como enchimento dos drenos verticais deverá consistir em areia limpa e corresponder à granulometria presente na Tabela 3.16.

**Tabela 3.16 – Granulometria do material de enchimento de drenos verticais (IDOT, 1976)**

<b>Abertura da malha do peneiro (mm)</b>	9,5	4,75	1,18	0,297	0,149
<b>Material que passa acumulado (%)</b>	100	85-100	50-85	0-25	0-4

Para além das características já apresentadas, o documento refere que a areia também não deve apresentar material prejudicial ao seu desempenho.

Segundo a FHWA (1986), o material utilizado nos drenos deverá corresponder a areias limpas, com a quantidade de material com diâmetro inferior ou igual a 0,075mm a não ultrapassar os 3%.

A granulometria típica do material dos drenos proposta pela FHWA é apresentada na Tabela 3.17.

**Tabela 3.17 – Granulometria do material de enchimento de drenos verticais (FHWA, 1986)**

<b>Abertura da malha do peneiro (mm)</b>	4,75	1,18	0,297	0,149	0,075
<b>Material que passa acumulado (%)</b>	90-100	40-85	2-30	0-7	0-3

### 3.6.2 Comentários

Os requisitos a que deve obedecer o material a utilizar nos drenos verticais foram encontrados na bibliografia nacional (CETO, 2009a) e internacional (IDOT, 1976 e FHWA, 1986).

Verifica-se que todos os documentos especificam as características granulométricas para o material, mas nenhum se refere à condutividade hidráulica. Salienta-se igualmente a particularidade de só o CETO da EP considerar o equivalente de areia do material para condicionar a sua aplicabilidade.

Comparando as granulometrias apresentadas, conclui-se que são idênticas entre si, em particular entre as propostas pelo IDOT e pela FHWA, com a última a permitir a utilização de material mais fino ( $3\% \leq 0,075\text{mm}$ ), que será um pouco mais fina que a exigida pelo IDOT. Ambas as entidades salientam que a areia deverá ser limpa. Em comparação com o CETO da EP, verifica-se que a granulometria proposta pelo IDOT é mais grossa e pela FHWA mais fina.

### 3.7 Notas finais

Como se verificou no capítulo anterior, as estruturas de drenagem que fazem parte dos diferentes tipos de obras geotécnicas e infraestruturas de transporte, têm como principal função encaminhar, de forma controlada e para local apropriado, a água/lixiviado de zonas prejudiciais ao funcionamento/estabilidade da estrutura.

Este capítulo demonstrou que as características a que o material deverá corresponder de modo a ser incorporado naquelas estruturas são, por vezes, idênticas.

Assim e, em termos de condutividade hidráulica, a gama de valores que abrange todas as especificações encontradas na bibliografia, situa-se entre  $1 \times 10^{-2}$  e  $1 \times 10^{-5}$  m/s, e mais frequentemente entre  $1 \times 10^{-3}$  e  $1 \times 10^{-4}$  m/s.

No que diz respeito à distribuição granulométrica do material, existe a preocupação de limitar a percentagem de finos ( $< 0,075\text{mm}$ ) até 10%, proposto pela MRWA para a camada drenante sob o pavimento, dada a sua presença em valores superiores reduzir de forma significativa a condutividade hidráulica de um meio granular.

O coeficiente Los Angeles (LA) e o equivalente de areia (EA) são requeridos nas estruturas de drenagem das infraestruturas rodó e ferroviárias, devendo o seu valor ser, respetivamente, inferior a

cerca de 40-50% e superior a cerca de 60-70%. Os valores de LA, para as estacas de brita e de EA para a drenagem profunda, são de ordem de grandeza idêntica ao exigido para as estruturas de drenagem nas infraestruturas de transporte.

Para as estruturas de drenagem daquelas infraestruturas viárias e para as estacas de brita, também se observou que é exigida a ausência de matéria orgânica, assim como para a camada de drenagem e recolha de lixiviado dos aterros de resíduos é requerido que o teor em carbonato seja inferior a 10%.

A utilização de agregados reciclados na construção de estruturas de drenagem já é abordada por algumas entidades, como é o caso da HA e da MRWA, para o enchimento de trincheiras drenantes integradas em obras rodoviárias, e a EN 14731, para a execução de estacas de brita. A sua utilização está dependente da aprovação da sua adequabilidade por via de ensaios específicos.

## **4 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS APLICADOS NAS ESTRUTURAS DE DRENAGEM: CASOS DE ESTUDO**

### **4.1 Considerações iniciais**

Vários estudos, laboratoriais e de campo, com escórias siderúrgicas e RCD evidenciam que, dependendo das características destes materiais, a capacidade de drenagem das estruturas em que forem aplicados pode diminuir ao longo do tempo. O comportamento dos sistemas de drenagem pode ser igualmente prejudicado a partir de estruturas que lhes estejam associadas, como é o caso das camadas granulares não ligadas de pavimentos construídas com aqueles agregados reciclados.

Neste capítulo apresentam-se quatro casos de estudo com escórias siderúrgicas e quatro casos com RCD, que incluem investigações das propriedades desses agregados e as condições do meio que podem contribuir para a diminuição da condutividade hidráulica das estruturas de drenagem.

### **4.2 Escórias siderúrgicas**

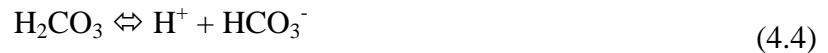
#### **4.2.1 Estudo de Hurd (1988)**

De acordo com o trabalho consultado (op. cit), a presença de tufa, uma forma de precipitado de carbonato de cálcio, nos sistemas de drenagem de autoestradas em várias regiões do estado de Ohio, nos EUA, impedia a adequada drenagem do pavimento, acelerando a sua degradação. Partindo da conclusão do estudo realizado em 1981 por R.M. Feldman, segundo o qual, as escórias utilizadas na construção da camada de sub-base daqueles pavimentos seriam a causa da existência da tufa, Hurd interessou-se pelo estudo da influência do tipo de escória na formação dos depósitos de tufa.

A formação de tufa nas estruturas de drenagem começa na dissolução da cal livre (óxido de cálcio), presente nas escórias, pela água que percola através da camada de sub-base para o sistema de drenagem. As reações químicas deste fenómeno são expressas pelas equações 4.1 e 4.2:



A solução de hidróxido de cálcio resultante provoca um aumento do pH das águas drenadas para valores consistentemente acima de 11. O pH elevado destas águas cria um ambiente favorável à dissociação do ácido carbónico,  $\text{H}_2\text{CO}_3$ , um ácido fraco, em iões de hidrogénio e de carbono. As equações químicas que explicam esta reação são as equações de 4.3 a 4.5:



Num meio com pH elevado, as reações nas equações 4.4 e 4.5 dão-se da esquerda para a direita.

Os iões de carbono em solução, combinados com os iões de cálcio, formam o carbonato de cálcio. A reação é expressa pela equação química:



Um meio com pH elevado favorece a reação da esquerda para a direita desta equação, explicando a formação dos depósitos de tufa nas estruturas de drenagem.

O estudo realizado pelo autor abrangeu 37 projetos, onde foram utilizados nove tipos de escórias diferentes.

Como conclusões relevantes do estudo para esta dissertação, salientam-se as relacionadas com os projetos em que houve aplicação de escórias da indústria do aço:

- a presença das escórias nas camadas do pavimento foi responsável pela formação de tufa nas estruturas de drenagem, devido à presença de cal livre (óxido de cálcio) nestes materiais;
- a maturação das escórias aplicadas durante seis meses não reduziu suficientemente a quantidade de cal livre de modo a diminuir o volume de precipitado de carbonato de cálcio (tufa);
- as escórias de aciaria só devem ser aplicadas nas camadas do pavimento com sistemas de drenagem associados, e se a cal livre tiver sido removida durante a fase de maturação.

#### **4.2.2 Estudo de Gupta et al. (1994)**

A colmatção de drenos em diferentes locais nas estradas do estado de Ohio (EUA) por depósitos de tufa, cinco a seis anos após a construção das camadas de sub-base do pavimento com escórias provenientes da indústria do ferro e do aço, motivou a realização de um estudo laboratorial por Gupta et al. (op. cit), com o objetivo de avaliar o potencial de produção de tufa neste tipo de agregados reciclados.

As oito amostras de escória utilizadas neste estudo foram recolhidas em diferentes pilhas, expostas às condições atmosféricas. O período de maturação em seis pilhas era superior a seis meses e em duas, inferior a três meses.

Do estudo experimental realizado, consideraram-se, atendendo ao âmbito da presente dissertação, os resultados obtidos nos ensaios de lixiviação.

Num conjunto de ensaios, 6kg de cada amostra de escória estiveram em contacto com 3l de água desionizada, durante 14 dias. Nas primeiras 24h, o pH do lixiviado aumentou para valores superiores a 10, atingindo um máximo de 12, mas após 10 dias de ensaio, os valores do pH estabilizaram em todas as amostras. Ao décimo quarto dia, o lixiviado de cada amostra foi recolhido e seco em estufa até a água se evaporar. Não foi recolhido nenhum precipitado no recipiente, indicando que a água desionizada por si só não produziu tufa a partir das escórias ensaiadas.

Contudo, noutra conjunto de ensaios, foi injetado um fluxo de dióxido de carbono através da amostra, para acelerar a precipitação da tufa. Quando o valor do pH do lixiviado atingiu o valor do pH da água desionizada, o lixiviado de cada amostra foi drenado e recolhido, e em seguida aquecido até a água se evaporar. O depósito observado no recipiente foi analisado, revelando uma composição semelhante à tufa.

De entre as conclusões do estudo, a que importa salientar para esta dissertação, é a relevância da existência do dióxido de carbono para promover a precipitação de tufa a partir das escórias.



### **4.2.3 Estudo de Rojas e Rojas (2004)**

Os autores em apreço realizaram um estudo detalhado em relação às composições química e mineralógica, à atividade pozolânica e à quantificação dos principais compostos expansivos de duas escórias de aciaria de FAE, provenientes de diferentes siderurgias espanholas.

No âmbito da presente dissertação, interessam sobretudo os resultados referentes à atividade pozolânica e à expansibilidade das escórias de aciaria.

Os resultados obtidos a partir do ensaio da atividade pozolânica revelaram que o teor de óxido de cálcio se manteve praticamente constante durante os 90 dias de realização do ensaio, e o valor não diferia da sua concentração inicial. Concluíram os autores que estes materiais não apresentam atividade pozolânica devido à sua elevada cristalinidade.

Em relação aos resultados da expansibilidade, verificaram que as concentrações dos principais compostos expansíveis (óxido de cálcio, CaO, livre; sulfatos, SO<sub>3</sub>; cloretos, Cl; e óxido de magnésio, MgO, livre) nas duas escórias de aciaria eram muito baixas, ou mesmo nulas (CaO<1%, SO<sub>3</sub><0,6%, Cl=0%, e MgO<1%), para produzirem reações expansivas com repercussões negativas no desempenho e na durabilidade dos meios compostos por estes sub-produtos.

### **4.2.4 Estudo de Havanagi et al. (2012)**

O artigo apresenta o estudo das propriedades físicas, químicas e geotécnicas de quatro tipos de resíduos (escória de zinco, escória de chumbo, escória de aciaria e cinzas da combustão do carvão), e de um solo natural, com a finalidade de avaliar a viabilidade técnica da aplicação daqueles na construção de aterros estruturais e de camadas de pavimentos rodoviários, entre outras.

Tendo em conta os materiais e as propriedades geotécnicas estudadas na presente dissertação só serão considerados os dados da composição granulométrica e da condutividade hidráulica obtidos para a escória de aciaria.

Em termos granulométricos, a escória de aciaria ensaiada é um material granular grosso, com cerca de 65% das partículas retidas no peneiro de abertura 4,75mm e cerca de 35% no peneiro de abertura 0,075mm. A Figura 4.1 mostra as curvas granulométricas dos materiais utilizados pelos autores.

O ensaio de permeabilidade foi realizado a carga constante, com o provete a ser compactado para o teor em água ótimo da escória de aciaria.

A condutividade hidráulica obtida para o material, de  $3 \times 10^{-5}$  m/s, foi considerada adequada pelos autores para a construção de aterros estruturais e da camada de leito de pavimento.

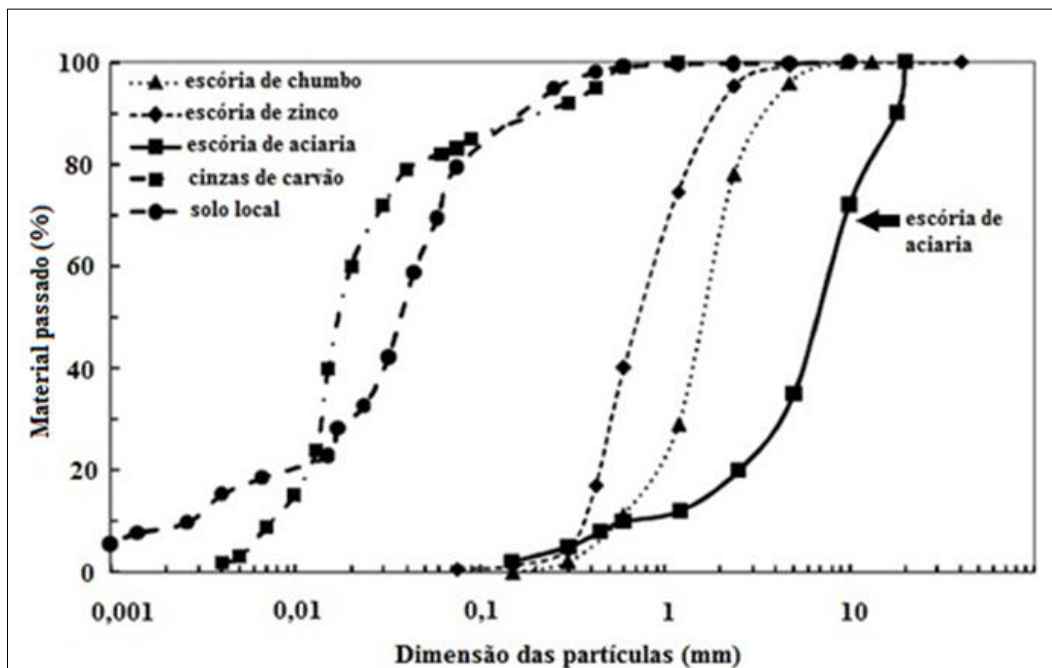


Figura 4.1 – Curvas granulométricas dos diferentes materiais estudados (adaptado de Havanagi et al., 2012)

### 4.3 Resíduos de Construção e Demolição

#### 4.3.1 Estudo de Snyder (1995)

O autor compilou e analisou 11 estudos, seis realizados no campo e cinco em laboratório, sobre o desempenho de agregados reciclados de betão aplicados em camadas de pavimento no estado de Minnesota (EUA). A substituição de agregados naturais por agregados reciclados de betão em obras rodoviárias realizadas naquele estado americano começou, segundo o estudo, no início dos anos 80 do século XX.

A avaliação de desempenho centrou-se na redução da condutividade hidráulica ou da capacidade de drenagem da camada do pavimento e de quaisquer estruturas de drenagem que lhe estivessem associadas, construídas com agregados reciclados de betão.

Os estudos de laboratório e de campo demonstraram que existiam nos agregados reciclados de betão quantidades suficientes de compostos à base de cálcio para diminuir o desempenho hidráulico das camadas do pavimento e das estruturas de drenagem, após a sua lixiviação e precipitação na presença do dióxido de carbono da atmosfera. O autor refere que a percentagem das partículas de diâmetro inferior ou igual a 4,75mm nos agregados reciclados de betão deve ser inferior a 3%, de modo a reduzir a possibilidade de formação de precipitado de carbonato de cálcio e a auto-cimentação do material.

#### **4.3.2 Estudo de Arm (2001)**

As propriedades auto cimentantes de um agregado reciclado de betão foram avaliadas por Arm (2001) com base na variação da rigidez do material em ensaios triaxiais realizados em laboratório e em ensaios com o defletómetro de impacto pesado realizados no campo. Em ambos os casos, os resultados foram comparados com o comportamento de agregados naturais. Com a realização da investigação pretendia-se promover a utilização de agregados reciclados de betão em camadas não ligadas de pavimentos rodoviários.

Concluiu-se, com base nos resultados laboratoriais e de campo, que o módulo de rigidez do agregado reciclado de betão aumentava com o tempo, o que não se verificava com o agregado natural.

#### **4.3.3 Estudo de Poon et al. (2006)**

Com o objetivo de investigarem as causas fundamentais da auto-cimentação da porção fina dos agregados reciclados de betão e a sua possível influência nas propriedades deste material aplicado na camada de sub-base dos pavimentos rodoviários, Poon et al. (op. cit), realizaram, entre outros, ensaios de permeabilidade com a fração fina (<5mm) do agregado, bem como com a mistura resultante das respetivas frações fina e grossa, que apresenta as características granulométricas do material de sub-base exigidas pela especificação de Hong Kong (China). Os autores do estudo avaliaram igualmente a influência da variabilidade da percentagem dos finos na auto-cimentação do material da sub-base.

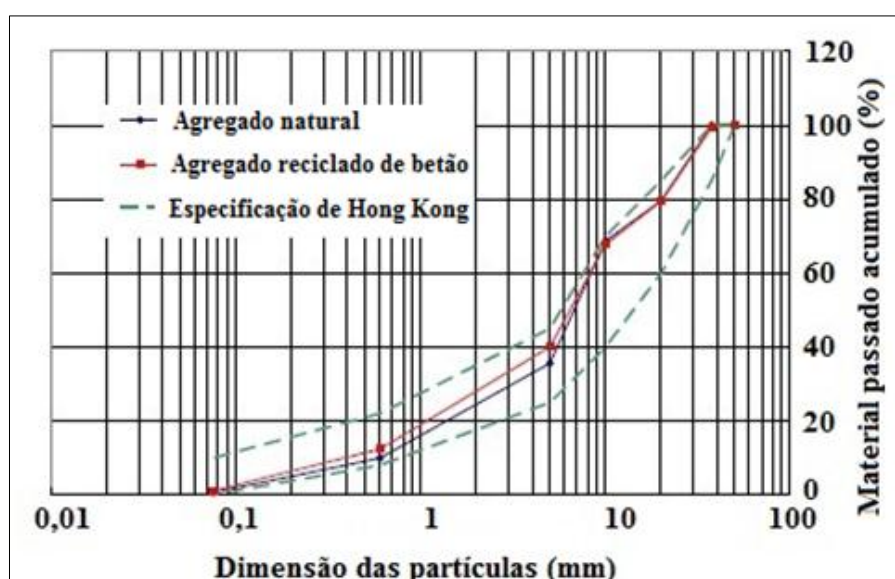
Os ensaios de permeabilidade com fração fina do agregado reciclado foram realizados a carga variável e os resultados comparados com os obtidos na fração fina de um agregado natural. Os provetes foram compactados com o teor em água ótimo dos materiais e ensaiados nas três condições seguintes: a) imediatamente após a compactação, b) após 7 dias de cura, à temperatura de 65°C, e c) após 3 dias

de cura à temperatura ambiente. A condutividade hidráulica do agregado reciclado foi maior que a do agregado natural nas três condições de preparação dos provetes, como mostra a Tabela 4.1. Contudo, após 7 dias de cura, a condutividade hidráulica do agregado reciclado diminuiu significativamente, enquanto a condutividade hidráulica do agregado reciclado diminuiu apenas ligeiramente. O mesmo comportamento foi observado nos provetes com 10 dias de cura.

As curvas granulométricas da mistura da fração grossa dos agregados reciclado e natural utilizadas na preparação dos provetes ensaiados, são mostradas na Figura 4.2. A mesma figura mostra o fuso granulométrico previsto pela especificação de Hong Kong para os materiais a aplicar na sub-base dos pavimentos rodoviários. Os provetes foram compactados com o teor em água ótimo correspondente a cada material, mas apenas o provete do agregado reciclado foi submetido a um período de cura de 7 dias à temperatura de 65°C. Segundo os autores, não se justificava a cura do provete do agregado natural, por não se ter observado influência nos valores da condutividade hidráulica da fração fina. A condutividade hidráulica da mistura obtida para o agregado reciclado,  $2,7 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ , foi semelhante à obtida para o agregado natural,  $2,3 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ .

**Tabela 4.1 – Condutividade hidráulica dos provetes (adaptado de Poon et al., 2006)**

Fração fina (<5mm)	Imediatamente após a compactação	Após 7 dias de cura a 65°C	Após 7 dias de cura a 65°C + 3 dias de cura à temperatura ambiente
Agregado natural (m/s)	$66 \times 10^{-8}$	$4,9 \times 10^{-8}$	$4,6 \times 10^{-8}$
Agregado reciclado (m/s)	$3,8 \times 10^{-6}$	$2,6 \times 10^{-7}$	$7,2 \times 10^{-8}$



**Figura 4.2 – Curvas granulométricas dos materiais para a sub-base (adaptada de Poon et al., 2006)**

Para avaliarem a influência da variação da composição da fração fina do agregado reciclado de betão na condutividade hidráulica do material da sub-base, os autores prepararam um provete com a mesma percentagem de fração fina (<5mm) utilizada na mistura anterior, mas neste caso a percentagem das frações <(0,15+0,3)/0,6mm em relação ao peso total da fração fina passou de 28,5% para 42,3%, ou seja, duplicou. Os valores apresentados na Tabela 4.2 mostram que a condutividade hidráulica do material da sub-base preparado com o dobro da fração fina na gama ensaiada diminuiu muito significativamente.

**Tabela 4.2 – Condutividade hidráulica da sub-base preparada com os diferentes materiais (adaptado de Poon et al., 2006)**

Material para a sub-base	Condutividade hidráulica (m/s)
Agregado natural*	$2,3 \times 10^{-3}$
Agregado reciclado (<0,15+0,3/0,6mm=28,5%)	$2,7 \times 10^{-3}$
Agregado reciclado (<0,15+0,3/0,6mm=42,3%)	$2,0 \times 10^{-10}$

\*Não foi sujeito aos 7 dias de cura a 65°C

Os resultados obtidos nos ensaios permitiram aos autores concluir que é importante limitar a percentagem da fração fina ativa nos agregados reciclados de betão para prevenir a diminuição da capacidade de drenagem do material devido ao fenómeno da auto-cimentação.

#### **4.3.4 Estudo de Barbosa et al. (2009)**

Barbosa et al. (op. cit) estudaram, em laboratório e no campo, a viabilidade técnica de utilizarem um agregado reciclado grosso de RCD, com diâmetro das partículas entre 12,5 e 76mm, nos sistemas de drenagem dos aterros de RSU, e um agregado reciclado fino de RCD, com composição granulométrica equivalente à areia siltosa, no sistema de cobertura do mesmo tipo de aterros.

Atendendo ao tipo de aplicação de RCD objeto de investigação no presente trabalho, apenas foram considerados os resultados obtidos com o agregado reciclado grosso.

Do programa experimental em laboratório salienta-se, entre outros ensaios, o ensaio de permeabilidade, executado a carga constante, com fluxo horizontal e vertical, num permeâmetro cúbico com  $1\text{m}^3$ . A condutividade hidráulica vertical obtida foi de cerca de  $8,5 \times 10^{-2}\text{m/s}$ , e a horizontal de  $2,5 \times 10^{-2}\text{m/s}$ , não tendo sido influenciadas pela aplicação de uma tensão vertical de cerca de 1,8GPa, nem pela imersão prévia do material em água, por um período de seis meses.

O ensaio no campo, consistiu na realização de um teste piloto num aterro de RSU, com percolação contínua de lixiviado através de uma camada drenante de 0,5m de espessura, sob uma camada de RSU

de 1,0m de espessura. Para além do RCD já mencionado, foram estudados o agregado natural que faz parte do sistema de drenagem do aterro e um agregado reciclado grosso de RCD, idêntico ao anterior, mas com dimensão das partículas entre 4,8 e 76mm. O ensaio foi realizado por um período de seis meses, sem se observarem alterações nos agregados reciclado e natural, nem variações nas suas condutividades hidráulicas.

Em suma, os autores concluíram que o agregado grosso reciclado de RCD era adequado para construir os sistemas de drenagem dos aterros de RSU, e eventualmente para a camada de drenagem de biogás.

#### **4.4 Notas finais**

Os quatro trabalhos apresentados neste capítulo sobre o comportamento das escórias de aciaria evidenciam que:

- a) a existência de cal livre nestes materiais pode dar origem a precipitados de carbonato de cálcio em contacto com o dióxido de carbono da atmosfera;
- b) a maturação das escórias deve manter-se o tempo necessário para se atingirem as concentrações em cal livre e nos compostos com potencial expansivo que não sejam prejudiciais ao comportamento destes materiais em sistemas de drenagem;
- c) a cristalinidade do material é responsável pela sua fraca atividade pozolânica.

No que diz respeito aos quatro trabalhos que investigaram agregados de RCD, conclui-se que se deve limitar a percentagem da fração granulométrica inferior a 4,75mm, e em particular da fração fina ativa, a 3%, para evitar o desenvolvimento de fenómenos de auto-cimentação, e de precipitação de carbonato de cálcio na presença do dióxido de carbono da atmosfera.

Nos aterros de RSU, a concentração média do dióxido de carbono no biogás é de cerca de 40% (INR, 2001), muito superior, portanto, à sua concentração na atmosfera, onde é de cerca de 0,03%. Esta elevada concentração de dióxido de carbono no biogás poderá influenciar em maior grau o comportamento das escórias de aciaria e dos RCD aplicados na construção das camadas de drenagem da cobertura final, que na construção da camada de drenagem dos lixiviados, normalmente saturada.



**PARTE II**  
**PROGRAMA EXPERIMENTAL**  
**ESTUDO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA**





## 5 MATERIAIS E MÉTODOS

### 5.1 Considerações iniciais

A pesquisa bibliográfica apresentada no capítulo anterior, evidenciou que a capacidade das estruturas de drenagem construídas com agregados reciclados como os selecionados para este estudo, o Agregado Siderúrgico Inerte para a Construção (ASIC) e o Agregado de Betão britado de Resíduos de Construção e Demolição ( $AB_{RCD}$ ), que resultam, respetivamente, do processamento de escórias de aciaria de forno de arco elétrico (FAE) e de RCD, pode diminuir devido à formação de precipitados de carbonato de cálcio e ao desenvolvimento de fenómenos de auto-cimentação.

De modo a comparar o desempenho hidráulico dos agregados reciclados com agregados naturais, foram selecionados, à semelhança do estudo de Rodrigues (2012), o basalto (BAS) e o calcário (CAL), não só por haver experiência sobre o seu comportamento em obra, podendo, assim, utilizá-los como referência, como também, no caso do CAL, a legislação em vigor, o DL n.º 183/2009, não permitir a utilização de brita calcária na construção da camada de drenagem e recolha dos lixiviados dos aterros de resíduos. Os resultados obtidos por Rodrigues (2012) mostraram, porém, que a durabilidade do CAL à água da rede pública de abastecimento e ao lixiviado é muito elevada e semelhante à do BAS, do ASIC e do  $AB_{RCD}$ , pelo que se considerou igualmente importante efetuar a avaliação do desempenho hidráulico do CAL, para avaliar a viabilidade técnica da utilização de brita calcária na camada de drenagem e recolha de lixiviados dos aterros de resíduos.

Na secção 5.2 apresentam-se os dois agregados reciclados, o ASIC e o  $AB_{RCD}$ , e os dois agregados naturais, o BAS e o CAL, utilizados neste estudo, bem como as duas soluções de percolação, o lixiviado de um aterro de RSU, e a água da rede pública de abastecimento. Para cada material granular e para o lixiviado faz-se referência ao local de recolha e ao processamento que lhes dá origem (não se aplica ao lixiviado), descreve-se o procedimento adotado na amostragem e mencionam-se as condições de armazenamento até à realização dos ensaios de permeabilidade.

A secção 5.3 é referente à preparação dos materiais. No caso dos agregados, as frações granulométricas amostradas foram passadas nos peneiros necessários à obtenção da curva granulométrica dos provetes a ensaiar. No que diz respeito ao  $AB_{RCD}$  foi necessário britar o material previamente à sua peneiração, por forma a reduzir a dimensão dos blocos recolhidos. Em relação ao lixiviado descreve-se o processo da sua acidificação.

O método adotado no enchimento da coluna do permeâmetro com os agregados por forma a preparar os provetes a utilizar nos ensaios de permeabilidade, vem descrito na secção 5.4.

Na secção 5.5 descreve-se o equipamento e o dispositivo utilizados na realização do ensaio de permeabilidade, bem como o procedimento do ensaio.

Por último, na secção 5.6 justificam-se alguns dos procedimentos adotados na realização dos ensaios de permeabilidade.

## 5.2 Materiais

### 5.2.1 ASIC

#### 5.2.1.1 Localização

O agregado reciclado ASIC utilizado na presente dissertação resulta do processamento das escórias de aciaria de forno de arco elétrico (FAE) produzidas na unidade industrial da Siderurgia Nacional (SN) do Seixal, cuja localização se apresenta na Figura 5.1.

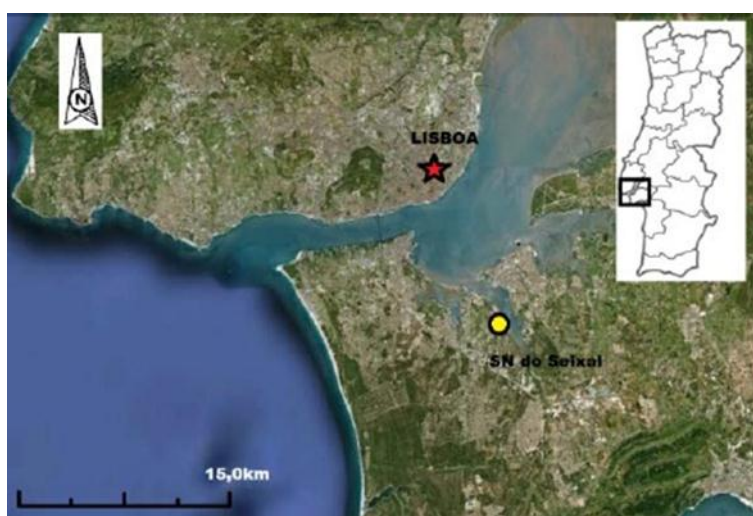


Figura 5.1 – Localização geográfica da Siderurgia Nacional do Seixal (Rodrigues, 2012)

#### 5.2.1.2 Processamento

O processamento das escórias de aciaria de FAE produzidas na SN do Seixal encontra-se pormenorizadamente descrito em Roque et al. (2006), pelo que apenas se faz referência às três fases que transformam as escórias em ASIC: i) escoamento e arrefecimento da escória (Figuras 5.2a e 5.2b); ii) separação da componente metálica (Figura 5.2c), e iii) ações necessárias à valorização da parte não

metálica (Figura 5.2d), as quais contemplam a fragmentação, a peneiração, a eliminação de material metálico remanescente e a maturação ao ar livre.



**Figura 5.2 – Fases do processamento da escória de aciaria (adaptado de Roque et al., 2006)**

Do processamento das escórias de aciaria de FAE na unidade da SN do Seixal resultam as seguintes gamas granulométricas de ASIC: 0/6mm; 6/12mm; 12/18mm; 0/40mm; e 10/100mm.

### **5.2.1.3 Amostragem**

A amostragem foi efetuada pela SN do Seixal e o material entregue no LNEC, em sacos em nylon, no dia 29 de abril de 2013, nas massas e granulometrias requisitadas, ou seja, cerca de 50kg das gamas 0/6mm (Figura 5.3a), para a preparação dos provetes de areia, e 0/40mm (Figura 5.3b), para os provetes de brita. Na altura da entrega verificou-se que o material se encontrava molhado. Estas amostras, como as dos restantes materiais, foram armazenadas à temperatura ambiente, até ao início da sua utilização na preparação dos provetes para os ensaios de permeabilidade.



a) Material para preparar o provete do ASIC/areia



b) Material para preparar o provete do ASIC/brita

Figura 5.3 – Aspetto do ASIC 0/6mm e 0/40mm (régua de escala em cm)

## 5.2.2 AB<sub>RCD</sub>

### 5.2.2.1 Localização

O agregado reciclado AB<sub>RCD</sub> é produzido pela Demotri, S.A., entidade responsável pela área das demolições do Grupo Ambigroup, a partir do processamento de betão de RCD, proveniente de diversas obras de demolição, numa central de reciclagem a operar no concelho do Seixal. A Figura 5.4 mostra a localização da central de reciclagem.

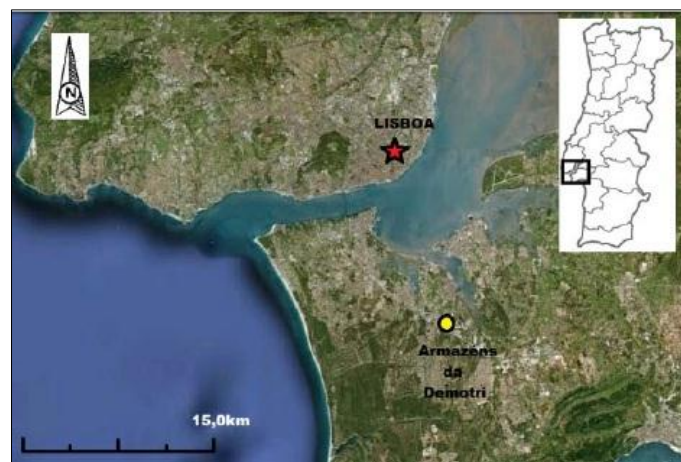
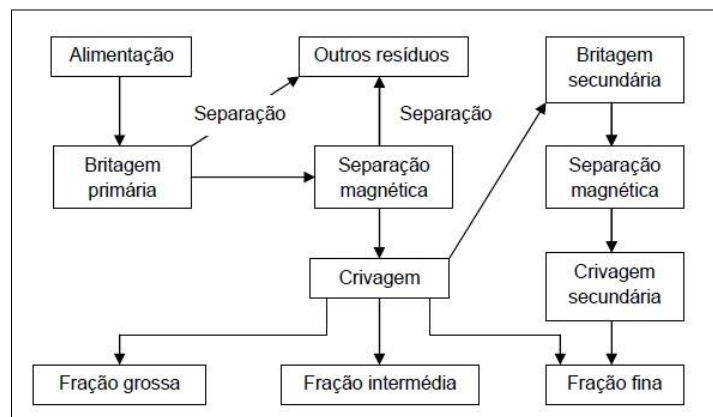


Figura 5.4 – Localização da central de reciclagem da Demotri, S.A. (Rodrigues, 2012)

### 5.2.2.2 Processamento

O processamento dos RCD utilizados no presente estudo foi descrito em pormenor por Rodrigues (2012). Segundo este autor, as cinco etapas principais do processamento são as seguintes: a) fragmentação preliminar dos blocos de betão; b) triagem, para remoção das partes metálicas, biodegradáveis, entre outras; c) transporte para a central de reciclagem; d) britagem; e e) armazenamento.

Destaca-se a etapa de britagem, representada esquematicamente na Figura 5.5, e ilustrada na Figura 5.6a.



**Figura 5.5 – Esquematização da etapa da britagem no processamento dos RCD (Rodrigues, 2012)**

Os agregados reciclados de RCD, depois de classificados em diferentes classes granulométricas, de modo a contemplarem as diversas necessidades de aplicação, são armazenados em parques, em pilhas, ao ar livre (Figura 5.6b) ou em áreas cobertas.



**a) Tipo de equipamento utilizado na britagem do RCD (adaptado de Algarvio, 2009)**



**b) Armazenagem de RCD em pilhas, ao ar livre (Rodrigues, 2012)**

**Figura 5.6 – Aspeto da britagem e armazenamento dos RCD**



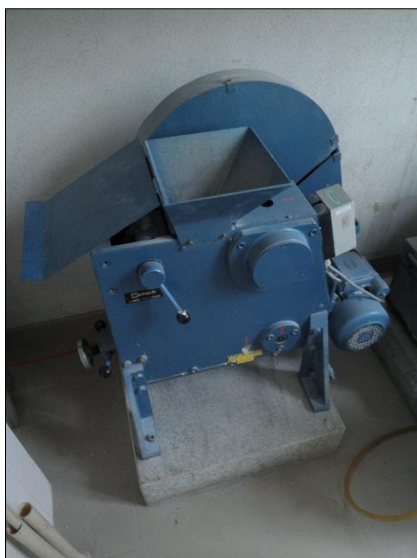
### 5.2.2.3 Amostragem

Neste caso não houve amostragem, tendo-se recorrido à amostra recolhida para o estudo realizado por Rodrigues (2012), e que a Figura 5.7 ilustra. Esta opção justifica-se por duas razões principais. Por um lado, devido à possibilidade das características do agregado reciclado variarem com o tipo de estrutura demolida. Por outro, a central de reciclagem não produzia as frações granulométricas  $AB_{RCD}$  pretendidas para o estudo.



**Figura 5.7 – Amostragem dos blocos de betão do RCD (Rodrigues, 2012)**

Os blocos de betão do RCD previamente amostrados, de dimensões inferiores a 100mm, foram britados no LNEC de modo a produzirem-se as frações granulométricas pretendidas. A britagem foi realizada no Núcleo de Betões, Pedra e Cerâmicos (NBPC), do Departamento de Materiais (DM) do LNEC. A Figura 5.8 mostra o equipamento utilizado na britagem dos blocos de betão do RCD.

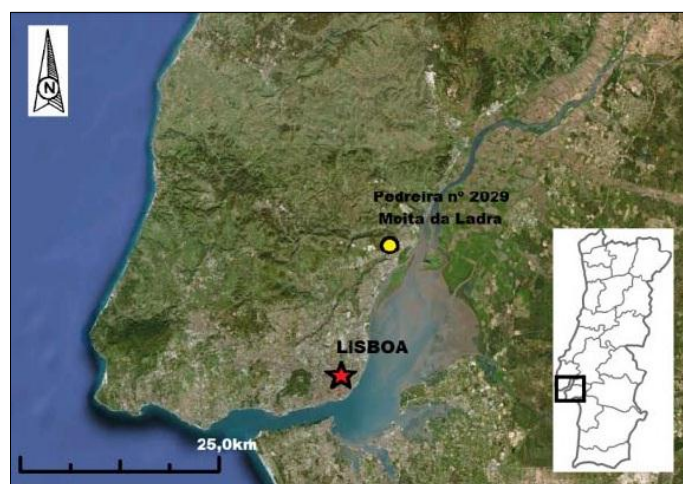


**Figura 5.8 – Equipamento utilizado na britagem dos blocos de betão do RCD para as frações granulométricas pretendidas**

## **5.2.3 BAS**

### **5.2.3.1 Localização**

O basalto estudado foi recolhido na Pedreira n°2029 – Moita da Ladra, da empresa Alves Ribeiro, S.A. (Figura 5.9), à semelhança de Rodrigues (2012), que descreve as condições geológicas em que se insere a exploração.



**Figura 5.9 – Localização geográfica da Pedreira n°2029 – Moita da Ladra (Rodrigues, 2012)**



### 5.2.3.2 Processamento

Segundo Rodrigues (2012), o ciclo de produção envolve um conjunto de operações sequenciais que se traduzem nas etapas seguintes:

- desmatação e decapagem;
- desmonte;
- carga;
- transporte;
- britagem;
- expedição.

Salienta-se a etapa de britagem, onde o material é transportado para a central de processamento, para ser primeiramente pré-britado, e em seguida processado numa unidade de britagem (Figura 5.10), totalmente automática, para produzir seis granulometrias diferentes: 1) balastro, 25/50mm, 2) brita 3, 12/20mm, 3) brita 2, 10/16mm, 4) brita 1, 4/12mm, 5) bago de arroz, 2/6mm, e 6) areão, 0/4mm.



**Figura 5.10 – Unidade de britagem da pedra, automatizada, com seis silos**

### 5.2.3.3 Amostragem

A recolha das amostras foi efetuada a 11 de abril de 2013, nas gamas granulométricas mais adequadas à construção dos provetes para os ensaios de permeabilidade. Como mostra a Figura 5.11a, o material encontrava-se armazenado em pilhas de diferentes alturas, ao ar livre. A recolha foi efetuada com o auxílio de uma pá e de sacos em nylon (Figura 5.11b), em quantidades que rondaram 25kg por fração

granulométrica. Devido à ocorrência de precipitação atmosférica no dia e no período em que o material foi recolhido, este apresentava-se bastante húmido.



a) Armazenamento em pilhas ao ar livre



b) Recolha de material

**Figura 5.11 – Aspeto do armazenamento e recolha do BAS**

As granulometrias recolhidas foram as seguintes: balastro, 25/50mm (Figura 5.12a), brita 3, 12/20mm (Figura 5.12b), brita 2, 10/16mm (Figura 5.12c), brita 1, 4/12mm (Figura 5.12d), e areão, 0/4mm (Figura 5.12e).



a) balastro (25/50mm)



b) brita 3 (12/20mm)



c) brita 2 (10/16mm)



d) brita 1 (4/12mm)



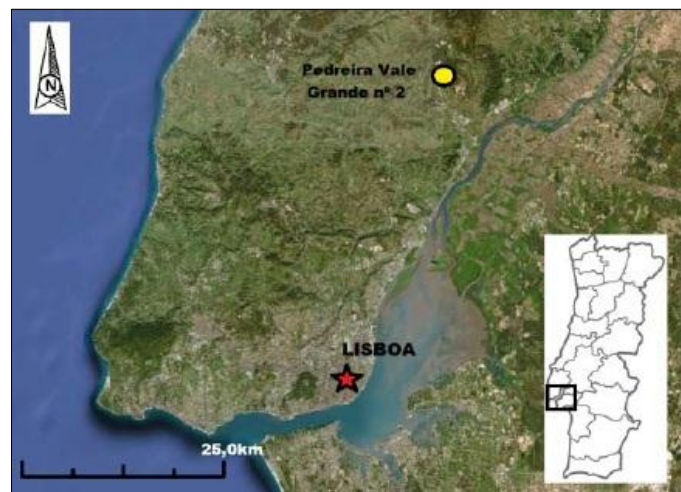
e) areão (0/4mm)

**Figura 5.12 – Frações granulométricas de basalto amostradas**

## 5.2.4 CAL

### 5.2.4.1 Localização

O calcário estudado foi recolhido na Pedreira Vale Grande nº2, pertencente à empresa Agrepor S.A. (Figura 5.13), à semelhança de Rodrigues (2012), que descreve as condições geológicas em que se insere a exploração.



**Figura 5.13 – Localização geográfica da Pedreira Vale Grande nº2 (Rodrigues, 2012)**



#### 5.2.4.2 Processamento

O ciclo de produção nesta pedreira é, de acordo com Rodrigues (2012), semelhante ao seguido na pedreira anteriormente apresentada.

No que se refere à fase de britagem, o material é, primeiro, britado na central de processamento (Figura 5.14) e, em seguida, separado em pilhas de acordo com a sua classificação granulométrica e armazenado ao ar livre. Os rejeitados são removidos para escombreciras, temporárias ou definitivas.

As granulometrias produzidas pela central de processamento da Pedreira Vale Grande nº2 são as seguintes: 1) *tout-venant* de 1ª, 0/32mm, 2) *tout-venant* de 2ª, 0/32mm, 3) brita 3, 20/40mm, 4) brita 2, 11/22mm, 5) brita 1, 4/16mm, 6) bago de arroz, 2/5mm, e (7) pó de pedra, 0/4mm.



a) Vista geral



b) Central de britagem

Figura 5.14 – Central de processamento da Pedreira Vale Grande nº2

#### 5.2.4.3 Amostragem

As amostras foram recolhidas no dia 11 de abril de 2013, como ilustra a Figura 5.15, seguindo o procedimento referido na secção 5.2.3.3. As frações granulométricas recolhidas foram as seguintes: *Tout-venant* de 1ª, 0/32mm (Figura 5.16a), brita 3, 20/40mm (Figura 5.16b), e Pó de Pedra, 0/4mm (Figura 5.16c). As quantidades aproximadas recolhidas em cada fração foram de: 50kg de *Tout-venant* de 1ª e de Pó de Pedra, e 25kg de brita 3. Devido às condições climáticas, o material encontrava-se húmido.



**Figura 5.15 – Recolha do material na Pedreira Vale Grande nº2**



a) *tout-venant* de 1ª (0/32mm)



b) brita 3 (20/40mm)



c) pó de pedra (0/4mm)

**Figura 5.16 – Frações granulométricas de calcário recolhidas**

## 5.2.5 Lixiviado

### 5.2.5.1 Localização

O lixiviado utilizado como solução de percolação nos ensaios de permeabilidade foi recolhido na Célula C, do aterro de RSU da AMARSUL, S.A., cuja localização é mostrada na Figura 5.17.

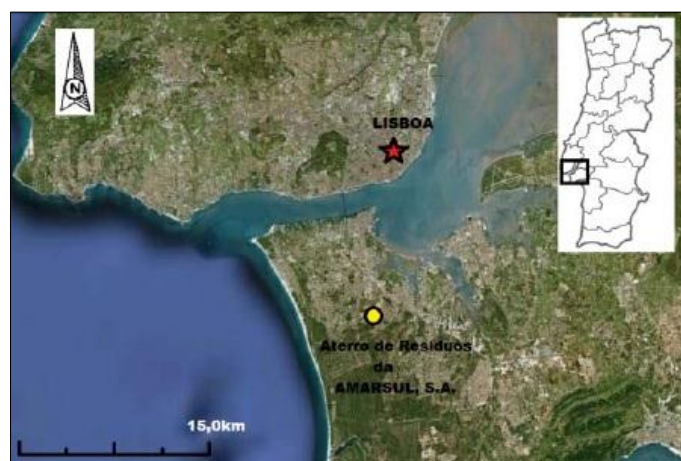


Figura 5.17 – Localização geográfica da empresa AMARSUL, S.A. (Rodrigues, 2012)

### 5.2.5.2 Características do lixiviado

A Tabela 5.1 apresenta a composição química do lixiviado, disponibilizada pela AMARSUL, S.A. Destes dados destacam-se, os valores relativos ao pH e à condutividade elétrica (C.E.), dois, dos três parâmetros controlados nos ensaios de permeabilidade, sendo o outro, a condutividade hidráulica. Em ambos os casos, os valores obtidos no ano de 2003 são inferiores aos registados em 2010, o que indicia, no caso do pH, um aumento da basicidade do lixiviado com o decorrer da exploração da Célula C, e no caso da C.E., um aumento da concentração iónica.

Tabela 5.1 – Composição química do lixiviado da Célula C do aterro de RSU em 2003, 2005 e 2010 (Rodrigues, 2012)

Parâmetro	Unidade	Teores das substâncias químicas		
		2003	2005	2010
pH	Escala de Sorensen	7,0	8,0	8,1
Condutividade elétrica	mS/cm	12,0	29,5	34,6
Fósforo total	mg/l	-	39,0	44,0
Cloretos, Cl <sup>-</sup>	g/l	15,9	4,0	4,9
Carbonatos, CO <sub>3</sub> <sup>2-</sup>	mg/l	72,0	<500,0	0,0
Bicarbonatos, HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg/l	242,0	19000,0	21000,0
Fluoretos, F	mg/l	<0,2	2,1	1,5
Nitratos, NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg/l	<2,0	<3,0	<5,0
Nitritos, NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>	mg/l	<0,03	<0,2	<0,015
Sulfatos, SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	mg/l	500,0	6,0	360,0
Sulfuretos	mg/l	0,1	<0,4	6,4
CBO	mg/l	-	366,0	1600,0
CQO	g/l	2,0	3,7	10,0
Fenóis	mg/l	1,5	0,1	0,96
Azoto amoniacal	g/l	0,36	3,3	4,6
Azoto Kjeldahl	g/l	-	3,5	-
Azoto total	g/l	-	3,5	3,6
Arsénio, As	mg/l	<0,004	0,03	0,112
Cádmio, Cd	mg/l	<0,05	<0,02	<0,0004
Crómio, Cr	mg/l	0,4	0,4	1,113
Chumbo, Pb	mg/l	<0,5	<0,5	<0,005
Potássio, K	g/l	1,4	1,9	3,13
Alumínio, Al	mg/l	2,1	0,7	2,28
Bário, Ba	mg/l	1,3	0,28	0,47
Cobre, Cu	mg/l	<0,2	0,13	<0,001
Zinco, Zn	mg/l	0,72	0,35	0,54
Manganês, Mn	mg/l	0,8	0,019	<0,001
Antimónio, Sb	mg/l	<0,005	<0,04	0,012
Níquel, Ni	mg/l	0,3	0,5	0,26
Selénio, Se	mg/l	<0,002	<0,02	0,0042
Sódio, Na	g/l	2,2	2,8	3,1
Boro, B	mg/l	1,7	3,2	2,54
Ferro, Fe	mg/l	11,0	4,6	7,0
Cálcio, Ca	g/l	1,3	0,02	0,034
Magnésio, Mg	mg/l	223,0	42,0	43,0
Mercúrio, Hg	mg/l	<0,01	0,005	<0,01
COT	g/l	0,81	1,4	1,86
HAP	mg/l	2,0	0,7	1,12
AOX	mg/l	0,273	8,2	1,5
Cianetos, CN <sup>-</sup>	mg/l	180,0	0,01	<0,005
Compostos organoclorados	mg/l	0,055	-	-

Legenda: AOX – Compostos Organo-halogenados adsorvíveis, CBO – Carência bioquímica de oxigénio, COT – Carbono orgânico total, CQO – Carência Química de Oxigénio, HAP – Hidrocarbonetos Aromáticos Policíclicos.

### 5.2.5.3 Amostragem

O procedimento de amostragem do lixiviado foi idêntico ao seguido por Rodrigues (2012), sendo as amostras recolhidas armazenadas em câmara fria, a 4°C, até à sua utilização nos ensaios de permeabilidade.

## 5.3 Preparação dos materiais a ensaiar

### 5.3.1 Areia e brita

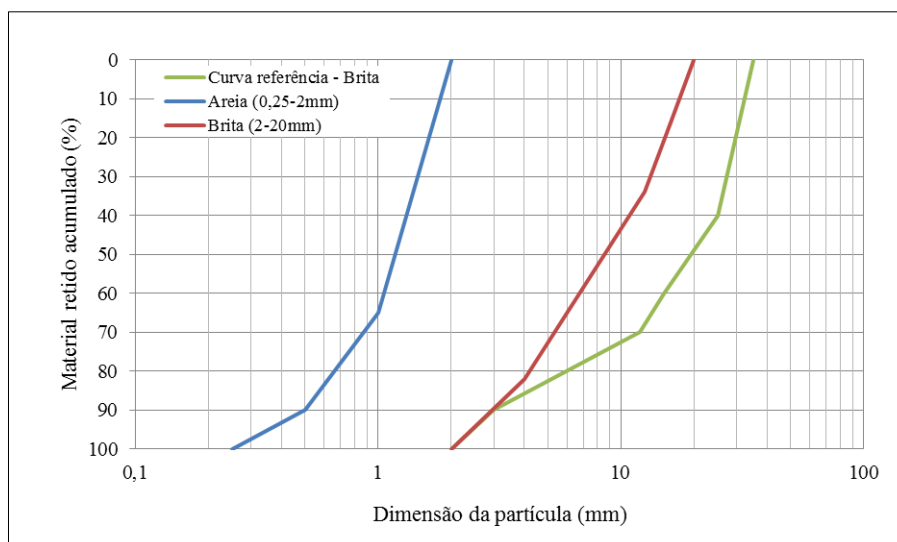
Na preparação dos materiais para o estudo da sua condutividade hidráulica em laboratório, tiveram-se por referências as características granulométricas dos materiais habitualmente utilizadas na camada de drenagem e recolha de lixiviados do sistema de proteção basal dos aterros de RSU construídos no país, as quais foram oportunamente apresentadas na Tabela 3.1 do capítulo 3.

As composições granulométricas da areia e da brita dos materiais para a produção dos provetes a utilizar nos ensaios de permeabilidade são apresentadas na Tabela 5.2 e as respetivas curvas granulométricas na Figura 5.18. Observa-se, que o diâmetro da brita foi truncado nos 20mm, para respeitar a condição mínima da relação “diâmetro da coluna (90mm)/diâmetro da partícula (20mm)” igual ou superior a 5. Devido a esta truncagem, a curva granulométrica da brita a utilizar nos ensaios de permeabilidade teve que ser ajustada em relação à curva granulométrica de referência apresentada na secção 3.1.2. Dado não existir curva granulométrica de referência para a areia, mas apenas o intervalo 0,18-2mm indicado na mesma secção, definiu-se uma curva na gama 0,25-2mm, com traçado semelhante ao da curva granulométrica da brita. As frações granulométricas para o traçado das curvas foram obtidas a partir dos peneiros da série base, mais os da série 2, da EN 933-1.

**Tabela 5.2 – Composições granulométricas da areia e da brita utilizadas na preparação dos provetes**

Areia		Brita	
Dimensão da partícula (mm)	Material retido acumulado (%)	Dimensão da partícula (mm)	Material retido acumulado (%)
2	0	20	0
1	65	16	16
0,5	90	12,5	34
0,25	100	4	82
		2	100





**Figura 5.18 – Curvas granulométricas da areia e da brita utilizadas na preparação dos provetes**

Para estimar as massas necessárias a cada fração granulométrica da areia e da brita, consideraram-se os valores da massa volúmica real dos agregados reciclados e dos agregados naturais obtidas por Rodrigues (2012), apresentadas na Tabela 5.3, e o volume da coluna do permeâmetro, estimado em cerca de  $1600\text{cm}^3$ .

**Tabela 5.3 – Massa volúmica real dos materiais (Rodrigues, 2012)**

Material	Massa volúmica real ( $\text{Mg/m}^3$ )
ASIC	3,77
$\text{AB}_{\text{RCD}}$	2,58
BAS	3,02
CAL	2,72

Para prevenir a eventual necessidade de maior quantidade de material, considerou-se em cada fração um acréscimo de cerca de 20% de massa em relação à estimada. De forma a garantir a utilização de frações homogêneas nos dois provetes de areia e nos dois provetes de brita a ensaiar em cada agregado, aquela massa foi preparada em dobro. A Tabela 5.4 e a Tabela 5.5 mostram as massas obtidas para as frações granulométricas da areia e da brita, respetivamente.

**Tabela 5.4 – Toma utilizada em cada fração da granulometria da areia**

Dimensão da partícula (mm)	ASIC + 20% (g)	$\text{AB}_{\text{RCD}}$ + 20% (g)	BAS + 20% (g)	CAL + 20% (g)
2 a 1	4705,0	3219,8	3769,0	3394,6
1 a 0,5	1809,6	1238,4	1449,6	1305,6
0,5 a 0,25	723,8	495,4	579,8	522,2
Total	7238,4	4953,6	5798,4	5222,4

**Tabela 5.5 –Toma utilizada em cada fração da granulometria da brita**

Dimensão da partícula (mm)	ASIC + 20% (g)	AB <sub>RCD</sub> + 20% (g)	BAS + 20% (g)	CAL + 20% (g)
20 a 16	1158,1	792,6	927,7	835,6
16 a 12,5	1302,9	891,6	1043,7	940,0
12,5 a 4	3474,4	2377,7	2783,2	2506,8
4 a 2	1302,9	891,6	1043,7	940,0
Total	7238,3	4953,5	5798,3	5222,4

Tendo como referência os valores acima tabelados, procedeu-se à peneiração de cada fracção granulométrica, exemplificada pela Figura 5.19, segundo a EN 933-1, no Núcleo de Infraestruturas de Transportes (NIT), do Departamento de Transportes (DT) do LNEC.

Previamente à peneiração, o material era seco em estufa, à temperatura de 60°C, durante um período mínimo de 24h, seguido de arrefecimento num exsiccador, no tempo necessário para se atingir a temperatura ambiente.



**Figura 5.19 – Peneiração das frações granulométricas necessárias para a construção dos provetes**

Para ilustrar as várias frações granulométricas dos dois agregados reciclados, apresentam-se na Figura 5.20 e na Figura 5.21, respetivamente, as frações da areia e da brita do material ASIC (adiante designadas por ASIC/areia e ASIC/brita, respetivamente), e na Figura 5.22e na Figura 5.23, respetivamente, as mesmas frações para o AB<sub>RCD</sub>.



Figura 5.20 – Frações granulométricas do ASIC/areia



Figura 5.21 – Frações granulométricas do ASIC/brita

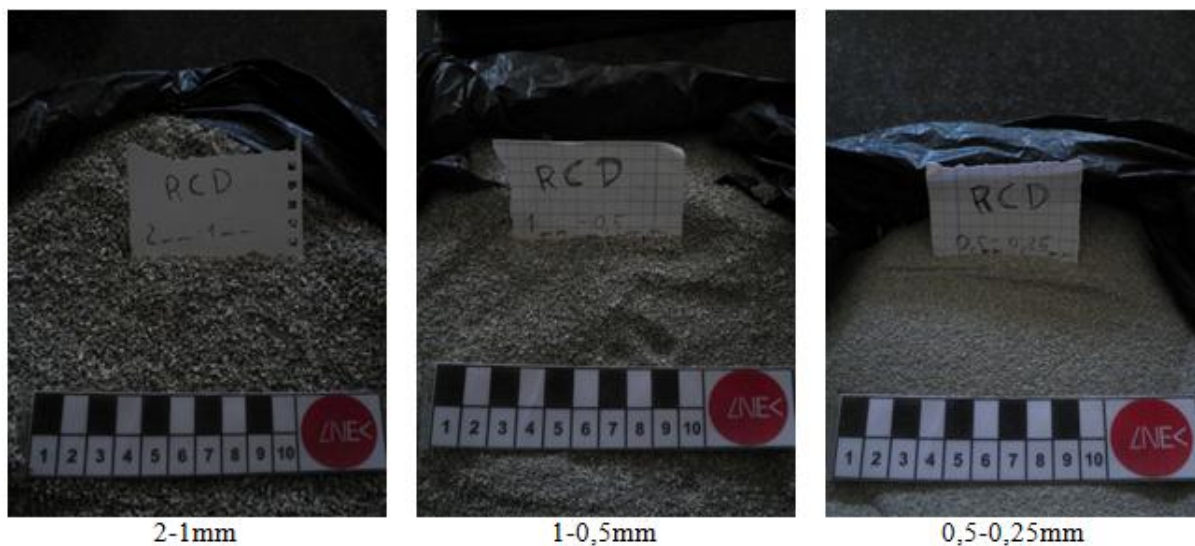


Figura 5.22 – Frações granulométricas do  $AB_{RCD}/areia$



Figura 5.23 – Frações granulométricas do  $AB_{RCD}/brita$



As frações granulométricas constitutivas da areia e da brita de cada material foram então cuidadosamente misturadas num tabuleiro até formarem uma mistura homogênea. A Figura 5.24 e Figura 5.25 exemplificam a areia e a brita, respetivamente, dos agregados reciclados ASIC e AB<sub>RCD</sub>.



Figura 5.24 – Mistura homogênea da areia



Figura 5.25 – Mistura homogênea da brita

### 5.3.2 Lixiviado

A preparação do lixiviado para os ensaios de permeabilidade foi efetuada segundo o processo descrito em Rodrigues (2012). A sua realização resultou da necessidade de se acidificar para 5,5, o lixiviado recolhido no aterro de RSU da AMARSUL, S.A., cujo valor de origem era 8,2.

Para a acidificação do lixiviado adicionou-se, de forma faseada, volumes de 10ml de uma solução de 50% de ácido clorídrico (HCl), mediante a utilização de uma pipeta volumétrica de 10ml e de uma

pompete. A variação do valor do pH do lixiviado, homogeneizado em permanência por um agitador magnético num copo de precipitação de 2,5l de volume, era controlada pela medição, em contínuo, do valor do pH.

Observou-se que, em geral, após a adição de 30ml de HCl, havia a formação de uma espuma de cor amarelada, conforme se apresenta na Figura 5.26, que obrigava a parar o processo de acidificação entre 20 e 40min. Idêntico fenómeno foi descrito por Rodrigues (2012).

Devido a se ter optado por acidificar 2l de lixiviado de cada vez, no lugar dos 2,5l adotados por aquele autor, o valor total de HCl adicionado foi de 100ml, no lugar de 140ml.



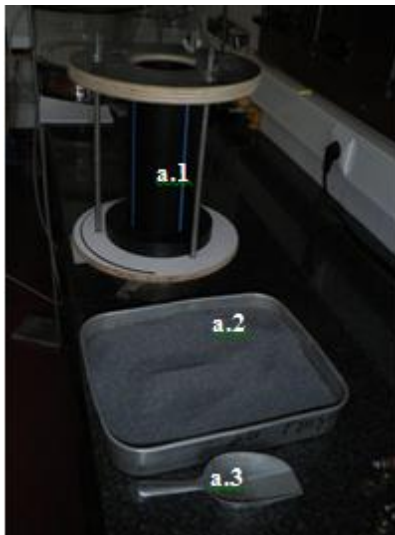
**Figura 5.26 – Formação de espuma na superfície do lixiviado em reação à adição da solução de HCl**

#### **5.4 Preparação e montagem dos provetes**

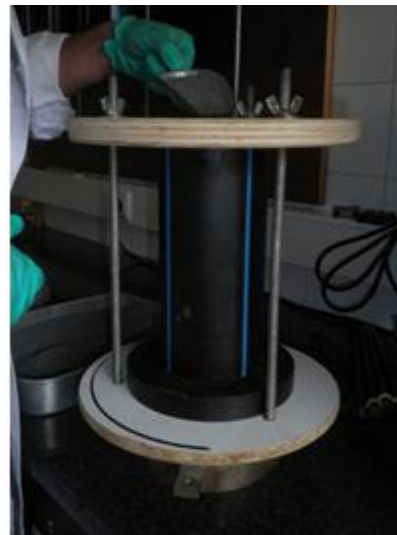
Previamente à preparação dos provetes para os ensaios de permeabilidade foram testados vários procedimentos para encher a coluna do permeâmetro, de 25cm de altura e 9cm de diâmetro, com o peso volúmico seco máximo de cada material, previamente seco em estufa a 60°C. Em seguida descreve-se o procedimento adotado.

Como mostra a Figura 5.27a.1, a coluna e a base do permeâmetro foram colocadas numa armação para impedir o movimento das duas peças, e o conjunto foi pesado. O material calibrado (areia ou brita, Figura 5.27a.2), com o auxílio de uma colher (Figura 5.27a.3), foi vertido para a coluna, como se observa na Figura 5.27b, e com maior pormenor na Figura 5.27c. De seguida, com o auxílio de um

maço em madeira (Figura 5.27d.1), deram-se pancadas sucessivas na armadura para promover o rearranjo entre as partículas do material e o adensamento do meio particulado (Figura 5.27d). Este procedimento continuou até o material chegar ao topo da coluna. O conjunto foi pesado e a massa de material adicionada foi calculada, após subtração da massa do conjunto armação+coluna+base. A Figura 5.28 e a Figura 5.29 mostram o caso do topo dos provetes da areia e da brita, respectivamente, para os agregados reciclados ASIC e  $AB_{RCD}$ .



a) Coluna e base do permeâmetro, mais armação (a.1); material calibrado (areia) (a.2); colher (a.3)



b)



c)



d) Maço de madeira (d.1)

Figura 5.27 – Procedimento adotado para o enchimento da coluna do permeâmetro



a) ASIC



b)  $AB_{RCD}$



Figura 5.28 – Topo dos provetes da areia dos agregados reciclados



a) ASIC



b)  $AB_{RCD}$

Figura 5.29 – Topo dos provetes da brita dos agregados reciclados

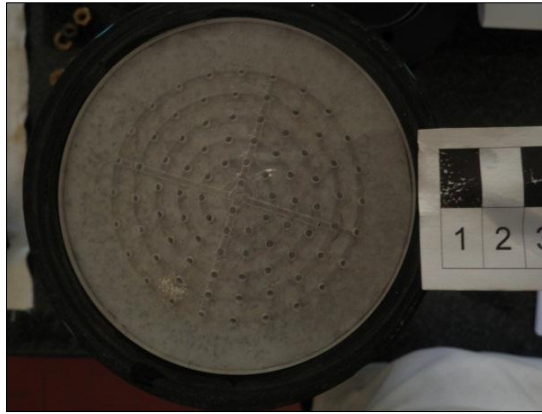


A massa seca e o peso volúmico seco máximo iniciais de todos os provetes ensaiados são mostrados na Tabela 5.6. De notar que o volume da coluna do permeâmetro é agora de 1539,1cm<sup>3</sup>, e não os 1600cm<sup>3</sup> anteriormente indicados, devido à colocação de uma placa porosa (Figura 5.30) em cada extremidade da coluna do permeâmetro, com 0,4cm de espessura. No caso dos provetes de areia colocou-se sobre a placa porosa uma rede em nylon para impedir a perda das partículas mais finas.

**Tabela 5.6 – Massa seca e peso volúmico seco máximo dos provetes no início do ensaio de permeabilidade**

<b>Dimensão do material</b>	<b>Solução de percolação</b>	<b>Massa seca do provete (g)</b>	<b>Volume da coluna (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso volúmico seco máximo (kN/m<sup>3</sup>)</b>	
<b>ASIC</b>					
<b>Areia</b>	<b>Água</b>	3799,3	1539,1	24,2	
	<b>Lixiviado</b>	3769,8		24,0	
<b>Brita</b>	<b>Água</b>	3409,8		21,7	
	<b>Lixiviado</b>	3490,6		22,5	
<b>AB<sub>RCD</sub></b>					
<b>Areia</b>	<b>Água</b>	2363,3		1539,1	15,1
	<b>Lixiviado</b>	2361,4	14,9		
<b>Brita</b>	<b>Água</b>	2349,7	14,9		
	<b>Lixiviado</b>	2392,7	15,2		
<b>BAS</b>					
<b>Areia</b>	<b>Água</b>	2693,4	1539,1		17,2
	<b>Lixiviado</b>	2828,1		18	
<b>Brita</b>	<b>Água</b>	3079,5		19,6	
	<b>Lixiviado</b>	3105,5		19,8	
<b>CAL</b>					
<b>Areia</b>	<b>Água</b>	2813,0		1539,1	17,9
	<b>Lixiviado</b>	2805,6	17,8		
<b>Brita</b>	<b>Água</b>	2818,6	17,9		
	<b>Lixiviado</b>	2874,0	18,3		

O conjunto base+coluna+cobertura é fixado por via de quatro hastes metálicas e pelo aperto de quatro porcas na cobertura do permeâmetro, para evitar fugas da solução de percolação durante a execução do ensaio.

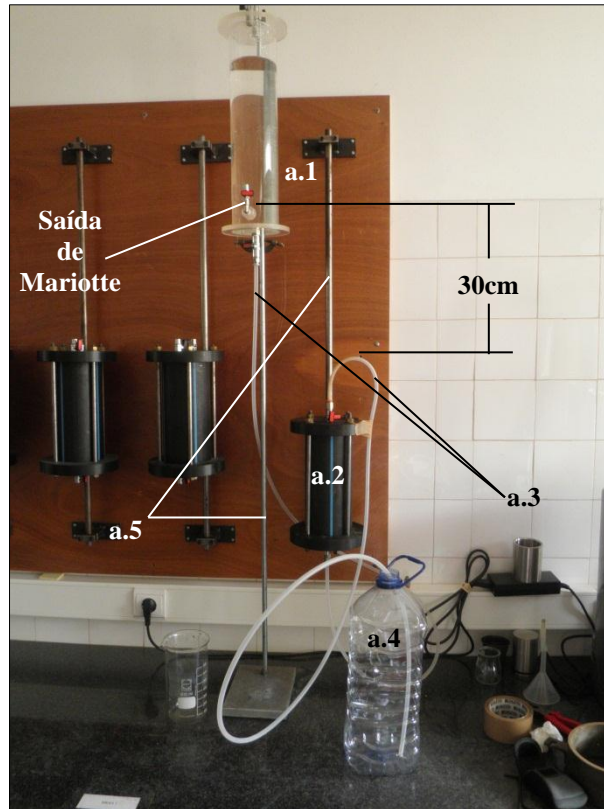


**Figura 5.30 – Topo da coluna do permeâmetro com placa porosa e rede de nylon**

## **5.5 Procedimento do ensaio de permeabilidade**

Concluída a montagem dos provetes, iniciou-se a montagem do equipamento para a realização do ensaio de permeabilidade, a carga constante. O dispositivo utilizado é apresentado na Figura 5.31. O material que o compõe é o seguinte:

- reservatório de 2,5l, para armazenamento da solução de percolação (Figura 5.31a.1), que funciona como uma garrafa de Mariotte;
- permeâmetro (Figura 5.31a.2);
- tubo em poliamida, rígido, transparente, de diâmetro interior 6,0mm e exterior 8,0mm, para ligação do permeâmetro aos reservatórios (Figura 5.31a.3);
- reservatório de recolha do efluente (Figura 5.31a.4);
- suporte para o reservatório de alimentação e para o permeâmetro (Figura 5.31a.5).



**Figura 5.31 – Montagem do dispositivo para o ensaio de permeabilidade**

Os passos principais do procedimento para a realização do ensaio são os seguintes:

- colocação do reservatório de alimentação à altura necessária para obter uma carga hidráulica de 30cm (Figura 5.31);
- medição da C.E. e do pH da solução de percolação com o multímetro eletroquímico Consort C831 (Figura 5.32);
- abrir a torneira do reservatório de alimentação e ligar o cronómetro no instante em que chega o efluente ao reservatório de recolha;
- fechar a torneira do reservatório de alimentação quando o nível da solução de percolação se encontra próximo do nível da saída de Mariotte e parar o cronómetro;
- registar o tempo e pesar a massa de efluente percolado;
- recolher uma amostra do efluente para efetuar a leitura da C.E. e do pH.



**Figura 5.32 – Leituras da C.E. e do pH da solução de percolação (lixiviado) com o aparelho Consort C831**

O procedimento descrito foi repetido até serem percolados, pelo menos, 250l de efluente, altura em que o permeâmetro era retirado do suporte e colocado na estufa, durante um período mínimo de sete dias, à temperatura de 45°C (Figura 5.33).



**Figura 5.33 – Permeâmetros na estufa a 45°C**

Passado aquele período e o tempo necessário à estabilização com a temperatura ambiente ( $20\pm 3^{\circ}\text{C}$ ), o permeâmetro era recolocado no suporte e o ensaio de permeabilidade reiniciado até ser recolhido um volume mínimo de 30l de efluente.

Nos provetes de areia ensaiados ao lixiviado, seguiu-se ainda um período mínimo de contacto de 46 dias, à temperatura de  $20\pm 3^{\circ}\text{C}$ , antes de se passar à terceira fase de percolação e recolher um volume mínimo de 10l.

Concluída a fase de percolação, procedeu-se à drenagem do permeâmetro, retirou-se a sua cobertura e a placa porosa, descreveu-se o aspeto macroscópico do material no topo do provete e, por último, fez-se o registo fotográfico.

Posteriormente, o material foi vertido num tabuleiro, inspecionado visualmente para descrição macroscópica e novamente fotografado. O material foi colocado na estufa à temperatura de  $60^{\circ}\text{C}$ , para secagem. O material seco foi pesado para verificar se houve perda de massa durante o ensaio e submetido a uma análise granulométrica.

Dado que nos ensaios com o lixiviado se procedeu à sua recirculação, por necessidade de gestão do volume recolhido disponível, sempre que o valor do pH medido no efluente não era igual a  $5,5\pm 0,3$ , procedia-se à sua correção, antes de voltar a encher o reservatório de alimentação. Em quase todas as reutilizações do lixiviado, verificou-se que o pH do efluente era superior a  $5,5+0,3$ , tendo sido necessário proceder, por isso, à sua correção com a adição da solução de HCl a 50%.

Todos os ensaios de permeabilidade foram realizados na UGeoAmb – Unidade de Resíduos e Solos Contaminados em Geotecnia, do Departamento de Geotecnia (DG) do LNEC.

## **5.6 Fundamentação de procedimentos**

A metodologia seguida na realização dos ensaios de permeabilidade foi definida com base nalguns pressupostos, tendo por objetivo aproximar as condições laboratoriais das existentes nos aterros de RSU. Segue-se a fundamentação das principais parametrizações e condições adotadas.

A – Volume de lixiviado

A recolha de efluente num volume mínimo de 250l na primeira fase de cada ensaio, ou seja até à colocação do permeâmetro na estufa, foi definida levando em consideração que nos aterros de RSU nacionais se estima a produção dos lixiviados em cerca de  $1\text{m}^3/\text{m}^2/\text{ano}$ . Sendo a área da secção dos

provetes a ensaiar  $6,4\text{cm}^2$ , é necessário recolher 6,4l de efluente nos ensaios para simular o volume de lixiviado que igual área de um aterro de RSU produziria anualmente. Como o período de exploração de um aterro de RSU em Portugal é projetado para 12 a 15 anos, o volume de lixiviado produzido será entre cerca de 77 e 96l. Atendendo a que depois de concluída a fase de exploração e executada a selagem do aterro, a produção de lixiviado é pouco relevante, a recolha de 250l de efluente nos ensaios é cerca de três vezes superior ao volume que percolará através da camada de drenagem e recolha de lixiviados de um aterro de RSU.

#### B – Carga hidráulica

A utilização de carga hidráulica constante de 30cm na realização dos ensaios de permeabilidade, justifica-se por ser a altura máxima do lixiviado acima da camada de drenagem e recolha dos lixiviados habitualmente prevista pelos regulamentos.

#### C – Funcionamento hidráulico

A produção dos lixiviados nos aterros varia principalmente em função da pluviosidade. A fase de percolação nos ensaios de permeabilidade simula os períodos de precipitação atmosférica, e os momentos de paragem, os períodos sem pluviosidade.

#### D – Temperatura

A colocação do permeâmetro na estufa a  $45^{\circ}\text{C}$  pretende simular a temperatura a que os materiais constituintes da camada de drenagem e recolha dos lixiviados podem estar sujeitos num aterro de RSU. A permanência por um período mínimo de sete dias foi definida em função da necessidade de compatibilizar o tempo de ensaio com o tempo disponível para a realização da dissertação. A recolha de 30l de efluente após o período de estufa teve em conta as mesmas limitações.

#### E – pH do lixiviado

De modo a tornar as condições de realização do ensaio de permeabilidade mais agressivas para os materiais ensaiados, por um lado, e pelo facto, do lixiviado nos aterros de RSU poder apresentar valores de pH de 5,5, o lixiviado utilizado nos ensaios de permeabilidade foi, sempre que necessário, acidificado para valores de  $5,5 \pm 0,3$ .



## 6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade com a areia e a brita de cada material. Em cada uma destas granulometrias, são primeiramente abordados os resultados dos ensaios realizados com água e depois com o lixiviado. No final da secção de cada material, faz-se uma análise conjunta do comportamento hidráulico observado.

Os resultados obtidos para a condutividade hidráulica são apresentados em dois tipos de gráfico. Um gráfico mostra a variação da condutividade hidráulica em função do tempo de ensaio, evidenciando o regime descontínuo da percolação nos ensaios. No outro, a condutividade hidráulica varia em função do volume de efluente recolhido, simulando a realização do ensaio de permeabilidade sem interrupções. As variações do pH e da C.E. da solução efluente ao longo do período de realização dos ensaios são igualmente apresentadas nestes dois tipos de gráfico.

Com base na observação do topo do provete e do material no final de cada ensaio de permeabilidade, registaram-se as alterações visíveis macroscopicamente. Fez-se ainda a comparação da massa seca de cada provete antes e após a realização do ensaio, bem como entre a curva granulométrica de referência e a do material após o ensaio.

A Tabela 6.1 resume os trabalhos efetuados nos 16 provetes ensaiados.

**Tabela 6.1 – Resumo dos trabalhos efetuados**

Provete		Solução de percolação	Grandezas medidas/Observações		
			Solução influente	Solução efluente	Material
ASIC	Areia	Água	pH e C.E.	k, pH e C.E.	Análise macroscópica, massa seca e análise granulométrica
		Lixiviado			
	Brita	Água			
		Lixiviado			
AB <sub>RCD</sub>	Areia	Água			
		Lixiviado			
	Brita	Água			
		Lixiviado			
BAS	Areia	Água			
		Lixiviado			
	Brita	Água			
		Lixiviado			
CAL	Areia	Água			
		Lixiviado			
	Brita	Água			
		Lixiviado			



## 6.1.1 ASIC

### 6.1.1.1 Areia

#### *Água*

O ensaio decorreu, numa primeira fase, durante 28 dias. Ao 29º dia, o permeâmetro foi colocado na estufa a 45°C, por um período de sete dias, a que se seguiram mais cinco dias de ensaio, perfazendo um total de 41 dias. O volume total de efluente recolhido foi cerca de 285l.

A Figura 6.1 mostra a variação da condutividade hidráulica do ASIC/areia em função do tempo de realização do ensaio e a Figura 6.2 em função do volume de efluente recolhido. Na primeira fase verifica-se que os valores de  $k$  foram da ordem de  $2 \times 10^{-4}$  m/s, com a exceção de dois períodos, entre o 1º e o 4º dias e entre o 6º e o 11º dias, onde o valor de  $k$  foi inferior, respetivamente, da ordem de  $1,5 \times 10^{-4}$  m/s e  $8 \times 10^{-5}$  m/s.

Após o período de estufa, a condutividade hidráulica do ASIC/areia diminuiu de cerca de  $2 \times 10^{-4}$  m/s para cerca de  $5 \times 10^{-5}$  m/s. Ainda que valores desta ordem de grandeza já tivessem sido obtidos na primeira fase, salienta-se que neste caso o valor de  $k$  não se alterou até à conclusão do ensaio.

Em relação aos parâmetros químicos estudados, pH e C.E., a Figura 6.3 e a Figura 6.4, e a Figura 6.5 e a Figura 6.6, representam, respetivamente, a sua variação no efluente recolhido durante a realização do ensaio. Os gráficos mostram igualmente os valores iniciais do pH e da C.E. da água de abastecimento público, respetivamente,  $\text{pH}_0$  e  $\text{C.E.}_0$ .

É possível verificar pela Figura 6.3 e Figura 6.4, que durante o período de ensaio, o pH não variou significativamente, mantendo-se entre 10 e 11, mas que a percolação da água pelo provete aumentou a sua alcalinidade inicial ( $\text{pH}_0 = 8,2$ ). Um dos fenómenos responsáveis pelo aumento de alcalinidade da solução efluente já foi explicado na secção 4.2.1.

A análise dos valores de pH registados após o período de estufa, revela um aumento no seu valor, embora pouco significativo. Este aumento pode ser explicado pelo maior período de tempo de contacto entre a solução de percolação e o material do provete, que prolonga as reações que já ocorrem durante a fase de percolação e promove outras. O facto do pH aumentar entre o último ensaio de um dia e o primeiro do dia seguinte, bem como diminuir ao longo dos ensaios realizados no mesmo dia, ainda que em ambos os casos ligeiramente, é coerente com o observado para o valor do pH após o período de estufa.

No que diz respeito à C.E., da Figura 6.5 e Figura 6.6 observa-se que varia entre 200 e 1200 $\mu$ S/cm (valor registado no primeiro ensaio após período de estufa), sempre superior ao valor inicial (C.E.<sub>0</sub> = 167 $\mu$ S/cm). Este aumento da C.E. deve-se à lixiviação dos sais solúveis presentes no material pela água, que contribuem para o aumento da concentração iónica na solução efluente. Pelas razões já explicadas para o pH, também a C.E. aumentou de um dia de ensaio para o outro, diminuindo ao longo dos ensaios realizados no mesmo dia. O maior aumento entre dois valores consecutivos da C.E. corresponde ao maior período de tempo em que não houve percolação, ou seja, ao permeâmetro na estufa.

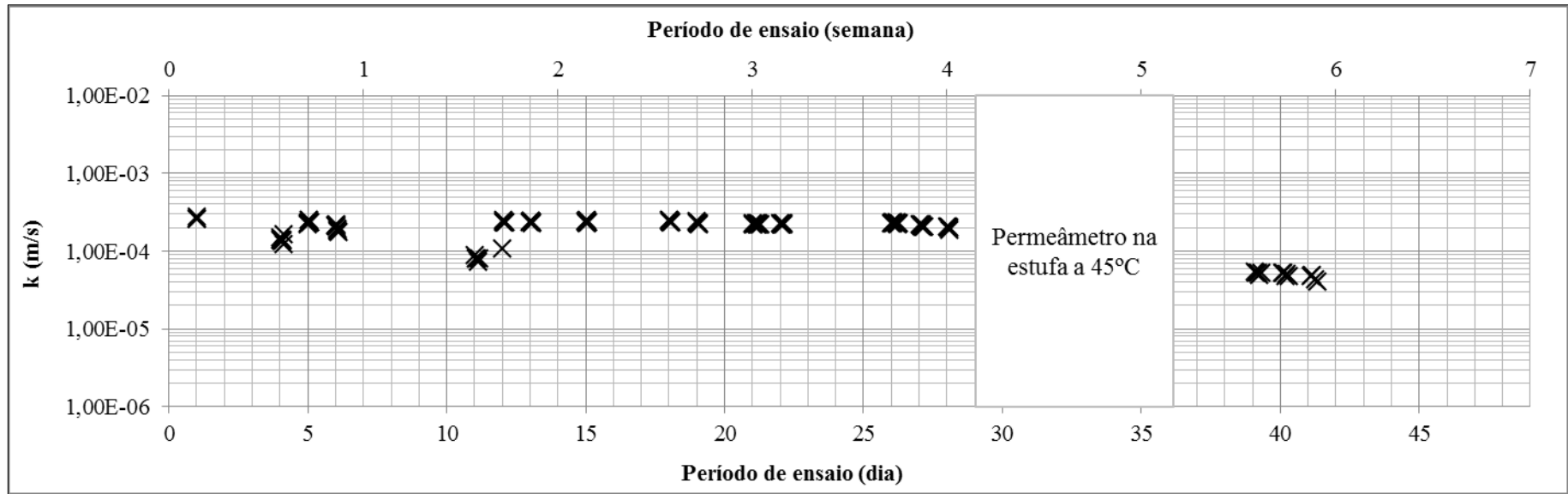


Figura 6.1 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/areia à água em função do tempo de ensaio

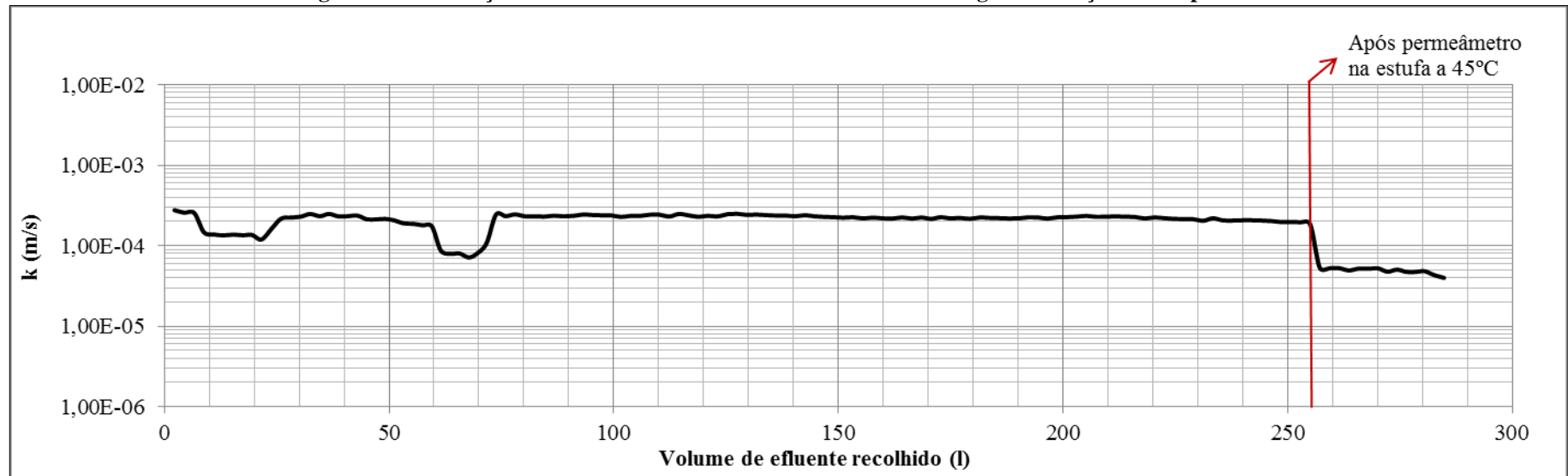


Figura 6.2 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/areia à água em função do volume de efluente recolhido

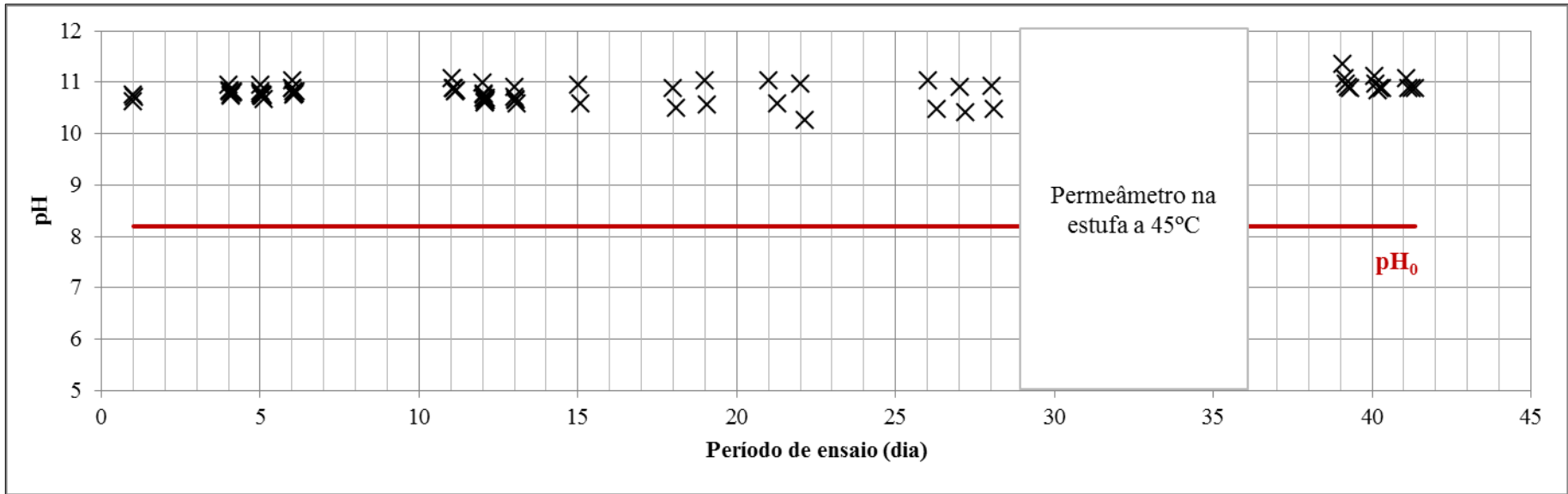


Figura 6.3 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com água

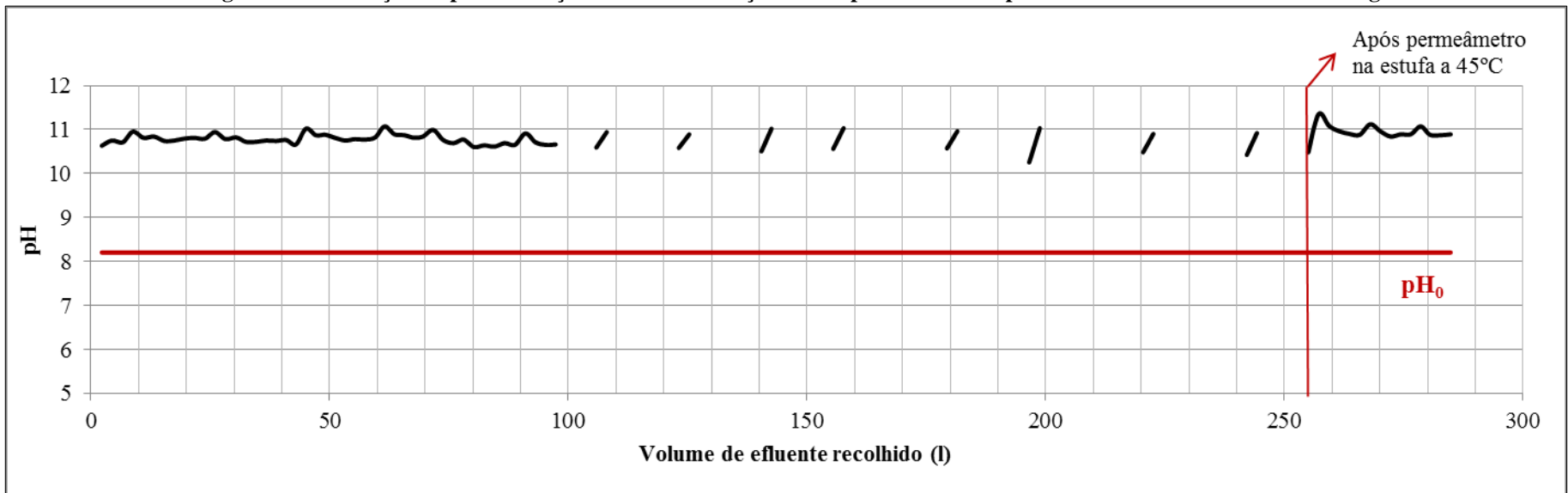


Figura 6.4 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com água

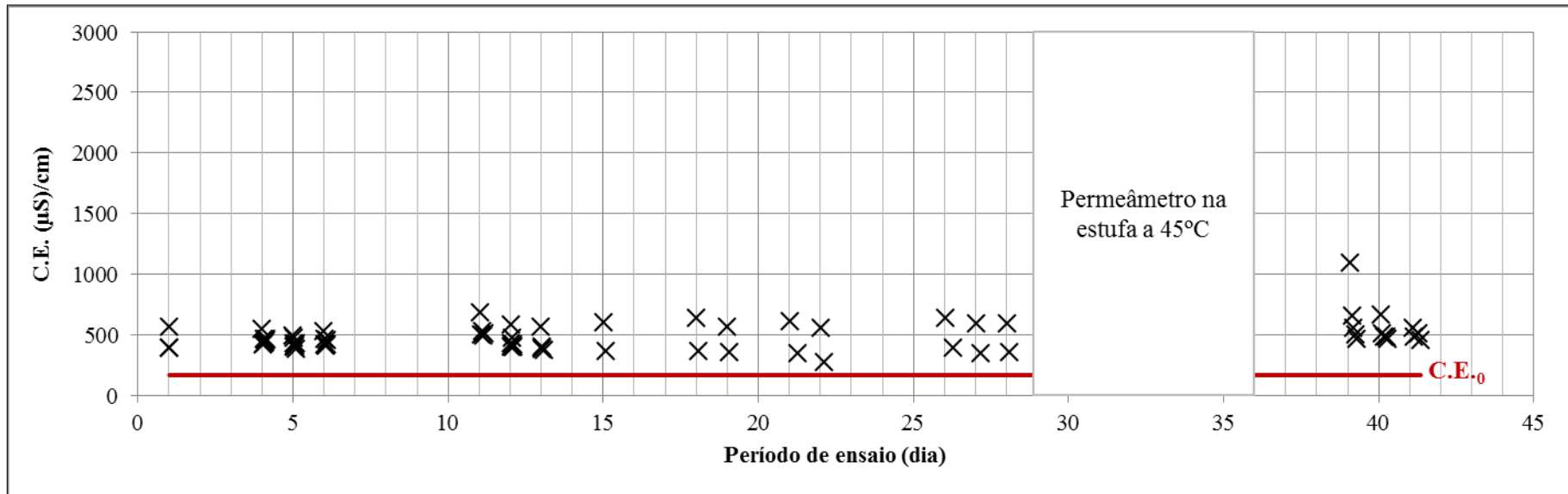


Figura 6.5 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com água

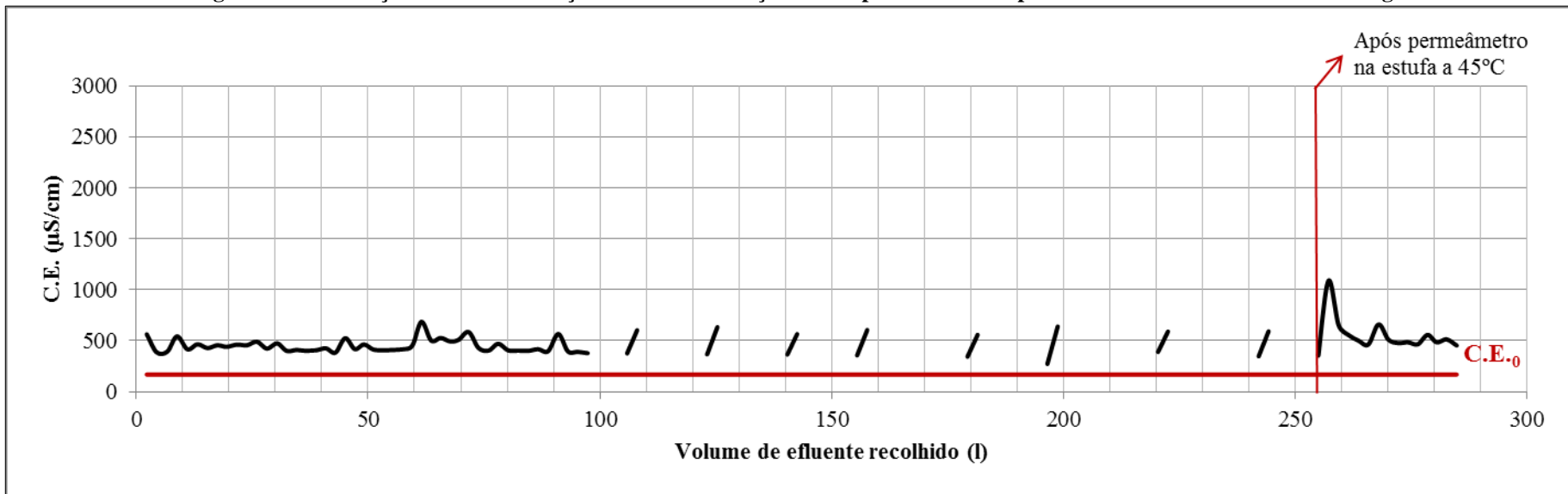


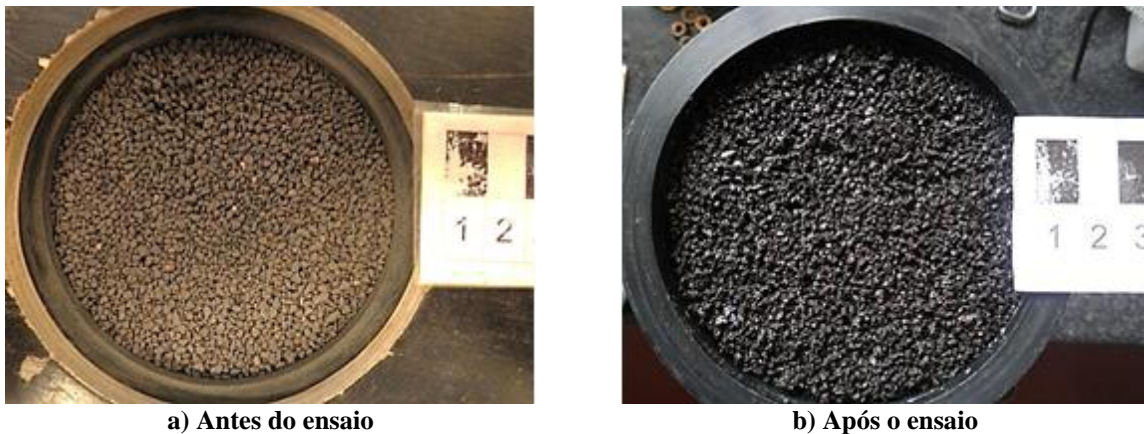
Figura 6.6 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com água

As Figura 6.7a e 6.7b mostram o topo do provete, respetivamente, antes e depois do ensaio de permeabilidade.

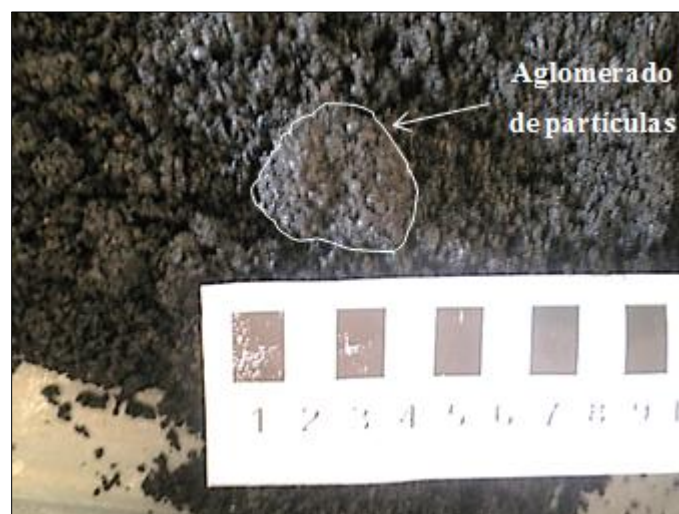
A análise macroscópica realizada ao topo do provete, assim como à sua base, não revelou qualquer alteração no material após a percolação da água.

A observação macroscópica do material da coluna vertido num tabuleiro, também não mostrou qualquer alteração assinalável, com a exceção da formação de alguns torrões, pouco resistentes, com dimensões de cerca de 2cm (Figura 6.8), que resultam da tensão capilar existente entre as partículas que os constituem.

A observação das placas porosas mostrou que não havia obstrução dos orifícios, situação que se repetiu nos restantes ensaios.



**Figura 6.7 – Topo do ASIC/areia no ensaio de permeabilidade com água**



**Figura 6.8 – Pormenor do aglomerado de partículas do ASIC/areia**

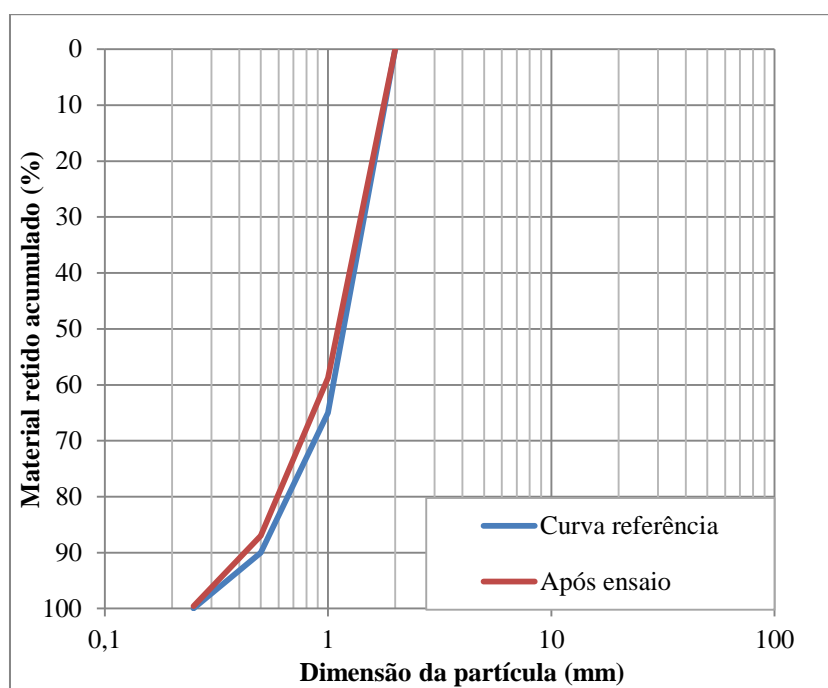
Após secagem do material em estufa a 60°C, procedeu-se ao cálculo da perda de massa do ASIC/areia durante o ensaio de permeabilidade com água.

A Tabela 6.2 mostra que a perda de massa de material durante o ensaio de permeabilidade do ASIC/areia foi inferior a 1%. O valor é reduzido e está principalmente associado à perda das partículas que permanecem nas paredes da coluna durante o processo de extração do material para o tabuleiro.

**Tabela 6.2 – Resultados da perda de massa do ASIC/areia após o ensaio de permeabilidade com água**

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
(g)	(g)	(g)	(%)
3799,3	3768,6	30,7	0,81

Para confirmar se a curva granulométrica do material ensaiado era semelhante à curva granulométrica da areia utilizada como referência (Figura 5.18) na preparação do ASIC/areia, efetuou-se a sua análise granulométrica. Como mostra a Figura 6.9, as duas curvas granulométricas são semelhantes.



**Figura 6.9 – Comparação das curvas granulométricas do ASIC/areia ensaiado com água e de referência**

#### *Lixiviado*

No ensaio de permeabilidade com o lixiviado como solução de percolação, a condutividade hidráulica do ASIC/areia diminuiu ligeiramente nos primeiros 11 dias de cerca de  $9 \times 10^{-4} \text{ m/s}$  para cerca de  $4 \times 10^{-4}$

m/s, mantendo-se depois aproximadamente constante até à introdução do provete na estufa (Figura 6.10 e Figura 6.11).

Após o período em que o permeâmetro permaneceu na estufa a 45°C, não se observaram alterações significativas na condutividade hidráulica, registando-se valores da ordem de  $3 \times 10^{-4}$  m/s.

Após 46 dias de paragem, em que o permeâmetro ficou à temperatura ambiente, verifica-se que a condutividade hidráulica do material diminuiu muito ligeiramente, registando-se valores entre cerca de  $2 \times 10^{-4}$  m/s e  $3 \times 10^{-4}$  m/s. O prolongamento do tempo de ensaio, que totalizou 73 dias, e a recolha de 300l de efluente, não teve influência significativa na condutividade hidráulica do ASIC/areia ao lixiviado.

As leituras de pH (Figura 6.12 e Figura 6.13) mostram que houve sempre aumento, pelas razões já referidas, do valor inicial do pH da solução influente ( $pH_0 = 5,5$ ) para a efluente (pH entre 7 e 9). Este aumento obrigou por isso, à sua acidificação com a solução a 50% de HCl sempre que se reutilizou o lixiviado.

O valor mais elevado do pH do efluente, 9,17, foi registado no primeiro ensaio após a paragem de 46 dias. As razões apresentadas para explicar idêntico fenómeno no ensaio do ASIC/areia também são aplicáveis neste caso, assim como para o observado em relação ao aumento do pH do último ensaio de um dia para o primeiro ensaio do dia seguinte, e a diminuição do pH nos ensaios realizados ao longo do mesmo dia.

No que diz respeito aos valores da C.E. da solução efluente (Figura 6.14e Figura 6.15), observa-se o seu aumento ao longo do ensaio (de cerca de 60mS/cm para cerca de 85mS/cm), com tendência para a estabilização na parte final. O valor mais elevado da C.E. foi registado no último dia de ensaio, antes da paragem de 46 dias e foi de 87,1mS/cm.

Este comportamento não segue o observado no ensaio realizado com água e é contrário relativamente ao aumento dos valores da C.E. em ensaios realizados no mesmo dia e à sua diminuição após períodos de paragem.

Os elementos disponíveis não permitem explicar as diferenças observadas na evolução da C.E. da solução efluente nos ensaios de permeabilidade realizados com água e com o lixiviado.



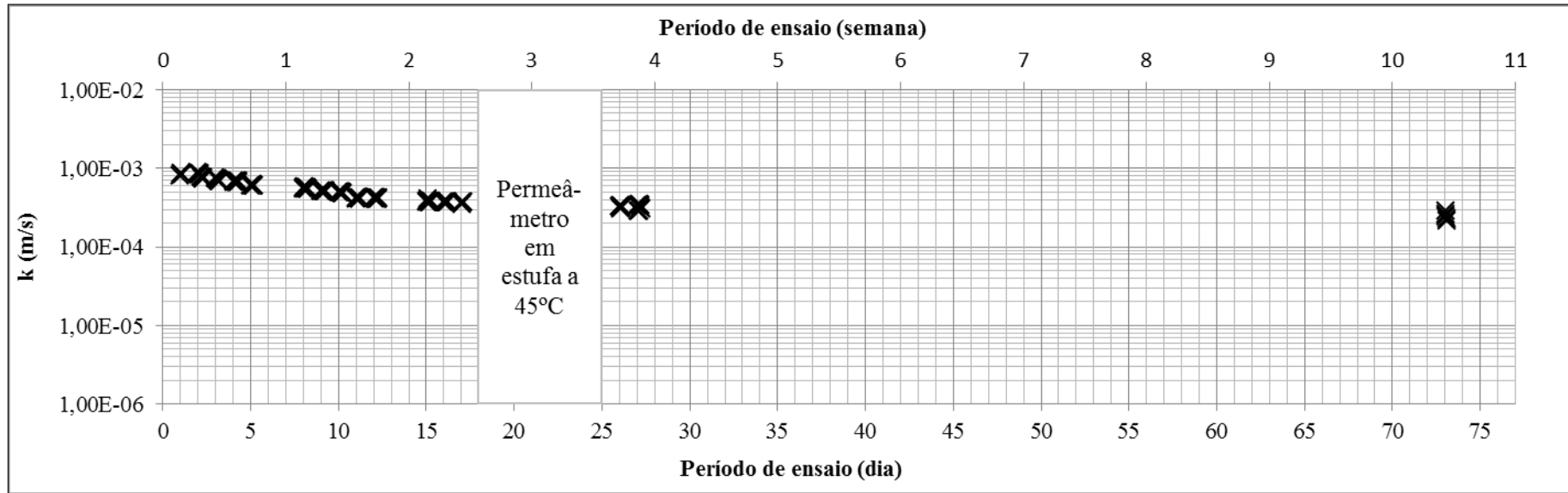


Figura 6.10 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/areia ao lixiviado em função do tempo de ensaio

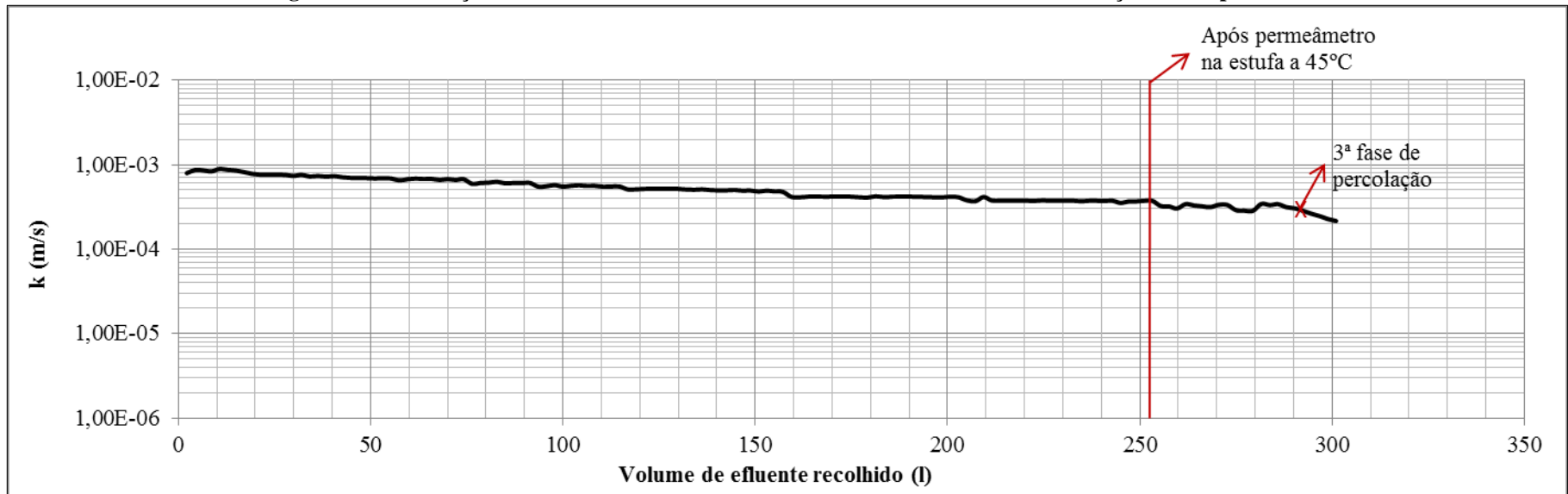


Figura 6.11 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/areia ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido

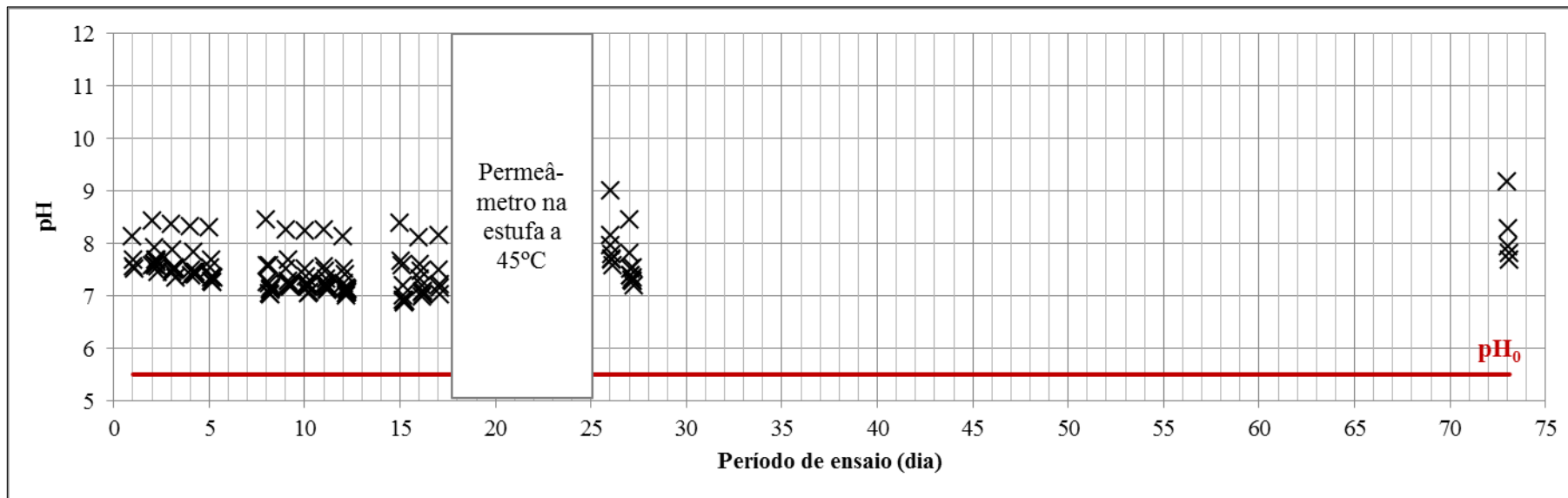


Figura 6.12 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com o lixiviado

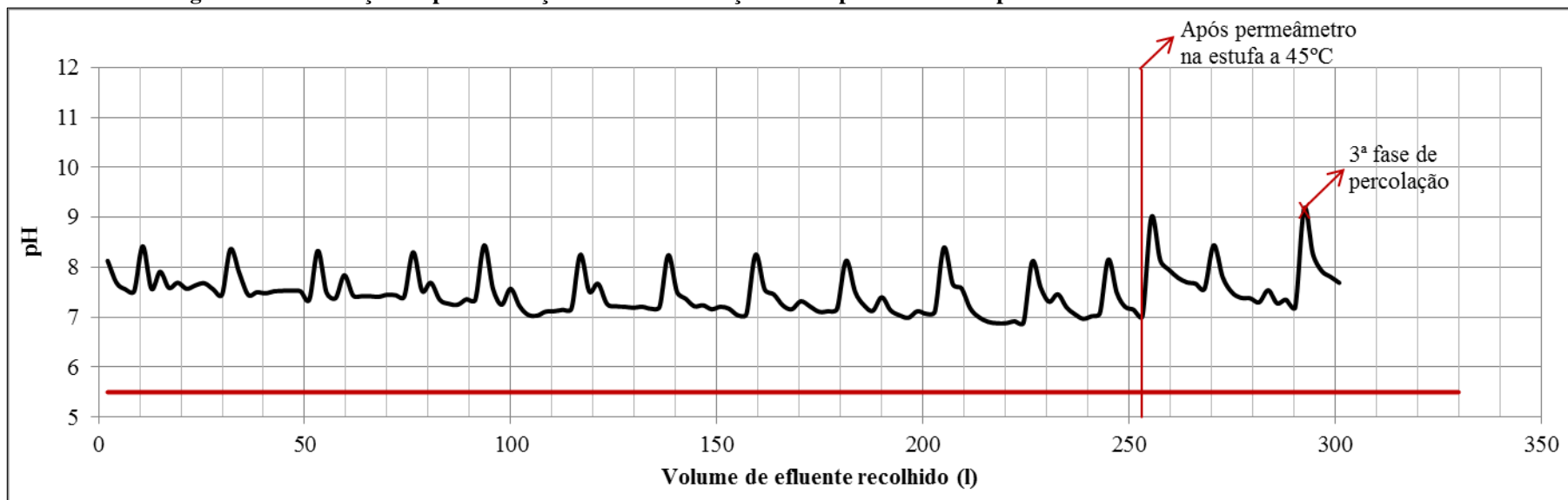


Figura 6.13 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com o lixiviado

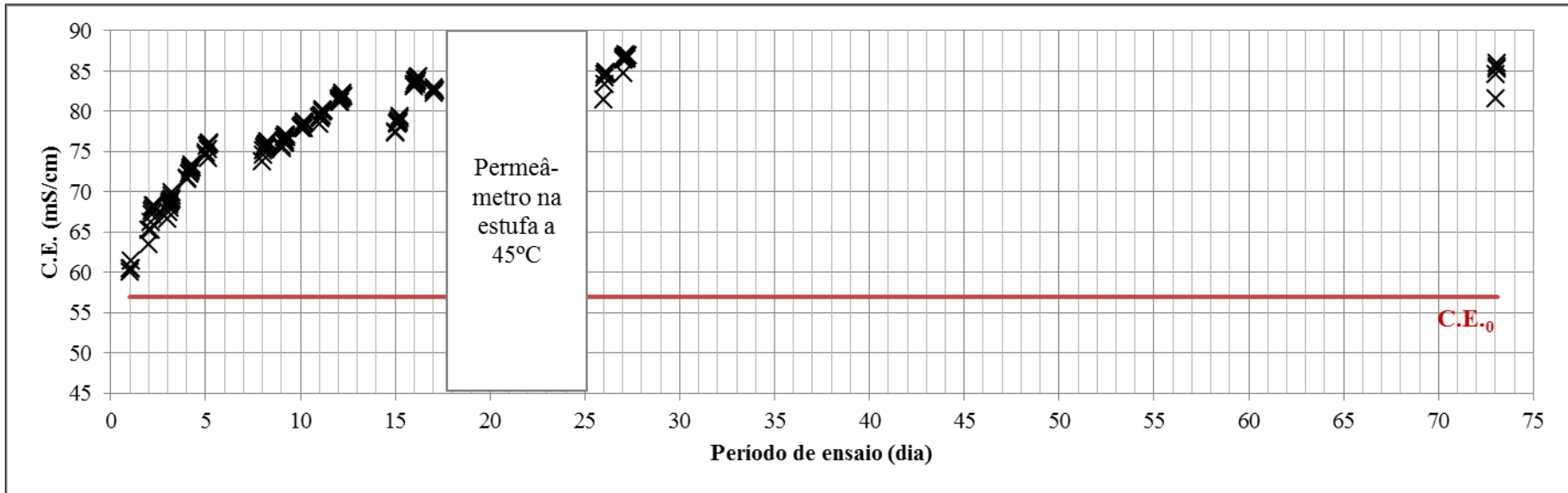


Figura 6.14 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com o lixiviado

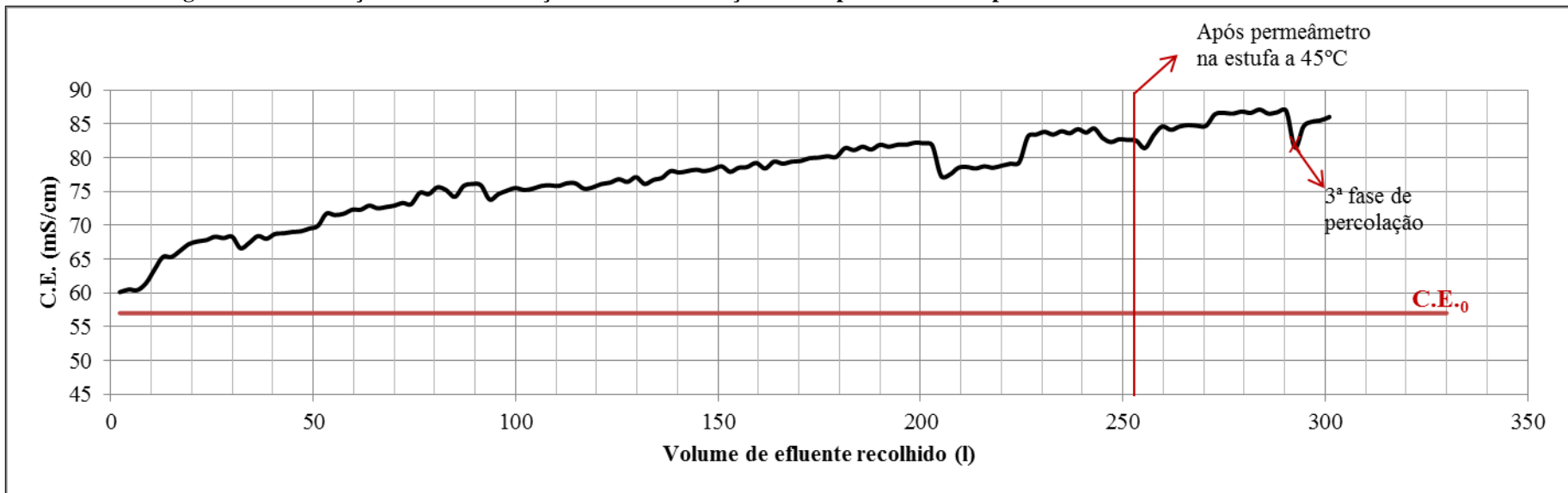


Figura 6.15 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/areia com o lixiviado

As Figuras 6.16a e 6.16b representam o topo do provete, respetivamente, antes e depois da realização do ensaio, não se identificando qualquer tipo de alteração causada pela circulação do lixiviado durante o ensaio. Também na base do provete não se observou qualquer alteração no material.

O material lançado num tabuleiro (Figura 6.17) não evidenciou quaisquer alterações macroscópicas visíveis a olho nu. Tal como no ensaio do ASIC/areia com água, observou-se a formação de torrões, pouco resistentes, de dimensão centimétrica.



a) Antes do ensaio



b) Após o ensaio

**Figura 6.16 – Topo do ASIC/areia no ensaio de permeabilidade com o lixiviado**



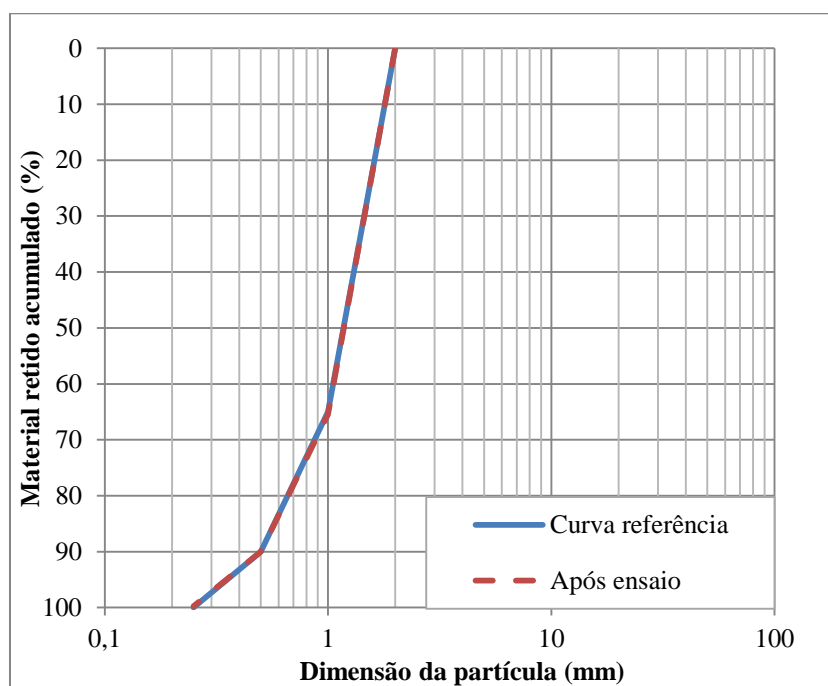
**Figura 6.17 – Aspeto do material ASIC/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado**

A perda de massa do material, calculada após a sua secagem na estufa a 60°C, foi inferior à do ensaio do ASIC/areia com água, como mostra a comparação dos resultados na Tabela 6.3 com os resultados na Tabela 6.2. A diferença poderá estar relacionada com a menor perda de material do provete ensaiado ao lixiviado durante o processo da sua transferência da coluna para o tabuleiro.

A curva granulométrica do material após o ensaio é apresentada na Figura 6.18, verificando-se que se sobrepõe à curva granulométrica de referência.

**Tabela 6.3 – Resultados da perda de massa do ASIC/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado**

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
(g)	(g)	(g)	(%)
3769,8	3767,1	2,7	0,07



**Figura 6.18 – Comparação das curvas granulométricas do ASIC/areia ensaiado com o lixiviado e de referência**

### 6.1.1.2 Brita

#### Água

Como se observa na Figura 6.19 e Figura 6.20, o ensaio teve a duração de 28 dias: 17 dos quais até à introdução do provete na estufa, sete dias de estufa, e quatro após a estufa. No total recolheram-se 310l, assim distribuídos: 270l antes da estufa e 40l após a estufa.

A condutividade hidráulica do material foi aproximadamente constante e igual a  $2 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ , antes e após o período de estufa.

A Figura 6.21 e Figura 6.22 mostram que a gama de valores do pH medidos na solução efluente se situa aproximadamente entre 9,5 e 10,5, ligeiramente inferior à gama medida no ensaio com o ASIC/areia. Esta diferença pode estar relacionada com a área de contacto entre o material e a água, que é maior na areia que na brita. Verifica-se, igualmente, que a variação dos valores do pH é semelhante à descrita no ensaio com o ASIC/areia, ou seja, o pH aumenta do último ensaio de um dia para o primeiro ensaio do dia seguinte, e diminui ao longo dos ensaios realizados no mesmo dia. O período de estufa não causou alteração aos valores do pH que estavam a ser registados anteriormente.

Os valores registados para a C.E. da solução efluente são apresentados na Figura 6.23 e Figura 6.24, observando-se um comportamento semelhante ao descrito para o ASIC/areia percolada com água. Pelas razões já apresentadas para os valores do pH registados nos dois ensaios, também os valores da C.E. no ensaio do ASIC/brita são inferiores aos registados no ensaio do ASIC/areia. A maior diferença foi observada no efluente do primeiro ensaio após a estufa: no ASIC/brita a C.E. foi de  $356\mu\text{S}/\text{cm}$  e no ASIC/areia foi de  $1088\mu\text{S}/\text{cm}$ .

As Figura 6.25a e 6.25b representam o registo do topo do provete, respetivamente, antes e depois do ensaio de permeabilidade com água.

A análise macroscópica do topo e da base do provete depois do ensaio de permeabilidade não indicou alterações no material. Contudo, no material vertido para o tabuleiro observou-se a existência de algumas partículas com óxidos de ferro. A Figura 6.26 mostra o material no tabuleiro e exemplos de partículas com óxidos de ferro na superfície.

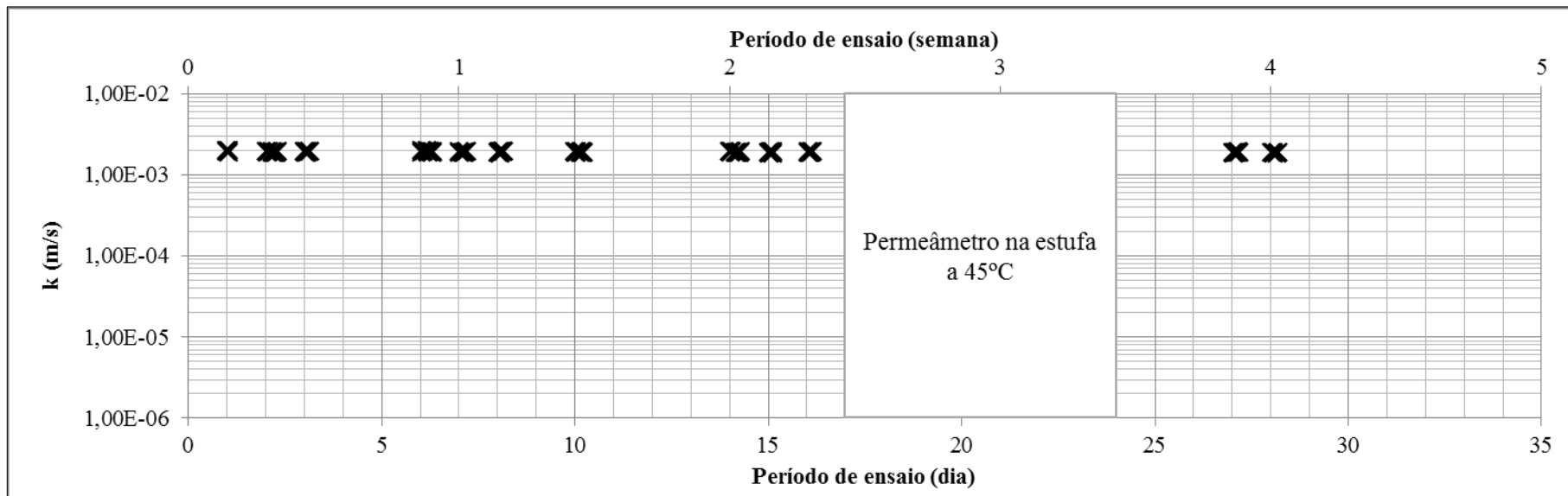


Figura 6.19 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/brita à água em função do tempo de ensaio

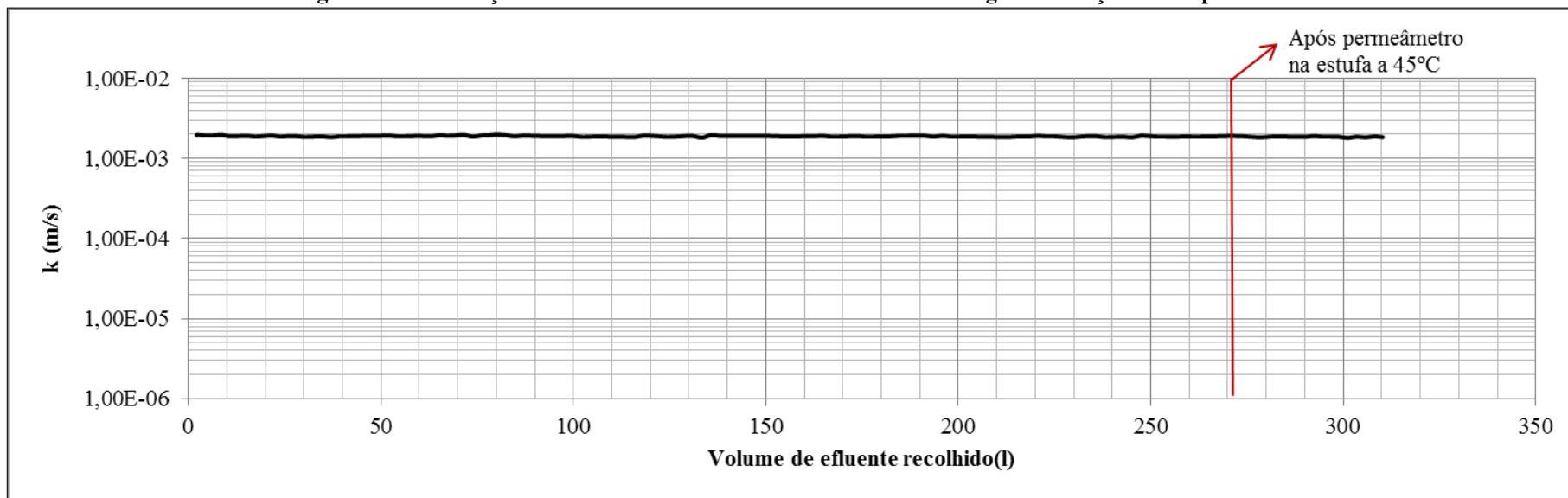


Figura 6.20 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/brita à água em função do volume de efluente recolhido

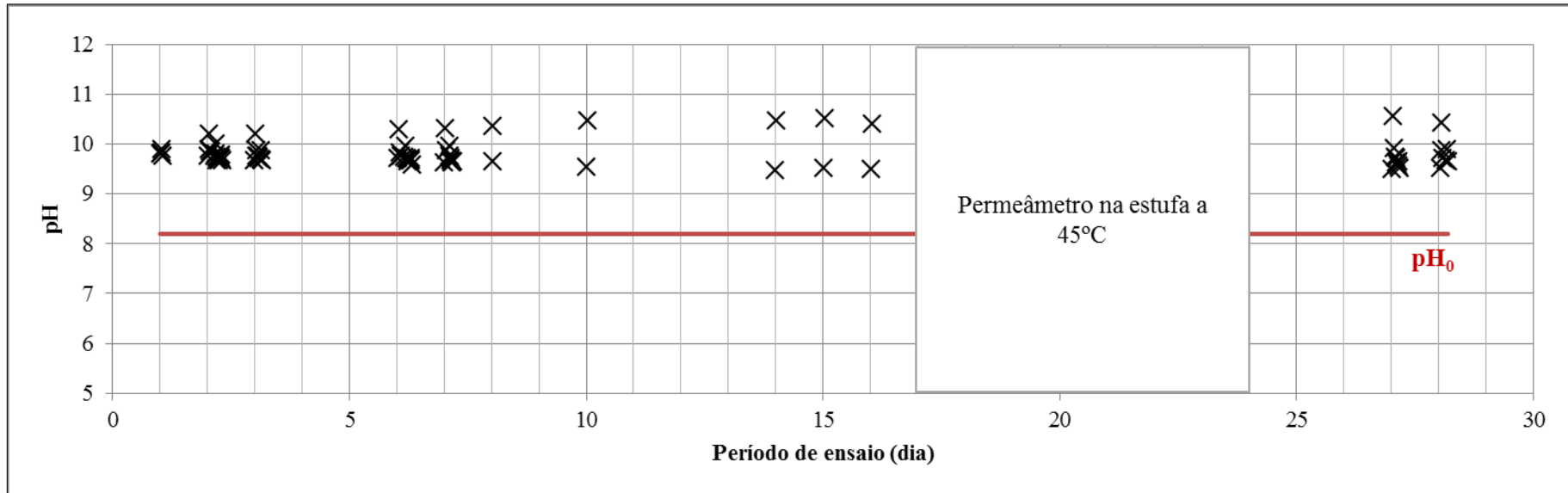


Figura 6.21 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com água

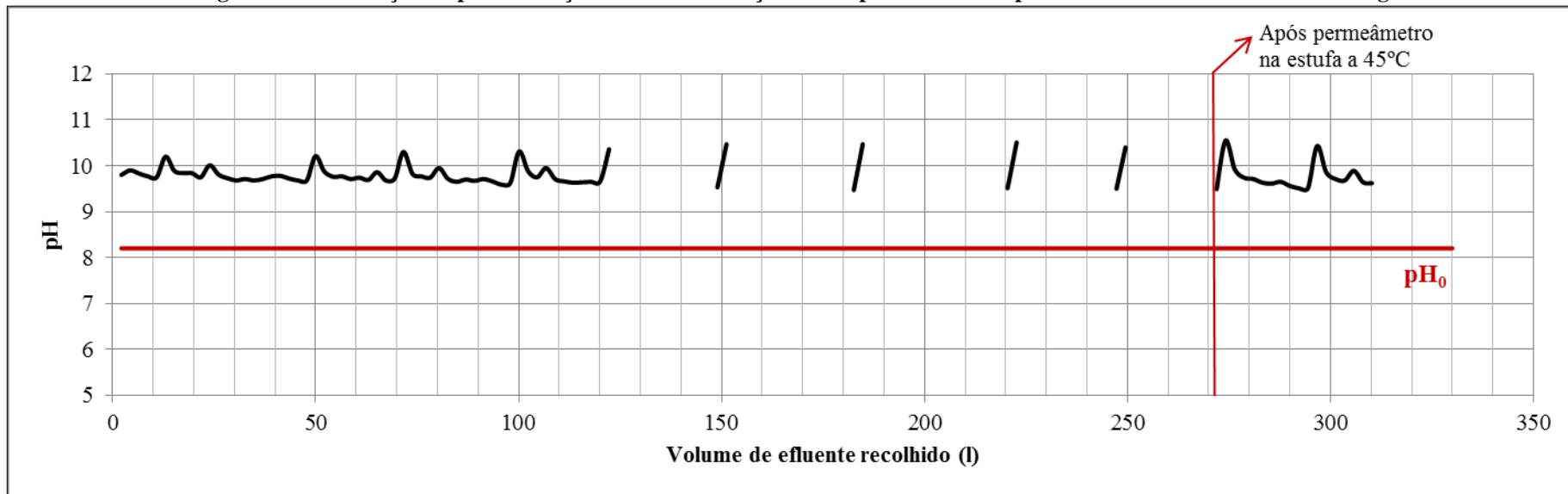


Figura 6.22 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com água



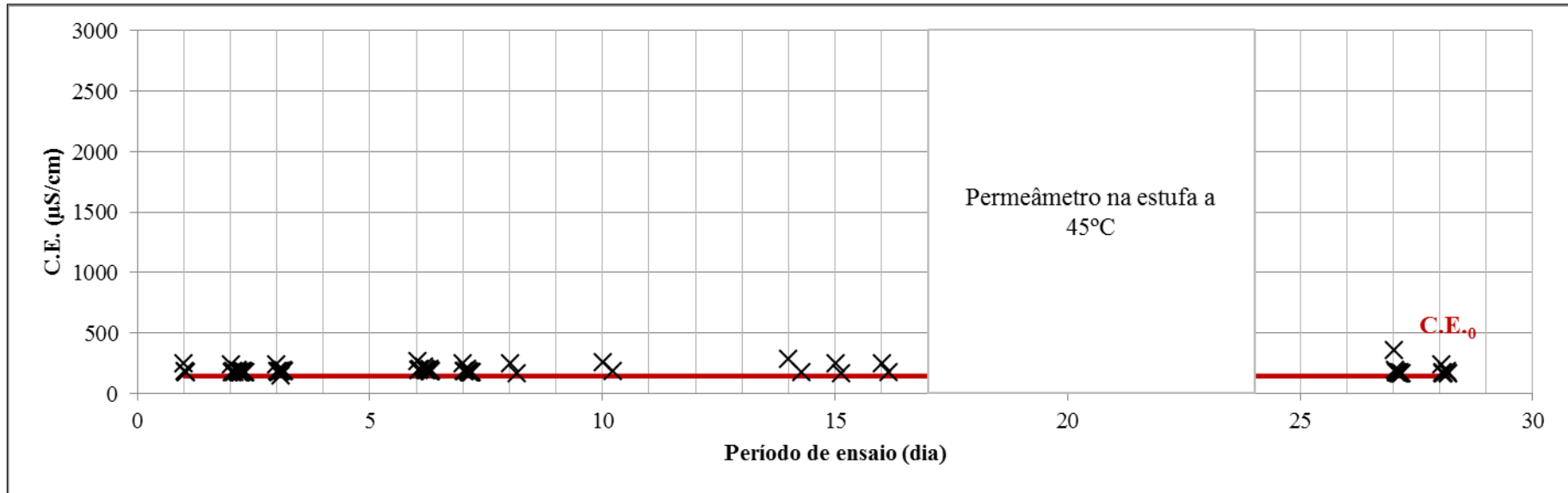


Figura 6.23 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com água

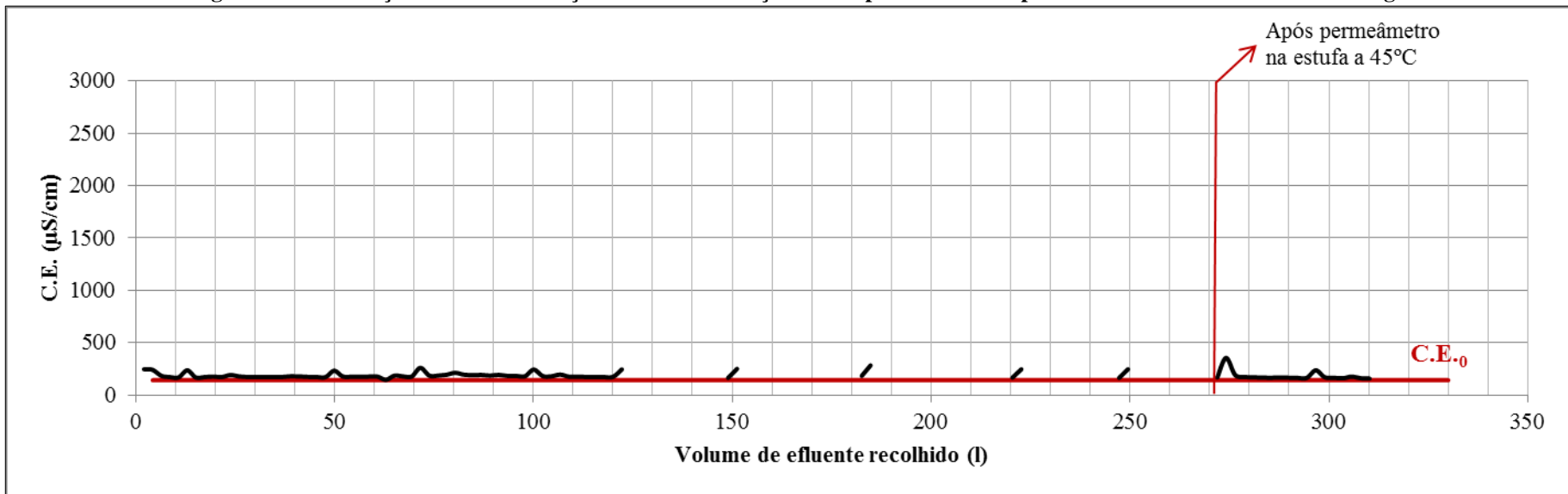
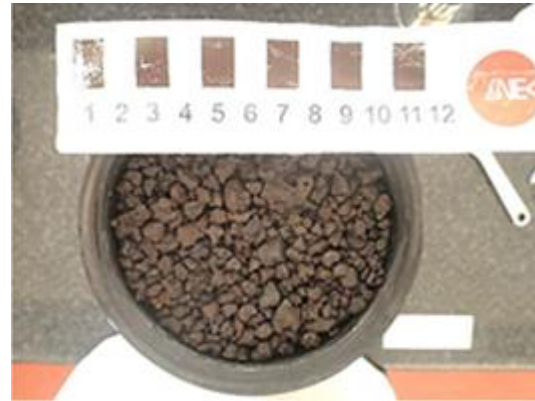


Figura 6.24 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com água



a) Antes do ensaio

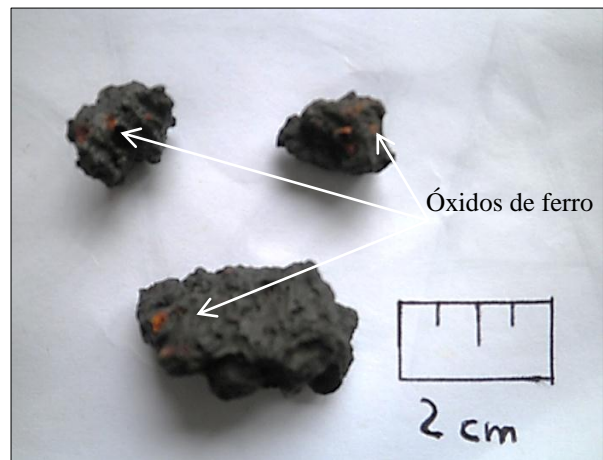


b) Após o ensaio

Figura 6.25 – Topo do ASIC/brita no ensaio de permeabilidade com água



a) Aspetto do material ASIC/brita no tabuleiro



b) Pormenor das partículas do ASIC/brita com óxidos de ferro na superfície

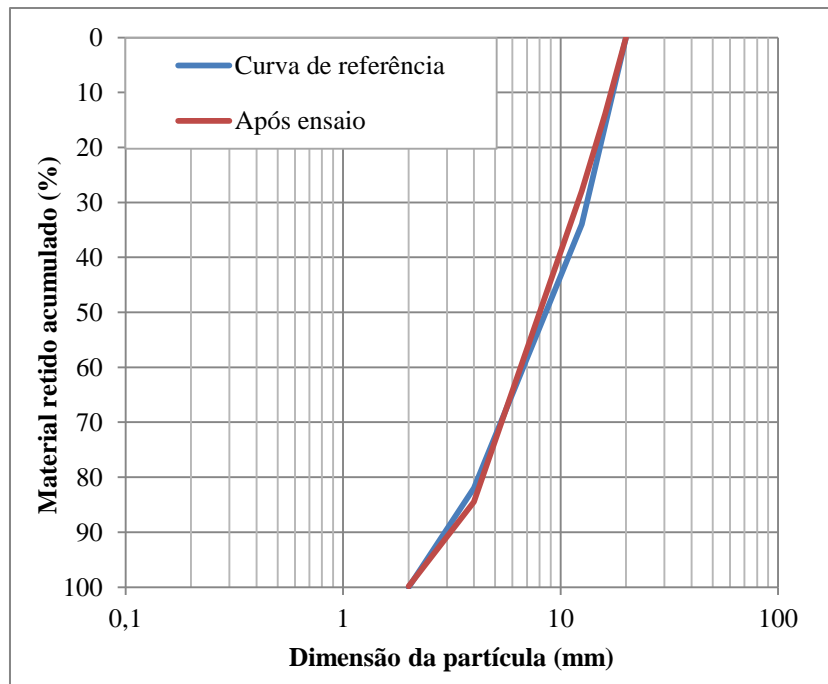
Figura 6.26 – Aspetto do material ASIC/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado

Posteriormente à secagem do material na estufa a 60°C, este foi pesado e a massa seca registada. A Tabela 6.4 mostra que a perda de material após o ensaio foi muito reduzida e pode estar relacionada, pelo menos em parte, com a perda de material na sua transferência da coluna do permeâmetro para o tabuleiro.

A curva granulométrica do ASIC/brita é representada na Figura 6.27, verificando-se a sua semelhança com a curva granulométrica de referência para a brita.

Tabela 6.4 – Resultados da perda de massa do ASIC/brita após o ensaio de permeabilidade com água

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
		(g)	(%)
(g)	(g)	(g)	(%)
3409,7	3406,1	3,6	0,11



**Figura 6.27 – Comparação das curvas granulométricas do ASIC/brita ensaiado com água e de referência**

#### *Lixiviado*

O ensaio de permeabilidade com o ASIC/brita utilizando o lixiviado como solução de percolação teve a duração de 31 dias, em que sete dias correspondem ao período em que o permeâmetro foi colocado em estufa a 45°C. O volume de solução efluente recolhida na primeira fase de ensaio foi cerca de 250l, e, após a estufa, aproximadamente 40l, totalizando cerca de 290l.

A Figura 6.28 dá conta da variação da condutividade hidráulica em função do tempo de ensaio e a Figura 6.29 a sua variação em função do volume de efluente recolhido. A partir dos resultados obtidos conclui-se que o valor de  $k$  foi praticamente constante, entre  $1,0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  e  $1,5 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ , durante todo o ensaio. O período de aquecimento na estufa não influenciou, portanto, o comportamento hidráulico que o material vinha a demonstrar.

A variação do pH encontra-se representada na Figura 6.30 e Figura 6.31. Os valores registados situam-se entre 5,64 e 8,25, com comportamento idêntico ao observado nos ensaios anteriores, ou seja, o pH diminui ao longo dos ensaios realizados no mesmo dia e aumenta entre o último ensaio de um dia e o primeiro ensaio do dia seguinte. De forma idêntica ao ocorrido nos ensaios anteriores, o maior aumento do pH, 2,69, teve lugar entre as medições efetuadas imediatamente antes e após o permeâmetro na estufa. O facto da diferença dos valores do pH entre o 11º e o 16º dias, 2,38, ser aproximado àquela, indicia que o tempo de contacto entre o lixiviado e o material é mais influente que a temperatura. Salienta-se a necessidade de se proceder à acidificação do lixiviado na grande maioria

das recirculações do lixiviado. Porém, observa-se a tendência dos valores do pH da solução efluente se aproximarem progressivamente do valor inicial, 5,5, nos ensaios realizados no mesmo dia. Pode assim concluir-se que, em regime de percolação contínua, o pH do lixiviado não terá grandes alterações, ou estas serão pouco significativas, pelo facto de não haver tempo de contacto suficiente entre o lixiviado e o material para ocorrerem as reações químicas necessárias. No caso do ensaio do ASIC/areia com o lixiviado, a Figura 6.10 mostra que o pH foi sempre igual ou superior a 6,88, ou seja, cerca de 1,3 unidades de pH superior a 5,5. Esta diferença de comportamento entre a areia e a brita está associada, em parte, ao menor valor de  $k$  e à maior superfície específica da areia que da brita.

A Figura 6.32 e Figura 6.33 representam a variação das leituras da C.E. efetuadas no efluente após cada ensaio, situadas entre 45,8 e 75,6mS/cm. O comportamento registado é semelhante ao observado no ensaio com o ASIC/areia, designadamente a estabilização do valor da C.E., que se verifica após a recolha de 260 a 270l de efluente.

As Figura 6.34a e 6.34b mostram o topo da coluna do permeâmetro, respetivamente, antes e depois do ensaio. Depois de se retirar a cobertura do permeâmetro, bem como a sua base, verificou-se que não havia qualquer anomalia a registar, para além do aspeto sujo das partículas causado pelo contacto com o lixiviado. No material vertido para o tabuleiro não foi possível observar a presença de óxidos de ferro, registada no ensaio com água, devido à película que envolvia as partículas, formada na sequência da passagem do lixiviado. A Figura 6.35 mostra o material no tabuleiro.

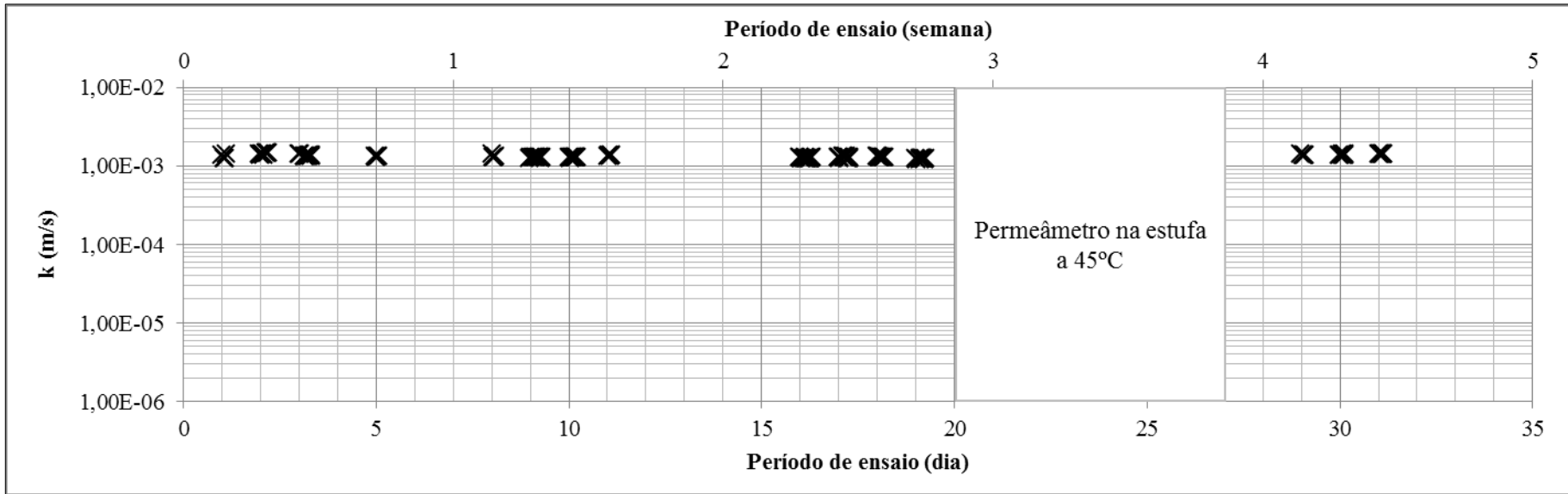


Figura 6.28 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/brita ao lixiviado em função do tempo de ensaio

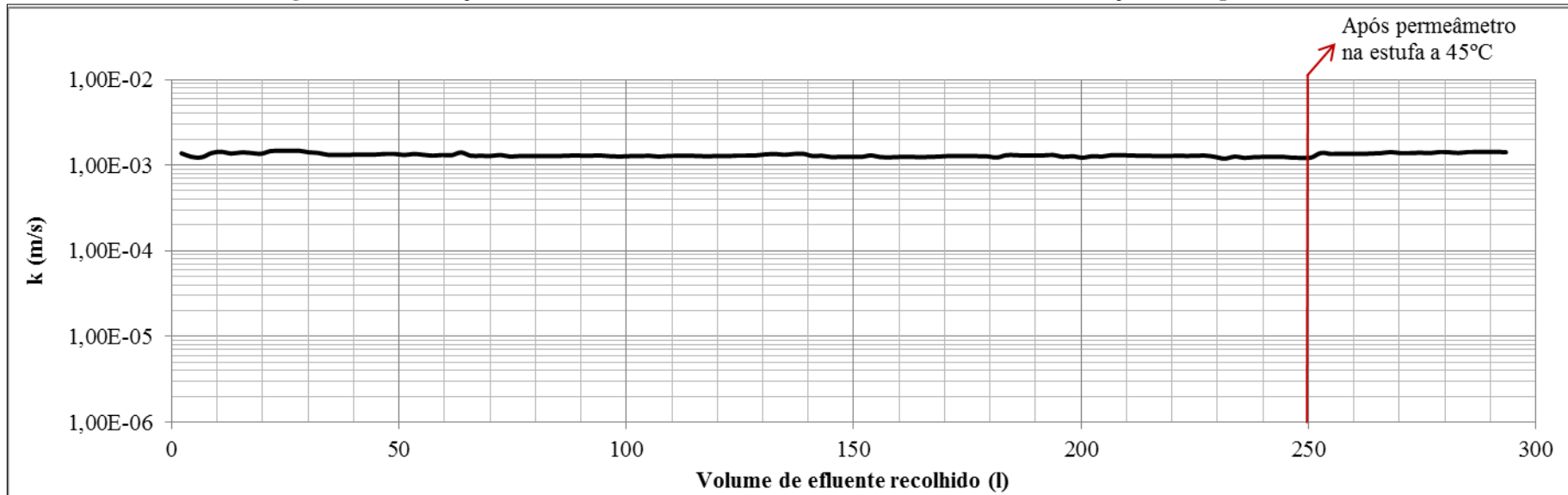


Figura 6.29 – Variação da condutividade hidráulica do ASIC/brita ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido

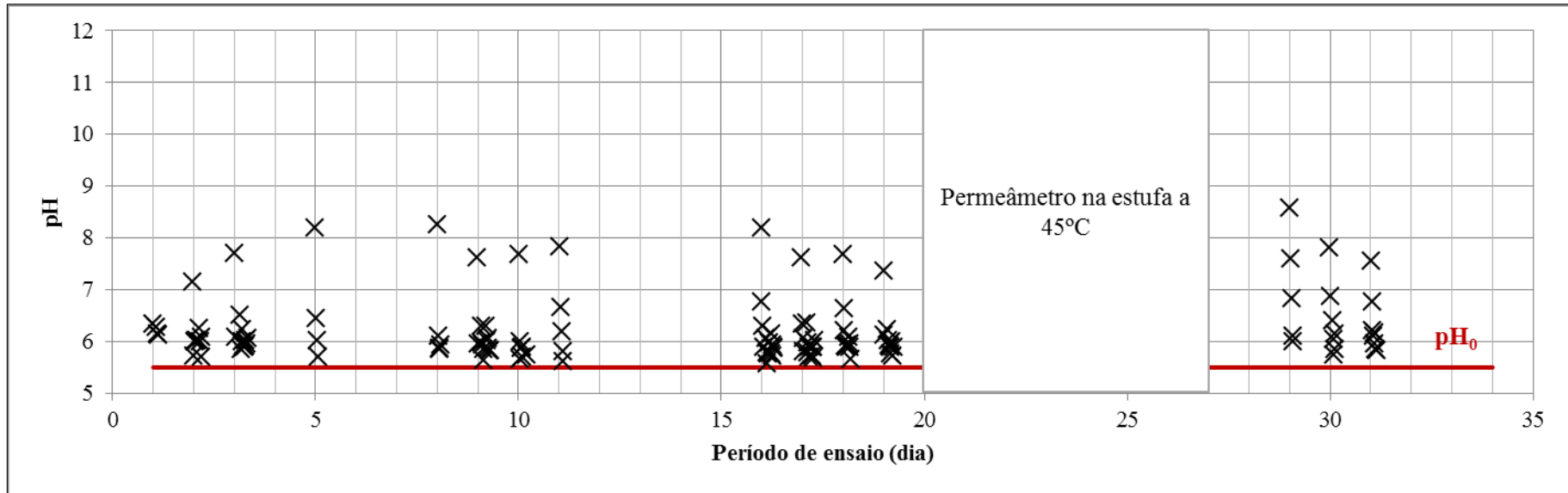


Figura 6.30 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com o lixiviado

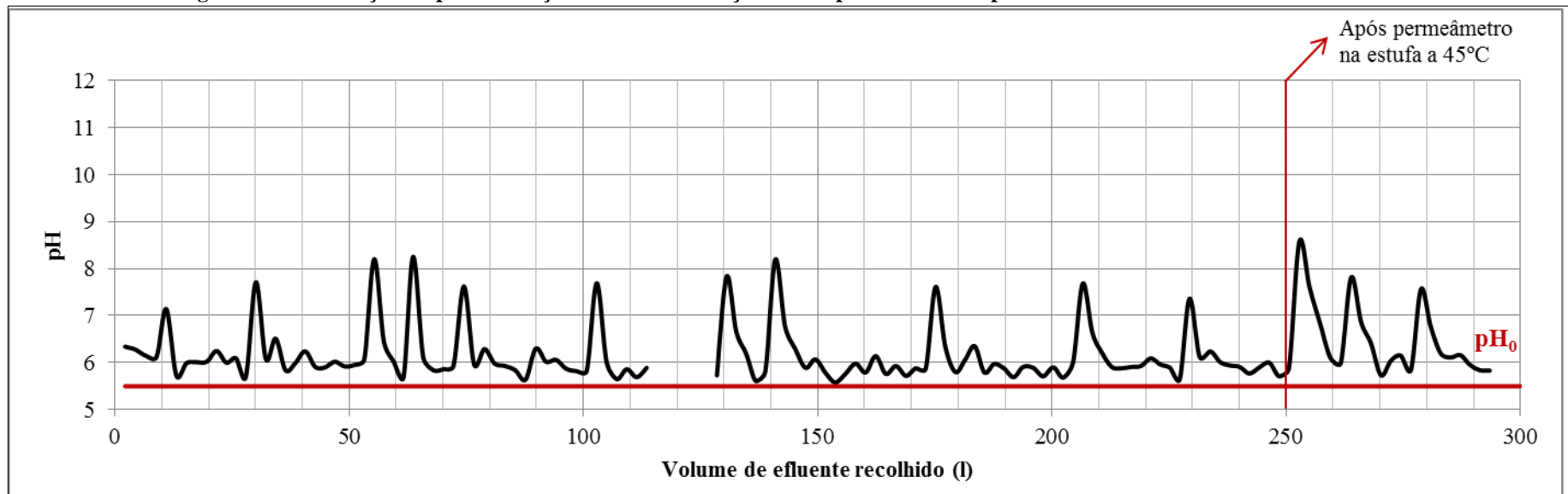


Figura 6.31 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com o lixiviado

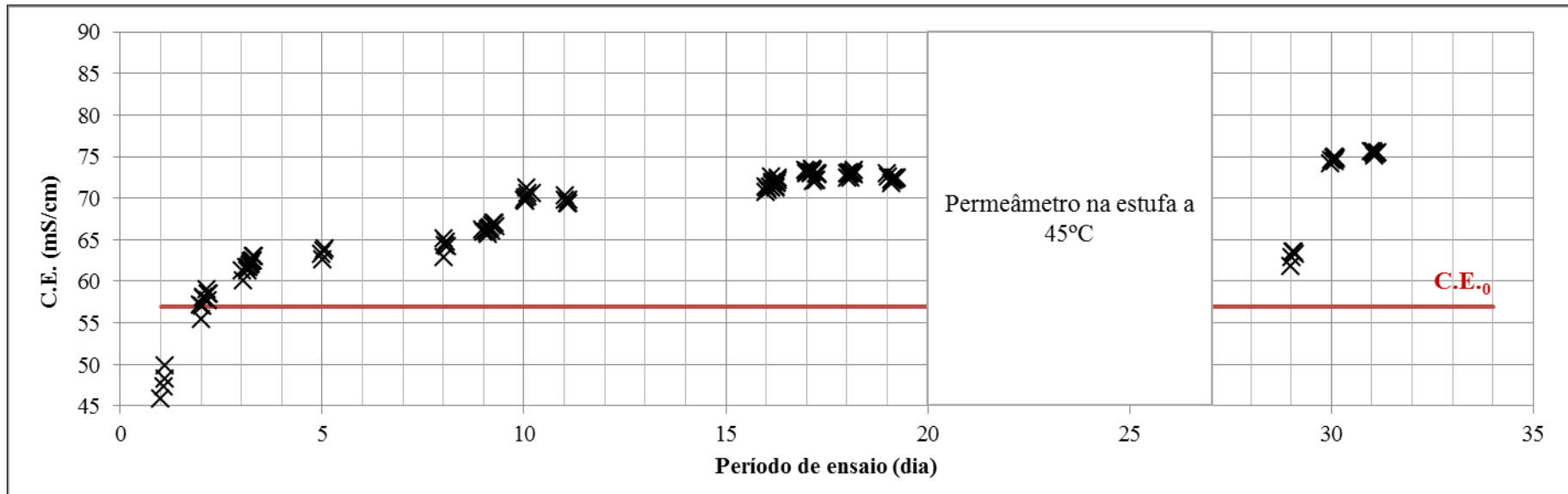


Figura 6.32 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com o lixiviado

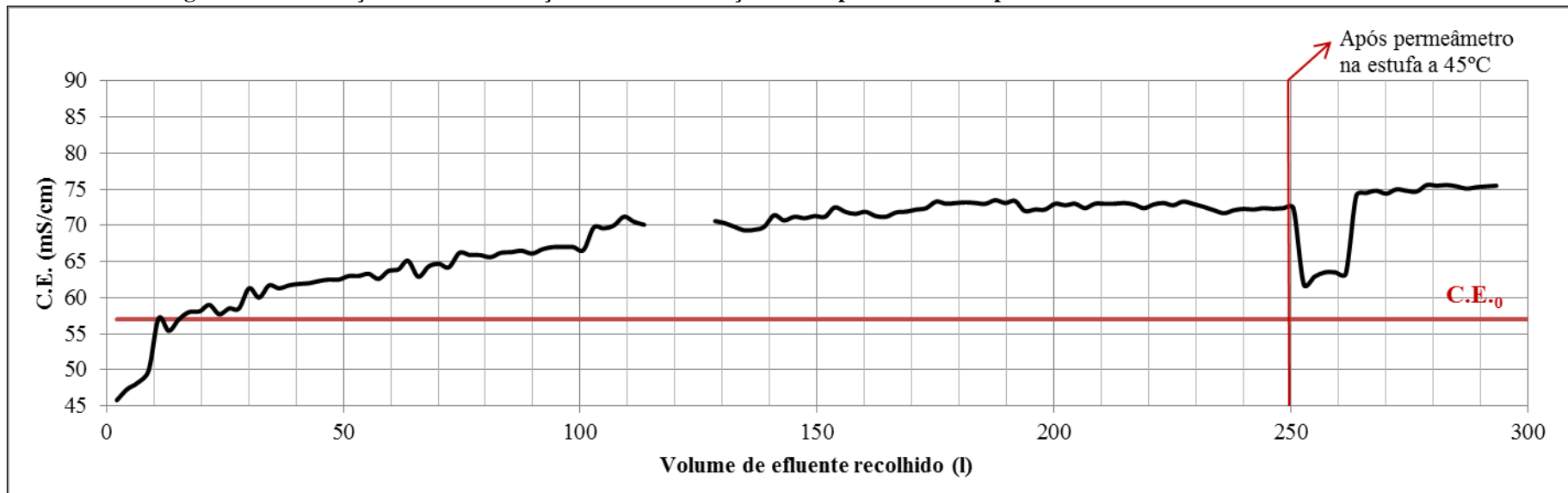


Figura 6.33 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do ASIC/brita com o lixiviado





a) Antes do ensaio



b) Após o ensaio

**Figura 6.34 – Topo do ASIC/brita no ensaio de permeabilidade com o lixiviado**



**Figura 6.35 – Aspeto do material ASIC/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado**

Após secagem do material em estufa a 60°C, a sua massa foi pesada. A Tabela 6.5 mostra que a perda de massa do material foi muito baixa.

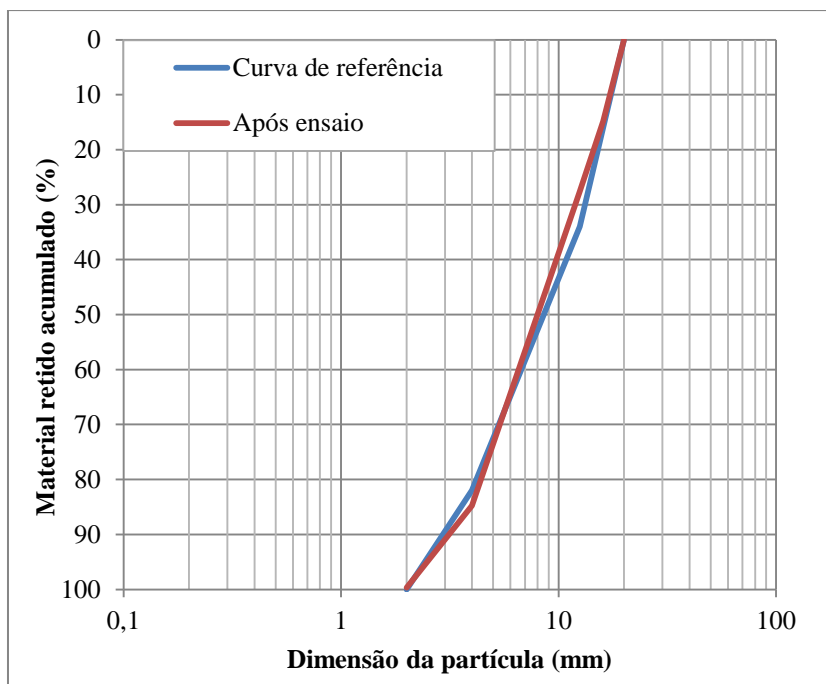
O valor é da mesma ordem de grandeza do registado para o mesmo tipo de material no ensaio com água, devendo a sua causa estar também relacionada com a perda de algum material na sua transferência da coluna para o tabuleiro.

A curva granulométrica do ASIC/brita após o ensaio de permeabilidade que se apresenta na Figura 6.36 é aproximadamente igual à curva granulométrica de referência utilizada para a brita.



**Tabela 6.5 – Resultados da perda de massa do ASIC/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado**

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
(g)	(g)	(g)	(%)
3490,6	3487,7	2,9	0,08



**Figura 6.36 – Comparação das curvas granulométricas do ASIC/brita ensaiado com o lixiviado e de referência**

### 6.1.1.3 Análise do comportamento hidráulico do ASIC

Com o objetivo de comparar o comportamento hidráulico do ASIC/areia e do ASIC/brita à água e ao lixiviado, apresentam-se na Figura 6.37 as variações da condutividade hidráulica em função do volume de efluente recolhido obtidas a partir dos quatro ensaios de permeabilidade efetuados. Com o mesmo propósito sintetiza-se na Tabela 6.6 a condutividade hidráulica média dos materiais antes e após a introdução dos permeâmetros na estufa. Para o cálculo desta grandeza só se consideraram os valores obtidos após a estabilização da condutividade hidráulica. A Figura 6.37 permite igualmente verificar se os materiais ensaiados cumprem o requisito mínimo previsto no DL nº183/2009 para a condutividade hidráulica da camada mineral drenante dos aterros de resíduos ( $k > 1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ).

Conclui-se que:

- o comportamento hidráulico do ASIC/areia foi diferente nos ensaios com água e com o lixiviado, observando-se que, no ensaio com água, o valor da condutividade hidráulica praticamente não

variou até à introdução do permeâmetro na estufa, com exceção de dois períodos pontuais anteriores à recolha de cerca de 60l de efluente, mas diminuiu de forma significativa após a estufa, enquanto no ensaio com o lixiviado, a condutividade hidráulica diminuiu gradualmente até à recolha de 160l, mantendo-se depois praticamente constante até final;

- o comportamento hidráulico do ASIC/brita à água e ao lixiviado foi semelhante, com valores de condutividade hidráulica praticamente constantes e aproximados durante a realização dos ensaios;
- a condutividade hidráulica foi maior na brita que na areia, como esperado, sendo maiores as diferenças nos ensaios com água (9,5 vezes antes da estufa, 38 vezes depois da estufa), que com o lixiviado (3,5 vezes antes da estufa; 4,7 vezes depois da estufa);
- não há evidência que a solução de percolação influencie a condutividade hidráulica dos materiais, atendendo a que na areia a condutividade hidráulica foi maior ao lixiviado que à água e na brita a situação foi inversa desta;
- a influência da temperatura na condutividade hidráulica só foi observada no ensaio do ASIC/areia com água;
- o prolongamento do ensaio do ASIC/areia com o lixiviado quase não alterou o valor da condutividade hidráulica;
- a condutividade hidráulica do ASIC só foi inferior ao requisito mínimo previsto no DL n°183/2009 para a condutividade hidráulica da camada mineral drenante dos aterros de resíduos ( $k \geq 1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ), no ensaio da areia com água após a estufa.

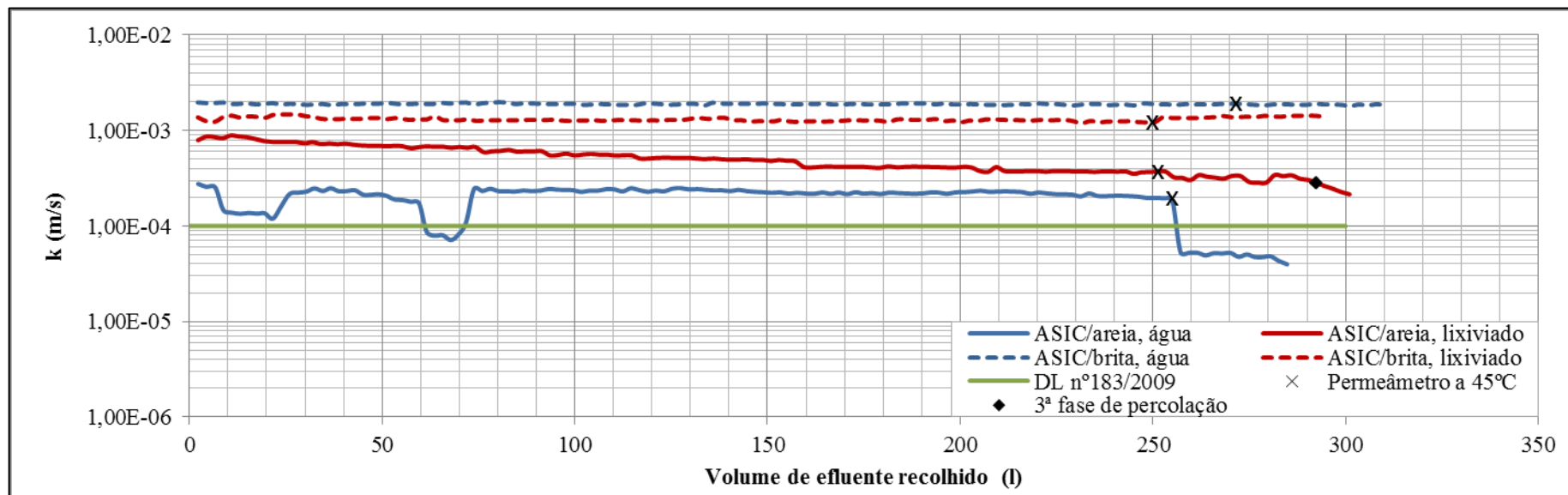


Figura 6.37 – Comparação da variação da condutividade hidráulica do ASIC/areia e do ASIC/brita à água e ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido

Tabela 6.6 – Condutividade hidráulica média do ASIC/areia e do ASIC/brita percolados com água e com o lixiviado

Provete	Solução de percolação	Condutividade hidráulica ( $k \times 10^{-4}$ m/s)					
		Antes da estufa			Após a estufa		
		Nº de dias de ensaio	Nº de ensaios	$\bar{k}$	Nº de dias de ensaio	Nº de ensaios	$\bar{k}$
Areia	Água	17	84	2	3	14	0,5
	Lixiviado	7	44	4	48	5	3
Brita	Água	16	123	19	2	17	19
	Lixiviado	19	119	13	3	19	14

$\bar{k}$  - Condutividade hidráulica média

## 6.1.2 AB<sub>RCD</sub>

### 6.1.2.1 Areia

#### *Água*

A primeira fase do ensaio de permeabilidade teve a duração de 29 dias. Ao 30º dia o permeâmetro foi colocado na estufa onde permaneceu durante sete dias. Após este período de estufa, o provete foi ensaiado por mais cinco dias, perfazendo um total de 42 dias. O volume total de efluente recolhido foi de cerca de 310l.

A Figura 6.38 apresenta a variação dos valores da condutividade hidráulica em função do tempo e a Figura 6.39 em função do volume recolhido. Das figuras verifica-se que os valores de  $k$  se mantiveram ao longo de todo o ensaio em  $3 \times 10^{-4}$  m/s, concluindo-se que o comportamento hidráulico do AB<sub>RCD</sub>/areia não sofreu alteração devido à temperatura.

No que diz respeito aos parâmetros químicos, a Figura 6.40 e Figura 6.41 e a Figura 6.42 e Figura 6.43 representam, respetivamente, as variações do pH e da C.E. do efluente recolhido durante a realização do ensaio e comparam estes valores com os seus valores médios registados na água de abastecimento público.

Na Figura 6.40 e Figura 6.41 observa-se que os valores de pH se mantiveram sempre acima de 10, indicando que a percolação da água através do material tornou a solução mais básica ( $\text{pH}_0 = 8,2$ ). O aumento da alcalinidade da solução efluente deve-se principalmente à presença da cal na composição do cimento. A amplitude de valores do pH situa-se entre 10 e 12, mas com tendência para diminuir com o desenrolar do ensaio. Com efeito, no início do ensaio, os valores de pH aproximavam-se de 12 e no final de 10. Regista-se, igualmente, um comportamento idêntico ao observado com o ASIC/areia, ou seja, os valores do pH diminuem em ensaios consecutivos realizados ao longo de um dia, mas aumentam, ligeiramente, de um dia para o outro. As leituras realizadas após o período de estufa revelam o mesmo comportamento.

Em relação ao parâmetro C.E. verifica-se, pela Figura 6.42 e Figura 6.43, uma tendência para os valores se aproximarem do valor médio da solução influente,  $\text{C.E.}_0 = 167 \mu\text{S/cm}$ . A diminuição da C.E. é acentuada até ao 3º dia de ensaio (20l), período em que passa de  $2550 \mu\text{S/cm}$  para cerca de  $600 \mu\text{S/cm}$ , e progressiva até final do ensaio, onde se obtêm valores idênticos ao da solução influente inicial. A cinética indica a presença de uma grande quantidade de sais solúveis à água no material, com disponibilidade para rápida eluviação.

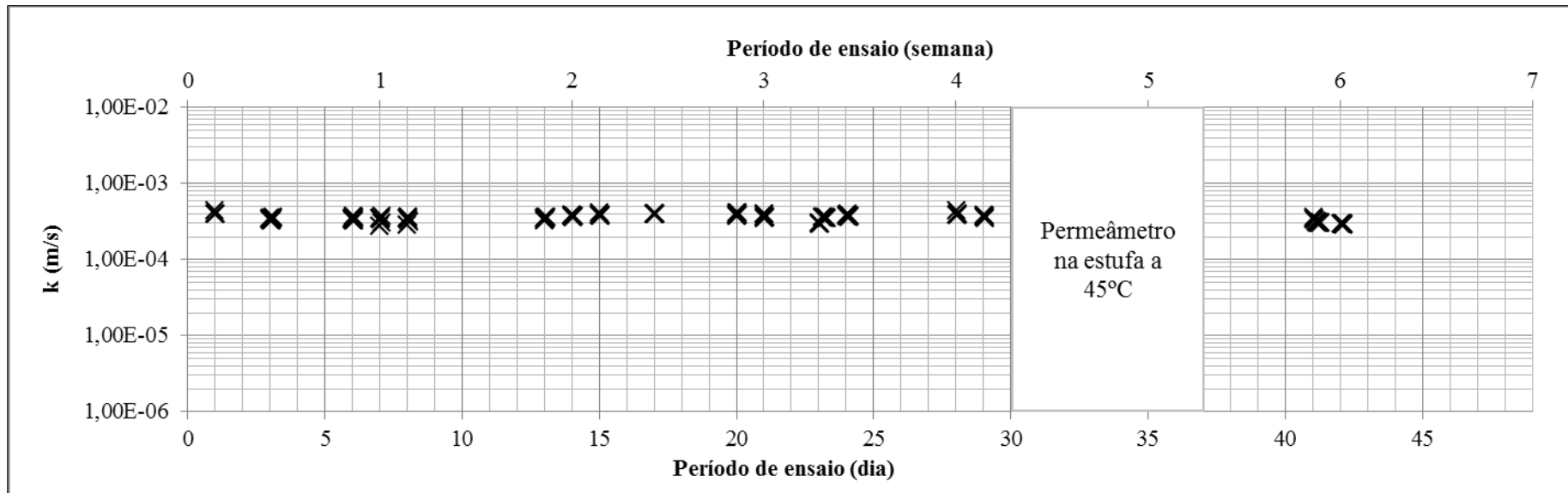


Figura 6.38 – Variação da condutividade hidráulica do  $AB_{RCD}$ /areia à água em função do tempo de ensaio

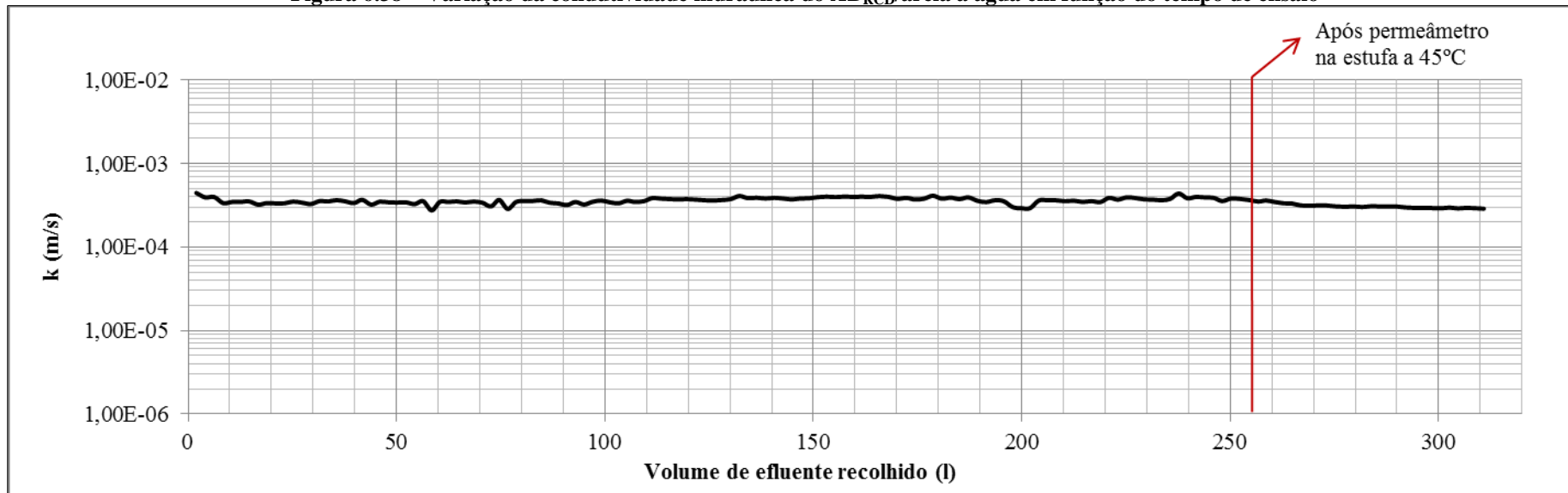


Figura 6.39 – Variação da condutividade hidráulica do  $AB_{RCD}$ /areia à água em função do volume de efluente recolhido

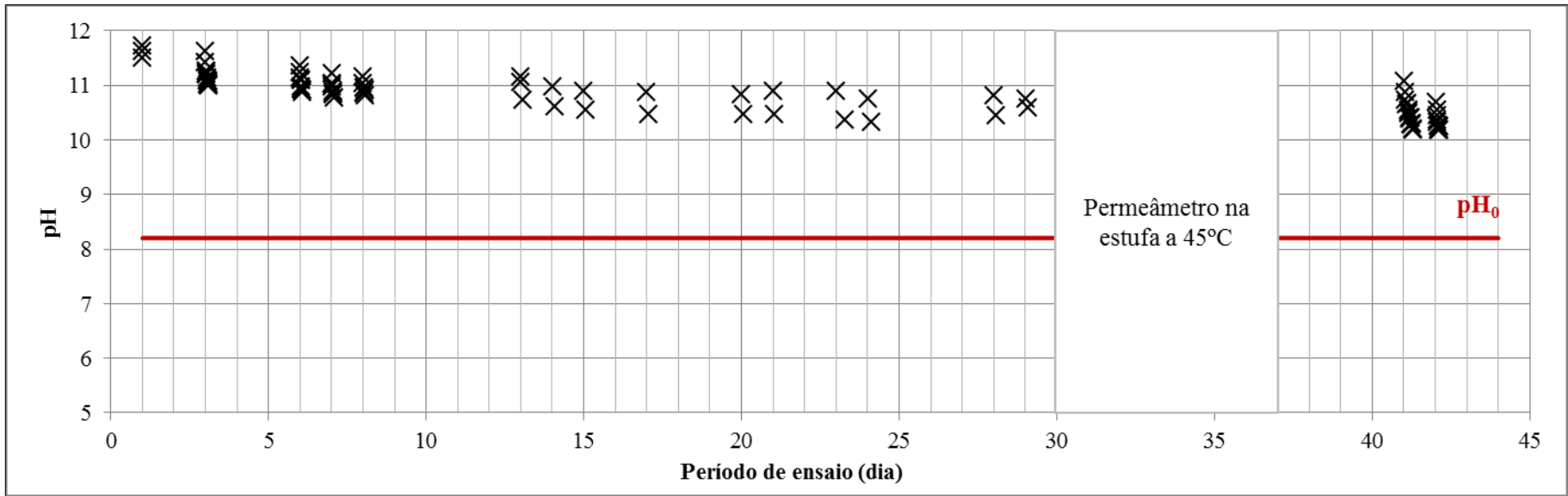


Figura 6.40 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/areia com água

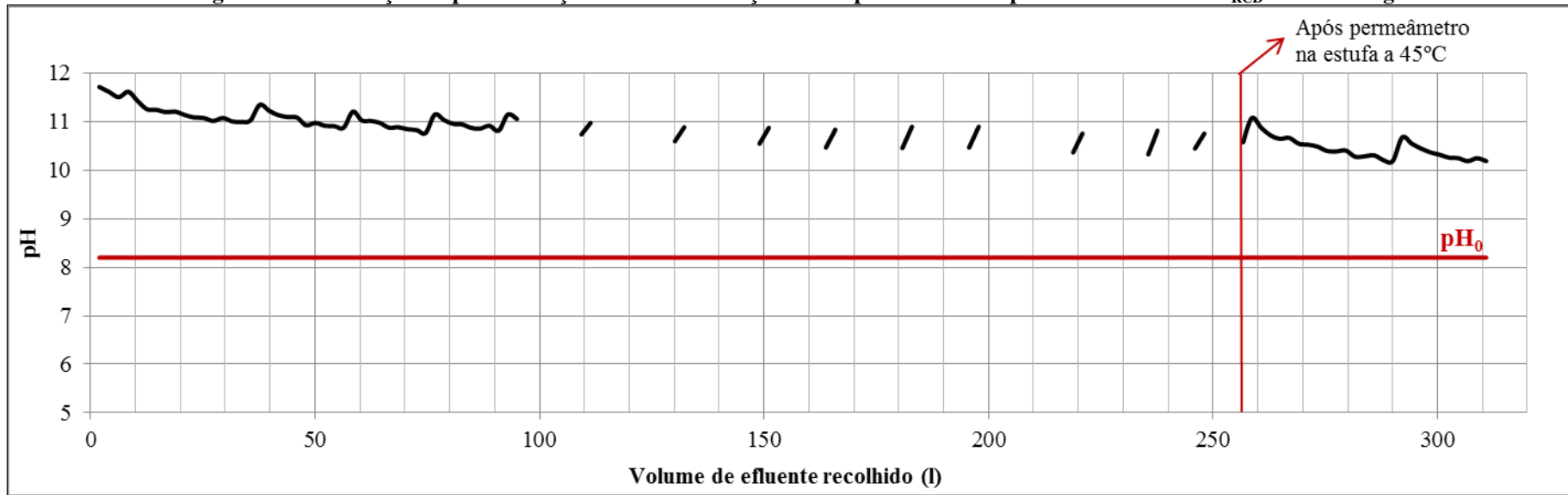


Figura 6.41 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/areia com água

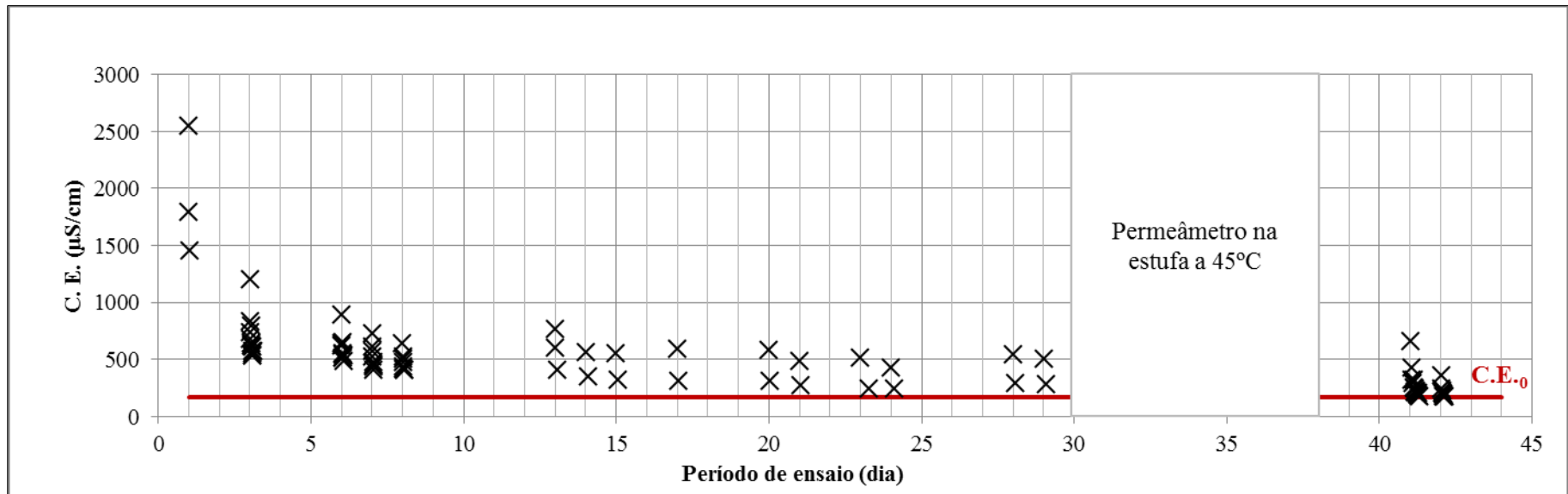


Figura 6.42 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/areia com água

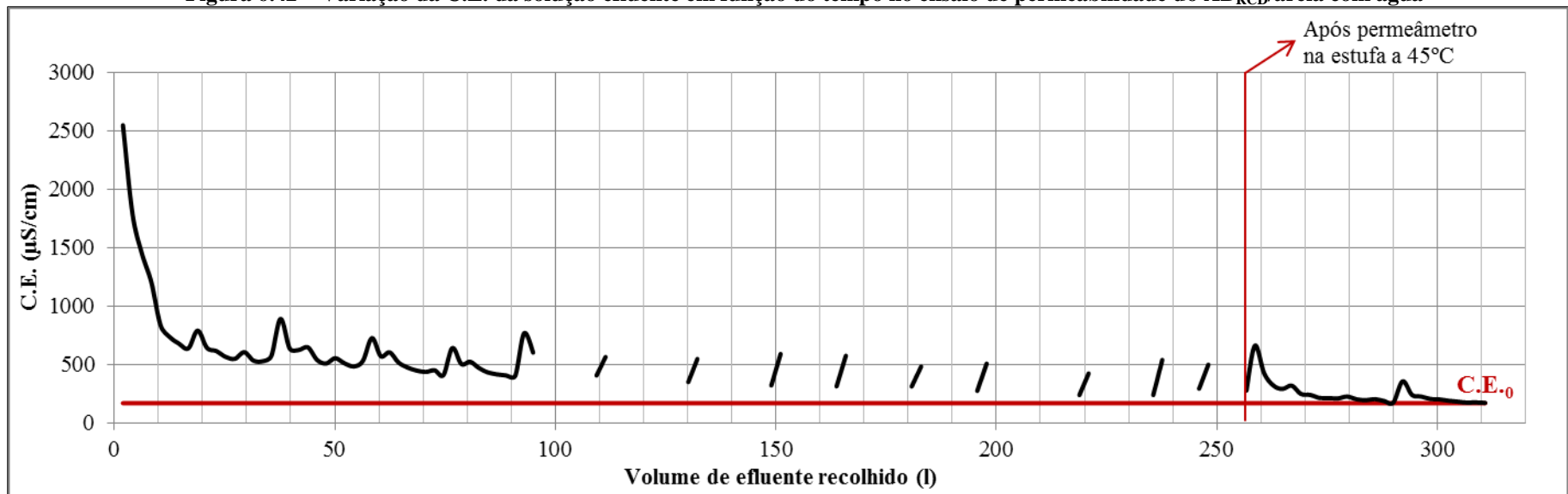


Figura 6.43 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/areia com água

As Figura 6.44a e 6.44b mostram o topo do provete respectivamente antes e depois do ensaio de permeabilidade.

A análise macroscópica realizada ao topo e à base do provete não revelou qualquer alteração no material após a percolação com água.

Após se verter o material para o tabuleiro (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.a**), ão foi visível qualquer alteração assinalável, à exceção da formação de alguns torrões (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.b**) com cerca de 3cm, sem resistência quando pressionados com os dedos. A formação dos torrões deve-se principalmente à tensão capilar existente entre as partículas que o constituem, e não ao fenómeno da auto-cimentação.



a) Antes do ensaio

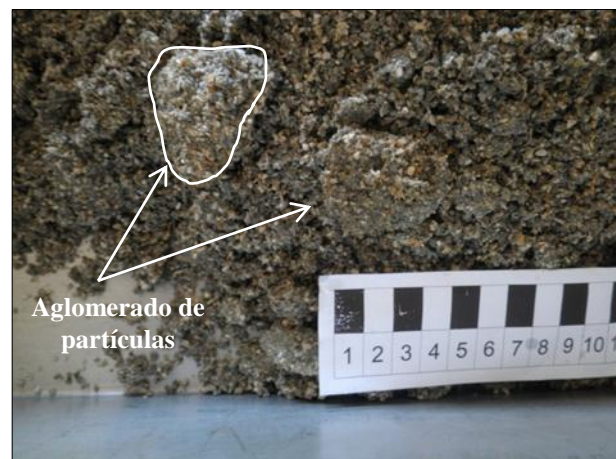


b) Após o ensaio

Figura 6.44 – Topo do AB<sub>RCD</sub>/areia no ensaio de permeabilidade com água



a) Material no tabuleiro



b) Pormenor do aglomerado de partículas

Figura 6.45 – Aspeto do material AB<sub>RCD</sub>/areia após o ensaio de permeabilidade com água



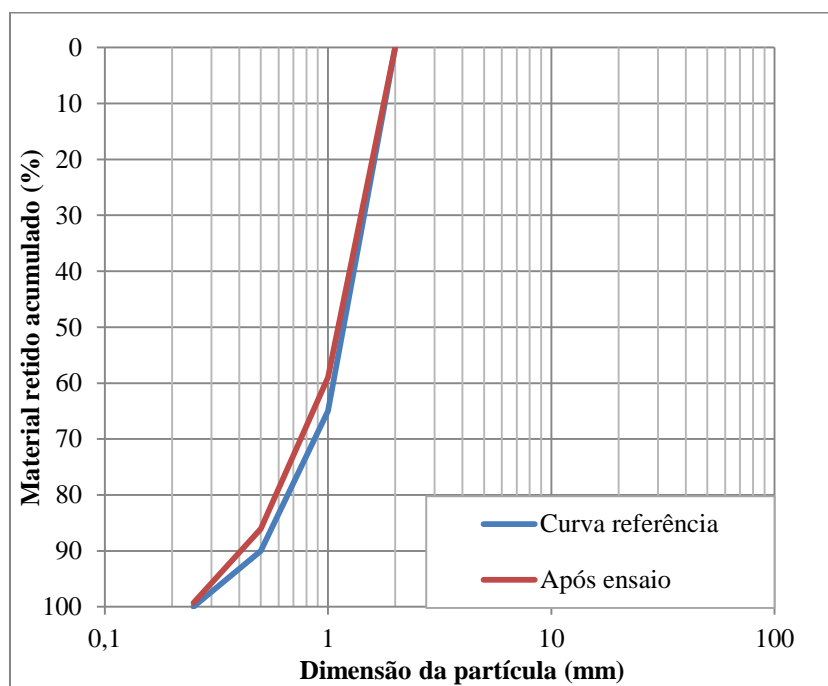
A Tabela 6.7 mostra a perda de massa do AB<sub>RCD</sub>/areia durante o ensaio de permeabilidade com água, após secagem do material em estufa a 60°C.

**Tabela 6.7 – Resultados da perda de massa do AB<sub>RCD</sub>/areia após o ensaio de permeabilidade com água**

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete depois do ensaio	Perda de massa	
		(g)	(%)
2363,3	2337	26,3	1,11

A perda de massa de material durante o ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/areia foi de 1,11%. O valor é reduzido e está principalmente associado, como no provete ASIC/areia, com a perda de partículas que permanecem nas paredes da coluna durante o processo de extração do material para o tabuleiro.

A curva granulométrica do material após a realização do ensaio é mostrada na Figura 6.46. Em comparação com a curva de referência verifica-se que são semelhantes.



**Figura 6.46 – Comparação das curvas granulométricas do AB<sub>RCD</sub>/areia ensaiado com água e de referência**

### *Lixiviado*

O ensaio de permeabilidade tendo o lixiviado como solução influente foi realizado, à semelhança dos restantes ensaios com areia, em três fases de percolação. Na primeira, com a duração de 18 dias, foram recolhidos cerca de 250l de efluente. A segunda efetuada depois do permeâmetro ter estado sete dias

na estufa a 45°C, teve a duração de dois dias e a recolha de cerca de 38l. A terceira fase e última, com a duração de um dia, foi realizada 46 dias após a segunda fase. Durante este período de paragem, o permeâmetro ficou à temperatura ambiente. A duração total do ensaio foi de 73 dias e o volume total de efluente recolhido foi de 298l.

As Figura 6.47 e 6.48 mostram que condutividade hidráulica se manteve aproximadamente constante ao longo do ensaio, variando entre  $3 \times 10^{-4} \text{m/s}$  e  $4 \times 10^{-4} \text{m/s}$ , com exceção do segundo dia de ensaio, onde se registaram valores inferiores, entre  $1 \times 10^{-4} \text{m/s}$  e  $2 \times 10^{-4} \text{m/s}$ . Esta gama de valores de  $k$  só se voltaria a verificar após a paragem de 46 dias. Nestas condições pode-se concluir que o prolongamento do tempo de contacto do material com o lixiviado não influenciou o comportamento hidráulico do  $AB_{\text{RCD}}$ /areia.

Em relação às leituras do pH, as Figura 6.49 e 6.50 mostram que o pH inicial do lixiviado ( $\text{pH}_0 = 5,5$ ) aumentou em todos os ensaios depois de percolar através do provete, obrigando por isso à sua acidificação com a solução a 50% de HCl, antes de cada nova percolação.

O valor mais elevado do pH da solução efluente foi de 9,18, registado no primeiro dia de ensaio, observando-se que a partir daí uma tendência geral para o valor diminuir gradualmente até 6,5, quando o volume de efluente recolhido era de aproximadamente 160l (10 dias de ensaio). Daqui até final do ensaio, o valor mínimo do pH estabilizou naquele valor. Contudo, à semelhança do ensaio realizado com o ASIC/areia verifica-se, pelas razões já apresentadas, que os valores do pH diminuem ao longo dos ensaios realizados num mesmo dia e aumentam do último ensaio de um dia para o primeiro ensaio do dia seguinte, sendo que em situação de paragem, como por exemplo no período em que o permeâmetro foi mantido em estufa a 45°C, se registou um aumento de 1,2 unidades no seu valor.

No que diz respeito aos valores da C.E., verifica-se pelas Figura 6.51 e 6.52 que o comportamento é semelhante ao registado no ensaio do ASIC/areia (Figura 6.14 e 6.15). Neste caso, a C.E. aumentou de cerca de 55mS/cm, no início do ensaio, para cerca de 82mS/cm, no final.

Pelas razões já expostas na análise dos resultados do ASIC/areia, não é possível explicar a cinética obtida para a C.E. da solução efluente.

O topo do  $AB_{\text{RCD}}$ /areia antes e depois da realização do ensaio está representado nas Figura 6.53a e 6.53b, respetivamente, não se verificando qualquer indício de alteração causado pela circulação do lixiviado durante o ensaio. Na base do provete também não se observou nenhuma anomalia.

A análise macroscópica realizada ao material vertido num tabuleiro (Figura 6.54), não evidenciou qualquer tipo de alteração, à exceção da formação de torrões, facilmente desagregáveis pelos dedos.

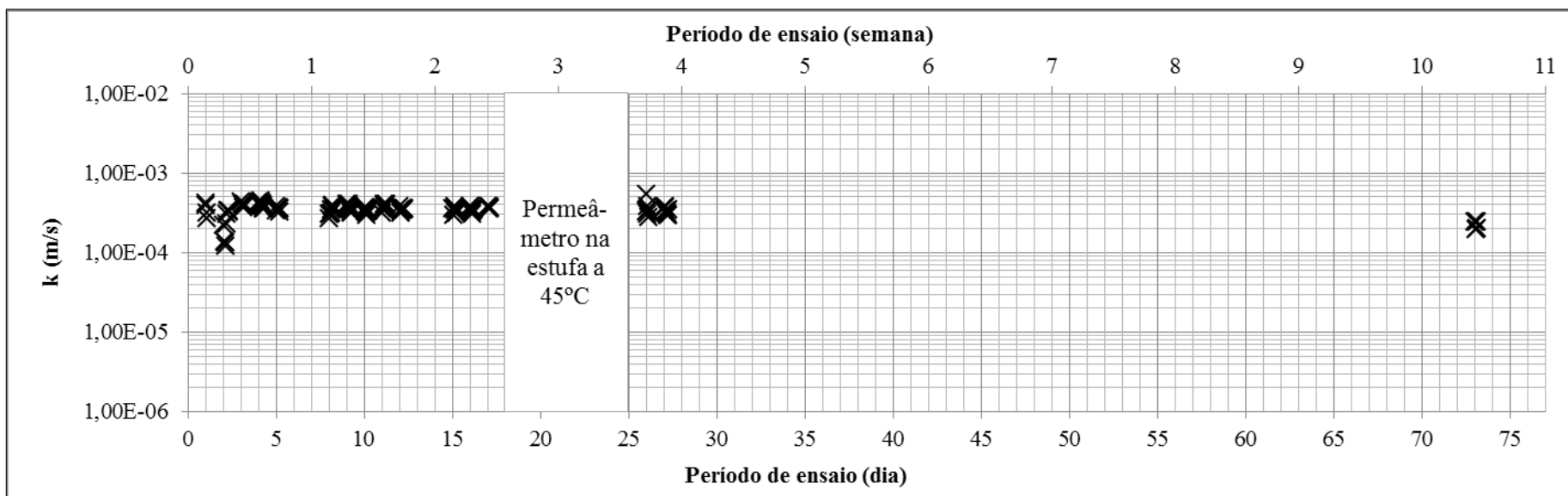


Figura 6.47 – Variação da condutividade hidráulica do AB<sub>RCD</sub>/areia ao lixiviado em função do tempo de ensaio

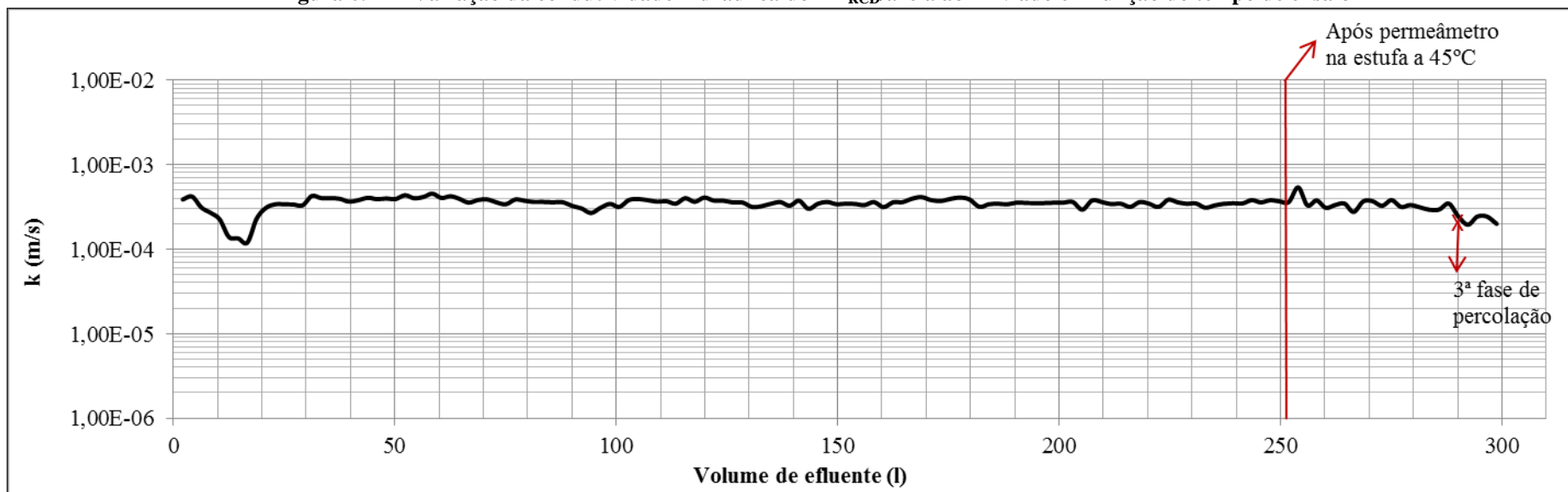


Figura 6.48 – Variação da condutividade hidráulica do AB<sub>RCD</sub>/areia ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido

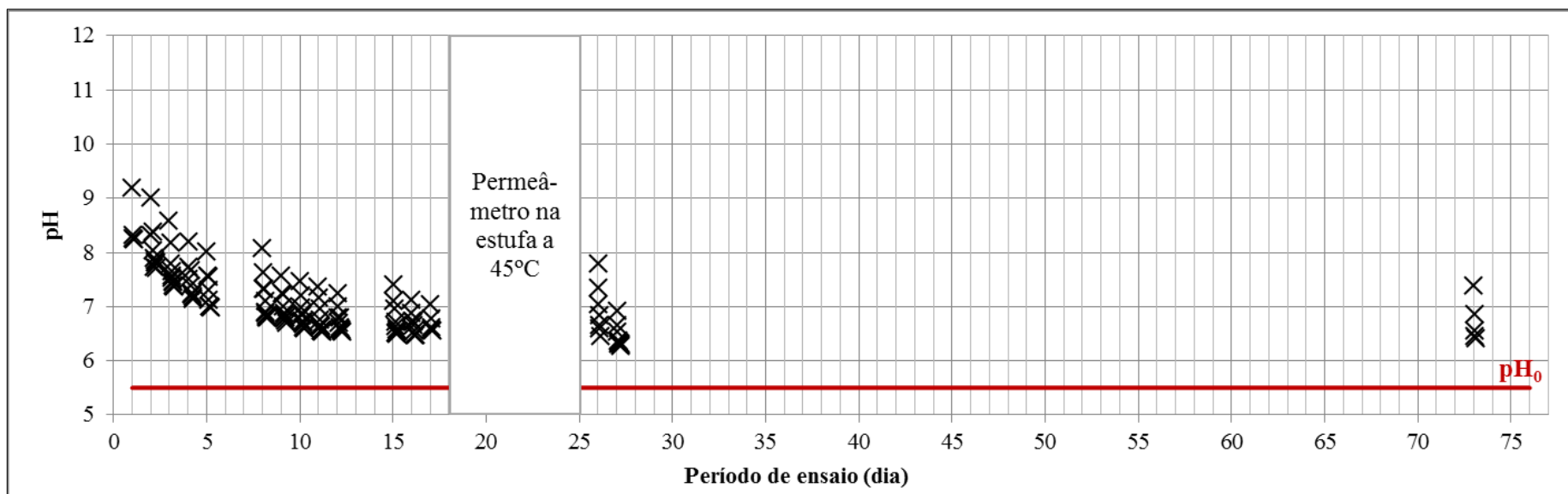


Figura 6.49 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/areia com o lixiviado

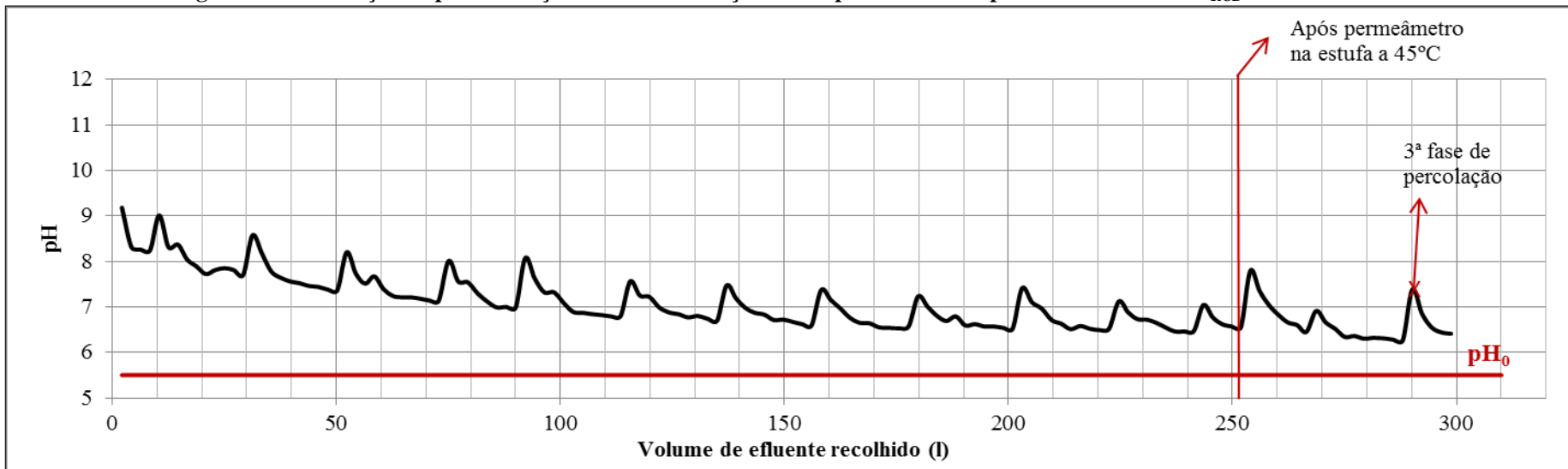


Figura 6.50 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/areia com o lixiviado

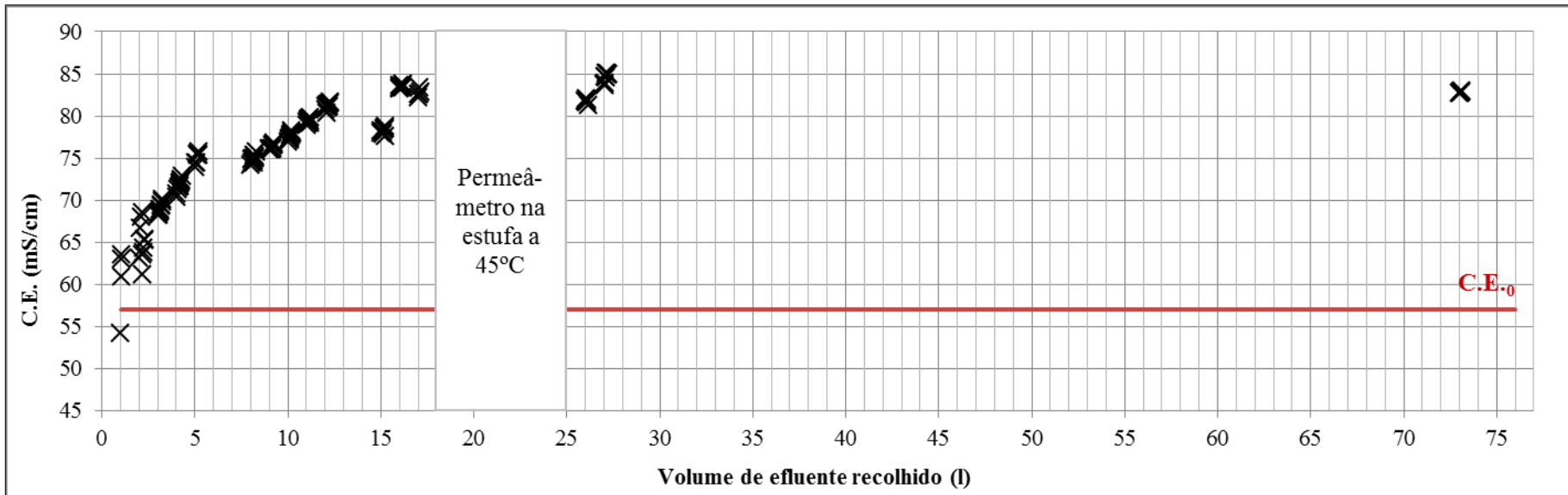


Figura 6.51 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/areia com o lixiviado

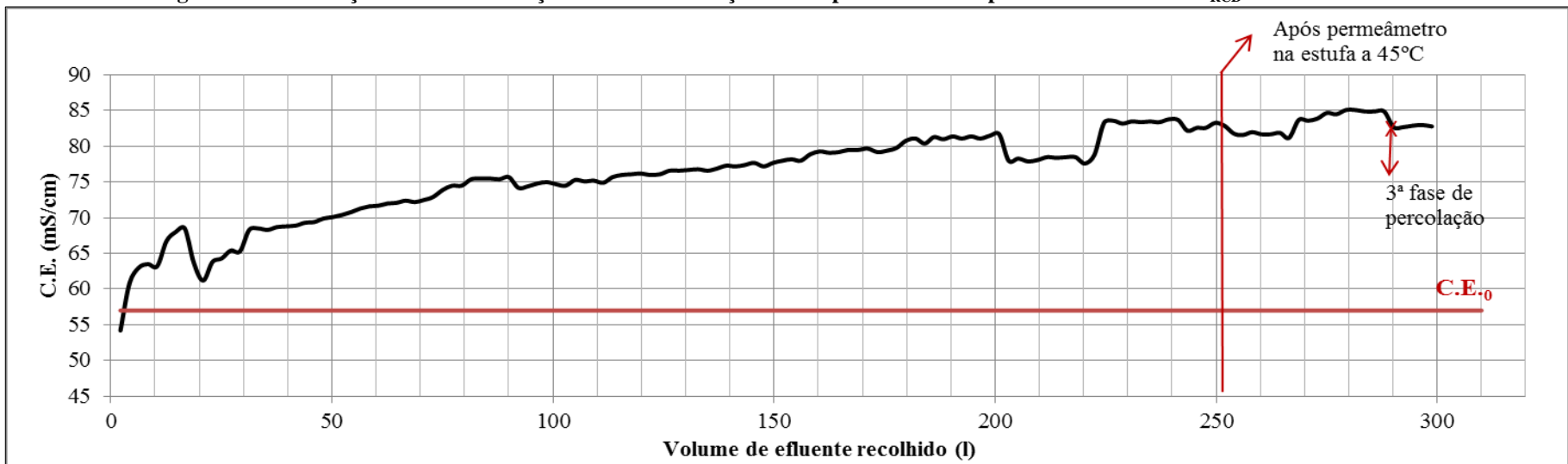
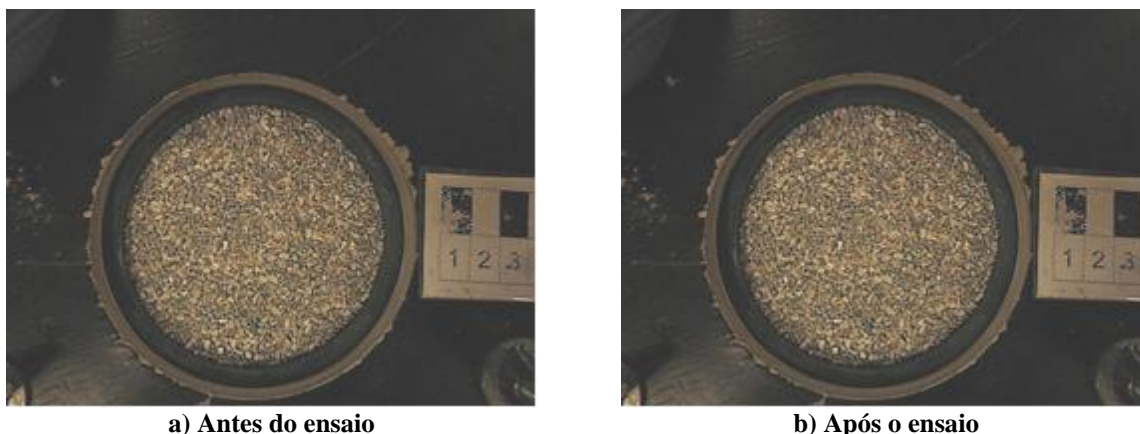


Figura 6.52 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/areia com o lixiviado



**Figura 6.53 – Topo do AB<sub>RCD</sub>/areia no ensaio de permeabilidade com o lixiviado**



**Figura 6.54 – Aspeto do material AB<sub>RCD</sub>/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado**

A Tabela 6.8 mostra os resultados para a perda de massa do AB<sub>RCD</sub>/areia, após secagem do material ensaiado em estufa à temperatura de 60°C. O valor é ligeiramente superior ao obtido no ensaio do AB<sub>RCD</sub>/areia com água.

A curva granulométrica realizada ao material após o ensaio com o lixiviado é apresentada na Figura 6.55 verificando-se a sua semelhança com a curva de referência da areia.

**Tabela 6.8 – Resultados da perda de massa do AB<sub>RCD</sub>/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado**

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
		(g)	(%)
(g) 2361,4	(g) 2329,6	(g) 31,8	(%) 1,35

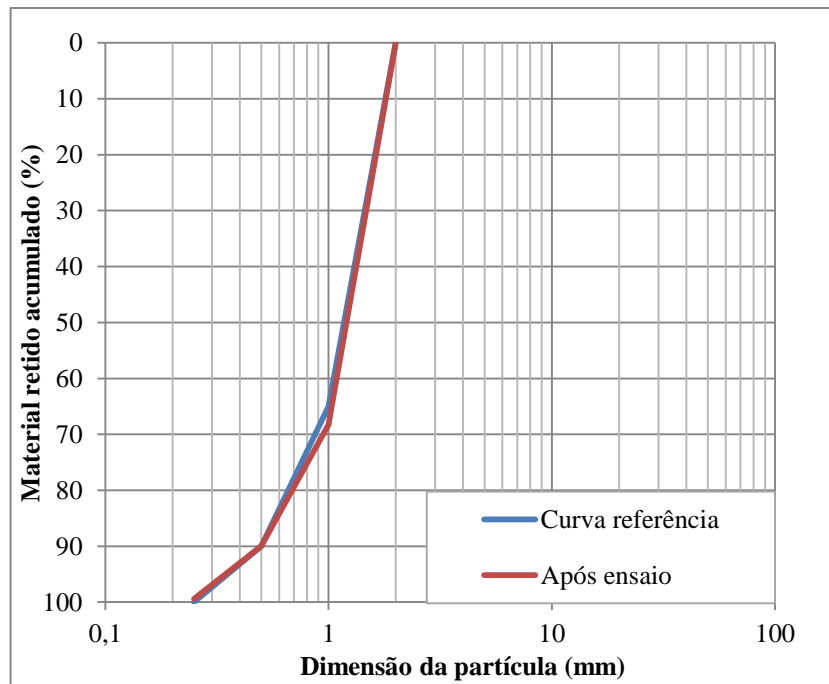


Figura 6.55 – Comparação das curvas granulométricas do AB<sub>RCD</sub>/areia ensaiado com o lixiviado e de referência

### 6.1.2.2 Brita

#### Água

Como se observa nas Figura 6.56 e 6.57, o ensaio teve a duração de 28 dias: 17 dos quais até à introdução do provete na estufa, sete na estufa e quatro após a estufa. No total recolheram-se cerca de 300l, assim distribuídos: 260l antes da estufa e 40l após a estufa.

A condutividade hidráulica do material situa-se entre  $2 \times 10^{-3} \text{m/s}$  e  $3 \times 10^{-3} \text{m/s}$  nas fases de percolação anterior e posterior à estufa.

A gama de valores registada nas medições do pH é apresentada nas Figura 6.58 e 6.59, e situa-se aproximadamente entre 9 e 11,5. Ligeiramente inferior à gama medida no ensaio com o AB<sub>RCD</sub>/areia. À semelhança do analisado nos ensaios de permeabilidade do ASIC com água, a diferença pode estar relacionada com a área de contacto entre o material e o fluido intersticial, que é maior na areia que na brita. A variação dos valores de pH ao longo do ensaio é idêntica à observada no ensaio com o provete AB<sub>RCD</sub>/areia, ou seja, o pH diminui dos valores iniciais próximos de 11,6 para valores finais próximos de 9, aumenta do último ensaio de um dia para o primeiro ensaio do dia seguinte, e diminui ao longo dos ensaios realizados num mesmo dia.



As Figura 6.60 e 6.61 mostram os valores registados para a condutividade elétrica da solução efluente. Observa-se que, com exceção das medições efetuadas no primeiro e segundo dias de ensaio, principalmente, e da 1ª medição nos restantes dias em que se realizaram ensaios, os valores da C.E. foram aproximadamente iguais à C.E.<sub>0</sub> (142μS/cm). Este comportamento significa que houve uma rápida eluviação dos sais solúveis à água do AB<sub>RCD</sub>/brita. A diferença pode estar relacionada com a razão apresentada na secção 6.1.1.2 para o ASIC/brita, ou seja, haver maior área de contato sólido-líquido na areia que na brita.

No que diz respeito à análise macroscópica do AB<sub>RCD</sub>/brita, as Figura 6.62a e 6.62b mostram o seu topo, respetivamente, antes e depois do ensaio de permeabilidade realizado com água.

Da observação do topo e da base do provete, bem como das suas partículas após espalhamento num tabuleiro (Figura 6.63), não se identificou qualquer tipo de alteração no material causada pela percolação da água.

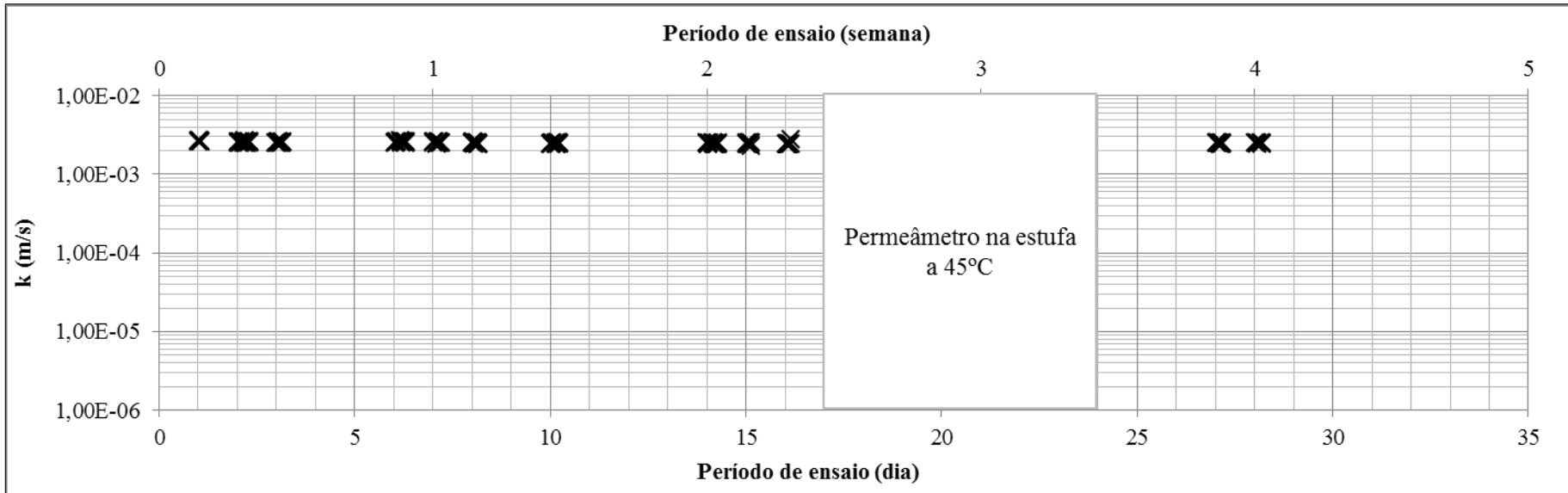


Figura 6.56 – Variação da condutividade hidráulica do AB<sub>RCD</sub>/brita à água em função do tempo de ensaio

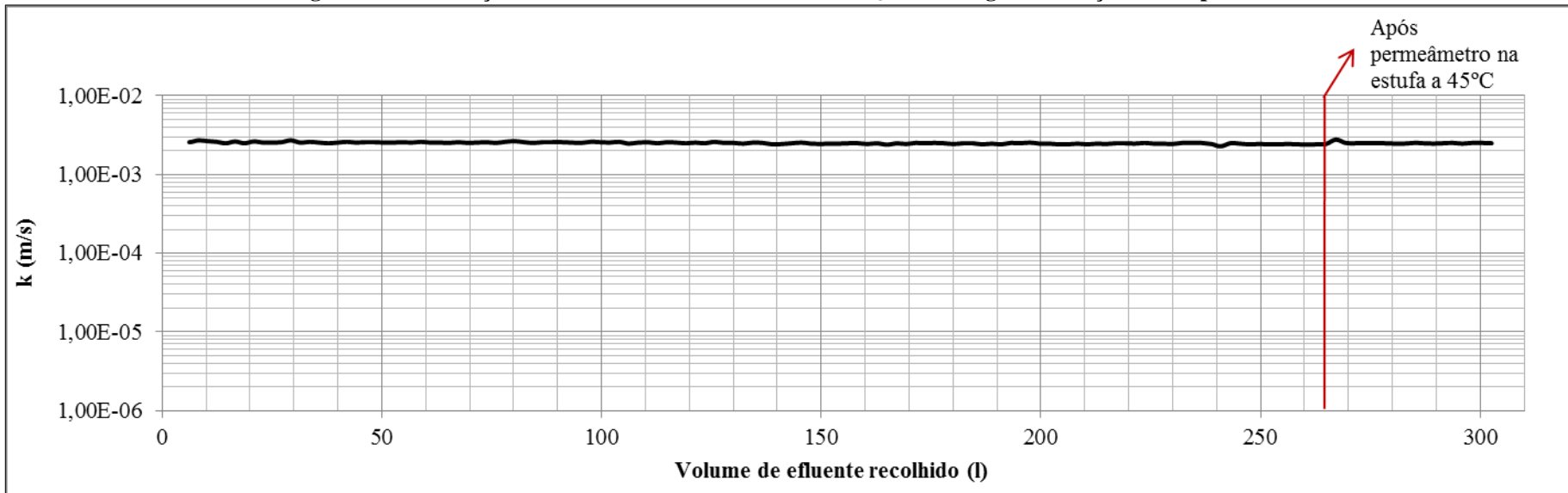


Figura 6.57 – Variação da condutividade hidráulica do AB<sub>RCD</sub>/brita à água em função do volume de efluente recolhido

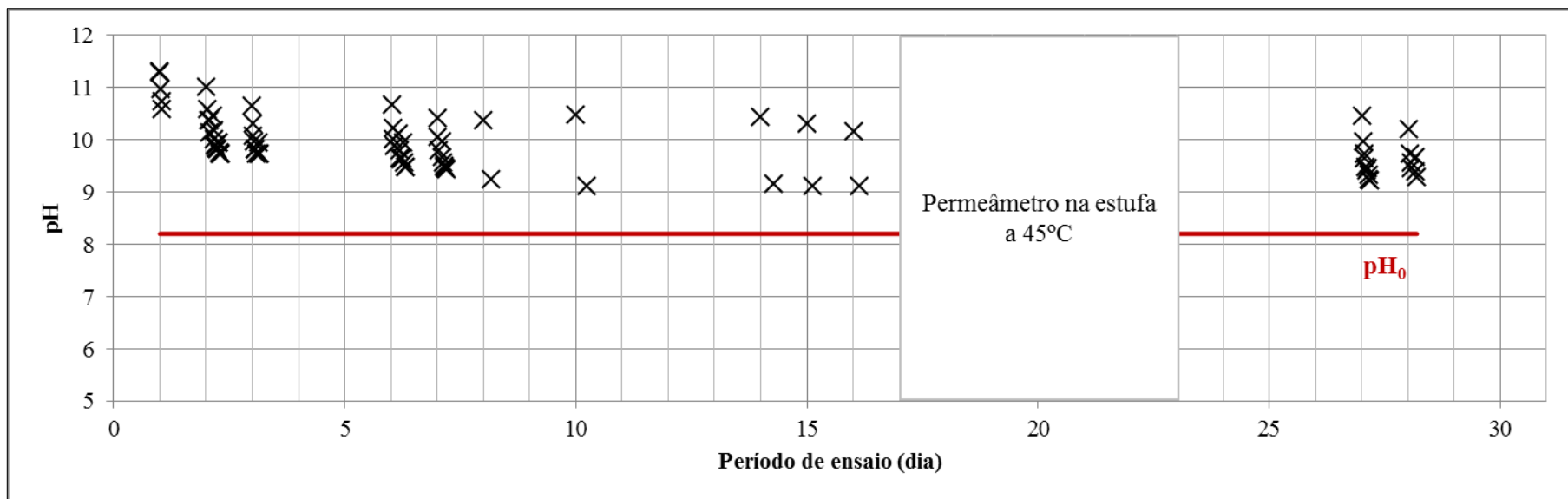


Figura 6.58 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/brita com água

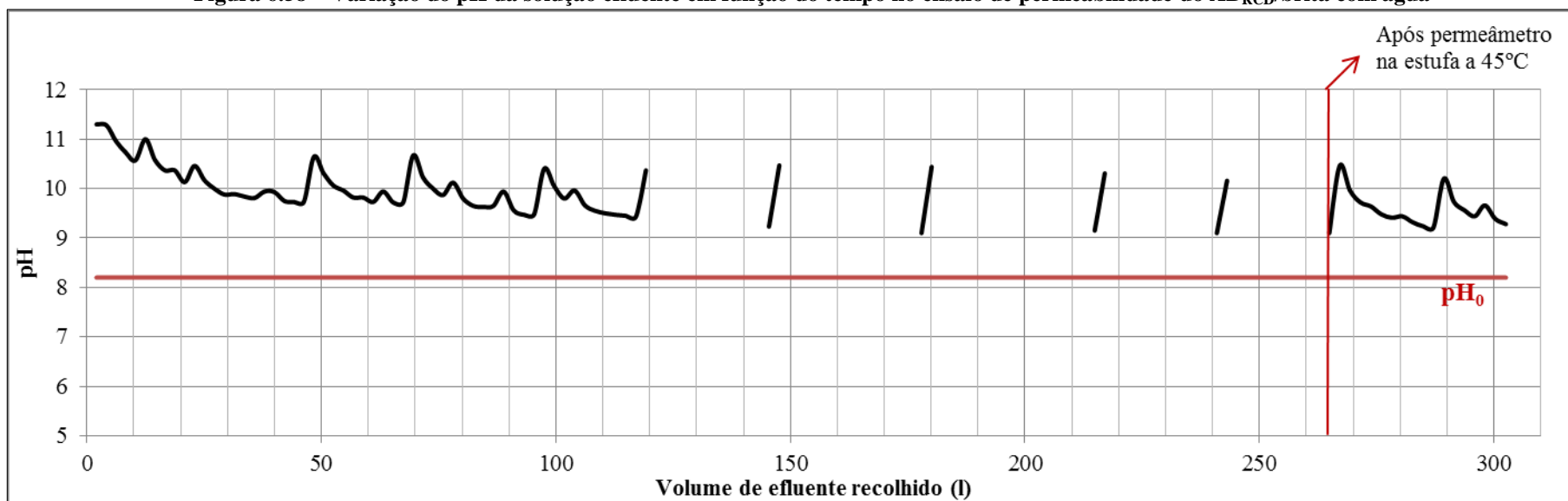


Figura 6.59 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/brita com água

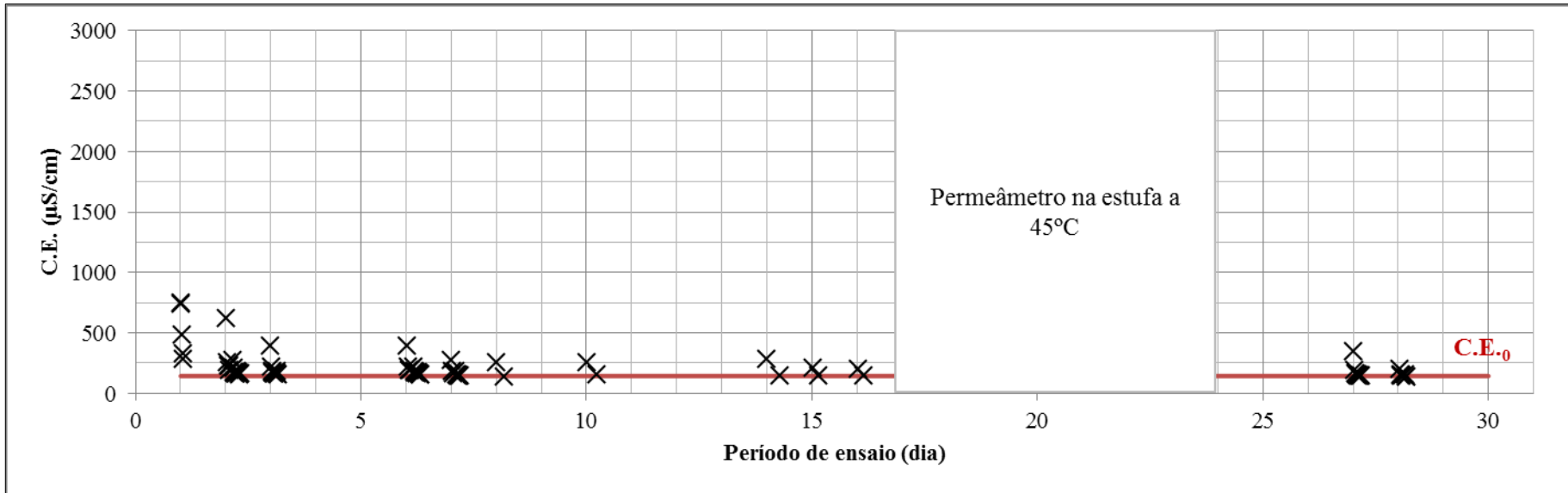


Figura 6.60 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/brita com água



Figura 6.61 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume recolhido no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/brita com água



a) Antes do ensaio



b) Após o ensaio

**Figura 6.62 – Topo do AB<sub>RCD</sub>/brita no ensaio de permeabilidade com água**



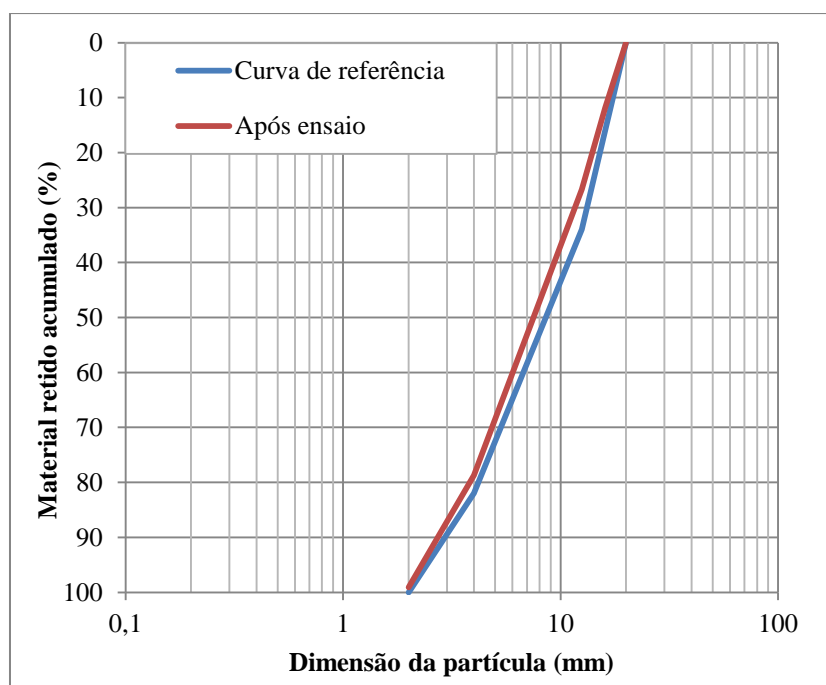
**Figura 6.63 –Aspetto do material AB<sub>RCD</sub>/brita após o ensaio de permeabilidade com água**

Após a secagem do material em estufa a 60°C, o material foi pesado e registada a sua massa seca. A Tabela 6.9 apresenta os valores das massas secas antes e depois do ensaio e a respetiva diferença. A perda de massa é muito reduzida, mas ligeiramente superior à registada no ensaio com o ASIC/brita para o mesmo líquido de percolação. Como referido anteriormente, estas perdas de massa deverão resultar da perda de algum material durante a sua transferência da coluna para o tabuleiro.

A curva granulométrica do AB<sub>RCD</sub>/brita é representada na Figura 6.64, verificando-se a sua semelhança com a curva granulométrica de referência para a brita.

**Tabela 6.9 – Resultados da perda de massa do AB<sub>RCD</sub>/brita após o ensaio de permeabilidade com água**

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
(g)	(g)	(g)	(%)
2349,7	2344	5,7	0,24



**Figura 6.64 – Comparação das curvas granulométricas do AB<sub>RCD</sub>/brita ensaiado com água e de referência**

### *Lixiviado*

O ensaio de permeabilidade com a brita do AB<sub>RCD</sub> tendo como solução de percolação o lixiviado, teve a duração total de 31 dias, correspondendo sete dias ao período em que o permeâmetro foi mantido em estufa a 45°C. O volume total de efluente recolhido foi de cerca de 290l, assim dividido pelas duas fases de percolação: 250l na primeira fase, pré-estufa, e 40l na segunda fase, pós-estufa.

As Figura 6.65 e 6.66 mostram a variação da condutividade hidráulica, respetivamente, em função do período de ensaio e em função do volume de efluente recolhido. Verifica-se que o valor de  $k$  se manteve praticamente constante entre  $1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  e  $2 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  ao longo da realização do ensaio, Conclui-se que a passagem do lixiviado através do material e o aquecimento na estufa não alteraram o comportamento hidráulico do AB<sub>RCD</sub>/brita.

A variação do pH da solução efluente encontra-se representada nas Figura 6.67 e 6.68. Verifica-se um comportamento semelhante ao já registado noutros provetes, ou seja, os valores do pH diminuem em ensaios realizados no mesmo dia, e aumentam do último ensaio de um dia para o primeiro ensaio do

dia seguinte. A gama de valores situa-se entre aproximadamente 5,5 e 9, sendo o 5,5 o valor do pH da solução de percolação no início de cada ensaio. As leituras do pH da solução efluente nos ensaios realizados imediatamente antes e depois do período em que o permeâmetro foi mantido na estufa a 45°C registaram uma diferença de 2,5 unidades, porém nas paragens do 3º para o 5º dia e do 11º para o 16º dia, registaram-se diferenças semelhantes. Conclui-se que o tempo de contacto sólido-líquido influencia mais o pH da solução efluente que a temperatura. Salienta-se também o facto dos valores do pH da solução efluente se aproximarem do  $pH_0$  ao longo dos ensaios realizados num mesmo dia, à semelhança do já observado no ensaio do ASIC/brita com o lixiviado (Figura 6.30). É igualmente relevante mencionar que, contrariamente ao observado nos ensaios dos provetes ASIC/brita e  $AB_{RCD}$ /brita ao lixiviado, nos ensaios com os provetes ASIC/areia e  $AB_{RCD}$ /areia, o pH da solução efluente não se aproximou do  $pH_0$  ficando, respetivamente, a cerca de 1,5 e 1 unidades.

A variação da C.E. da solução efluente após cada ensaio é mostrada nas Figura 6.69 e 6.70 e situa-se entre 47,8 e 75,4mS/cm. Tanto o comportamento registado como a gama de valores são semelhantes ao obtido no provete ASIC/brita (Figura 6.32). A diminuição da C.E. no primeiro dia de ensaios após o período de estufa deverá estar associada a incorreção no procedimento de medição.

As Figura 6.71a e 6.71b mostram o topo da coluna do permeâmetro, respetivamente, antes e depois do ensaio.

Da análise macroscópica realizada ao topo da coluna bem como à sua base, verificou-se que não havia qualquer indício de alteração causada pela percolação do lixiviado pelo provete  $AB_{RCD}$ /brita, à exceção do aspeto sujo das partículas devido ao contato com o lixiviado. A observação do material vertido num tabuleiro também não revelou qualquer anomalia a registar. A Figura 6.72 apresenta o material no tabuleiro.

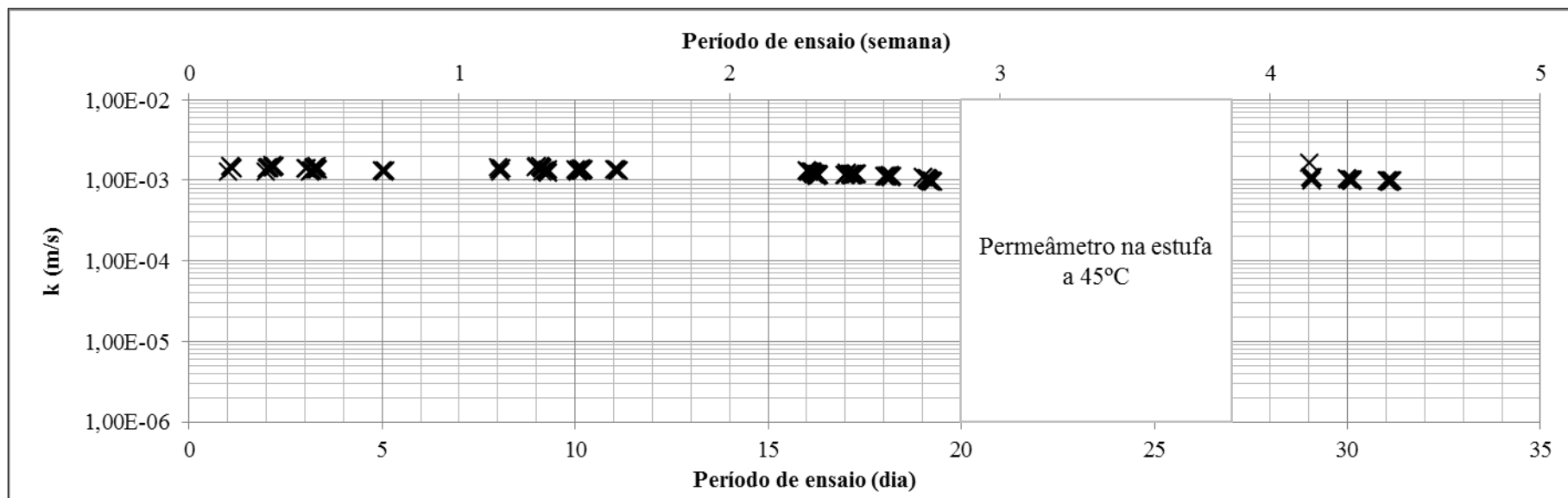


Figura 6.65 – Variação da condutividade hidráulica do AB<sub>RCD</sub>/brita ao lixiviado em função do tempo de ensaio

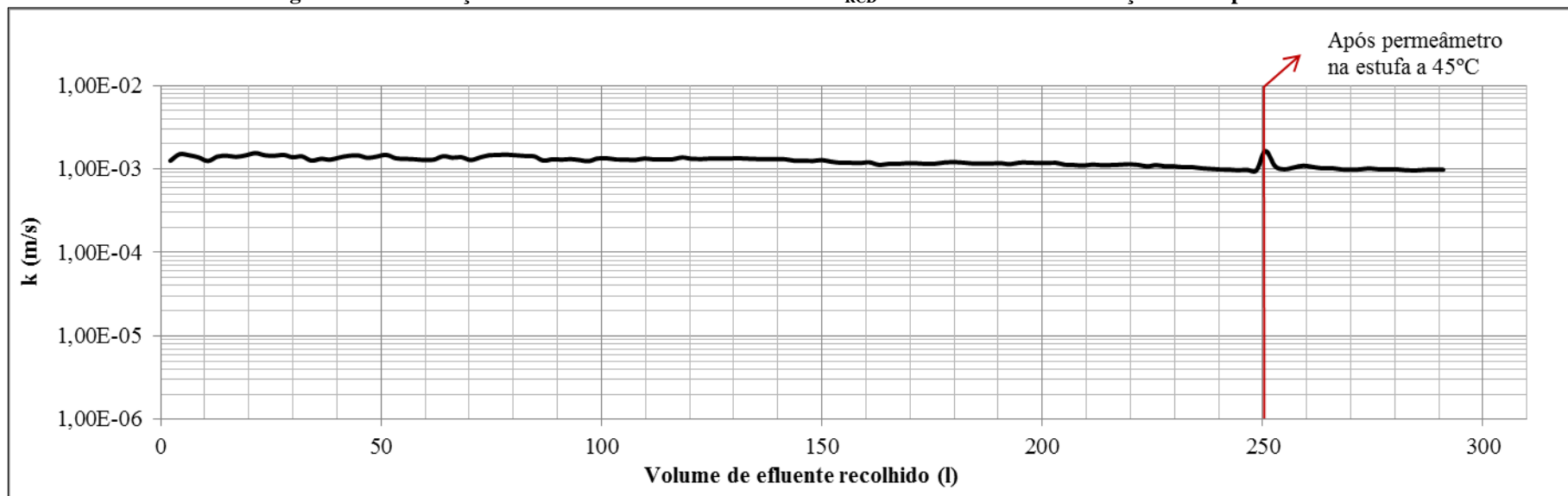


Figura 6.66 – Variação da condutividade hidráulica do AB<sub>RCD</sub>/brita ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido



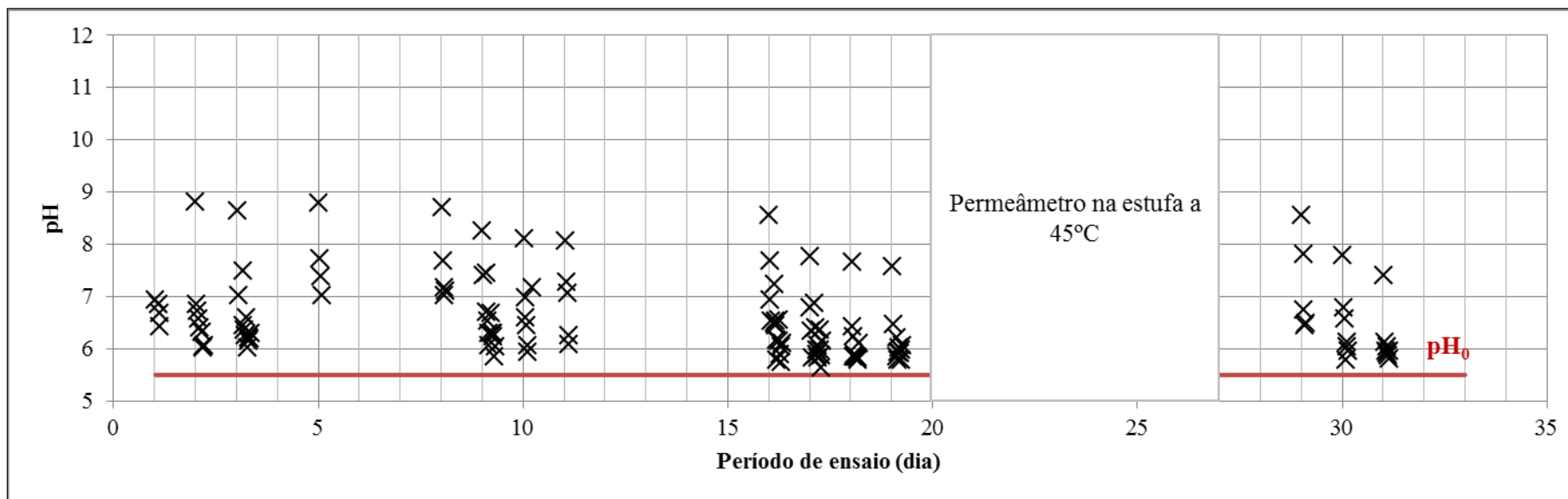


Figura 6.67 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/brita com o lixiviado

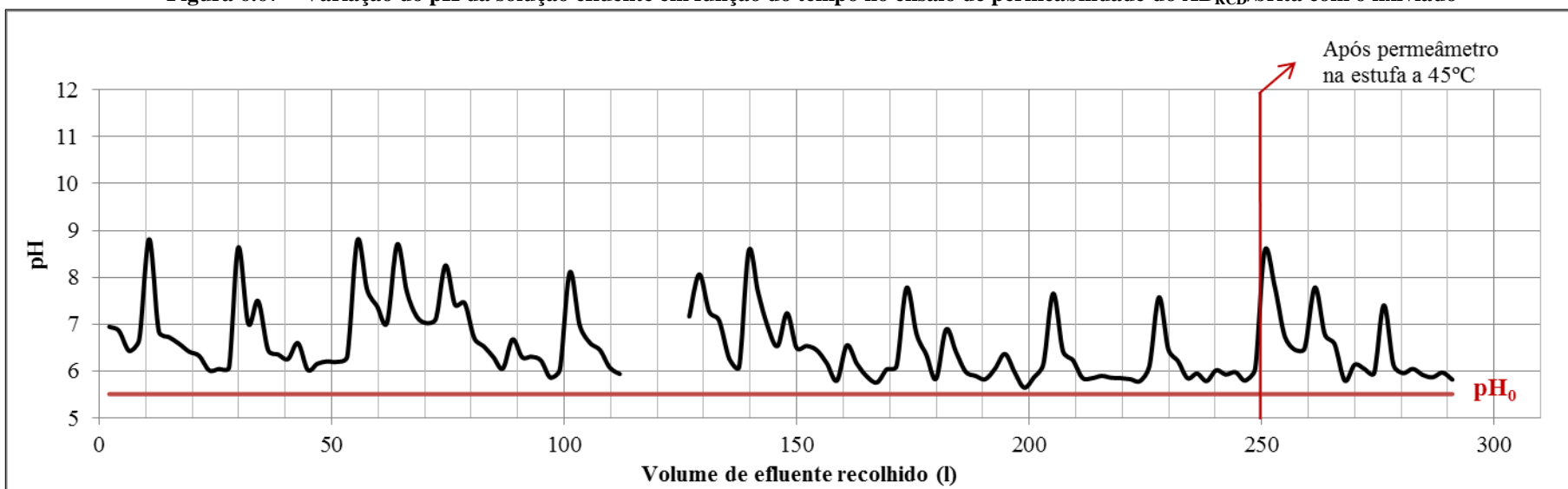


Figura 6.68 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/brita com o lixiviado

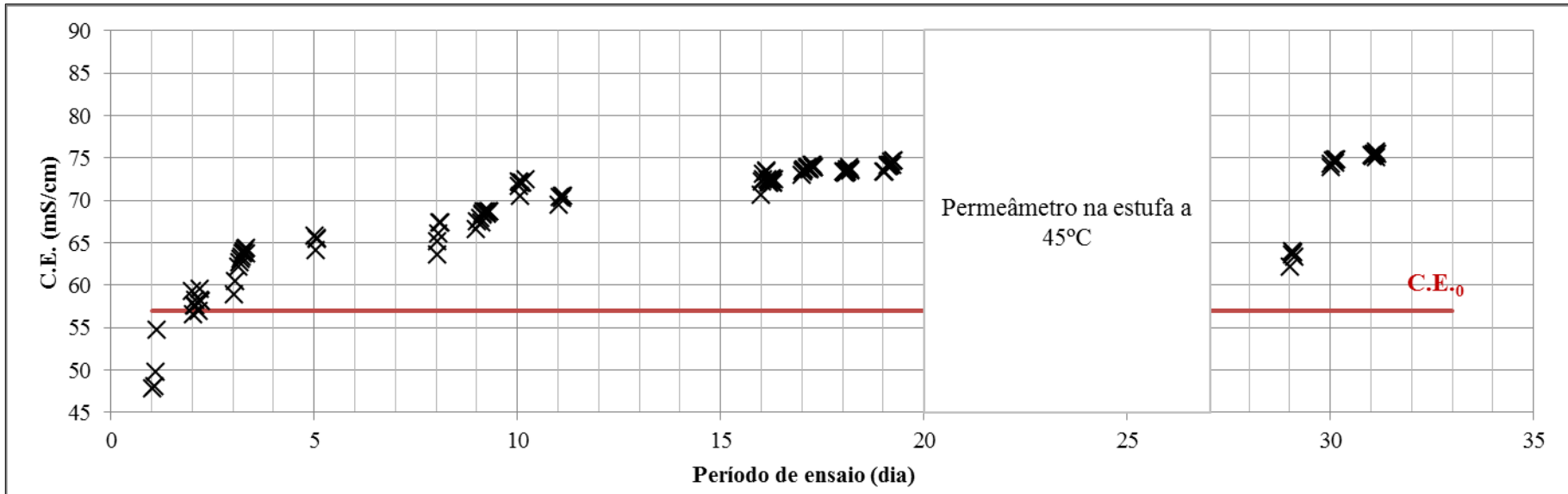


Figura 6.69 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/brita com o lixiviado

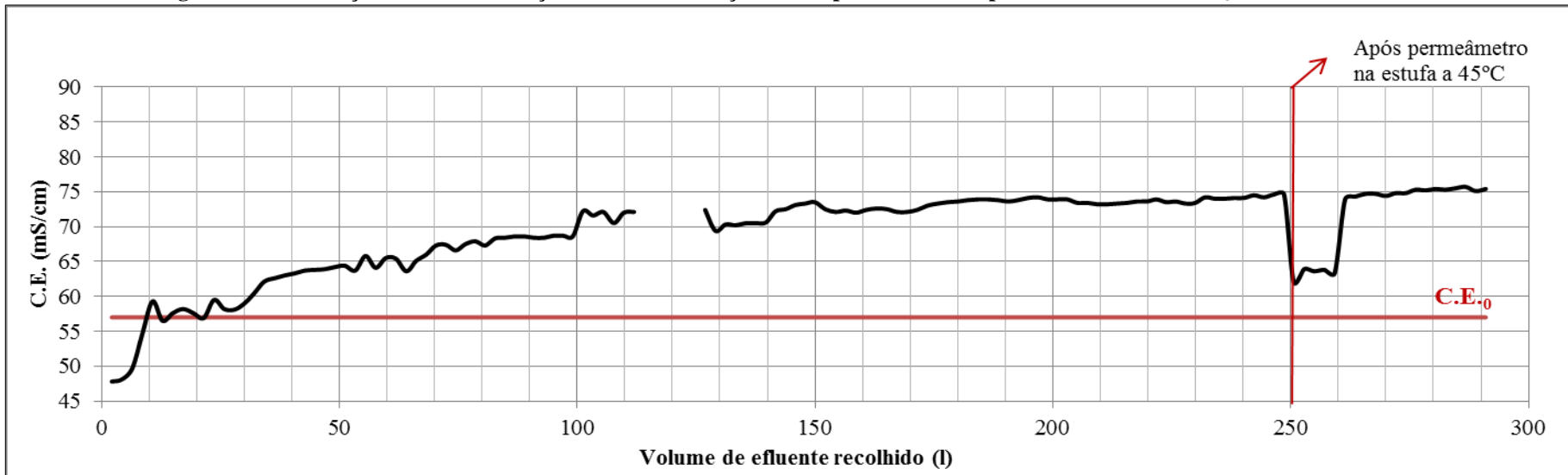


Figura 6.70 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do AB<sub>RCD</sub>/brita com o lixiviado



a) Antes do ensaio

b) Após o ensaio

Figura 6.71 – Topo do AB<sub>RCD</sub>/brita no ensaio de permeabilidade com o lixiviado



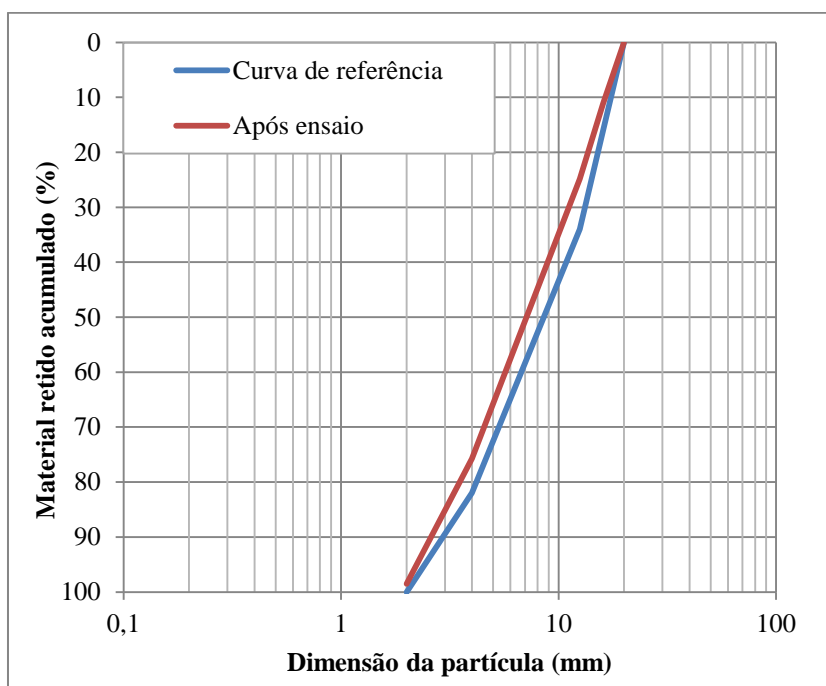
Figura 6.72 – Aspeto do material AB<sub>RCD</sub>/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado

A Tabela 6.10 mostra que a perda de massa do AB<sub>RCD</sub>/brita ensaiado com o lixiviado (1%), embora reduzido, foi cerca de quatro vezes superior à perda de massa (0,24%) registada no ensaio de permeabilidade realizado com água.

A curva granulométrica do AB<sub>RCD</sub>/brita após o ensaio de permeabilidade é apresentada na Figura 6.73, onde se verifica que é aproximadamente igual à curva de referência utilizada para a brita.

**Tabela 6.10 – Resultados da perda de massa do AB<sub>RCD</sub>/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado**

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
		(g)	(%)
2392,7	2368,8	23,9	1,0



**Figura 6.73 – Comparação das curvas granulométricas do AB<sub>RCD</sub>/brita ensaiado com o lixiviado e de referência**

### 6.1.2.3 Análise do comportamento hidráulico do AB<sub>RCD</sub>

Considerando o exposto na secção 6.1.1.3, apresentam-se na Figura 6.74 as variações da condutividade hidráulica em função do volume de efluente recolhido para os quatro ensaios de permeabilidade efetuados e o valor mínimo ( $k \geq 1 \times 10^{-4} \text{m/s}$ ) exigido no DL n°183/2009 para a condutividade hidráulica da camada mineral drenante dos aterros de resíduos, e na Tabela 6.11 a condutividade hidráulica média para os períodos anteriores e posteriores à colocação dos permeâmetros na estufa.

Conclui-se que:

- o comportamento hidráulico do AB<sub>RCD</sub>/areia foi semelhante nos ensaios efetuados, com água e com o lixiviado, exceto nos primeiro 20l de solução efluente recolhida, onde a condutividade hidráulica da areia ensaiada com o lixiviado foi inferior à ensaiada com água;

- o comportamento hidráulico do  $AB_{RCD}$ /brita à água e ao lixiviado, mantém-se praticamente constante durante o período de realização dos dois ensaios, mas com valores de  $k$  ao lixiviado ligeiramente inferiores aos valores de  $k$  à água;
- de acordo com o que era esperado, e já verificado no material ASIC, a condutividade hidráulica da brita foi superior à da areia, sendo maiores as diferenças nos ensaios com água que com o lixiviado;
- o aquecimento dos provetes na estufa a  $45^{\circ}\text{C}$  por um período de sete dias não alterou a condutividade hidráulica do material em nenhum dos provetes ensaiados e o mesmo se verificou com o prolongamento do ensaio do  $AB_{RCD}$ /areia com o lixiviado;
- em todos os provetes preparados com o  $AB_{RCD}$ , a condutividade hidráulica foi sempre superior ao requisito mínimo previsto no DL n.º183/2009 para a condutividade hidráulica da camada mineral drenante dos aterros de resíduos ( $k \geq 1 \times 10^{-4} \text{m/s}$ ).

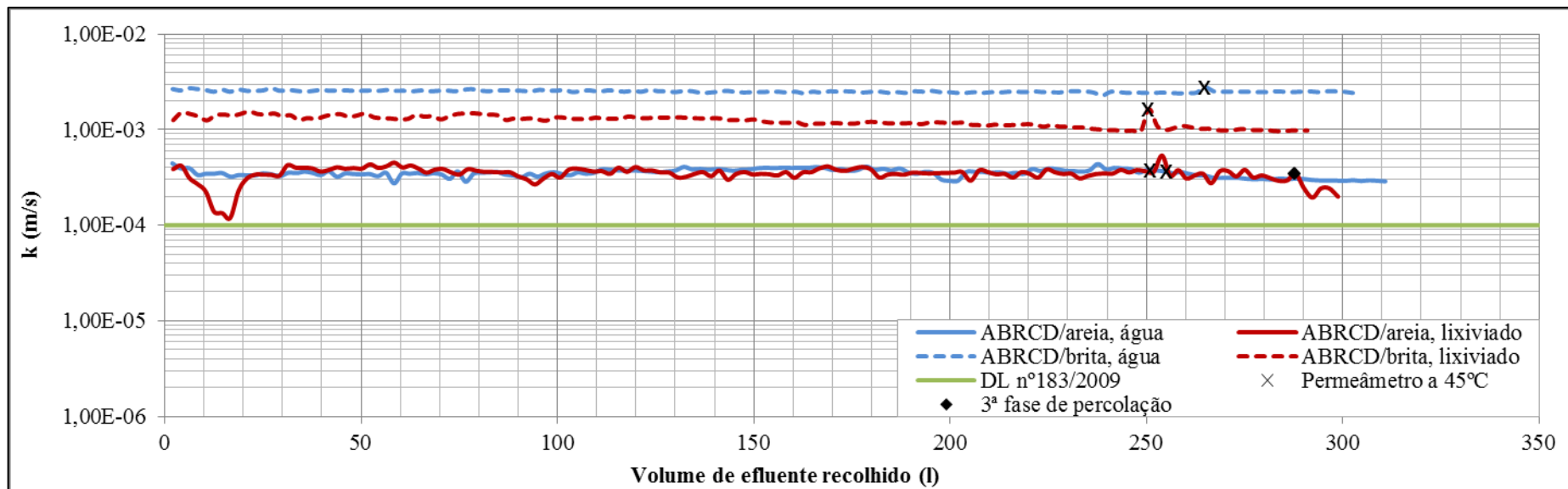


Figura 6.74 – Comparação da variação da condutividade hidráulica do AB<sub>RCD</sub>/areia e do AB<sub>RCD</sub>/brita à água e ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido

Tabela 6.11 – Condutividade hidráulica média do AB<sub>RCD</sub>/areia e do AB<sub>RCD</sub>/brita percolados com água e com o lixiviado

Provete	Solução de percolação	Condutividade hidráulica ( $k \times 10^{-4}$ m/s)					
		Antes da estufa			Após a estufa		
		Nº de dias de ensaio	Nº de ensaios	$\bar{k}$	Nº de dias de ensaio	Nº de ensaios	$\bar{k}$
Areia	Água	27	120	4	2	26	3
	Lixiviado	15	105	4	48	1	2
Brita	Água	16	123	25	2	17	25
	Lixiviado	19	118	13	3	20	10

$\bar{k}$ - Condutividade hidráulica média

### 6.1.3 BAS

#### 6.1.3.1 Areia

##### *Água*

O ensaio decorreu durante 48 dias, tendo a primeira fase de percolação terminada ao 29º e a segunda fase, após a estufa, nos dois últimos dias. O período de sete dias em que o permeâmetro foi colocado na estufa a 45°C situou-se entre o 37º e o 44º dias. O volume total de efluente recolhido foi de cerca de 315l, correspondendo cerca de 265l à primeira fase de percolação e os restantes à segunda.

As Figura 6.75 e 6.76 mostram a variação da condutividade hidráulica da fração granulométrica da areia do basalto, adiante designado por BAS/areia, respetivamente, em função do tempo de ensaio e do volume de efluente recolhido. A condutividade hidráulica aumentou cerca de 10 vezes entre o início do ensaio e o 26º dia (recolha de cerca de 200l), estabilizando depois, até ao final do ensaio, em torno de valores próximos de  $1 \times 10^{-3}$  m/s. Significa isto que após o período de estufa, não houve alteração relevante no comportamento hidráulico.

Em relação aos parâmetros químicos, as Figura 6.77 e 6.78, e as Figura 6.79 e 6.80, representam, respetivamente, as variações do pH e da C.E. do efluente recolhido durante a realização do ensaio, mostrando também os valores iniciais do pH e da C.E. da água de abastecimento público respetivamente,  $\text{pH}_0$  e  $\text{C.E.}_0$ .

Das Figura 6.77 e 6.78, é possível verificar que apenas no primeiro dia e nos primeiros ensaios do segundo dia, os valores do pH foram superiores a  $\text{pH}_0$ . Nos dias seguintes os valores do pH foram principalmente inferiores a  $\text{pH}_0$ , indicando que o BAS contribuiu para diminuir o pH da água. Este comportamento difere do observado nos ensaios com os agregados reciclados, ASIC e  $\text{AB}_{\text{RCD}}$ , onde os valores de pH foram sempre superiores a  $\text{pH}_0$  em cerca de 2 unidades, pelas razões apresentadas. Para além disso, a diminuição dos valores do pH em ensaios realizados no mesmo dia e o seu aumento do último ensaio de um dia para o primeiro ensaio do dia seguinte, têm uma amplitude muito menor que naqueles agregados reciclados.

A C.E. da solução efluente apresentada nas Figura 6.79 e 6.80 é da ordem de grandeza do valor médio inicial da água,  $\text{C.E.}_0 = 175 \mu\text{S}/\text{cm}$  a partir dos ensaios realizados no 6º dia, sendo a amplitude dos valores anteriores idêntica à obtida com o ASIC/areia, mas muito inferior à registada no  $\text{AB}_{\text{RCD}}$ /areia. O período de estufa não alterou os valores obtidos para os dois parâmetros químicos.

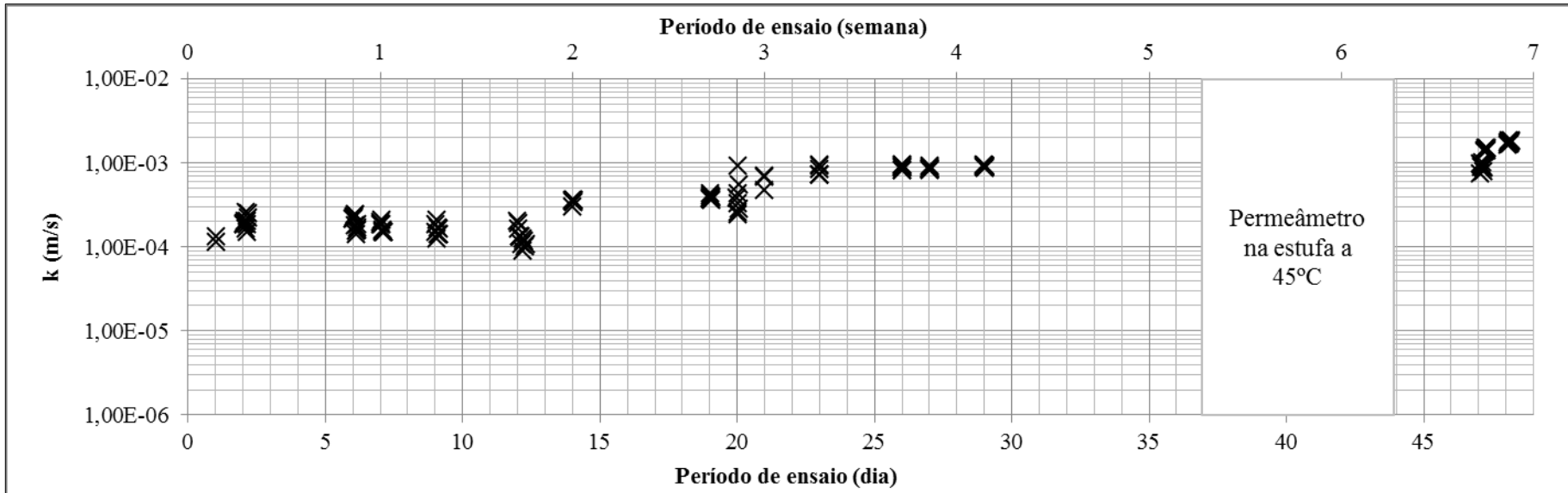


Figura 6.75 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/areia à água em função do tempo de ensaio

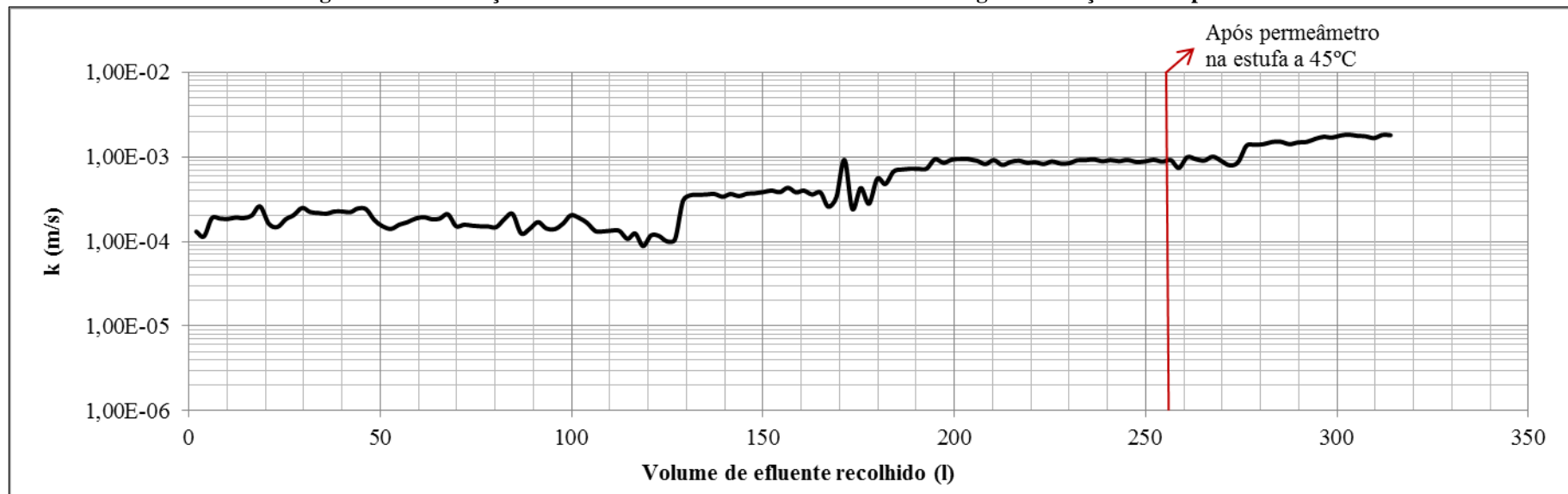


Figura 6.76 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/areia à água em função do volume de efluente recolhido



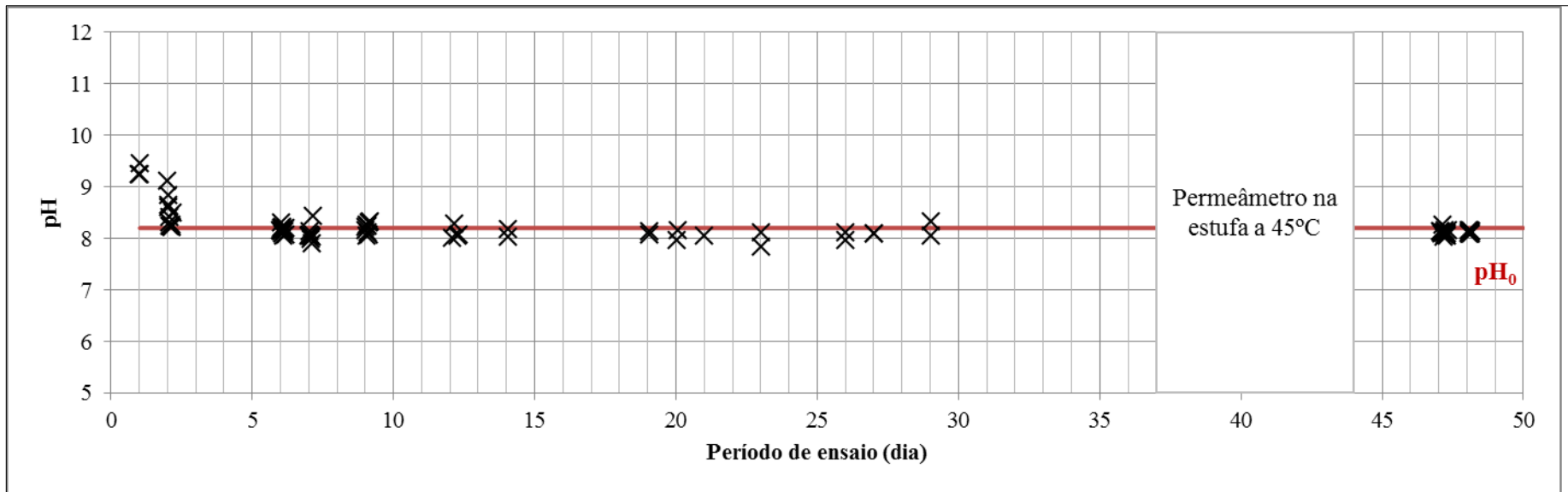


Figura 6.77 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com água

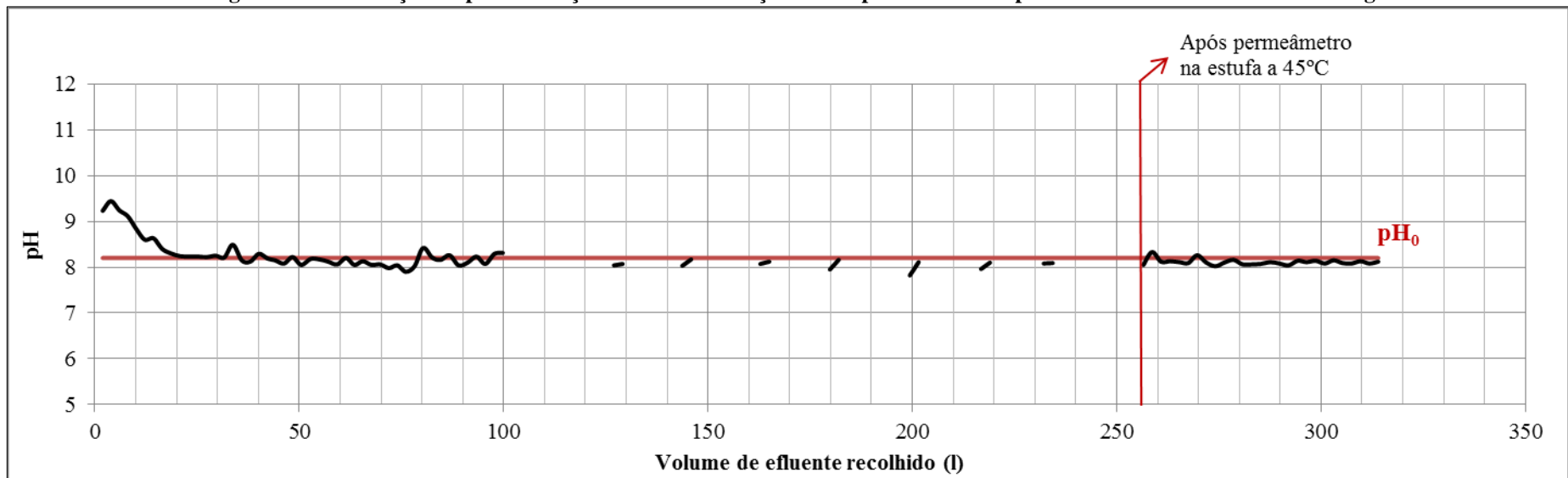


Figura 6.78 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com água

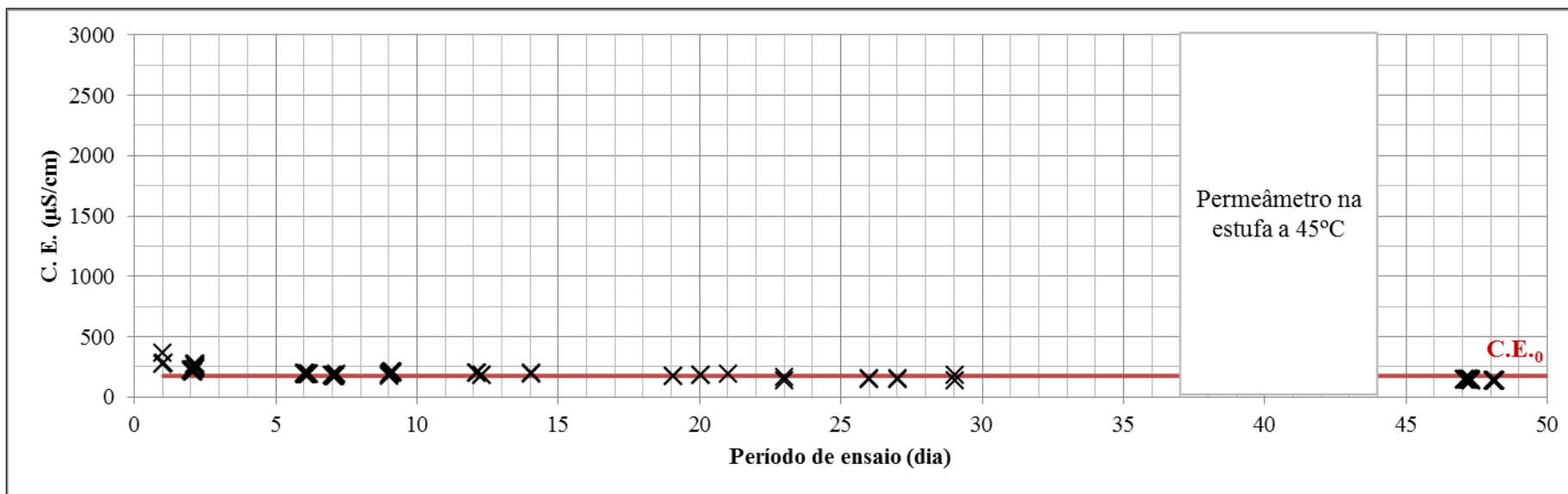


Figura 6.79 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com água

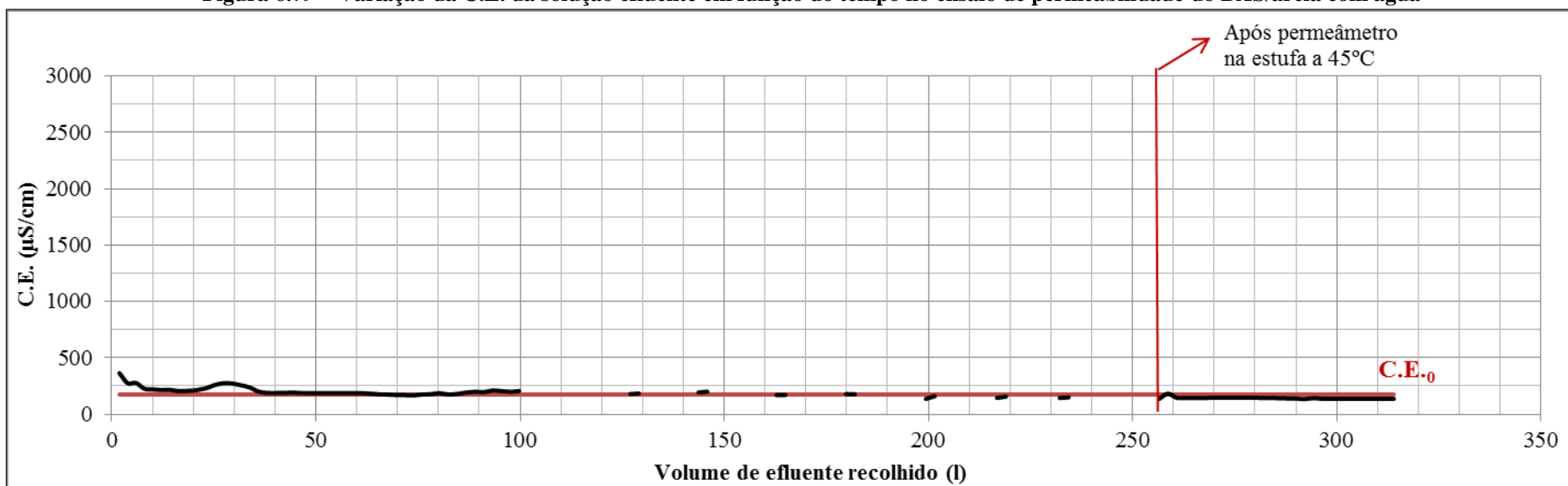


Figura 6.80 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com água

Ao retirar-se a cobertura e a pedra porosa do permeâmetro no final do ensaio, verificou-se que o material no topo do provete se apresentava limpo e sem indícios de alteração. As Figura 6.81a e 6.81b representam o topo do provete, respetivamente, antes e após o ensaio realizado com água.

A observação macroscópica do material da coluna vertido num tabuleiro também não revelou qualquer alteração visível. Devido à tensão capilar entre as partículas, a extremidade superior do provete manteve a forma da coluna do permeâmetro, como é possível observar na Figura 6.82. Devido à fraca resistência das ligações entre as partículas, a base do provete desagregou-se sob o peso da parte superior.



a) Antes do ensaio



b) Após o ensaio

Figura 6.81 – Topo do BAS/areia no ensaio de permeabilidade com água



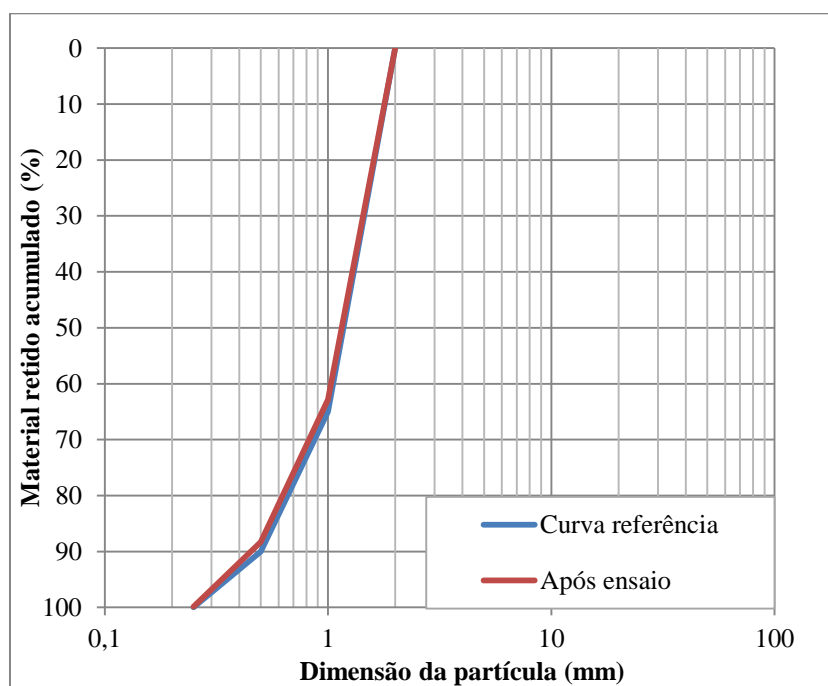
Figura 6.82 – Aspeto do material BAS/areia após o ensaio de permeabilidade com água

A Tabela 6.12 mostra a perda de massa do BAS/areia durante o ensaio de permeabilidade com água. A perda de massa foi inferior a 1% e deverá estar principalmente associada à perda das partículas que permaneceram nas paredes da coluna do permeâmetro durante o processo de extração do material para o tabuleiro.

Após a secagem do material na estufa a 60°C, foi feita a análise granulométrica, cujo resultado se mostra na Figura 6.83. Comparando a curva obtida com a curva utilizada como referência na preparação do BAS/areia, verifica-se que as duas curvas são semelhantes.

**Tabela 6.12 – Resultados da perda de massa do BAS/areia após o ensaio de permeabilidade com água**

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
(g)	(g)	(g)	(%)
2693,4	2679,8	13,6	0,5



**Figura 6.83 – Comparação das curvas granulométricas do BAS/areia ensaiado com água e de referência**

#### *Lixiviado*

O ensaio decorreu durante 75 dias, dos quais, 18 dias correspondem à primeira fase, até à introdução do permeâmetro na estufa a 45°C por um período de sete dias, dois dias dizem respeito à segunda fase de percolação, realizada depois de se retirar o permeâmetro da estufa, e um dia na terceira e última fase de percolação, após paragem de 48 dias. Durante a realização do ensaio foram recolhidos no total

aproximadamente 305l: cerca de 256l até o permeâmetro ser colocado na estufa, 40l nos ensaios realizados após o período de estufa e cerca de 9l na última fase de ensaio.

A variação dos valores da condutividade hidráulica do BAS/areia ensaiado com o lixiviado está presente nas Figura 6.84 e 6.85, em função do tempo de ensaio e do volume de efluente recolhido, respetivamente. Até à realização dos ensaios na terceira fase de percolação, a gama de valores encontra-se entre  $4 \times 10^{-4}$  m/s e  $1 \times 10^{-3}$  m/s. A percolação de cerca de 295l, nos primeiros 27 dias de ensaio e o aquecimento do permeâmetro na estufa a 45°C não influenciaram significativamente o comportamento hidráulico do material. Contudo, observa-se que o contacto sólido-lixiviado ao longo de 48 dias entre a segunda e a terceira fase de percolação foi responsável pela diminuição dos valores de k que passaram de cerca de  $7 \times 10^{-4}$  m/s para cerca de  $2 \times 10^{-4}$  m/s.

As Figura 6.86 e 6.87 mostram a variação nas leituras do pH, efetuadas na solução efluente, ao longo da realização do ensaio. Observa-se que a percolação do lixiviado através do BAS/areia, ao contrário dos ensaios realizados com os agregados reciclados, não alterou significativamente o valor inicial do pH ( $\text{pH}_0 = 5,5$ ). Os valores mais elevados do pH da solução efluente foram medidos no primeiro ensaio da primeira fase de percolação, 5,94, no primeiro ensaio da segunda fase de percolação (pós-estufa), 5,99, e no primeiro ensaio da terceira fase de percolação (após paragem de 48 dias), 6,06.

No que diz respeito aos valores da C.E. da solução efluente (Figura 6.88 e 6.89), observa-se o seu aumento ao longo da primeira fase de percolação (de cerca de 57mS/cm para cerca de 65mS/cm) e da segunda fase de percolação (de cerca de 65mS/cm para cerca de 70mS/cm). Nos ensaios da terceira fase de percolação observou-se uma ligeira diminuição da C.E., de cerca de 70mS/cm para cerca de 67,5mS/cm.

Este comportamento é semelhante ao observado nos ensaios realizados com o lixiviado nos agregados reciclados, embora a amplitude da variação seja de ordem de grandeza menor.

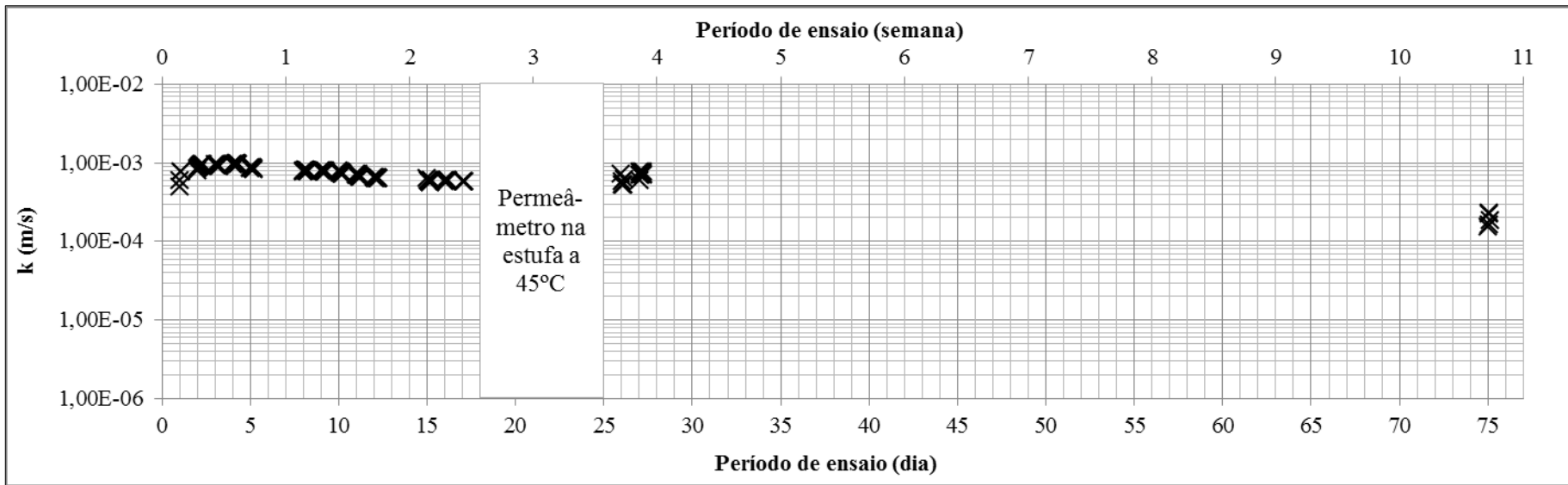


Figura 6.84 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/areia ao lixiviado em função do tempo de ensaio

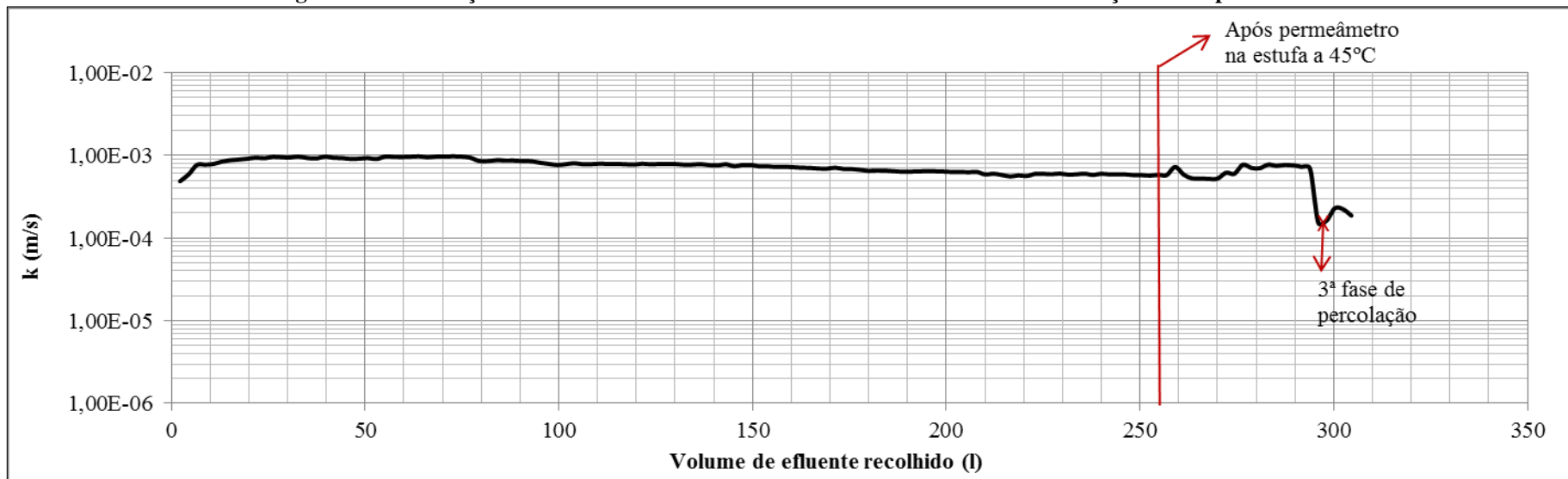


Figura 6.85 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/areia ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido

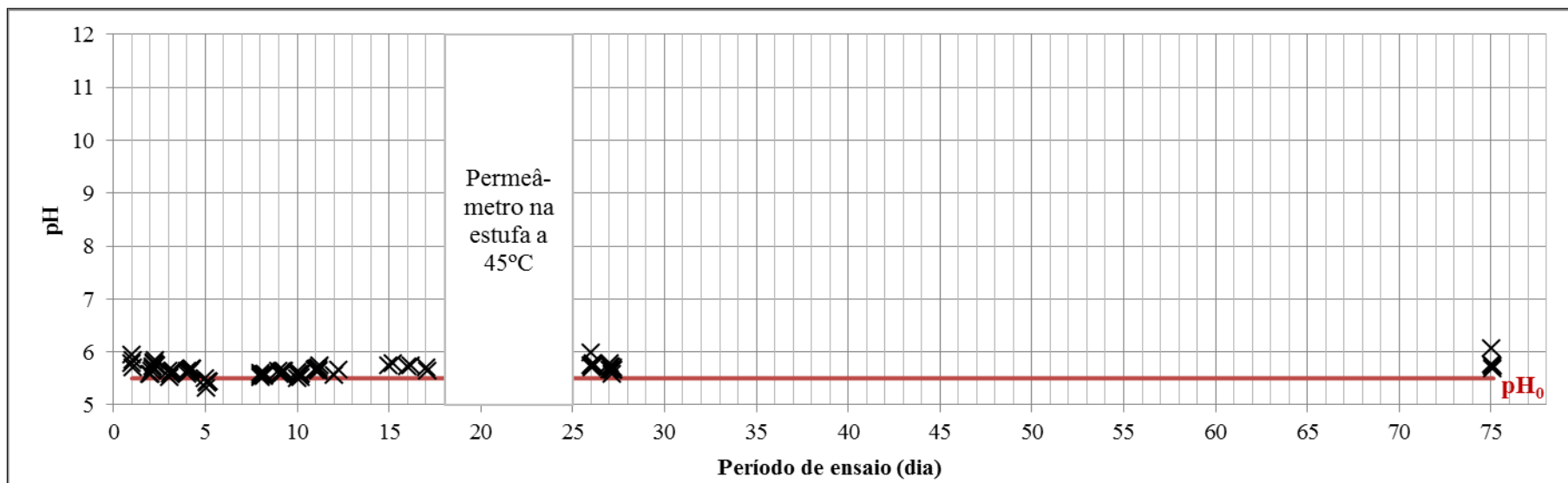


Figura 6.86 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com o lixiviado

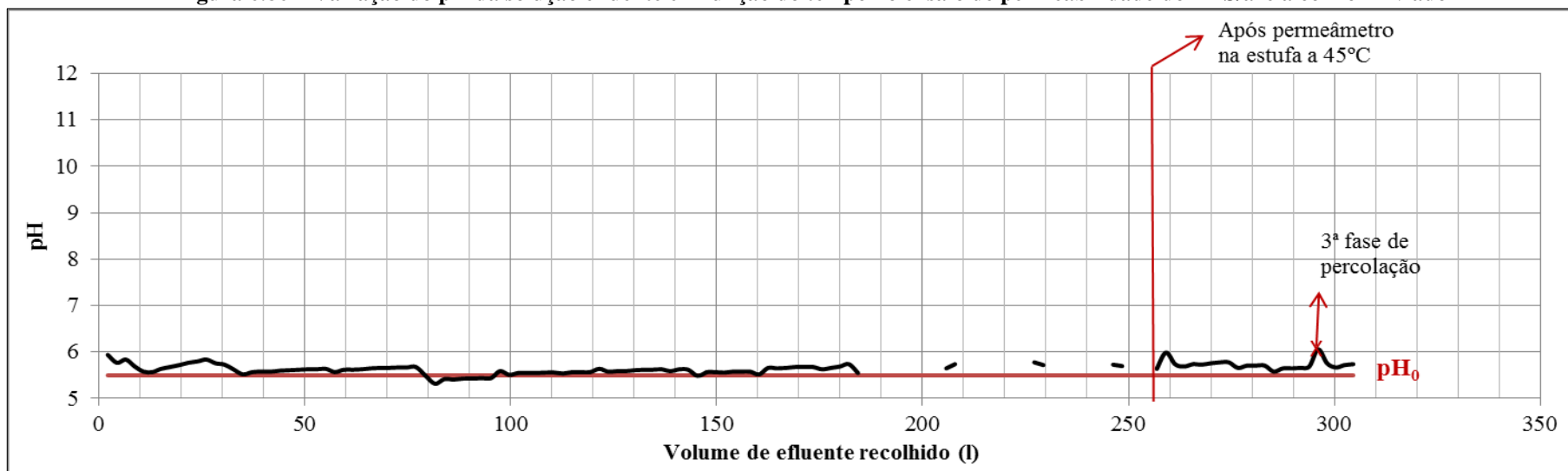


Figura 6.87 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com o lixiviado

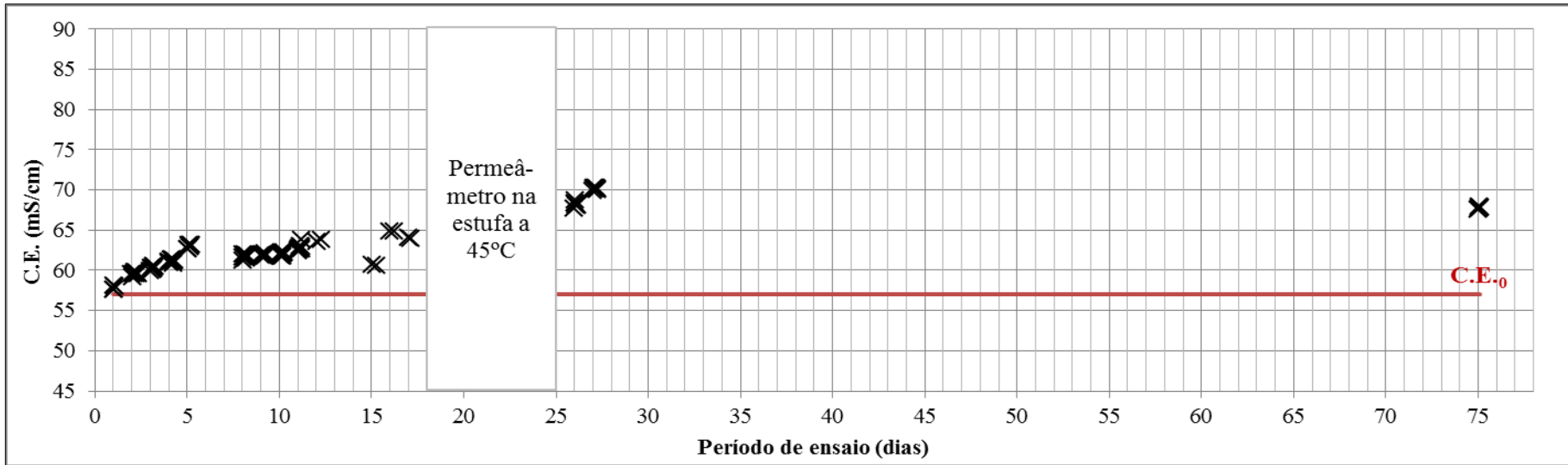


Figura 6.88 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com o lixiviado

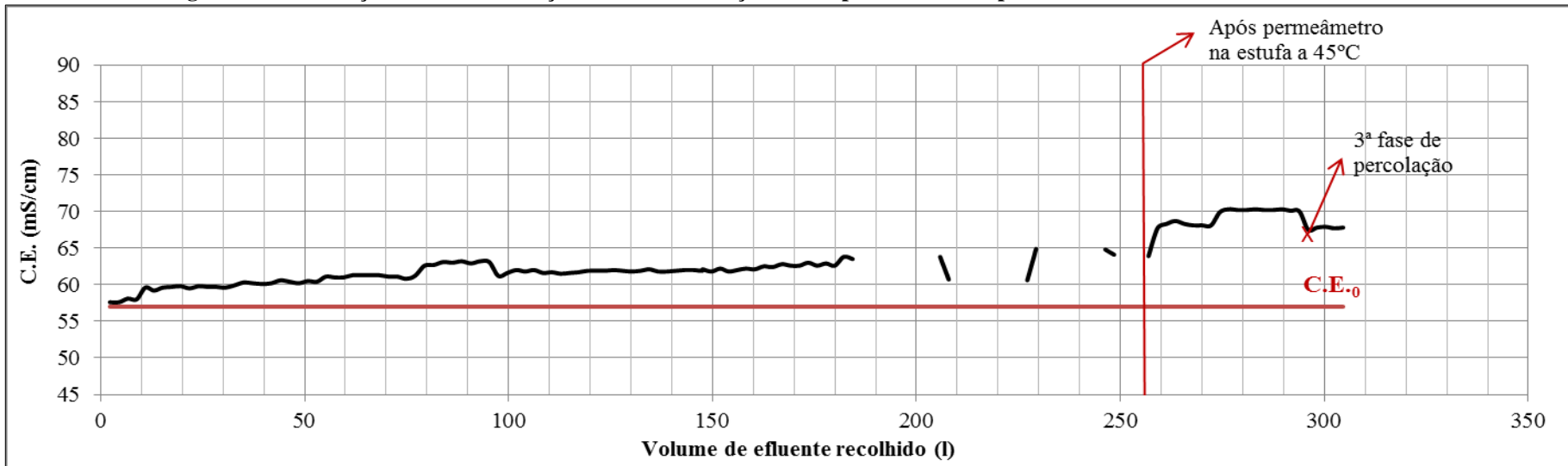


Figura 6.89 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/areia com o lixiviado



Da análise macroscópica efetuada ao topo do provete, antes e após a realização do ensaio de permeabilidade, ilustrado pelas Figura 6.90a e 6.90b, respetivamente, não foi identificada qualquer alteração no material causada pela circulação do lixiviado e o aquecimento na estufa a 45°C.

Ao verter o material para um tabuleiro, formaram-se pequenos torrões centimétricos (Figura 6.91) facilmente desagregados pelos dedos.



a) Antes do ensaio



b) Após o ensaio

**Figura 6.90 – Topo do BAS/areia no ensaio de permeabilidade com o lixiviado**



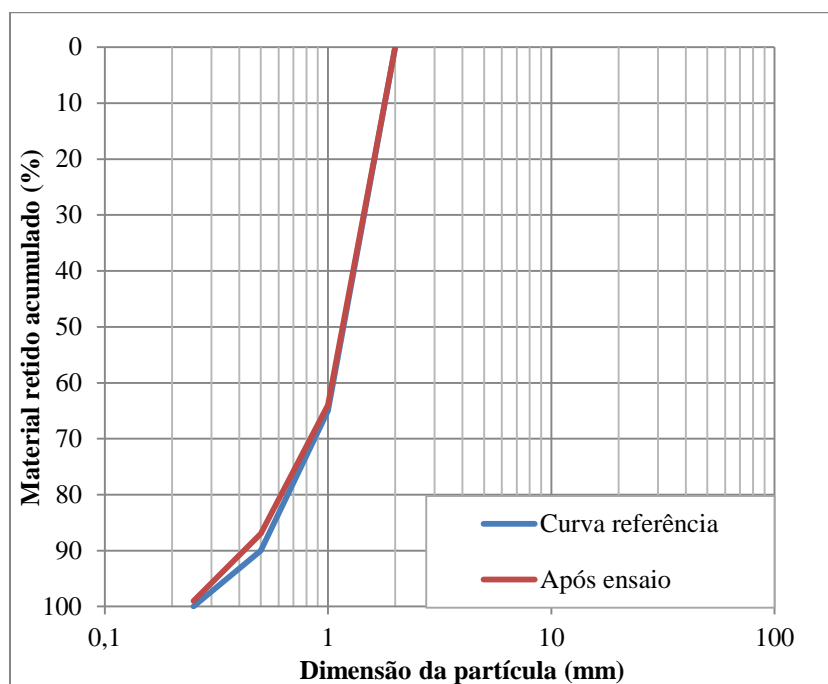
**Figura 6.91 – Aspecto do material BAS/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado**

Após secagem do material na estufa a 60°C, procedeu-se à sua pesagem e ao registo do valor da massa seca. A Tabela 6.13 mostra que a perda de massa do material foi muito reduzida e estará associada principalmente à perda de partículas na transição do material da coluna do permeâmetro para o tabuleiro.

O resultado da análise granulométrica à areia do BAS no final do ensaio de permeabilidade é mostrada na Figura 6.92, onde também está representada a curva granulométrica de referência para a areia. Verifica-se a semelhança entre as duas curvas.

**Tabela 6.13 – Resultados da perda de massa do BAS/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado**

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
(g)	(g)	(g)	(%)
2828,1	2823,3	4,8	0,17



**Figura 6.92 – Comparação das curvas granulométricas do BAS/areia ensaiado com o lixiviado e de referência**

### 6.1.3.2 Brita

#### Água

Como se observa nas Figura 6.93 e 6.94, o ensaio com a granulometria da brita do basalto, adiante designado BAS/brita, teve a duração de 28 dias: 17 dos quais até à introdução do provete na estufa, sete na de estufa a 45°C, e quatro após a estufa. No total recolheram-se 310l, assim distribuídos: cerca de 270l antes da estufa e 40l após a estufa.

A condutividade hidráulica do material foi aproximadamente constante a  $3 \times 10^{-3}$  m/s, antes e após o período de estufa.

As Figura 6.95 e 6.96 mostram que a gama de valores do pH medidos na solução efluente se situa, à semelhança do ensaio com o BAS/areia, aproximadamente entre 8 e 9. Verifica-se que a percolação da água não alterou significativamente o pH da solução efluente, registando-se valores próximos do valor médio inicial ( $\text{pH}_0 = 8,2$ ) ao longo do ensaio.

O período de estufa não causou alteração aos valores de pH que estavam a ser registados na primeira fase de percolação.

Os valores registados para a C.E. da solução efluente são apresentados nas Figura 6.97 e 6.98, observando-se que a percolação da água através do material não alterou o valor médio inicial da C.E. da água de abastecimento público ( $\text{C.E.}_0 = 142\mu\text{S/cm}$ ). Estes resultados indicam que os sais solúveis à água no BAS são insuficientes para alterarem a C.E. da solução de percolação.

As Figura 6.99a e 6.99b representam o registo do topo do provete, respetivamente, antes e depois do ensaio de permeabilidade com água.

A análise macroscópica revelou que o material não apresentava indícios visíveis de qualquer tipo de alteração causada pela percolação da água. A Figura 6.100 mostra o material depois de vertido num tabuleiro.

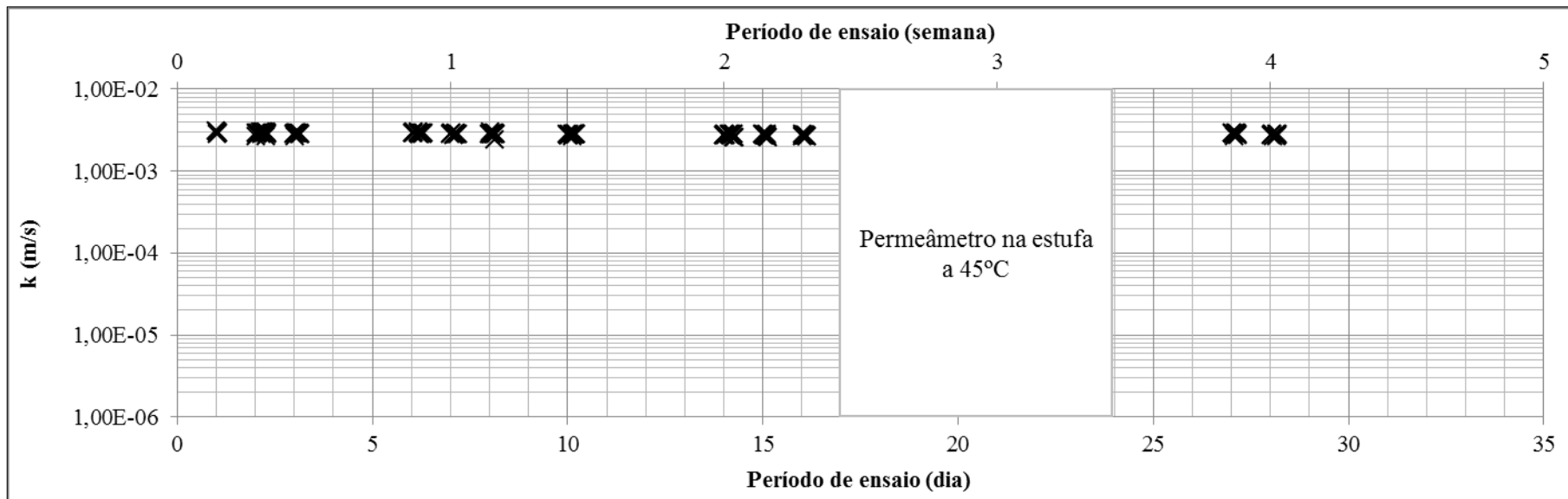


Figura 6.93 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/brita à água em função do tempo de ensaio

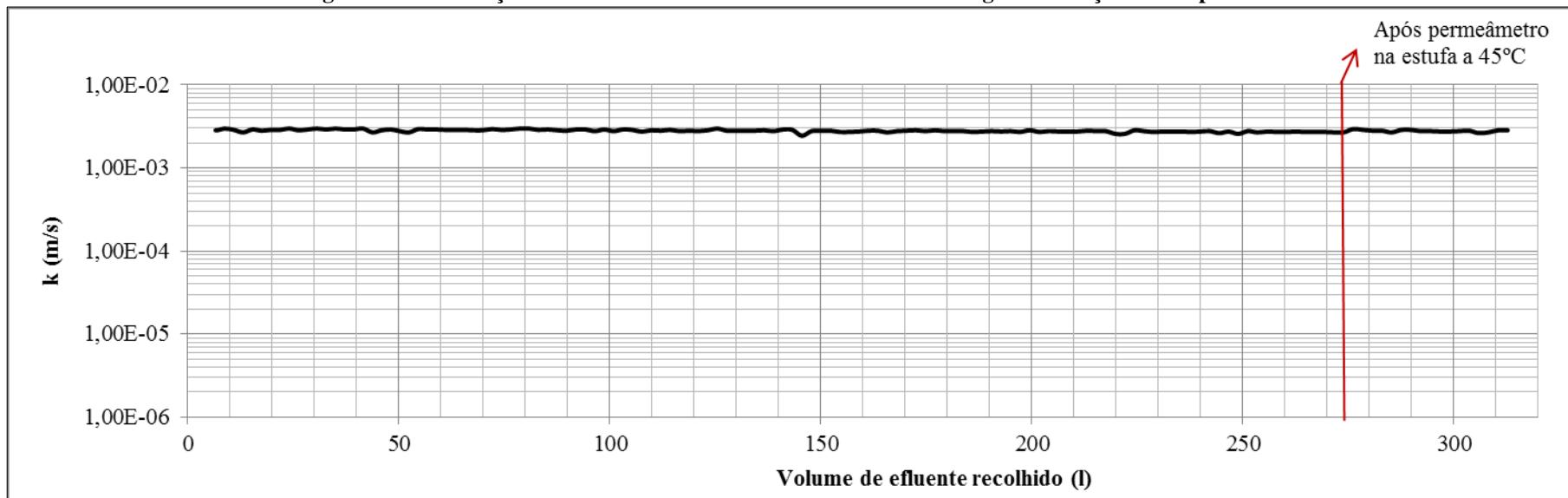


Figura 6.94 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/brita à água em função do volume de efluente recolhido

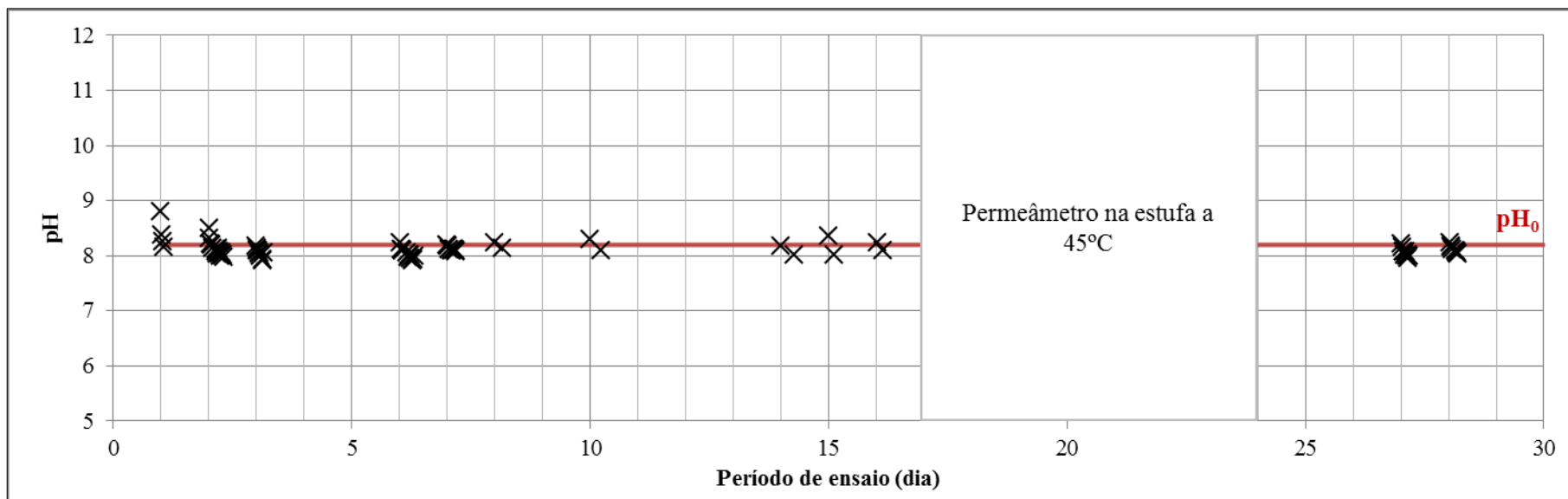


Figura 6.95 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com água

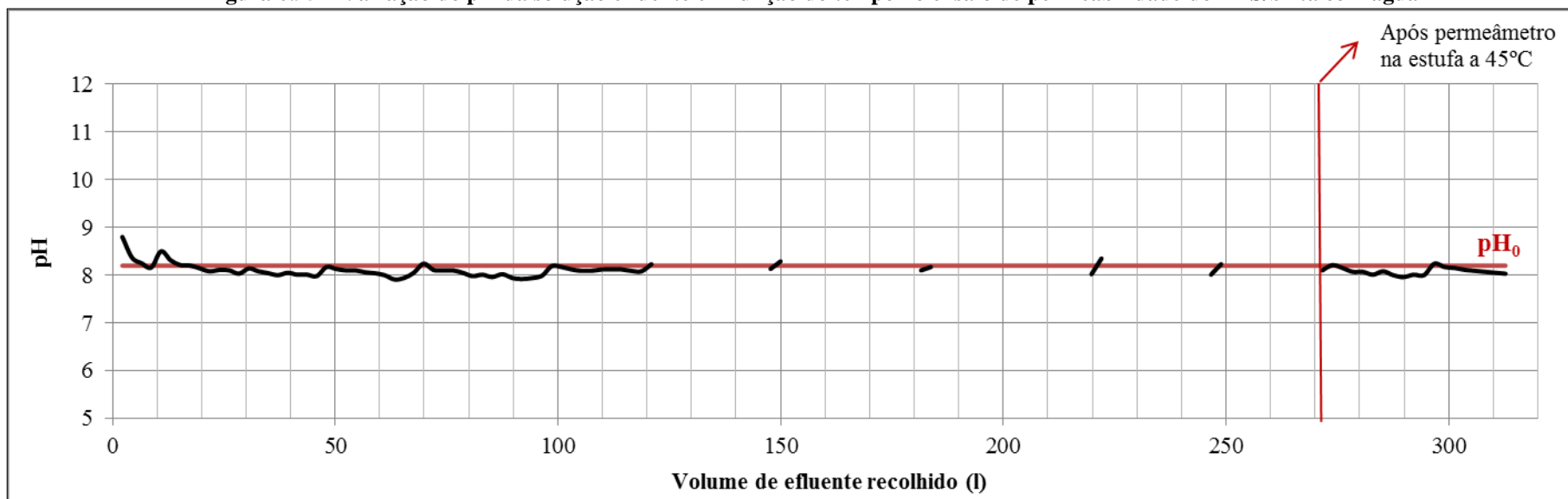


Figura 6.96 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com água

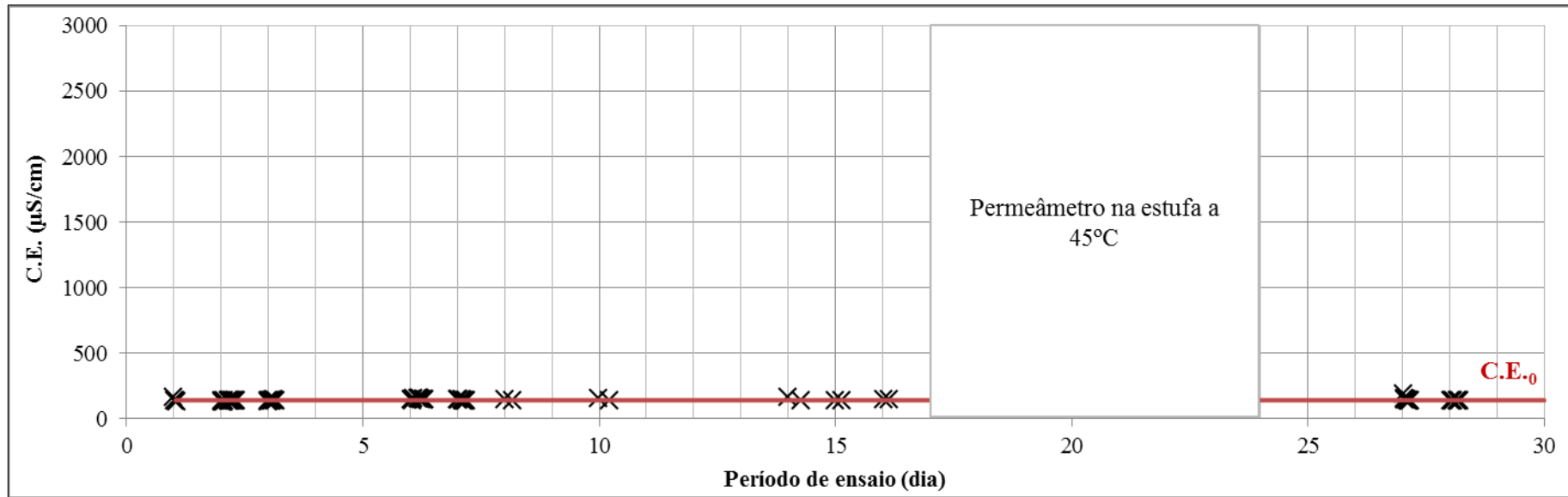


Figura 6.97 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com água

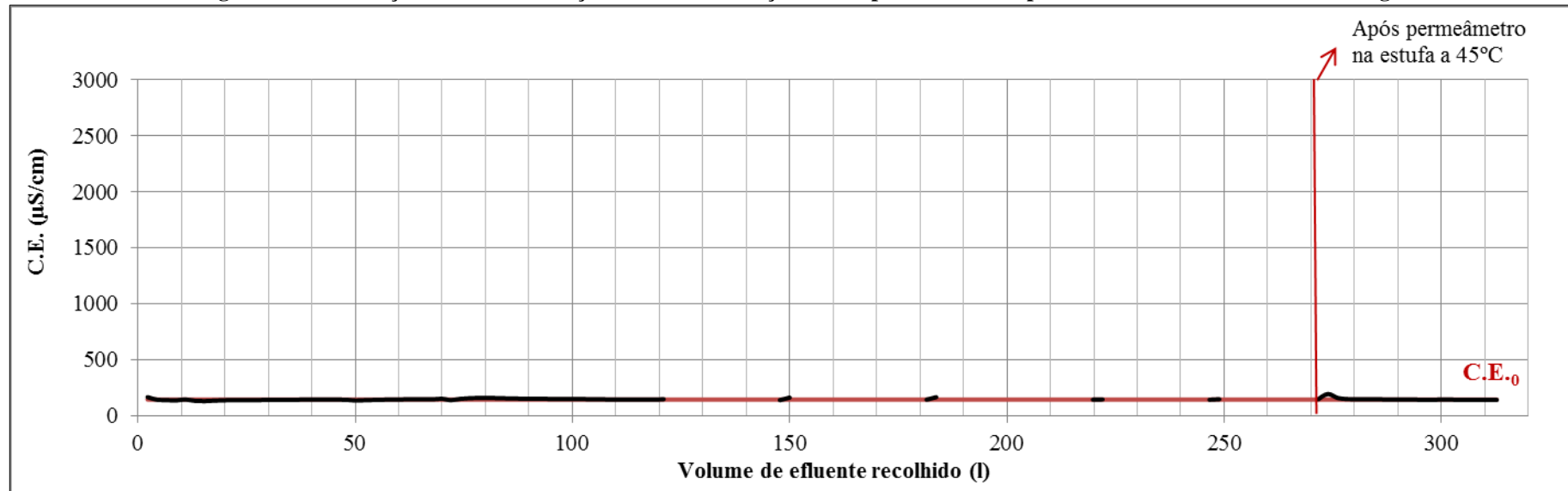


Figura 6.98 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com água



a) Antes do ensaio



b) Após o ensaio

Figura 6.99 – Topo do BAS/brita no ensaio de permeabilidade com água



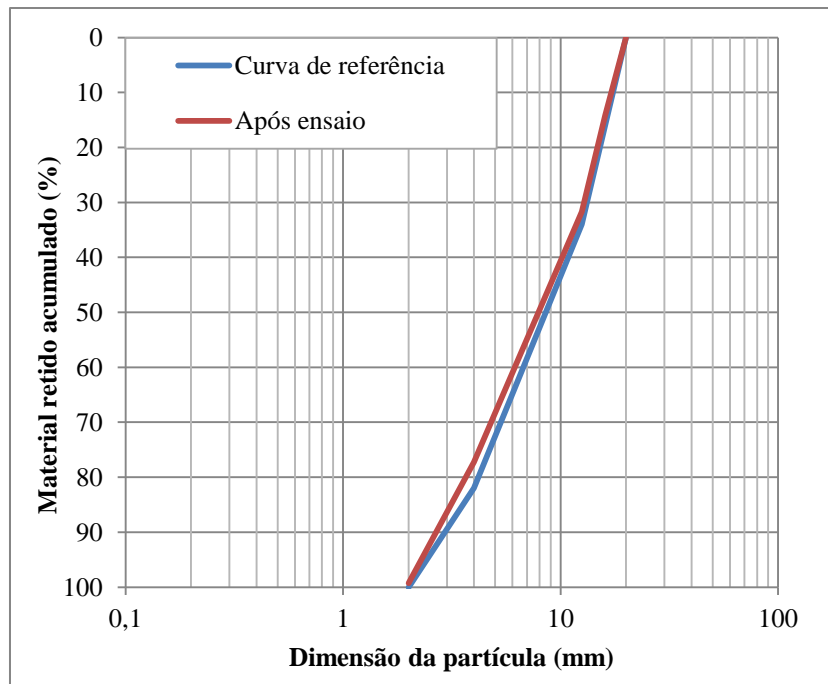
Figura 6.100 – Aspetto do material BAS/brita após o ensaio de permeabilidade com água

A perda de massa sofrida pelo material durante o ensaio de permeabilidade foi muito reduzida, 0,17%, como mostra a Tabela 6.14, à semelhança do observado nos restantes agregados.

A curva granulométrica do material BAS/brita é representada na Figura 6.101, verificando-se a sua semelhança com a curva granulométrica de referência para a brita.

Tabela 6.14 – Resultados da perda de massa do BAS/brita após o ensaio de permeabilidade com água

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
		(g)	(%)
(g)	(g)	(g)	(%)
3079,5	3074,4	5,1	0,17



**Figura 6.101 – Comparação das curvas granulométricas do BAS/brita ensaiado com água e de referência**

#### *Lixiviado*

O ensaio de permeabilidade realizado com a brita do BAS tendo o lixiviado como solução de percolação, teve a duração de 31 dias, sete dos quais correspondentes ao período em que o permeâmetro foi colocado na estufa a 45°C. Foram recolhidos no total cerca de 290l de solução efluente, distribuídos entre a primeira fase de ensaio, com cerca de 248l, e os 42l durante os ensaios efetuados após o período de estufa.

As Figura 6.102 e 6.103 mostram a variação da condutividade hidráulica, respetivamente, em função do tempo de ensaio e do volume de efluente recolhido. A partir dos resultados obtidos conclui-se que o valor de  $k$  foi praticamente constante, entre  $1,5 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  e  $2 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ , durante todo o ensaio. A percolação do lixiviado através do provete e o período de aquecimento na estufa não influenciaram o comportamento hidráulico do material.

A variação das leituras do pH efetuadas na solução efluente é apresentada nas Figura 6.104 e 6.105. Comparando com o obtido no ensaio do BAS/areia, verifica-se a semelhança entre as duas cinéticas, pelo que a análise apresentada para o ensaio do BAS/areia com o lixiviado é válida neste ensaio.

Em relação às leituras da C.E., as Figura 6.106 e 6.107 registam a sua variação, respetivamente, em função do tempo de ensaio e do volume de efluente recolhido. A gama de valores registada situa-se entre cerca de 45 e 63mS/cm, mostrando o gráfico que o aumentou da C.E. se verificou até ao terceiro



dia de ensaio (recolha de cerca de 50l). À semelhança do afirmado na análise ao ensaio do  $AB_{RCD}$ /brita com o lixiviado, considera-se que a diminuição da C.E. nos ensaios realizados após o período de estufa esteja relacionada com alguma incorreção no procedimento de medição.

Após retirar a cobertura do permeâmetro, bem como a sua base, verificou-se que não havia qualquer anomalia a registar, para além do aspeto sujo das partículas. As Figura 6.1088a e 6.108b mostram o topo do permeâmetro, respetivamente, antes e depois do ensaio.

No material vertido para um tabuleiro também não se observou qualquer tipo de alteração causada pela percolação do lixiviado e o aquecimento na estufa a 45°C. A Figura 6.109 ilustra o material no tabuleiro.

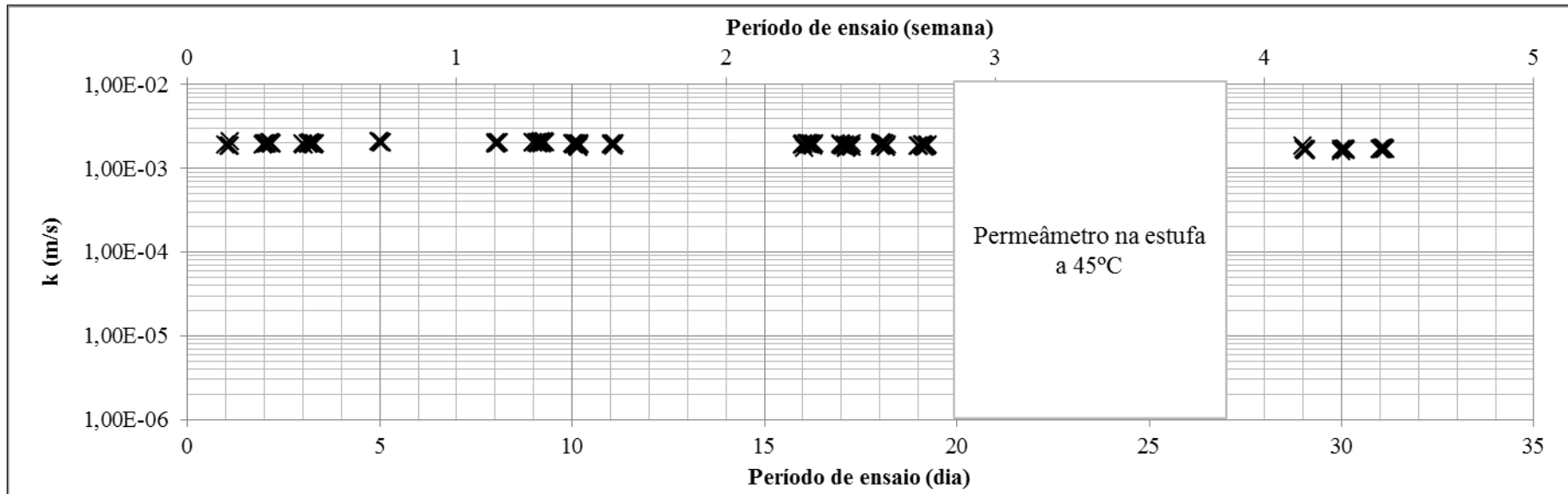


Figura 6.102 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/brita ao lixiviado em função do tempo de ensaio

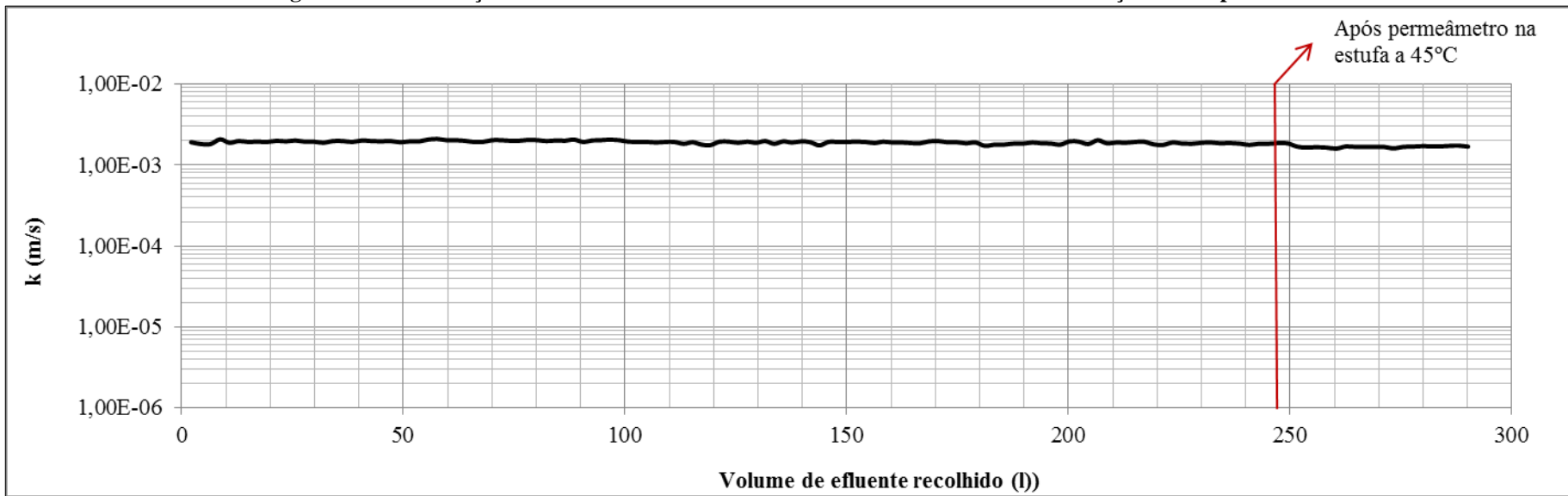


Figura 6.103 – Variação da condutividade hidráulica do BAS/brita ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido

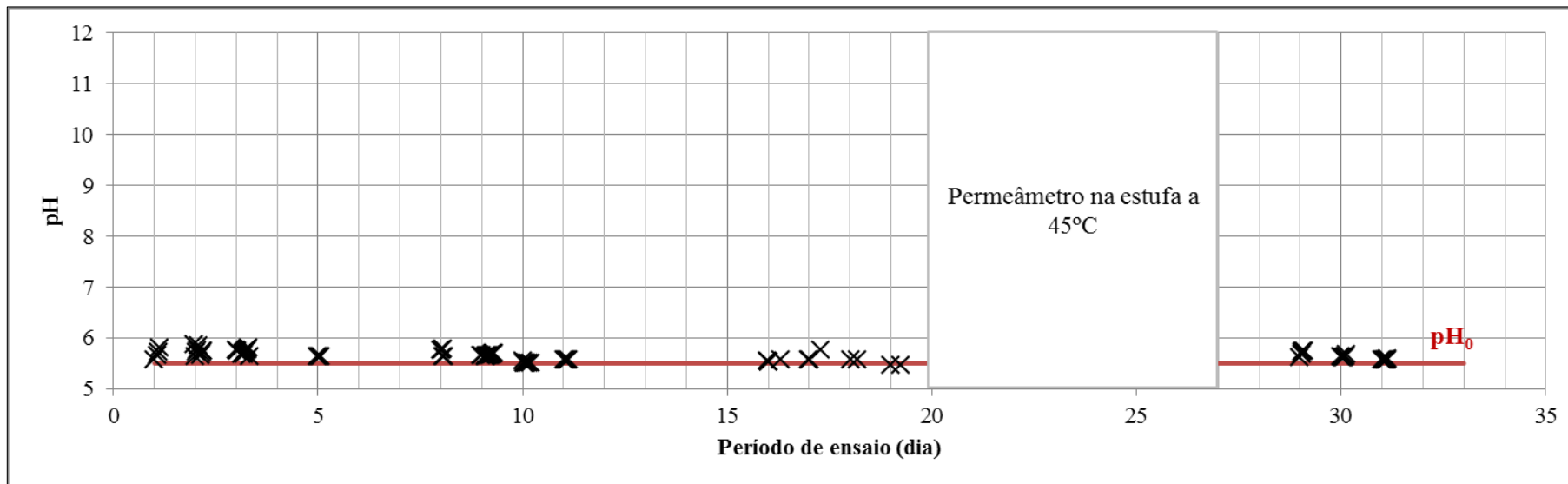


Figura 6.104 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com o lixiviado

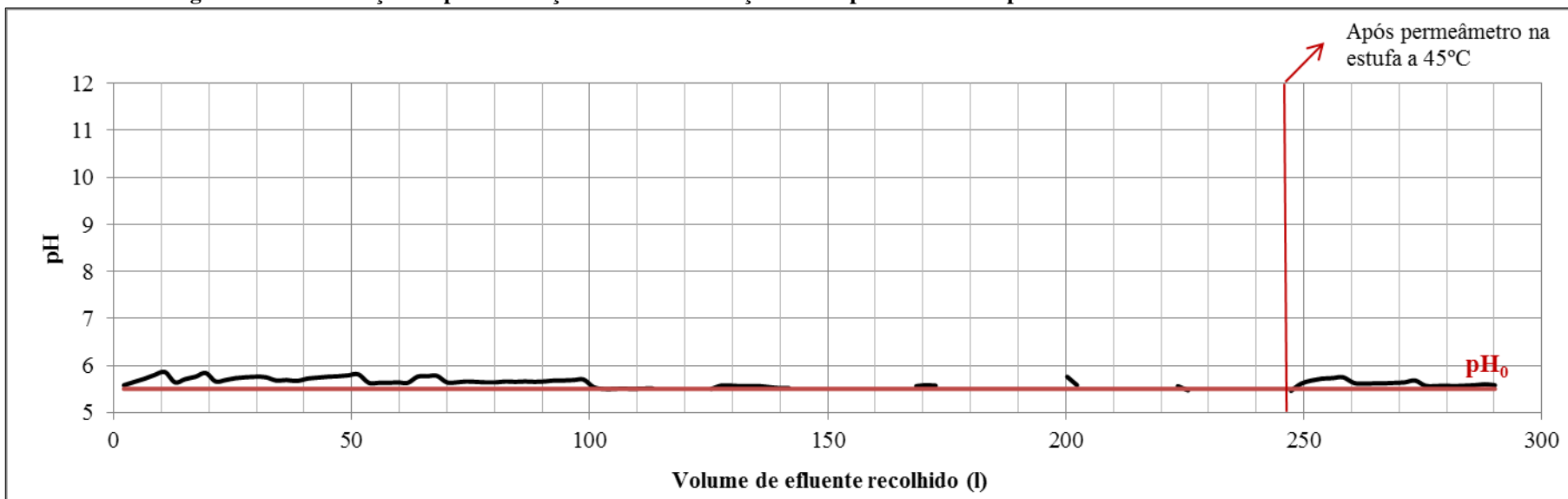


Figura 6.105 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com o lixiviado

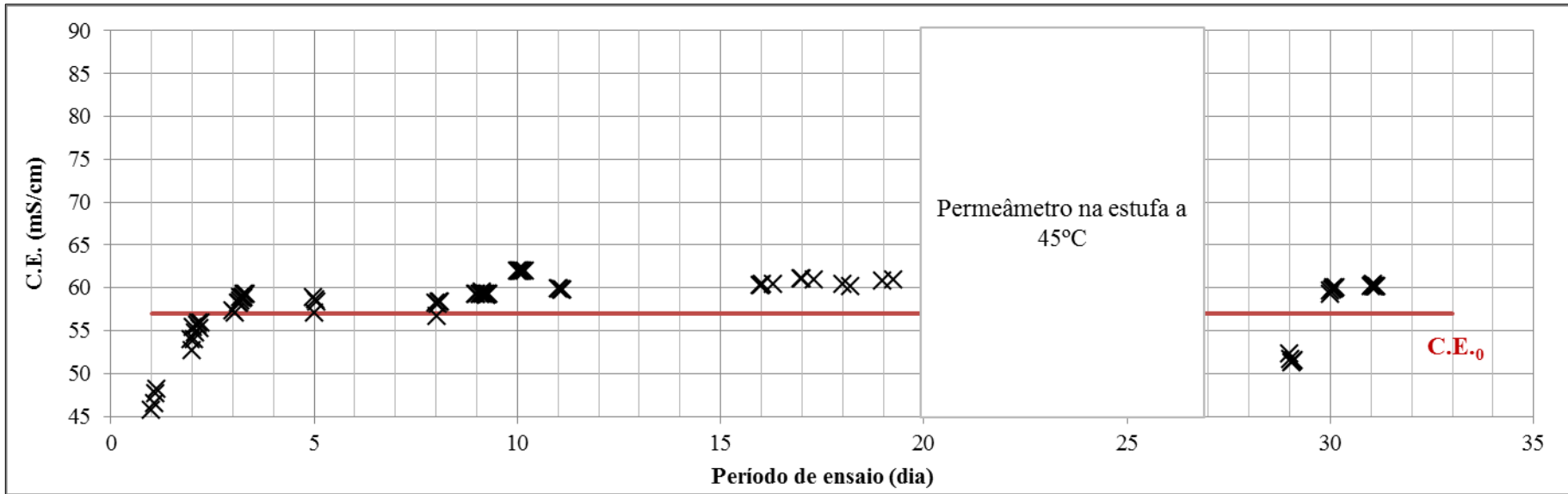


Figura 6.106 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com o lixiviado

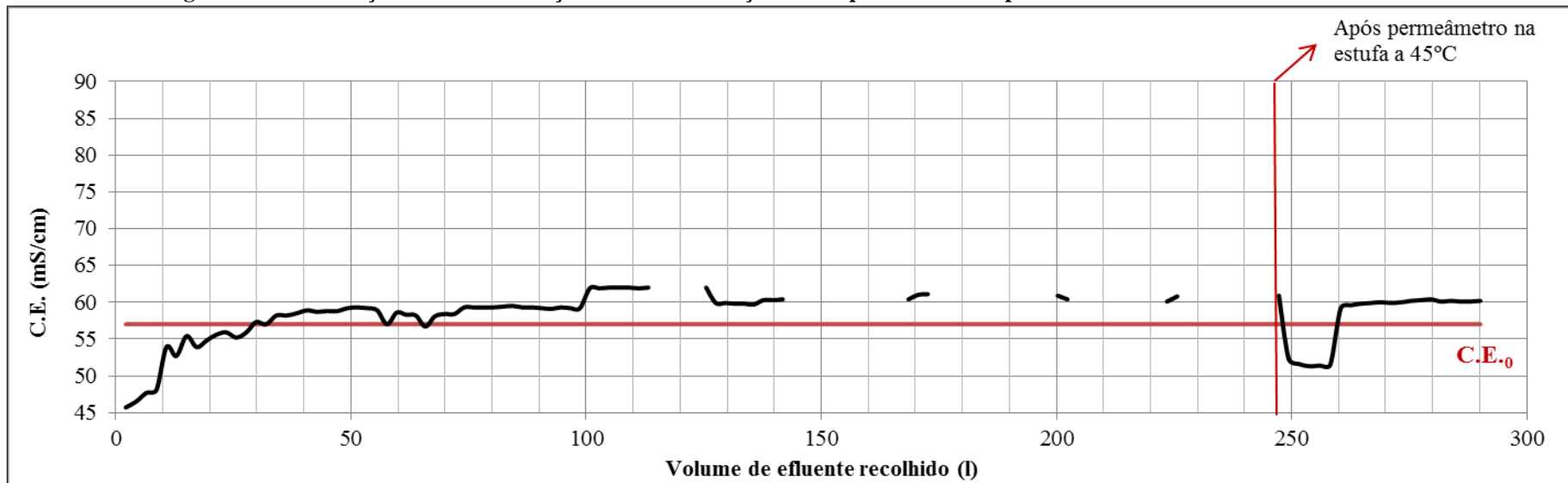


Figura 6.107 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do BAS/brita com o lixiviado



a) Antes do ensaio



b) Após o ensaio

Figura 6.108 – Topo do BAS/brita no ensaio de permeabilidade com o lixiviado



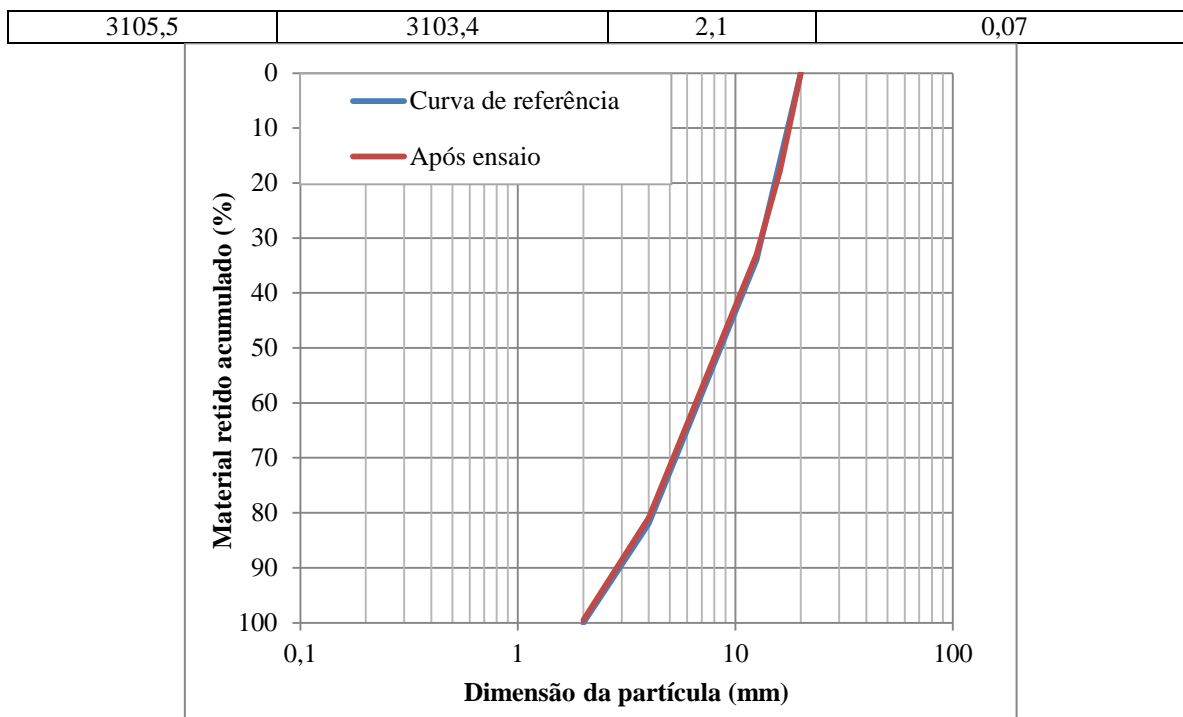
Figura 6.109 – Aspetto do material BAS/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado

No que diz respeito à perda de massa do BAS/brita, calculada após secar o material ensaiado na estufa a 60°C, a Tabela 6.15 mostra que foi muito reduzida.

A Figura 6.110 representa a curva granulométrica do mesmo material, verificando-se que se sobrepõe à curva de referência da brita.

Tabela 6.15 – Resultados da perda de massa do BAS/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
(g)	(g)	(g)	(%)



**Figura 6.110 – Comparação das curvas granulométricas do BAS/brita ensaiado com o lixiviado e de referência**

### 6.1.3.3 Análise do comportamento hidráulico do BAS

A Figura 6.111 resume e compara o comportamento hidráulico do BAS/areia e do BAS/brita nos ensaios de permeabilidade realizados com água e com o lixiviado. A apresentação na mesma figura do valor mínimo ( $k \geq 1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ) exigido no DL nº183/2009 para a condutividade hidráulica da camada mineral drenante dos aterros de resíduos permite igualmente verificar se os materiais ensaiados cumprem o requisito mínimo exigido. Na Tabela 6.16 apresentam-se os valores médios da condutividade hidráulica antes e após o período de sete dias de aquecimento dos provetes na estufa a 45°C. À semelhança do procedimento adotado com os agregados reciclados, para o cálculo do valor médio da condutividade hidráulica só foram considerados os valores posteriores ao início da sua estabilização.

Assim conclui-se que:

- o comportamento hidráulico do BAS/areia à água foi diferente do seu comportamento ao lixiviado, observando-se um aumento da condutividade hidráulica à água quase até final do ensaio e valores de  $k$  aproximadamente constante com o lixiviado até aos ensaios efetuados após a paragem prolongada (48 dias), onde se registou uma diminuição significativa de  $k$ ;

- o comportamento hidráulico do BAS/brita à água e ao lixiviado foi semelhante, com valores de condutividade hidráulica praticamente constantes e aproximados durante a realização dos ensaios, respetivamente,  $2 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  e  $3 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ ;
- a condutividade hidráulica da brita foi superior à da areia, exceto na parte final do ensaio da areia com água, onde o valor de  $k$  passou a ser de ordem de grandeza semelhante ao valor de  $k$  do BAS/brita ensaiado ao lixiviado;
- a temperatura não terá tido influência no valor de  $k$  em nenhum dos ensaios realizados, considerando que não se verificaram alterações significativas ao seu valor nos ensaios realizados imediatamente após o período de estufa, mas apenas nos ensaios realizados na areia com o lixiviado após paragem prolongada (48 dias);
- a condutividade hidráulica do BAS foi superior ao requisito mínimo previsto do D.L. n.º183/2009 para a condutividade hidráulica da camada mineral drenante dos aterros de resíduos ( $k \geq 1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ), com exceção no BAS/areia percolado com água, entre os volumes 110 e 120l, em que a condutividade hidráulica foi ligeiramente inferior a  $1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ .

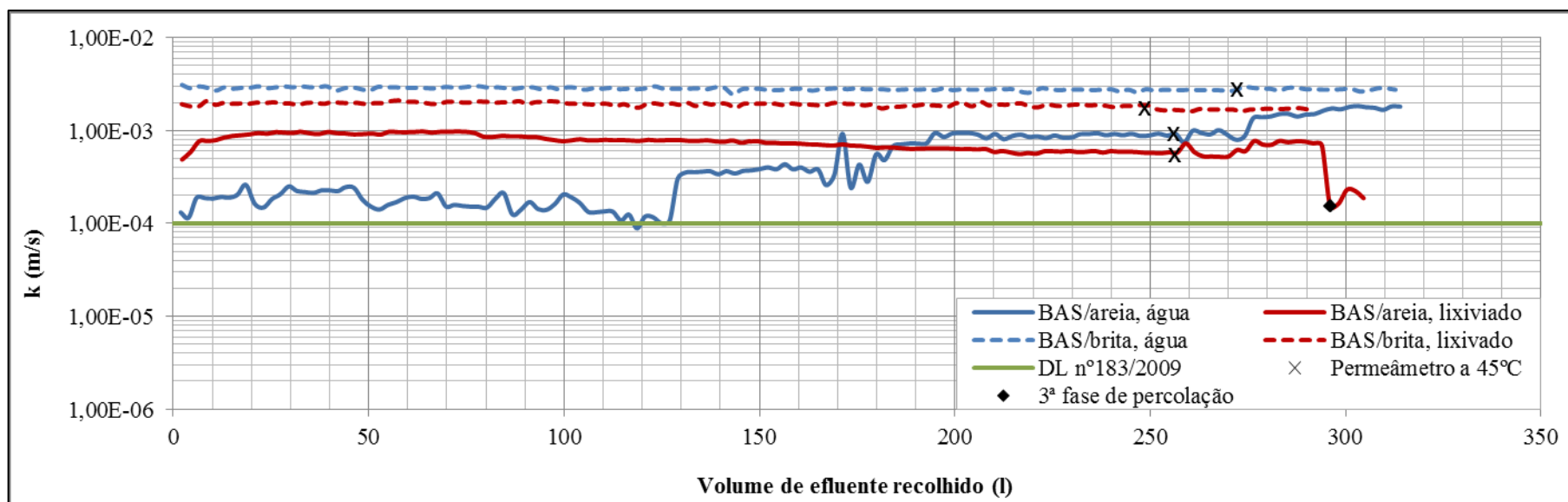


Figura 6.111 – Comparação da variação da condutividade hidráulica do BAS/areia e do BAS/brita à água e ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido

Tabela 6.16 – Condutividade hidráulica média do BAS/areia e do BAS/brita percolados com água e com o lixiviado

Provete	Solução de percolação	Condutividade hidráulica ( $k \times 10^{-4}$ m/s)					
		Antes da estufa			Após a estufa		
		Nº de dias de ensaio	Nº de ensaios	$\bar{k}$	Nº de dias de ensaio	Nº de ensaios	$\bar{k}$
Areia	Água	7	28	9	1	7	9
	Lixiviado	3	24	6	1	1	2
Brita	Água	16	122	28	2	18	28
	Lixiviado	19	118	19	3	20	17

$\bar{k}$  - Condutividade hidráulica média



## 6.1.4 CAL

### 6.1.4.1 Areia

#### *Água*

O ensaio decorreu durante 46 dias, considerando a paragem entre o 27º e o 34º dia, período em que o permeâmetro foi mantido em estufa a 45°C. O volume total de efluente recolhido foi de cerca de 213l divididos da seguinte maneira: 183l antes do período de estufa e 40 após o período de estufa.

A recolha de um volume de efluente inferior aos 250l no período anterior à introdução do permeâmetro na estufa, conforme estipulado na secção 5.6, deveu-se à necessidade de compatibilizar o trabalho laboratorial com o tempo disponível para finalizar os trabalhos da dissertação. Previamente à decisão tomada foi ponderado se tal medida poderia prejudicar os objetivos enunciados para a investigação.

As Figura 6.112 e 6.113 mostram a variação da condutividade hidráulica da fração de areia do CAL, adiante designada CAL/areia, respetivamente, em função do tempo de ensaio e em função do volume de efluente recolhido. Verifica-se que a condutividade hidráulica foi aproximadamente constante a cerca de  $2 \times 10^{-4}$  m/s até ao 15º dia de ensaio, diminuindo a partir daí até  $4,61 \times 10^{-5}$  m/s, altura em que o permeâmetro foi colocado na estufa. No primeiro dia de ensaios a seguir à estufa, ou seja no 36º dia, os valores de k foram da mesma ordem de grandeza dos já registados antes desse período. Contudo, do 36º para o 37º dia, observa-se uma diminuição significativa na condutividade hidráulica, de  $5,27 \times 10^{-5}$  para  $9,59 \times 10^{-6}$  m/s. Este valor manteve-se no ensaio realizado ao 38º dia, subindo depois nos ensaios realizados até final para os valores entre  $1 \times 10^{-5}$  e  $2 \times 10^{-5}$  m/s. os valores de k do CAL/areia nos ensaios efetuados depois do período em estufa foram os valores mais baixos registados em todos os ensaios efetuados no programa experimental. Apenas na areia do CAL e do ASIC ensaiados com água se obtiveram valores de k inferiores a  $1 \times 10^{-4}$  m/s, que é requisito mínimo previsto no DL nº183/2009 para a condutividade da camada mineral drenante dos aterros de resíduos.

As medições do pH na solução efluente (Figura 6.114 e 6.115) mostram que a passagem da água através do provete praticamente não alterou o seu valor médio inicial ( $\text{pH}_0 = 8,2$ ), quer antes quer após a colocação do permeâmetro na estufa.

Em relação às leituras da C.E., verifica-se através das Figura 6.116 e 6.117, que a percolação da água pelo material não alterou significativamente o valor inicial de C.E. ( $\text{C.E.}_0 = 162 \mu\text{S/cm}$ ).

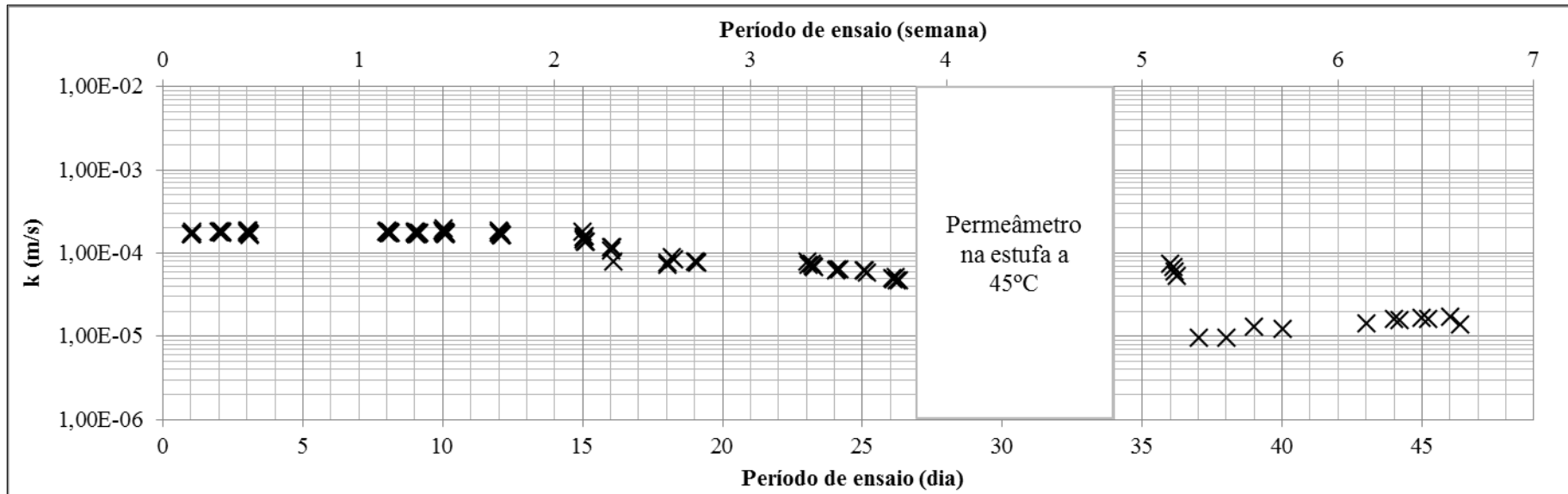


Figura 6.112 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/areia à água em função do tempo de ensaio

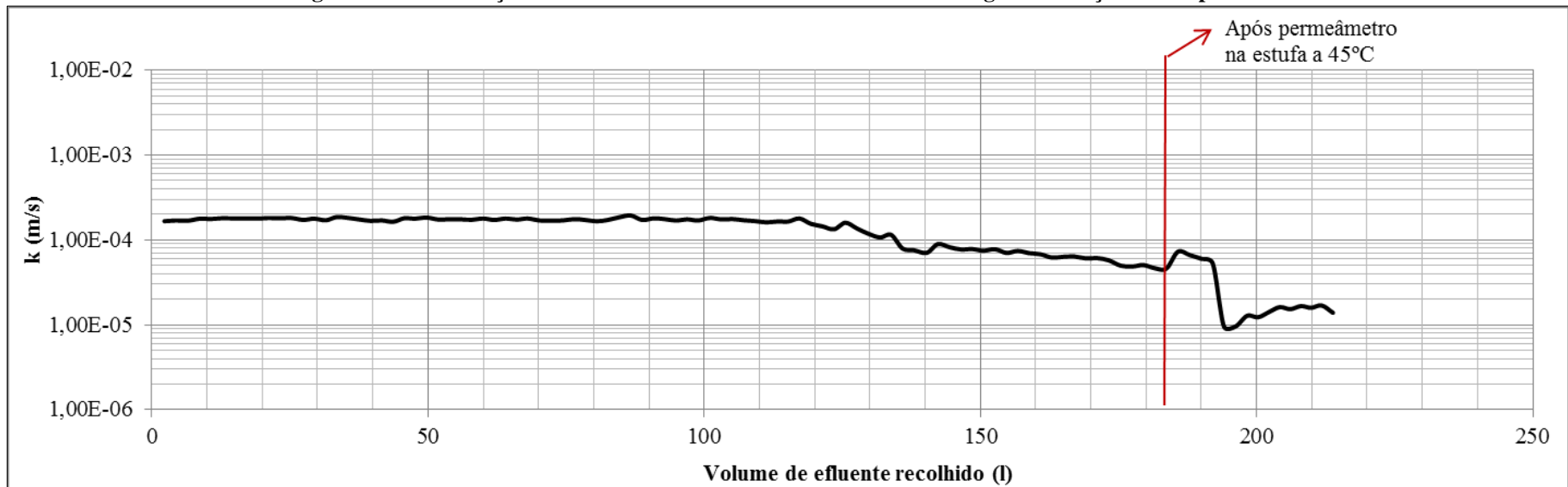


Figura 6.113 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/areia à água em função do volume de efluente recolhido

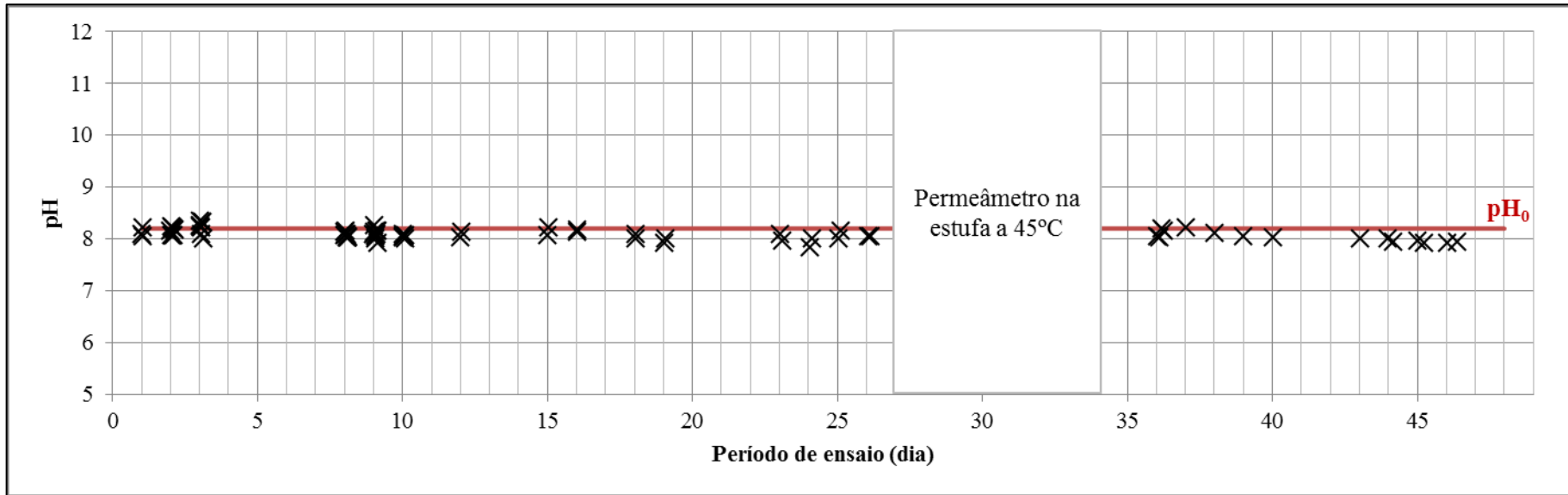


Figura 6.114 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com água

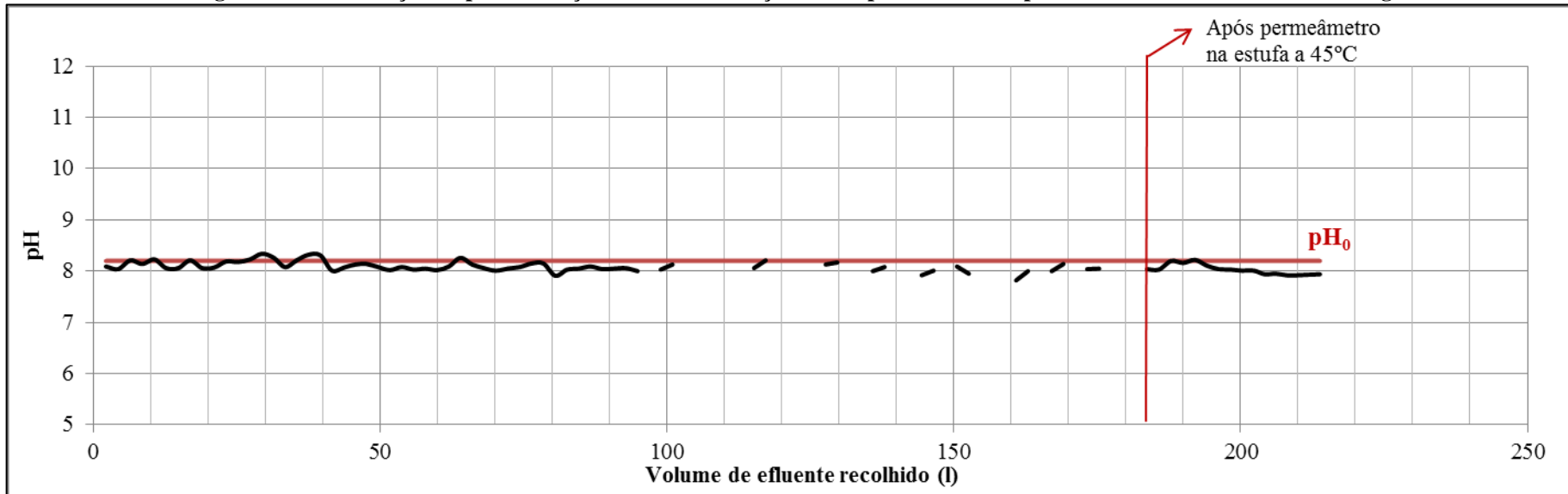


Figura 6.115 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com água

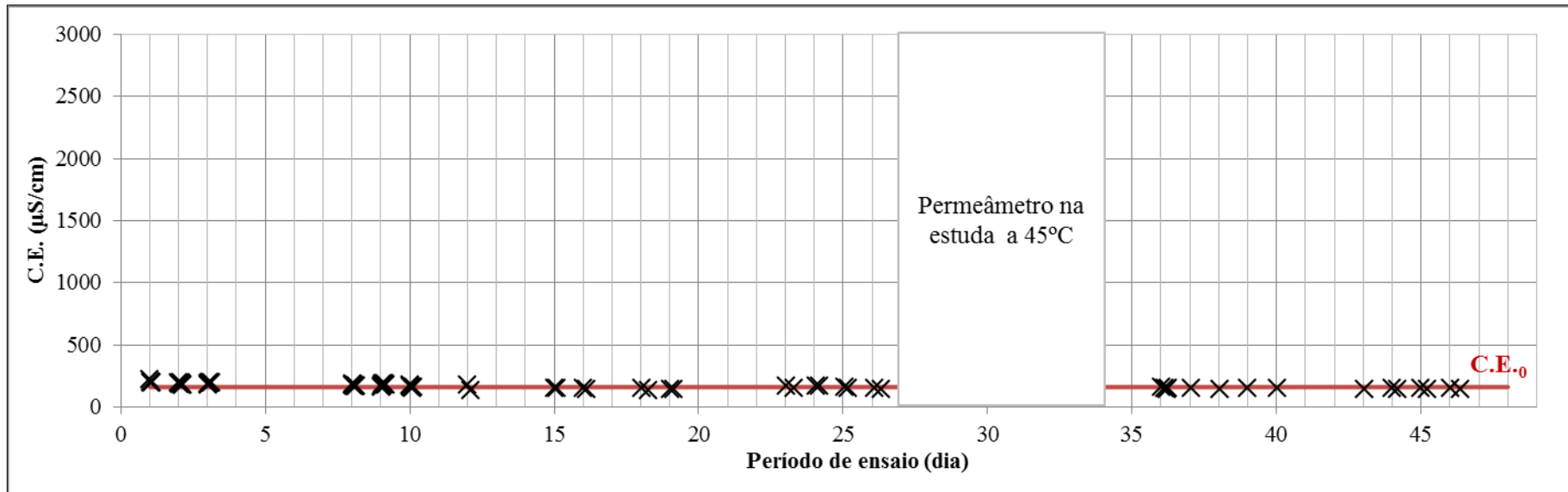


Figura 6.116 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com água

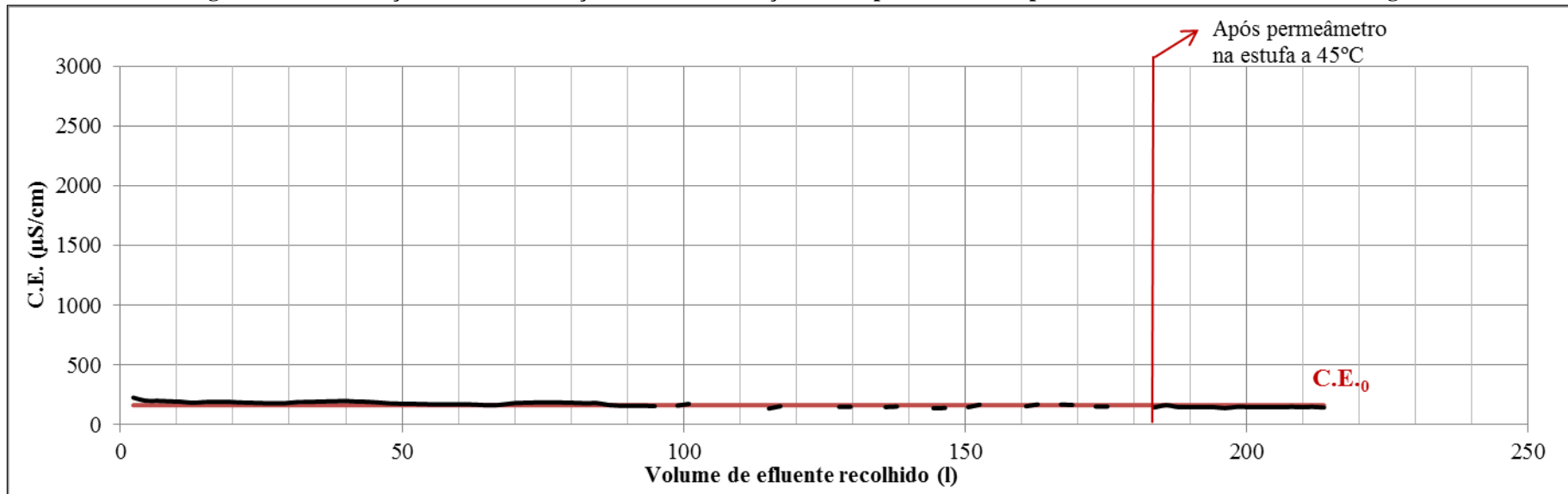


Figura 6.117 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com água

A análise macroscópica efetuada ao topo, bem como à base do provete, não revelou qualquer indício de alteração causada pela percolação da água pelo material ou do aquecimento do permeâmetro na estufa a 45°C. As Figura 6.118a e 6.118b representam o topo da coluna do permeâmetro, respetivamente, antes e após o ensaio de permeabilidade, evidenciando o afirmado. Verificou-se igualmente que os poros das placas porosas também não apresentavam qualquer indício de colmatção.

A Figura 6.119 mostra o material do CAL/areia vertido num tabuleiro, antes da sua secagem em estufa a 60°C. À exceção de alguns aglomerados de partículas, facilmente desagregados pelos dedos, não existem aspetos a assinalar.



a) Antes do ensaio



b) Após o ensaio

**Figura 6.118 – Topo do CAL/areia no ensaio de permeabilidade com água**



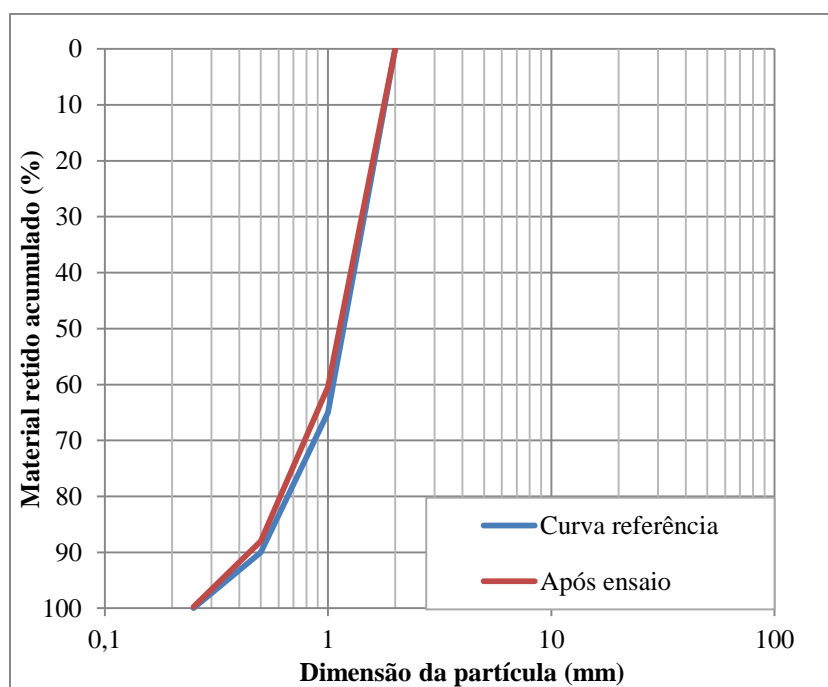
**Figura 6.119 – Aspeto do material CAL/areia após o ensaio de permeabilidade com água**

Em relação à perda de massa obtida para o provete após a conclusão do ensaio de permeabilidade com a areia do CAL, a Tabela 6.17 indica um valor inferior a 1%, que deverá estar associada principalmente, à semelhança dos restantes ensaios, à perda de partículas na altura da transferência do material da coluna do permeâmetro para o tabuleiro.

A Figura 6.120 mostra a curva granulométrica do CAL/areia ensaiado com água e a curva de referência utilizada para a construção dos provetes de areia. Verifica-se que o traçado das duas curvas é semelhante.

**Tabela 6.17 – Resultados da perda de massa do CAL/areia após o ensaio de permeabilidade com água**

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
		(g)	(%)
2813	2793,6	19,4	0,69



**Figura 6.120 – Comparação das curvas granulométricas do CAL/areia ensaiado com água e de referência**

#### *Lixiviado*

Tal como nos restantes agregados, no caso da percolação do CAL/areia com o lixiviado, prolongou-se o tempo de ensaio até aos 75 dias. Entre o 18º e o 25º dia, o permeâmetro esteve na estufa a 45°C e entre o 27º e o 75º dia, num total de 48 dias, o permeâmetro permaneceu à temperatura ambiente. Durante a realização do ensaio foram recolhidos no total cerca de 308l de solução efluente: cerca de

250l até o permeâmetro ser colocado na estufa, 40l nos ensaios realizados logo após o período de estufa e cerca de 8l na última fase de percolação, ou seja, após 48 dias de paragem.

As Figura 6.121 e 6.122 representam a variação dos valores da condutividade hidráulica do CAL/areia, respetivamente, em função do tempo de ensaio e do volume de efluente recolhido. Verifica-se que os valores de  $k$  são praticamente constantes a partir do terceiro dia, situando-se entre  $6 \times 10^{-4}$  m/s e  $7 \times 10^{-4}$  m/s. O aquecimento na estufa a 45°C durante 7 dias, e o contacto sólido-lixiviado à temperatura ambiente durante 48 dias, não influenciaram o comportamento hidráulico do material.

Das leituras realizadas ao pH da solução efluente, representadas nas Figura 6.123 e 6.124, retira-se que o pH do lixiviado se mantém aproximadamente igual ao seu valor inicial e num grande número de ensaios no intervalo  $\text{pH} = 5,5 \pm 0,3$ , que permite a sua recirculação sem necessidade de recorrer à sua acidificação, conforme referido oportunamente. Este comportamento é semelhante ao observado no BAS com o lixiviado, já que nos ensaios efetuados nos agregados reciclados havia uma aumento da alcalinidade da solução efluente.

No que diz respeito aos valores da C.E. da solução efluente (Figura 6.125 e Figura 6.126), observa-se o seu aumento ao longo do ensaio, de cerca de 57mS/cm para cerca de 73mS/cm, muito semelhante ao observado no ensaio do BAS/areia com o lixiviado.

Depois de concluído o ensaio, retirou-se a cobertura do permeâmetro para proceder à análise macroscópica das placas porosas e das extremidades dos provetes. As placas não apresentavam orifícios colmatados e o material no topo e na base do provete apresentava-se com aspeto sujo devido à passagem do lixiviado, mas sem qualquer indício de alteração. As Figura 6.127a e 6.127b representam o topo da coluna do permeâmetro, respetivamente, antes e após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado.

A observação do material vertido num tabuleiro (Figura 6.128), também não evidenciou qualquer singularidade a registar. À semelhança do material do BAS/areia ensaiado com o lixiviado, observaram-se alguns aglomerados de partículas, pouco resistentes, que foram facilmente desagregados pelos dedos.

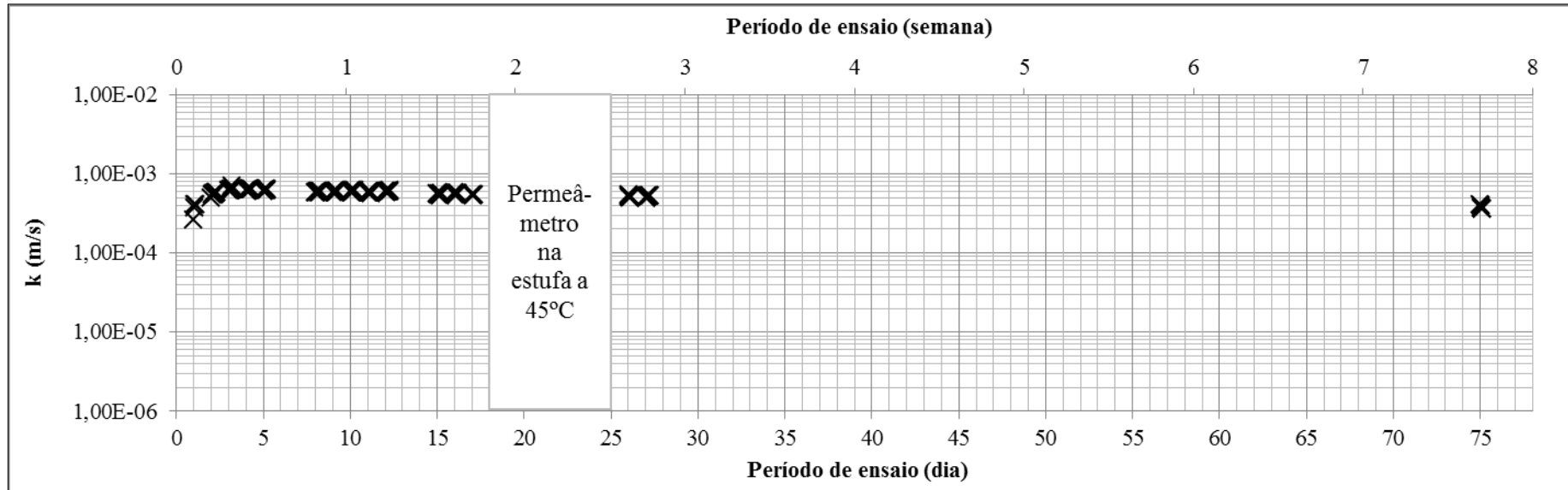


Figura 6.121 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/areia ao lixiviado em função do tempo de ensaio

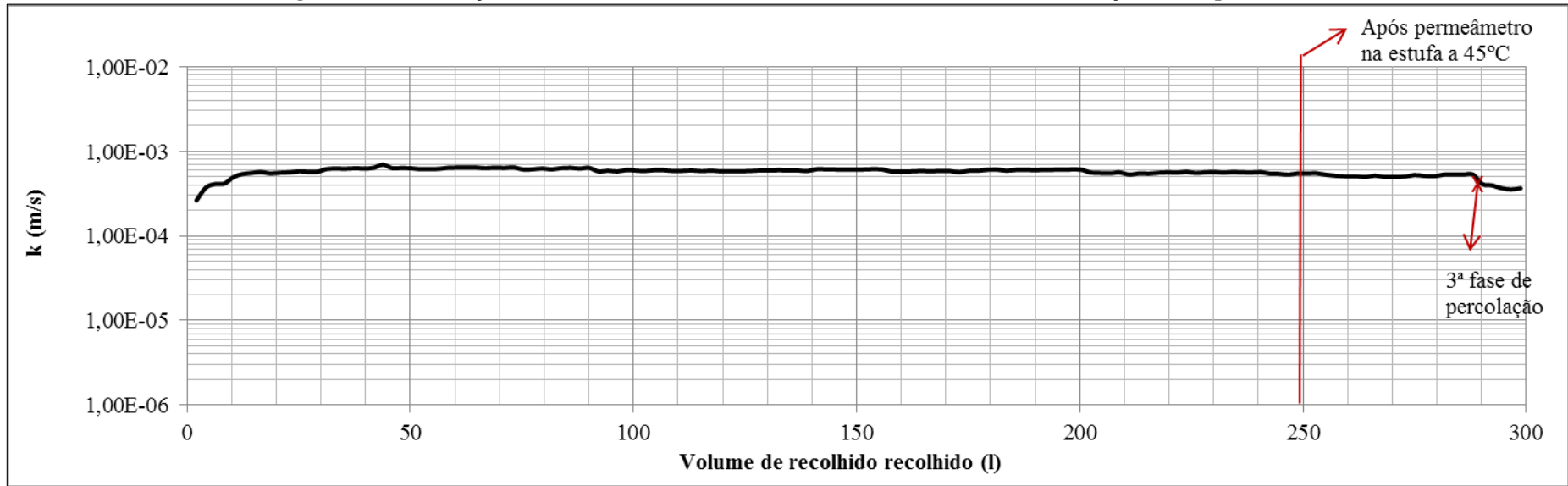


Figura 6.122 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/areia ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido



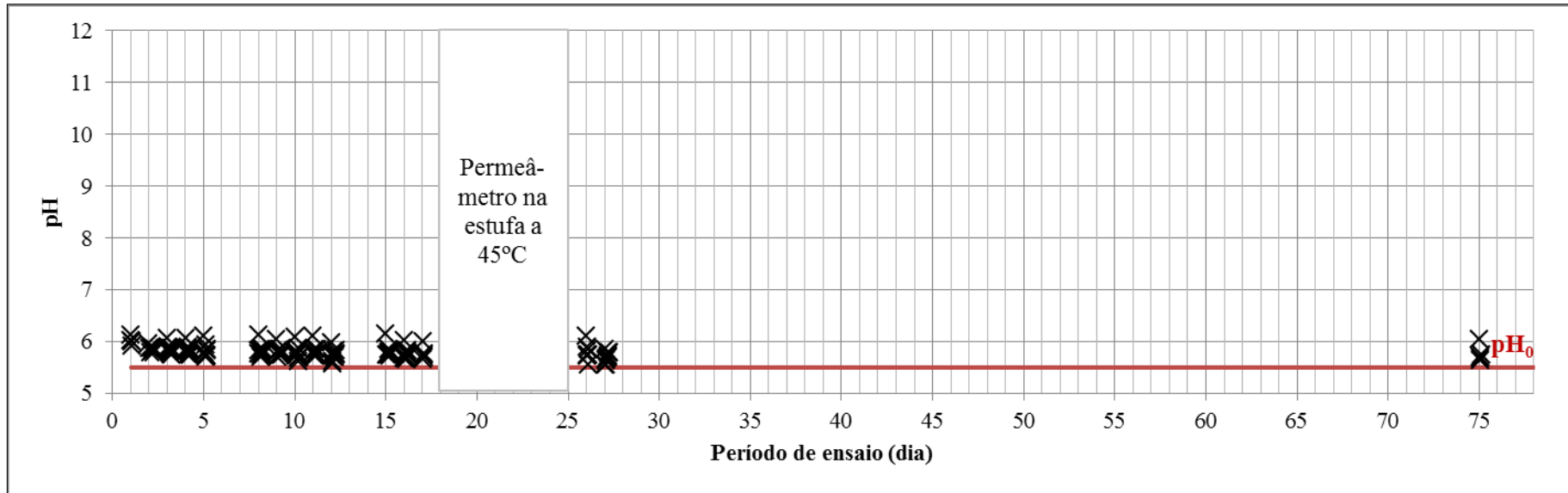


Figura 6.123 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com o lixiviado

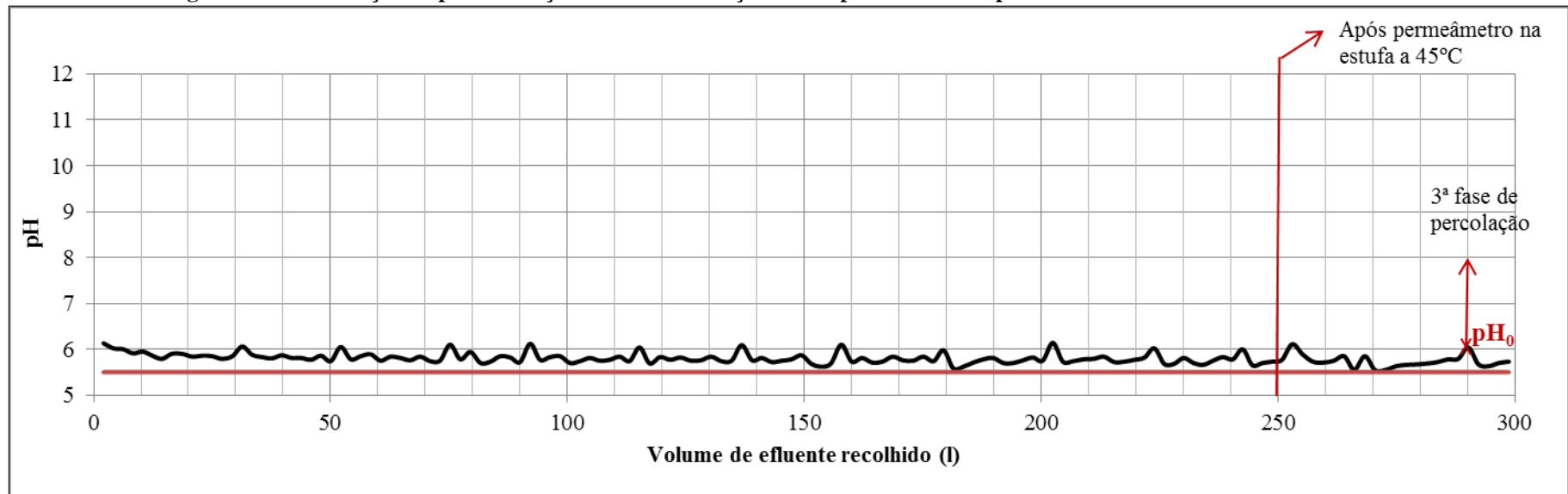


Figura 6.124 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com o lixiviado

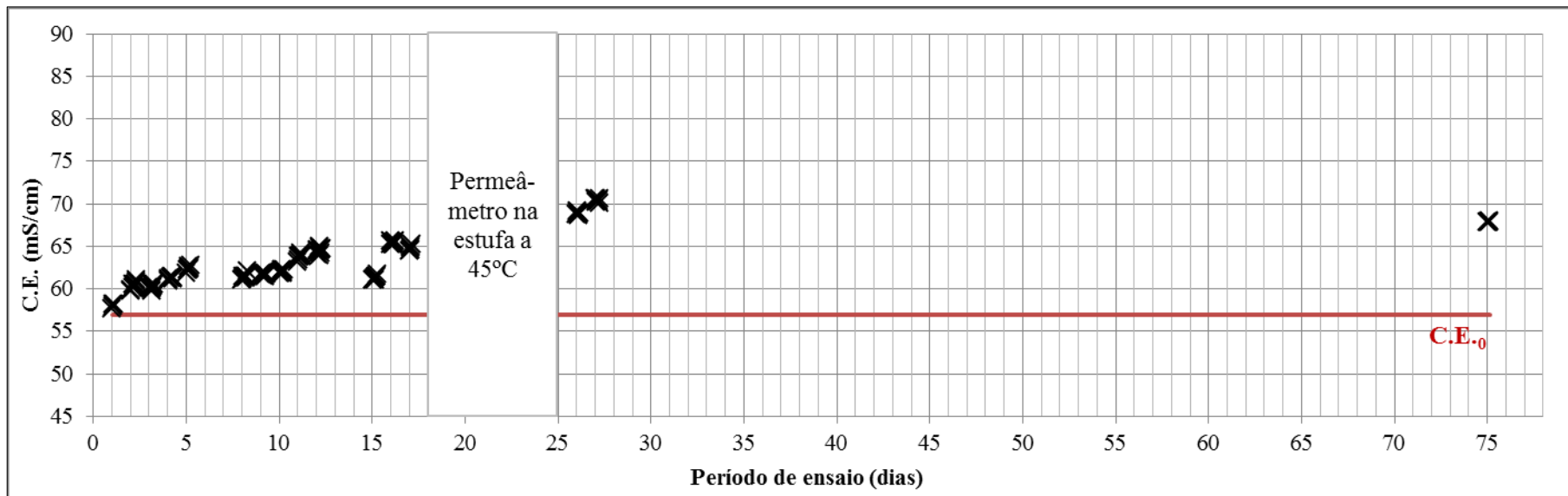


Figura 6.125 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com o lixiviado

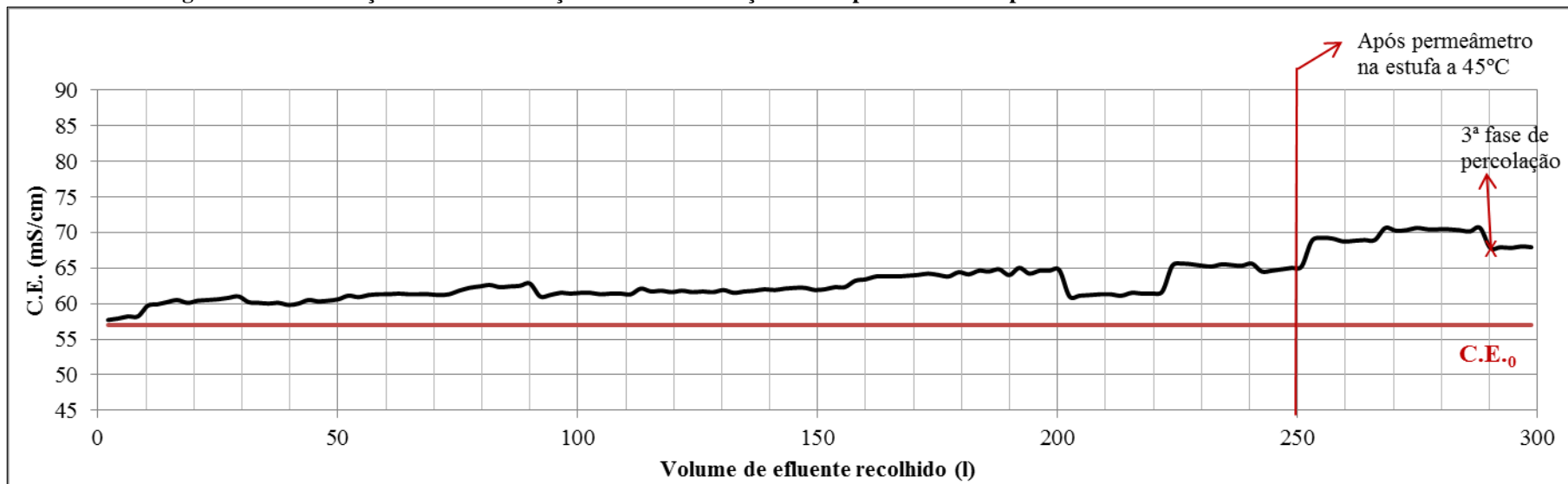


Figura 6.126 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/areia com o lixiviado



a) Antes do ensaio



b) Após o ensaio

**Figura 6.127 – Topo do CAL/areia no ensaio de permeabilidade com o lixiviado**



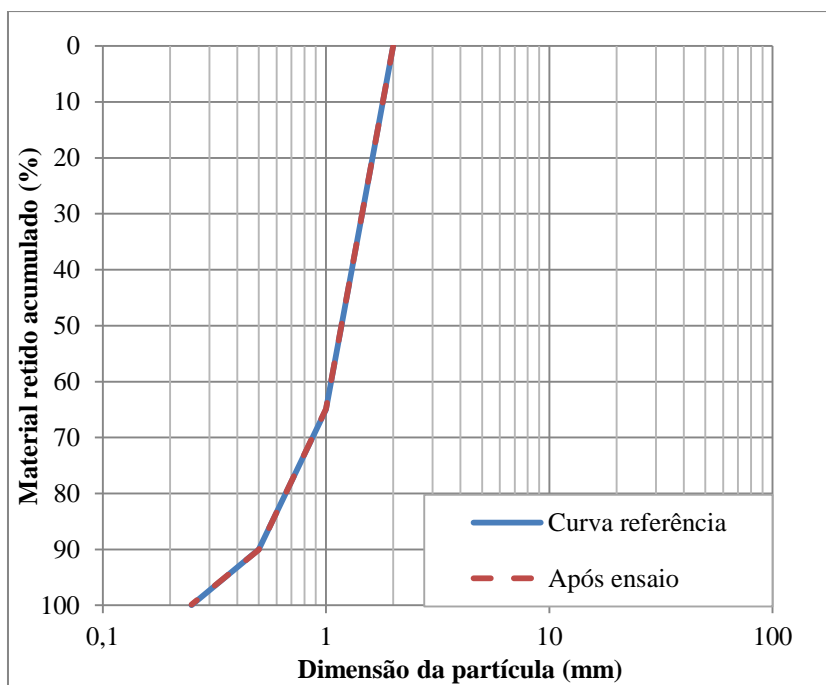
**Figura 6.128 – Aspeto do material CAL/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado**

Após secagem do material na estufa a 60°C, procedeu-se à sua pesagem e registo do seu valor. A Tabela 6.18 mostra que a perda de massa de material foi muito reduzida, à semelhança do observado nos restantes ensaios.

Na Figura 6.129 representam-se as curvas granulométricas de referência à construção dos provetes da areia e do CAL/areia ensaiado ao lixiviado. A figura mostra que o traçado da curva do material ensaiado se sobrepõe ao traçado da curva de referência.

**Tabela 6.18 – Resultados da perda de massa do CAL/areia após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado**

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
(g)	(g)	(g)	(%)
2805,6	2801,8	3,8	0,14



**Figura 6.129 – Comparação das curvas granulométricas do CAL/areia ensaiado com o lixiviado e de referência**

#### 6.1.4.2 Brita

##### Água

As Figura 6.130 e 6.131 representam a variação da condutividade hidráulica do provete da fração granulométrica da brita do CAL, adiante designado CAL/brita, no ensaio de permeabilidade tendo como solução de percolação a água.

O ensaio teve a duração de 28 dias e a recolha de um volume total de efluente de cerca de 307l: os primeiros 17 dias correspondem ao período anterior à estufa, tendo sido recolhidos cerca de 267l; nos sete dias seguinte, entre o 17º e o 24º dia, o permeâmetro foi colocado na estufa regulada para a temperatura constante de 45°C; após a estufa e antes do termo do ensaio, recolheram-se mais cerca de 40l de solução efluente.

A condutividade hidráulica do CAL/brita foi praticamente constante durante o decorrer do ensaio, sendo o seu valor da ordem de  $2,0 \times 10^{-3}$  m/s, antes e após o período de estufa.

Em relação aos parâmetros químicos estudados, as leituras do pH efetuadas na solução efluente são mostradas nas Figura 6.132 e 6.133 verificando-se que a gama de leituras se situa entre 8 e 8,5, ou seja, próximas do valor médio inicial,  $\text{pH}_0 = 8,2$ . A temperatura não teve influência nos valores das leituras. Conclui-se, assim, que o contacto da água de abastecimento público com o material CAL/brita praticamente não alterou o seu valor de pH inicial.

Os valores registados para a condutividade elétrica da solução efluente são apresentados nas Figura 6.134 e 6.135, onde se observa que não houve alteração significativa nos valores iniciais da C.E. da solução de percolação. A C.E. da solução efluente variou entre cerca de 140 e  $165 \mu\text{S}/\text{cm}$ , sendo o valor médio inicial da C.E. da água de abastecimento público de  $142 \mu\text{S}/\text{cm}$ .

A análise macroscópica realizada ao topo do provete (Figura 6.136), bem como à sua base, após desmontagem do permeâmetro, revelou que o material não apresentava qualquer indício de alteração resultante da circulação de água e do aquecimento na estufa a  $45^\circ\text{C}$ .

A observação do material vazado no tabuleiro (Figura 6.137) confirmou a descrição anterior.

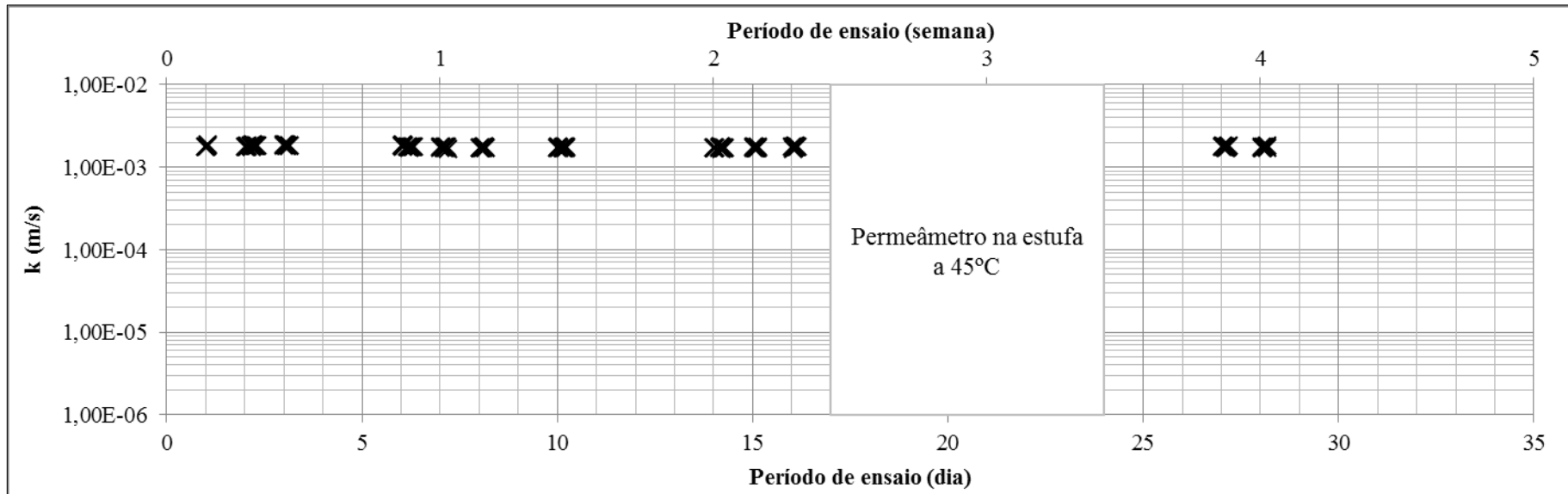


Figura 6.130 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/brita à água em função do tempo de ensaio

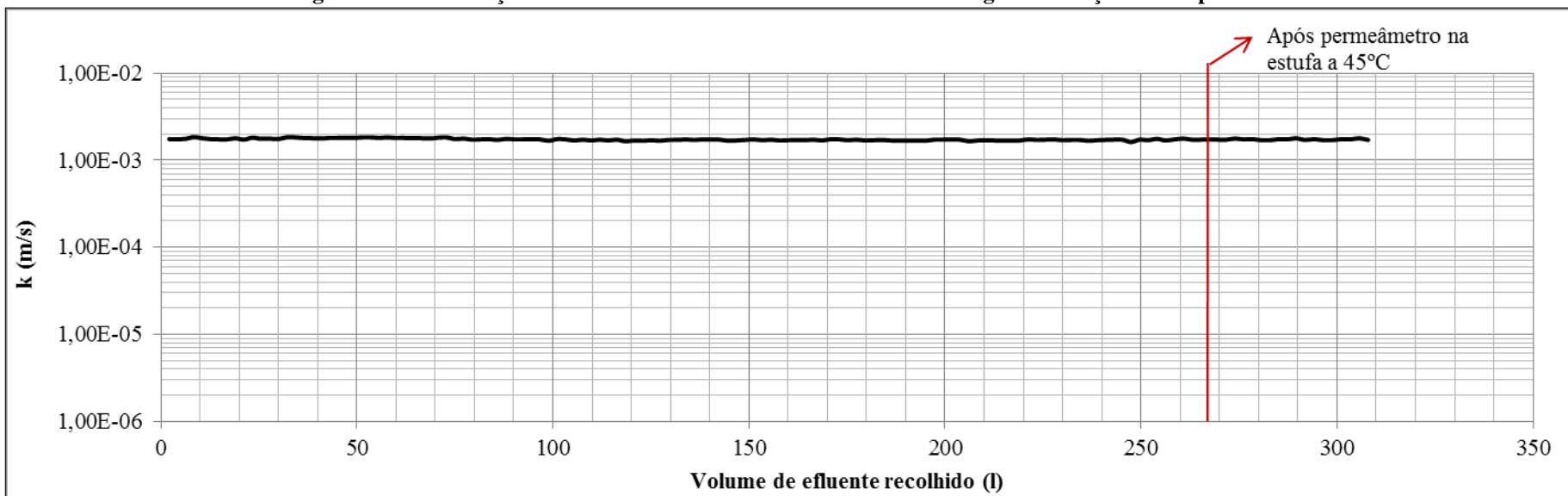


Figura 6.131 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/brita à água em função do volume de efluente recolhido

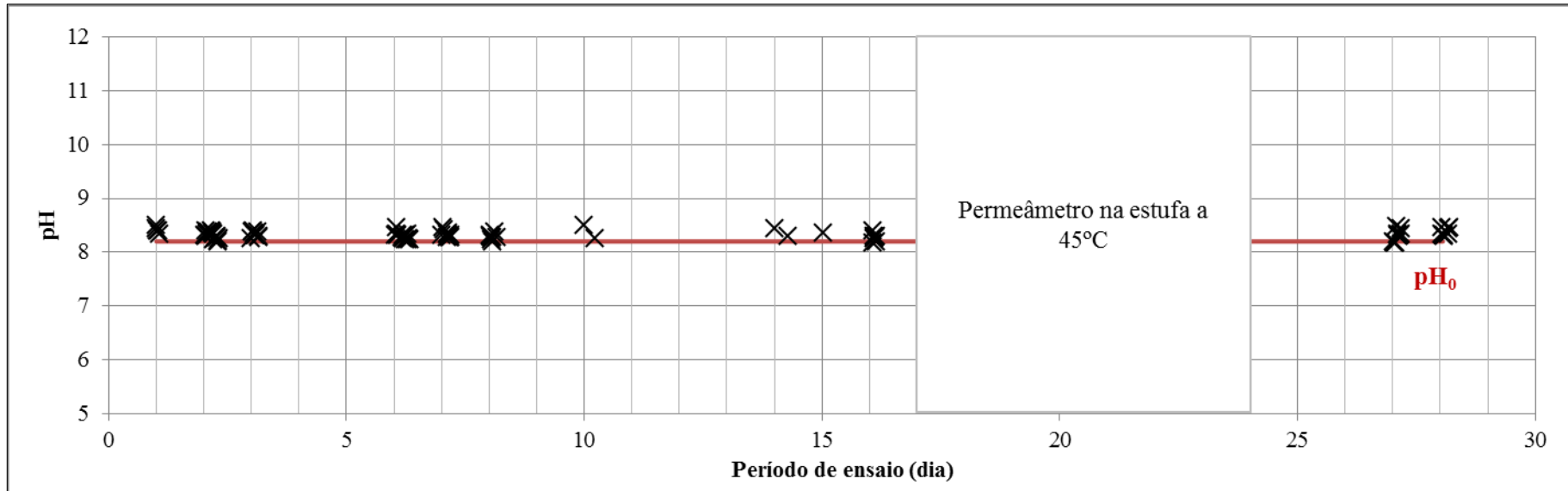


Figura 6.132 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com água

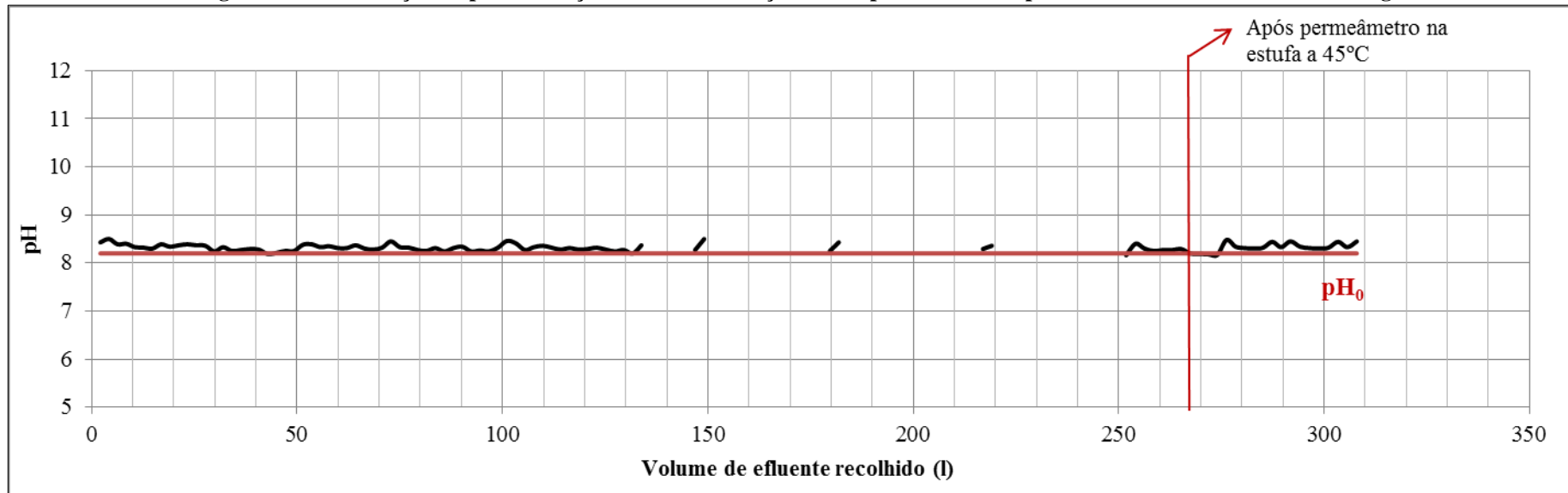


Figura 6.133 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com água

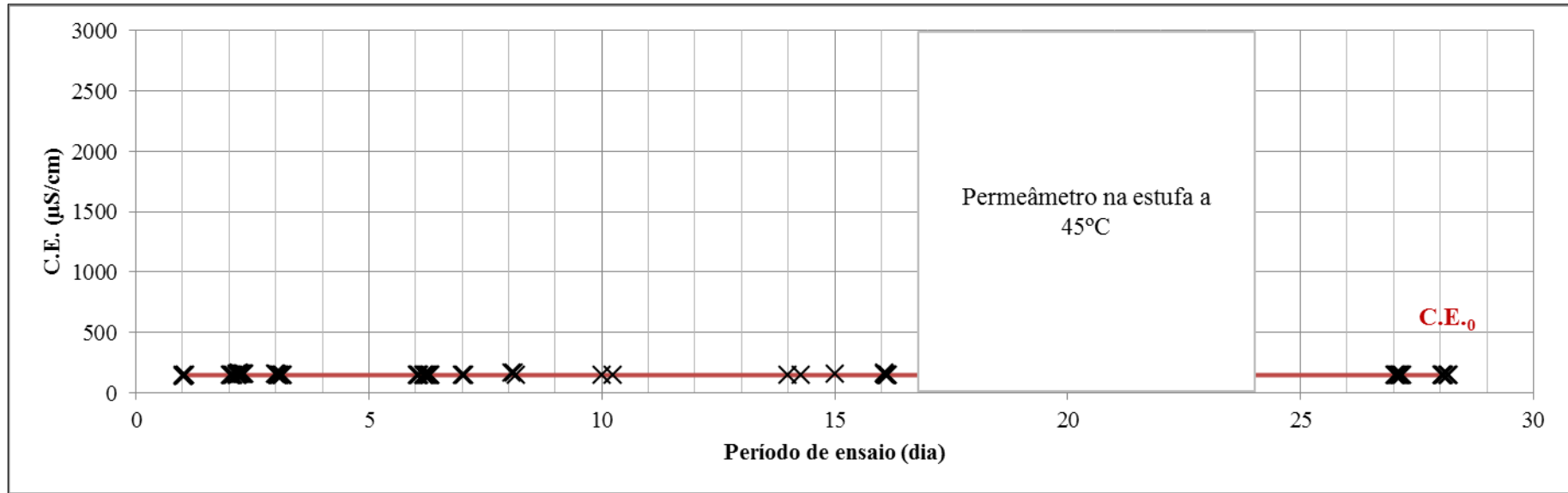


Figura 6.134 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com água

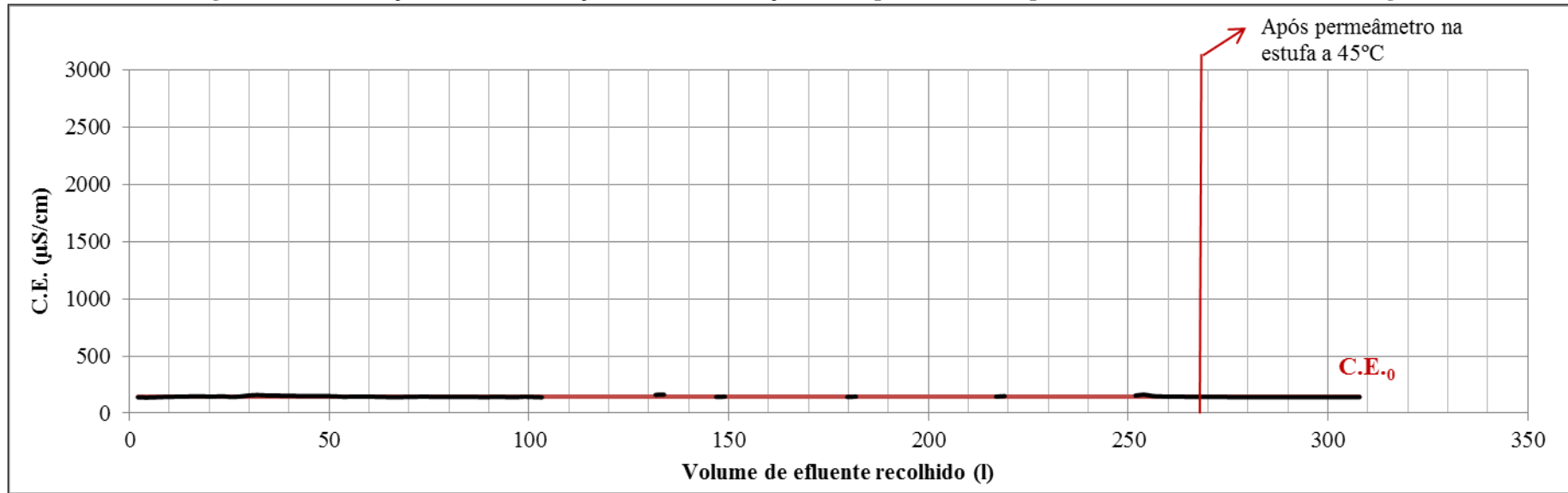


Figura 6.135 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com água





a) Antes do ensaio



b) Após o ensaio

Figura 6.136 – Topo do provete de brita do CAL no ensaio de permeabilidade com água



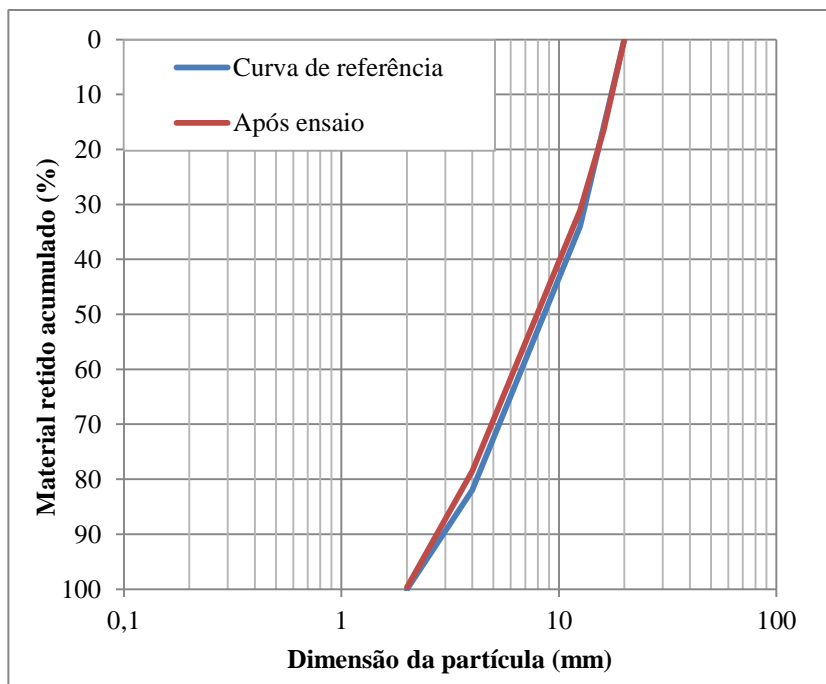
Figura 6.137 – Aspetto do material CAL/brita após o ensaio de permeabilidade com água

Após a secagem do material em estufa a 60°C, este foi pesado e registado. A Tabela 6.19 mostra que a perda de massa durante o ensaio de permeabilidade do CAL/brita foi muito reduzida (0,1% da massa total).

A Figura 6.138 representa a distribuição das partículas do CAL/brita. Verifica-se que a curva do provete é muito semelhante à curva de referência da brita.

Tabela 6.19 – Resultados da perda de massa do CAL/brita após o ensaio de permeabilidade com água

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
		(g)	(%)
(g) 2818,6	(g) 2815,7	(g) 2,9	(%) 0,1



**Figura 6.138 – Comparação das curvas granulométricas do CAL/brita ensaiado com água e de referência**

#### *Lixiviado*

O ensaio de permeabilidade realizado com a brita do CAL utilizando o lixiviado como solução de percolação teve a duração de 31 dias, assim distribuídos: 20 dias até à introdução do permeâmetro na estufa, sete dias a 45°C, e 4 dias após o aquecimento em estufa. O volume de solução efluente recolhida na primeira fase de ensaio foi de cerca de 250l, e após a estufa de aproximadamente 40l, totalizando mais de 290l.

A Figura 6.139 dá conta da variação da condutividade hidráulica em função do tempo de ensaio e a Figura 6.140 a sua variação em função do volume de efluente recolhido. A partir dos resultados obtidos conclui-se que o valor de  $k$  foi praticamente constante, próximo de  $1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ , durante todo o ensaio. Após o período de estufa verifica-se uma diminuição, muito pouco significativa, dos valores de  $k$ , que passam a ser ligeiramente inferiores a  $1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ . Contudo, importa referir que já se tinham registado valores da mesma ordem de grandeza antes do período de estufa, pelo que se pode admitir que o aquecimento do permeâmetro não terá influenciado o comportamento hidráulico do material.

A variação do pH da solução efluente encontra-se representada nas Figura 6.141 e 6.142. Os valores registados encontram-se entre 5,5 e 6,2, sendo o comportamento semelhante ao descrito no ensaio de percolação do lixiviado através do BAS/brita, ou seja, a passagem do lixiviado através do material não fez variar significativamente o valor inicial do pH, ficando a maioria das vezes o pH da solução

efluente dentro do intervalo de valores que se considerou aceitável à recirculação do lixiviado sem a necessidade de correção ( $\text{pH} = 5,5 \pm 0,3$ ).

No que diz respeito às leituras da condutividade elétrica da solução, as Figura 6.143 e 6.144 mostram a sua variação ao longo do ensaio de permeabilidade. Verifica-se que os valores se situam entre cerca de 46mS/cm e cerca de 62mS/cm. A cinética obtida para a C.E. é idêntica à do BAS/brita, ou seja, crescente na fase inicial do ensaio e aproximadamente constante até final do ensaio. Tal como no ensaio do BAS/brita com o lixiviado, também neste caso a diminuição da C.E. da solução efluente após o período de estufa deverá estar associada à prática de erros no procedimento de medição.

As Figura 6.145a e 6.145b mostram o topo da coluna do permeâmetro, respetivamente, antes e depois do ensaio.

Verificou-se que não havia qualquer anomalia a registar, para além do aspeto sujo das partículas causado pelo contacto com o lixiviado. A mesma descrição é válida para a base do provete. A Figura 6.146 mostra todo o material ensaiado num tabuleiro.

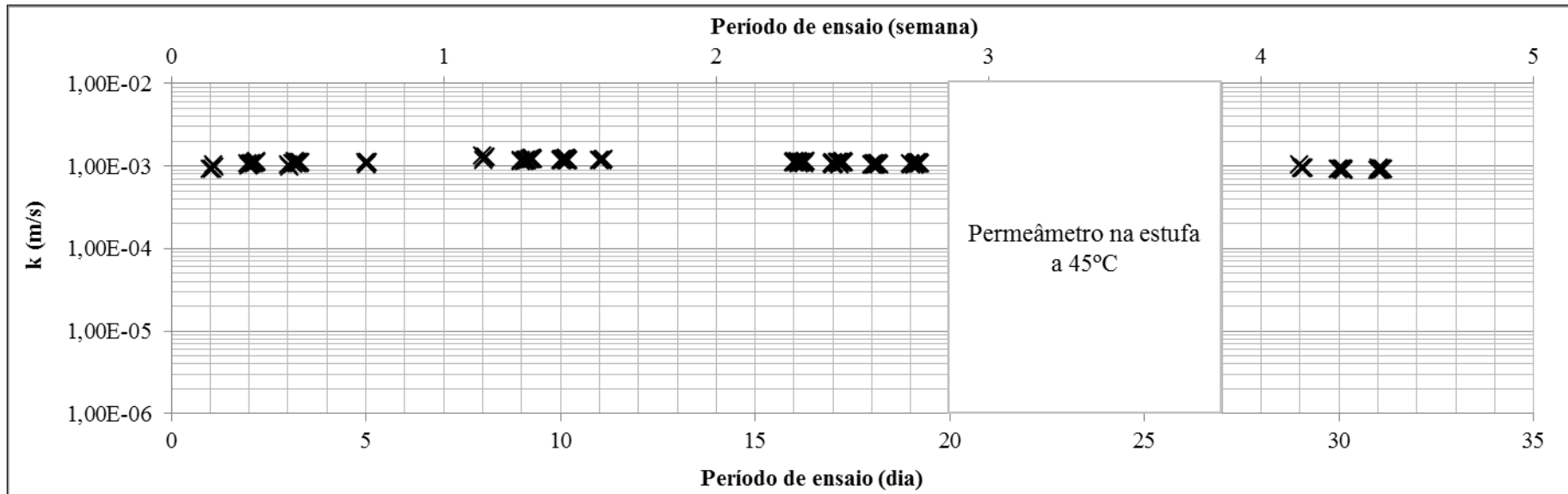


Figura 6.139 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/brita ao lixiviado em função do tempo de ensaio

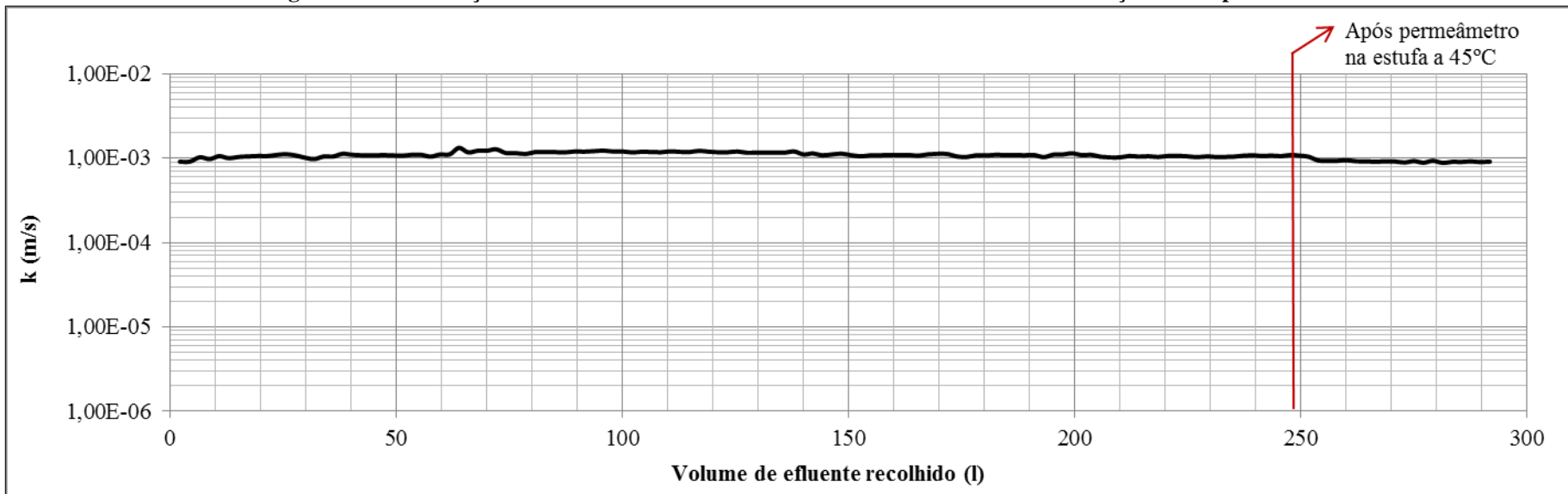


Figura 6.140 – Variação da condutividade hidráulica do CAL/brita ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido

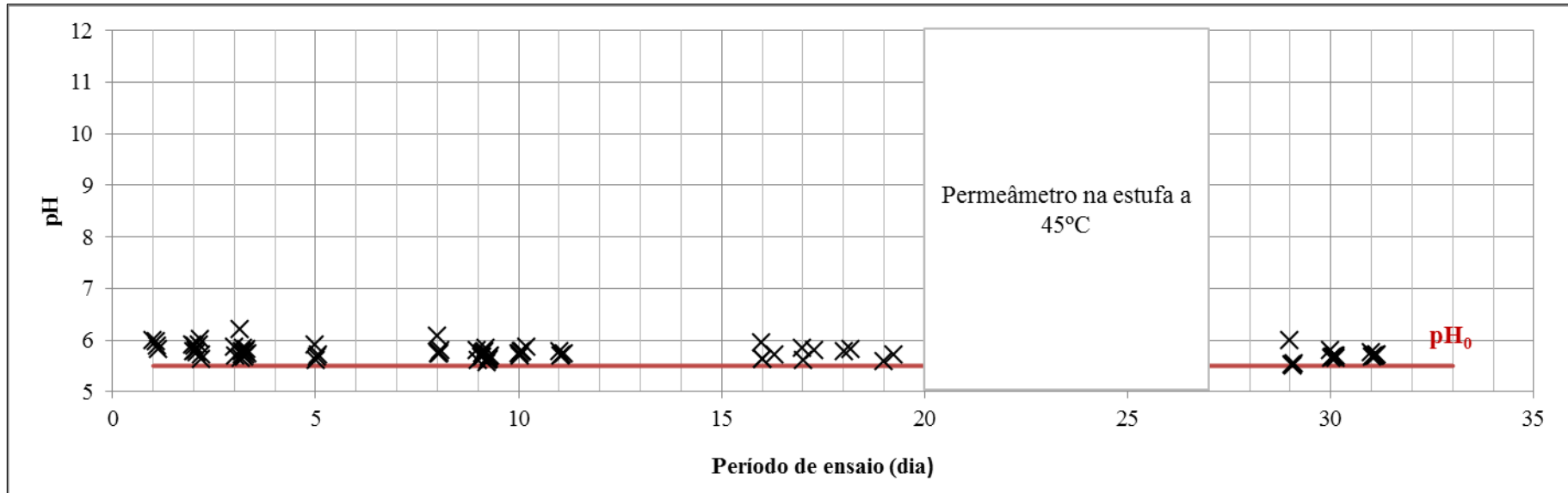


Figura 6.141 – Variação do pH da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com o lixiviado

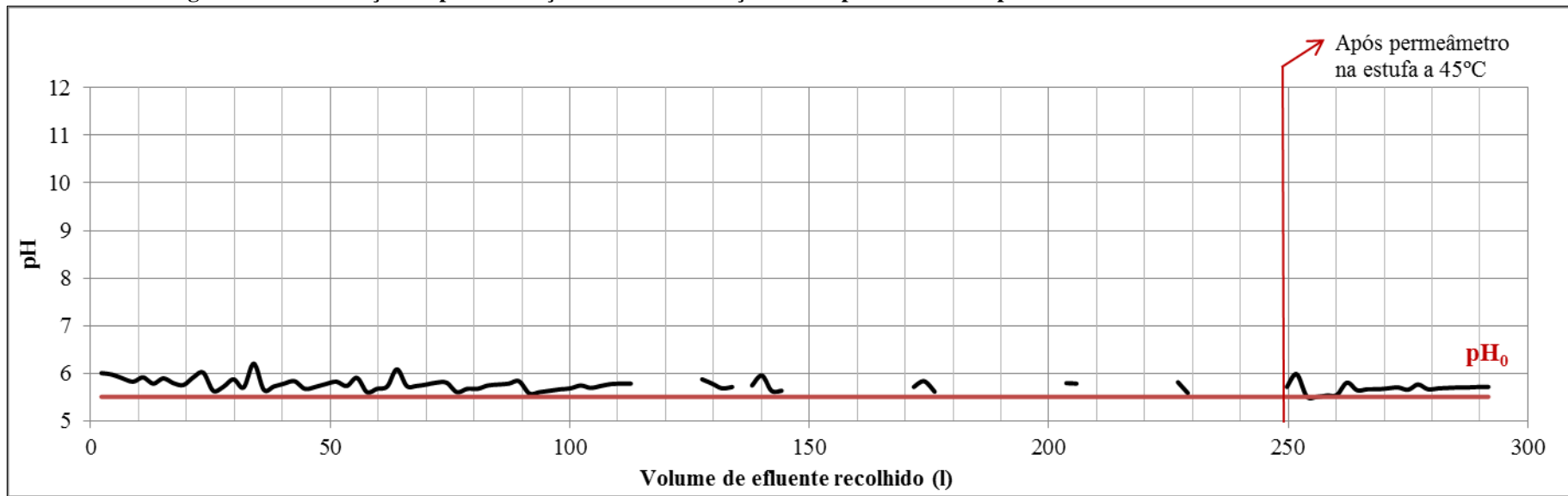


Figura 6.142 – Variação do pH da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com o lixiviado

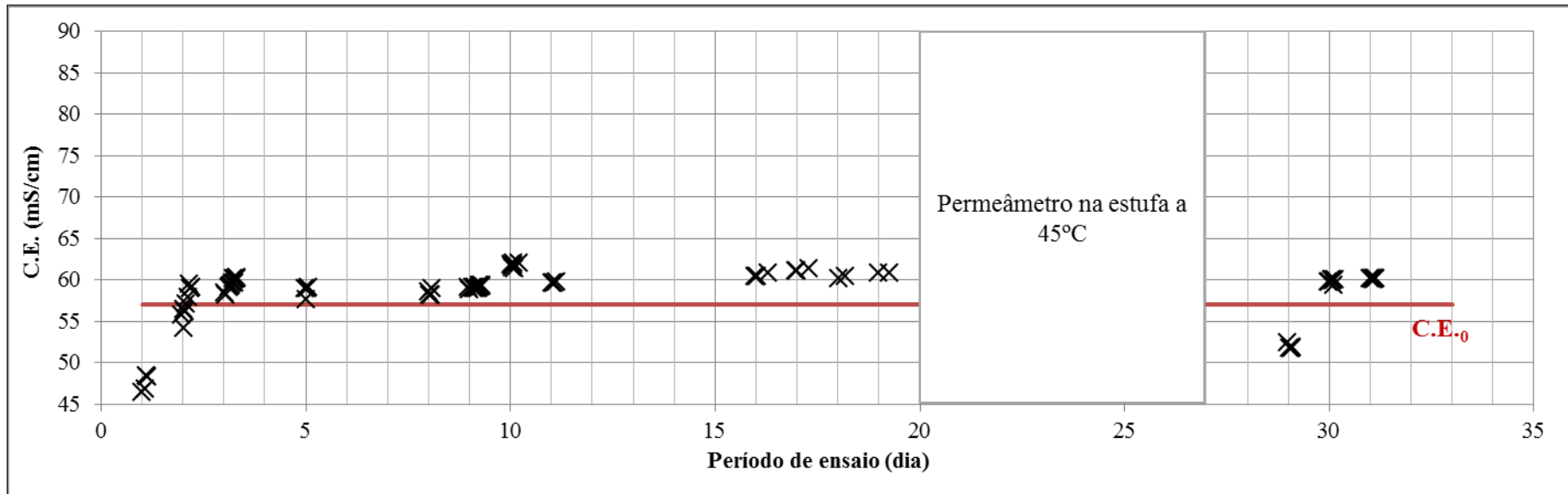


Figura 6.143 – Variação da C.E. da solução efluente em função do tempo no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com o lixiviado

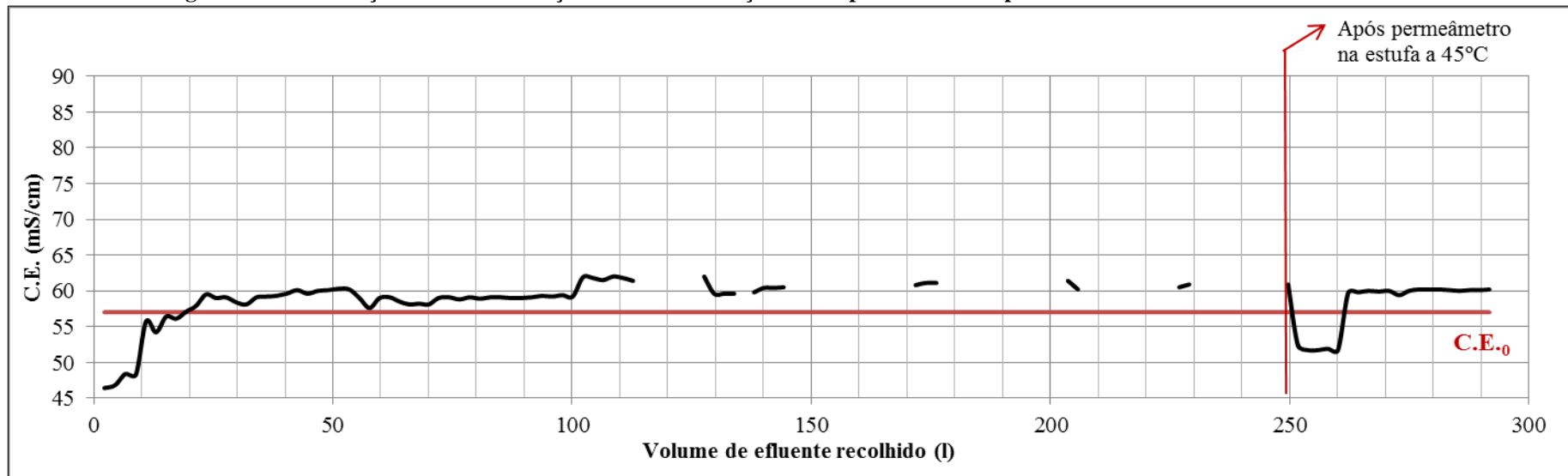


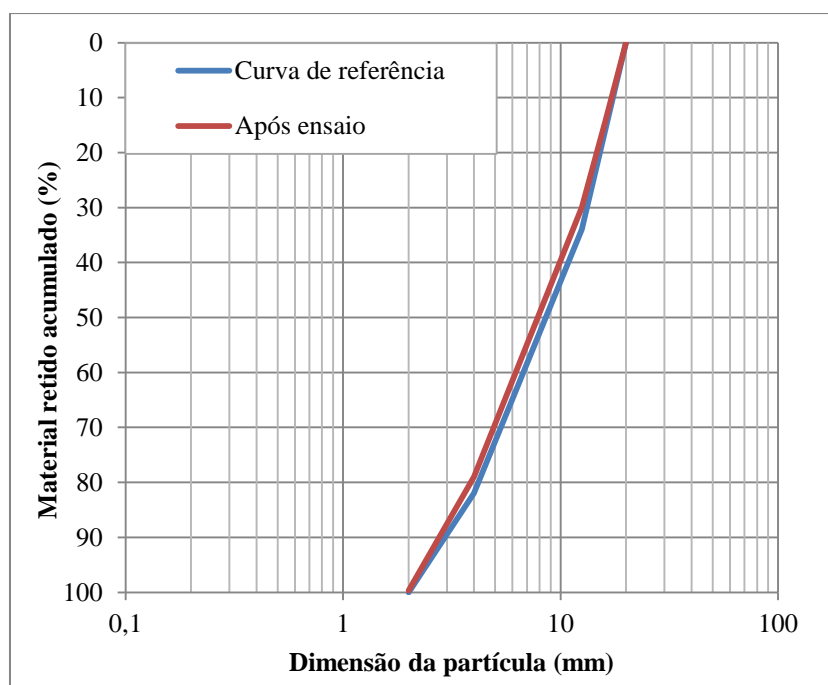
Figura 6.144 – Variação da C.E. da solução efluente em função do volume de efluente recolhido no ensaio de permeabilidade do CAL/brita com o lixiviado





**Tabela 6.20 – Resultados da perda de massa do CAL/brita após o ensaio de permeabilidade com o lixiviado**

Massa seca do provete antes do ensaio	Massa seca do provete após o ensaio	Perda de massa	
(g)	(g)	(g)	(%)
2874	2868,7	5,3	0,18



**Figura 6.147 – Comparação das curvas granulométricas do CAL/brita ensaiado com o lixiviado e de referência**

### 6.1.4.3 Análise do comportamento hidráulico do CAL

A Figura 6.148 mostra a variação da condutividade hidráulica do CAL/areia e do CAL/brita, em função do volume de efluente recolhido, nos quatro ensaios de permeabilidade efetuados, com o objetivo de comparar o seu comportamento hidráulico e verificar se os materiais cumprem o requisito mínimo previsto no DL nº183/2009 ( $k \geq 1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ). A Tabela 6.21 mostra a condutividade hidráulica média dos materiais antes e após a introdução dos permeâmetros na estufa, considerando-se em cada cálculo apenas o período a partir do qual os valores de  $k$  passaram a ser praticamente constantes.

Conclui-se que:

- o comportamento hidráulico do CAL/areia à água é diferente do comportamento ao lixiviado, verificando-se que no ensaio com o lixiviado os valores de  $k$  se mantiveram praticamente constantes durante quase todo o ensaio, enquanto no ensaio realizado com água, os valores da



condutividade hidráulica diminuíram significativamente a partir de cerca de 130l, passando a situar-se abaixo do mínimo previsto no D.L. nº183/2009 ( $k \geq 1 \times 10^{-4} \text{m/s}$ );

- o comportamento hidráulico do CAL/brita manteve-se aproximadamente constante durante a realização de ambos os ensaios, salientando-se que no ensaio com água os valores de k foram superiores aos obtidos no ensaio com o lixiviado, respetivamente, cerca de  $2 \times 10^{-3} \text{m/s}$  e  $1 \times 10^{-3} \text{m/s}$ ;
- a condutividade hidráulica foi maior na brita que na areia, como esperado;
- o único ensaio em que o período de permanência dos permeâmetros na estufa poderá ter influenciado o comportamento hidráulico do material foi no provete de areia (CAL/areia) percolado com água.

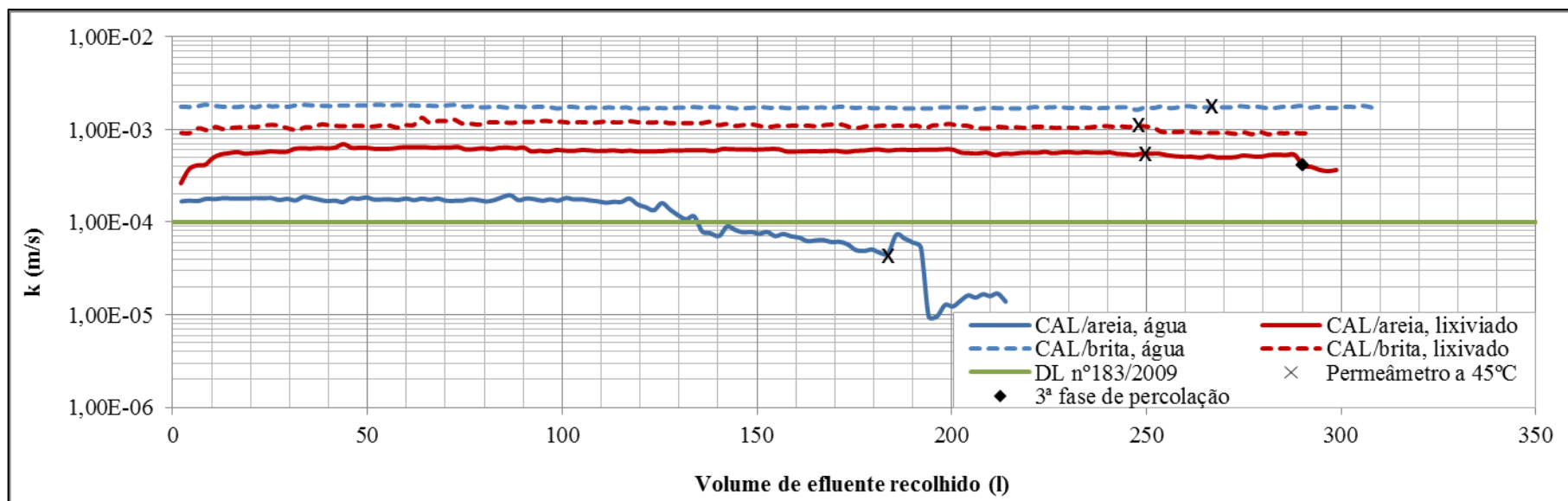


Figura 6.148 – Comparação da variação da condutividade hidráulica do CAL/areia e do CAL/brita à água e ao lixiviado em função do volume de efluente recolhido

Tabela 6.21 – Condutividade hidráulica média do CAL/areia e do CAL/brita percolados com água e com o lixiviado

Provete	Solução de percolação	Condutividade hidráulica ( $k \times 10^{-4} m/s$ )					
		Antes da estufa			Após a estufa		
		Nº de dias de ensaio	Nº de ensaios	$\bar{k}$	Nº de dias de ensaio	Nº de ensaios	$\bar{k}$
areia	Água	1	5	0,5	8	9	0,2
	Lixiviado	15	105	6	2	17	5
brita	Água	16	125	17	2	17	17
	Lixiviado	19	118	11	3	20	9

$\bar{k}$  - Condutividade hidráulica média

## 6.2 Conclusões finais

Neste capítulo apresentam-se os resultados do estudo da condutividade hidráulica de dois agregados reciclados, o AB<sub>RCD</sub> e o ASIC, e de dois agregados naturais, o BAS e o CAL, à água da rede de abastecimento e ao lixiviado de um aterro de RSU, acidificado de 8,2 para 5,5. Em complemento, foi registado o comportamento químico da solução efluente dos ensaios de permeabilidade, com medições do pH e da C.E., procedeu-se à observação macroscópica do material no topo e na base do provete e depois de vertido num tabuleiro, e comparou-se a massa seca do material avaliada no final do ensaio de permeabilidade com a sua massa seca inicial, bem como a composição granulométrica antes e após a realização dos ensaios de permeabilidade.

Tendo por base os resultados obtidos, apresentam-se, primeiro, as principais conclusões sobre o desempenho hidráulico dos quatro materiais e, em seguida, as referentes aos ensaios e observações complementares:

- i. Os resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade, realizados com água ou com o lixiviado, revelaram que as condições às quais os materiais estiveram sujeitos não alteraram significativamente, na grande maioria dos casos, o seu desempenho hidráulico.
- ii. O valor de  $k$  foi superior ao do requisito mínimo previsto no DL n°183/2009 para a camada mineral drenante dos aterros de resíduos ( $k \geq 1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ) em todos os ensaios, exceto nos casos da percolação de água no ASIC/areia, após estufa, e no CAL/areia, antes e após estufa. Portanto, em nenhum dos ensaios de permeabilidade ao lixiviado, o valor de  $k$  foi inferior a  $1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ .
- iii. Em cada um dos materiais ensaiados, o valor de  $k$  da brita foi sempre superior ao valor de  $k$  da areia. Em relação à solução percolante, também se observou que o valor de  $k$  da brita percolada com água foi sempre superior ao valor de  $k$  da brita percolada com o lixiviado. No caso da areia, não foi constante a superioridade do valor de  $k$  de uma das soluções relativamente à outra.
- iv. Nos 16 ensaios de permeabilidade efetuados após a permanência do provete em estufa, só ocorreu variação significativa no valor de  $k$  na percolação do ASIC/areia com água, em que  $k$  diminuiu de cerca de  $2 \times 10^{-4} \text{ m/s}$  para cerca de  $5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  e do CAL/areia, igualmente com água, em que  $k$  diminuiu de cerca de  $5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  para cerca de  $1,5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ . Em relação aos quatro ensaios com maior duração, correspondentes à percolação na fração de areia do ASIC, AB<sub>RCD</sub>, BAS e CAL com o lixiviado, apenas no BAS se observou uma variação significativa de  $k$ , diminuindo de cerca de  $7 \times 10^{-4} \text{ m/s}$  para cerca de  $2 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ .
- v. O ASIC é o material com peso volúmico seco mais elevado, 24,0-24,2kN/m<sup>3</sup> na granulometria da areia e 21,7-22,5kN/m<sup>3</sup> na granulometria da brita, devido sobretudo à presença de

partículas de ferro na sua composição, e o  $AB_{RCD}$  o material que regista menor peso volúmico seco,  $14,9-15,1\text{kN/m}^3$  na granulometria da areia e  $14,9-15,2\text{kN/m}^3$  na granulometria da brita, entre os agregados ensaiados. Os agregados naturais apresentam valores semelhantes entre si na granulometria da areia,  $17,2-18,0\text{kN/m}^3$  no BAS e  $17,8-17,9\text{kN/m}^3$  no CAL, mas na granulometria da brita, os do BAS ( $19,6-19,8\text{kN/m}^3$ ) são um pouco superiores aos do CAL ( $17,9-18,3\text{kN/m}^3$ ).

- vi. As medições dos parâmetros químicos, pH e C.E., nos efluentes dos ensaios de permeabilidade realizados com os dois meios aquosos, água e lixiviado, evidenciaram comportamentos diferentes entre os agregados reciclados e os agregados naturais.
- vii. Nos ensaios realizados com os agregados naturais, a percolação da água e do lixiviado através dos dois materiais não alterou, ou alterou de forma pouco significativa, os valores iniciais daqueles parâmetros. Por outro lado, nos ensaios realizados com os agregados reciclados, registou-se um aumento dos valores do  $pH_0$  e da C.E.<sub>0</sub>, sendo mais evidente esse aumento nos ensaios com o  $AB_{RCD}$  e com a granulometria da areia, que com o ASIC e a granulometria da brita. Estas observações não se aplicam, no entanto, às leituras da C.E. realizadas na solução efluente dos ensaios efetuados com o lixiviado, atendendo à sua variação ao longo dos ensaios, que os dados recolhidos não permitiram explicar.
- viii. A análise macroscópica realizada ao material e à base e topo dos provetes após os ensaios de permeabilidade, revelou que não existiam alterações significativas comparativamente com o observado antes dos ensaios. No entanto, salienta-se a presença de partículas de óxido de ferro nos provetes do ASIC ensaiados com água. Nos ensaios realizados com o lixiviado, não se visualizaram óxidos de ferro devido à formação de uma película na superfície das partículas, de natureza provavelmente orgânica.
- ix. A comparação da composição granulométrica da areia e da brita dos quatro materiais, antes e após os ensaios de permeabilidade, revelou, por um lado, que a composição granulométrica pretendida para os provetes foi bem reproduzida e, por outro, que quase não existiram alterações após os ensaios, podendo mesmo afirmar-se que nalguns casos houve quase sobreposição das duas curvas.
- x. Os valores obtidos para a massa seca dos materiais no final dos ensaios de permeabilidade revelaram que a perda em relação à massa seca inicial foi, em geral, inferior a 1%. Mesmo assim, admite-se que estas perdas de massa estarão mais relacionadas com a passagem do material da coluna do permeâmetro para o tabuleiro, apesar dos cuidados havidos no respetivo manuseamento, que ao arrastamento das partículas mais finas do material ou à sua dissolução.



## **7 CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

A investigação apresentada nesta dissertação integra-se na linha de pesquisa que o Núcleo de Geologia de Engenharia e de Ambiente do Departamento de Geotecnia do Laboratório Nacional de Engenharia Civil vem desenvolvendo há mais de uma década na área da reciclagem de resíduos em obras geotécnicas e infraestruturas de transporte e, no caso presente, dá continuidade ao trabalho realizado na dissertação de mestrado de Rodrigues (2012), igualmente efetuada no âmbito do Convénio entre o LNEC e FCT/UNL.

Rodrigues (2012) concluiu, para as condições utilizadas nos ensaios e numa perspetiva de durabilidade, que o Agregado Siderúrgico Inerte para a Construção (ASIC) e o Agregado de Betão britado de Resíduos de Construção e Demolição ( $AB_{RCD}$ ) eram adequados para a construção de estruturas de drenagem de obras geotécnicas e infraestruturas de transporte. Os resultados obtidos por Rodrigues (2012) também evidenciaram a viabilidade técnica da utilização do calcário (CAL) na construção da camada de drenagem e recolha dos lixiviados dos aterros de resíduos, que a atual legislação portuguesa não permite. Comparativamente com a durabilidade do basalto (BAS), o segundo agregado natural ensaiado por Rodrigues (2012), não registou diferenças significativas, pertencendo os quatro materiais à categoria de durabilidade muito elevada na classificação proposta por Gamble (1971).

Atendendo, porém, a que o principal objetivo da investigação em curso é avaliar a viabilidade técnica de reciclar o ASIC e o  $AB_{RCD}$  em estruturas de drenagem, com esta dissertação pretende-se complementar o trabalho iniciado por Rodrigues (2012), avaliando o comportamento hidráulico dos materiais selecionados.

Se na sequência da revisão bibliográfica efetuada por Rodrigues (2012) se verificou que não existiam estudos sobre a durabilidade dos resíduos na perspetiva da sua aplicação em obras geotécnicas e infraestruturas de transporte, no âmbito da presente dissertação, os oito casos de estudo recolhidos na bibliografia e apresentados no capítulo 4, evidenciaram que os agregados reciclados da mesma natureza dos aqui estudados podem prejudicar o desempenho hidráulico da estrutura de drenagem, dependendo das suas características e das condições do meio. Esta informação reforçou a importância de se avaliar o comportamento hidráulico dos dois agregados reciclados.

Do exposto no capítulo 2, selecionaram-se cinco obras geotécnicas e duas infraestruturas de transporte para potenciais utilizadoras dos dois agregados reciclados nas respetivas estruturas de

drenagem. As obras geotécnicas consideradas foram os aterros de resíduos, os muros de suporte, as estacas de brita, as barragens de terra e a drenagem profunda e entre as infraestruturas de transporte, as rodovias e as ferrovias. Nalgumas destas obras podem existir diferentes tipos de estruturas de drenagem, com funções distintas. No caso dos aterros de resíduos, por exemplo, as duas estruturas de drenagem existentes contactam mesmo com fluidos diferentes: i) a camada de drenagem do sistema de selagem final com as águas pluviais que se infiltram através da camada superficial de material terroso; e b) a camada de drenagem do sistema de proteção basal ativo com o lixiviado produzido a partir das águas pluviais que se infiltram até aos resíduos e da própria água contida nos resíduos depositados.

A recolha e a análise da bibliografia apresentada no capítulo 3 sobre as características exigidas, a nível nacional e internacional, aos materiais granulares das estruturas de drenagem das obras geotécnicas e das infraestruturas de transportes evidenciou que, as habitualmente especificadas e comuns às diferentes aplicações, são a granulometria (percentagem de finos inferior a 10%) e a condutividade hidráulica (maior frequência na gama de valores  $1 \times 10^{-3}$  a  $1 \times 10^{-4}$  m/s). Outras, como o equivalente de areia e a resistência à fragmentação, são específicas do tipo de obra em que os materiais vão ser aplicados, como é o caso das infraestruturas de transporte (equivalente de areia superior a 60-70%; resistência à fragmentação inferior a 40-50%). Verificou-se que para os muros de suporte, não se encontraram referências nacionais aos requisitos mínimos exigidos sobre a natureza e as características dos materiais aplicáveis nas estruturas de drenagem destas obras.

O programa experimental apresentado nos capítulos 5 e 6 teve em consideração as linhas de investigação propostas em Rodrigues (2012) no que se refere à avaliação do comportamento hidráulico dos agregados reciclados. Em acordo com o indicado em Rodrigues (2012), o mesmo programa foi aplicado aos dois agregados naturais, nas gamas granulométricas equivalentes à areia e à brita utilizadas na camada de drenagem e recolha dos lixiviados dos aterros de resíduos portugueses.

Relativamente ao proposto por Rodrigues (2012), apenas não foi possível efetuar os ensaios de permeabilidade com o lixiviado à temperatura ambiente de 40°C. Em sua substituição, e mantendo o objetivo de avaliar a influência da temperatura na condutividade hidráulica dos materiais ensaiados, após a recolha de um volume mínimo de 250l de solução efluente em todos os ensaios de permeabilidade, com temperatura ambiente de cerca de 20°C, os permeâmetros com o provete respetivo eram aquecidos em estufa, à temperatura de 45°C, por um período mínimo de sete dias. Findo este período, os permeâmetros com o provete eram montados de novo no dispositivo de ensaio para continuar a percolação até à recolha de um volume mínimo de 30l. Nos ensaios de permeabilidade com os provetes de areia, percolados com o lixiviado, seguiu-se um período de 246

paragem mínimo de 46 dias, à temperatura ambiente, findo o qual foi retomada a percolação do lixiviado até à recolha de um volume mínimo de efluente de 10l. A avaliação da condutividade hidráulica dos materiais nestas condições de ensaio não estava proposta em Rodrigues (2012).

Os resultados obtidos mostraram, para as condições de realização dos ensaios e numa perspetiva da condutividade hidráulica, a adequabilidade dos dois agregados reciclados, o ASIC e o AB<sub>RCD</sub>, e dos dois agregados naturais, o BAS e o CAL, para a construção da camada de drenagem e recolha dos lixiviados do sistema de proteção basal ativo dos aterros de resíduos, bem como para a construção de outros tipos de estruturas de drenagem existentes nas obras geotécnicas e nas infraestruturas de transporte, em particular para as apresentadas nesta dissertação.

Conclui-se portanto que, em termos de durabilidade e de comportamento hidráulico, e nas condições de ensaio adotadas, respetivamente, nas dissertações de Rodrigues (2012) e nesta, os dois agregados reciclados e os dois agregados naturais podem ser utilizados na construção das estruturas de drenagem de obras geotécnicas e infraestruturas de transporte privilegiando, considerando os objetivos expostos nesta dissertação, a aplicação dos agregados reciclados.

Apesar dos excelentes indicadores sobre a viabilidade técnica da utilização dos agregados reciclados estudados nas estruturas de drenagem das obras geotécnicas e das infraestruturas de transporte, entende-se que, antes de passarem a constituir material de construção para as obras, é importante concluir o que falta do plano de investigação proposto por Rodrigues (2012).

Assim, perspetiva-se a realização dos seguintes estudos:

- i. Avaliação do comportamento hidráulico dos dois agregados reciclados, o ASIC e o AB<sub>RCD</sub>, realizando ensaios de permeabilidade, com granulometrias equivalentes à areia e à brita correntemente utilizadas em Portugal na camada de drenagem e recolha dos lixiviados dos aterros de resíduos, à temperatura ambiente de 40°C (temperatura que ocorre na fase inicial da exploração dos aterros de RSU). Os ensaios devem prolongar-se por um período de tempo que simule, no mínimo, o volume de lixiviados produzidos ao longo do tempo de vida útil destas obras.
- ii. Avaliação da durabilidade do ASIC e do AB<sub>RCD</sub> em ensaios de desgaste em meio aquoso (DMA), com o lixiviado à temperatura de 40°C, sem e com imersão prévia dos provetes (na fase de imersão prévia dos provetes a temperatura do lixiviado deve ser igualmente de 40°C).
- iii. Prolongamento do ensaio de DMA até às 2.000 rotações, após imersão prévia dos agregados no lixiviado, por um período de um mês.
- iv. Complementar as técnicas petrográficas e físicas utilizadas por Rodrigues (2012), com a análise química, a análise mineralógica por difração de raios X e a observação ao microscópio



eletrónico de varrimento. Esta caracterização deve ser efetuada pelo menos nos materiais virgens e após realização dos ensaios sob as condições mais agressivas e mais prolongadas.

Mantém-se igualmente o interesse em efetuar com os dois agregados naturais, a investigação proposta para os agregados reciclados, conforme avançado por Rodrigues (2012). O desempenho obtido para os agregados naturais serviria de referência ao dos agregados reciclados. No caso particular do material calcário, a investigação deverá ter igualmente em consideração a possibilidade de ocorrerem fenómenos de dissolução.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abrantes, A.C. (2008). *Problemas de consolidação na construção de aterros sobre solos moles*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade de Aveiro. Aveiro. 168p.

Affonso, F. J. A. (2005). *Caracterização de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição (RCD) para uso em camadas drenantes de aterros de resíduos sólidos*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil. 149 p. Disponível em: [http://wwwp.coc.ufrj.br/teses/mestrado/inter/2005/Teses/AFFONSO\\_FJA\\_05\\_t\\_M\\_int.pdf](http://wwwp.coc.ufrj.br/teses/mestrado/inter/2005/Teses/AFFONSO_FJA_05_t_M_int.pdf) Acesso em janeiro de 2013.

Afonso, S. (1999). *Urbanização de Encostas: Crises e Possibilidades. O Morro da Cruz como um Referencial de Projeto de Arquitetura da Paisagem*. Tese de Doutorado. São Paulo: FAUUSP. 645p.

Aguiar, M.A., Martins, J.G. (2005). *Contenção lateral de solos*. Série Estruturas, 1ª edição, 208p.

APA. (2011). Lista de Aterros em exploração. Disponível em: [www.apambiente.pt/\\_cms/view/page\\_doc.php?id=886](http://www.apambiente.pt/_cms/view/page_doc.php?id=886). Acesso em: 20 de junho de 2014.

APA. (2014). Gestão de resíduos perigosos. <http://www.apambiente.pt/index.php?ref=16&subref=84&sub2ref=938>. Acesso em: 20 de junho de 2014.

Arm, M. (2001). Self-cementing properties of crushed demolished concrete in unbound layers: results from triaxial tests and field tests [Versão electrónica]. *Waste Management*, 21: 235-239.

ARTC. (2006). *Tack Drainage – Inspection and Maintenance*. Engineering Practices Manual Civil Engineering.

Azevedo, M. P.N. (2005). *Barragens de Terra – Sistemas de Drenagem*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Anhembi. São Paulo. 73p.

Barbosa, M.C., Affonso, F. J. A., Barros, M. C. (2009). Agregados reciclados de RCDs em cobertura e sistemas de drenagem de aterros. *Seminário – Valorização de Resíduos em Obras Geotécnicas*. Auditório da Reitoria e Sala de Atos Académicos da Universidade de Aveiro.

Batista, C. M. N. (2010). *Drenagem Superficial de Vias de Comunicação*. Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Lisboa. 28p.

Bhattacharya, A. K. (2011). A Review of the Use of the Pre-loading Technique and Vertical Drains for Soils Consolidation. Proceedings of Indian Geotechnical Conference, Kochi, 15-17 December, 2011. pp. 361-364.

Boscov, M.E.G. (2008). *Geotecnia ambiental*. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil. 248p.

BRISA Autoestradas (2000). *Caderno de Encargos – 3. Cláusulas Técnicas Gerais: 3.1 - Terraplenagens*. Lisboa. 54p.

BS EN 13242 (2007). *Aggregates for unbound and hydraulically bound materials for use in civil engineering work and road construction*: British Standards Institution. Londres.

Caldeira, L. (2012). *Aspetos Gerais*. Curso FUNDEC sobre Projeto, Construção e Exploração de Pequenas Barragens. LNEC, Lisboa, 14p.

Candeias, M. (2008). Processos de melhoramento de solos por vibração profunda: vibrosubstituição e vibrocompactação. Disponível em: [http://www.piniweb.com/datapini/bancomaterias/images/Reforco\\_de\\_solos\\_com\\_brita.pdf](http://www.piniweb.com/datapini/bancomaterias/images/Reforco_de_solos_com_brita.pdf). Acesso em: 9 de abril de 2014.

CDOT. (2004). *Drainage Design Manual – Chapter 18 Groundwater and Seepage*.

CETO. (2009a). *Terraplenagem - Características dos materiais*. Caderno de Encargos Tipo Obra, Vol III: 01 - Terraplenagem - Capítulo 14, Estradas de Portugal. 21p.

CETO. (2009b). *Drenagem - Características dos materiais*. Caderno de Encargos Tipo Obra, Vol IV: 02 - Drenagem - Capítulo 14, Estradas de Portugal. 12p.

CFR. (2003). *Title 40 – Protection of Environment*. Office of the Federal Register National Archives and Records Administration. Washington.DC.

Decreto-Lei n.º 183/2009, de 10 de agosto. *Diário da República n.º153 – I Série*. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional. Lisboa.

Decreto-Lei n.º 46/2008, de 12 de março. *Diário da República, 1.ª série – N.º51*. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional. Lisboa.

Decreto-Lei n.º 73/2011, de 17 de junho. *Diário da República, 1.ª série – n.º 116*. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território. Lisboa.

Decreto-Lei n.º178/2006, de 5 de setembro. *Diário da República, 1.ª série – N.º 171*. Ministério do Ambiente do Território e do Desenvolvimento Regional. Lisboa.

Decreto-Lei n.º 182/2003, de 16 de agosto. *Diário da República – I SÉRIE- A N.º 188*. Ministério das Obras Públicas, Transportes e Habitação. Lisboa.

Decreto-Lei n.º222/1998, de 17 de julho. *Diário da República N.º 163 – I SÉRIE-A*. Ministério do Equipamento, do Planeamento e da Administração do Território. Lisboa.

Decreto-Lei n.º344/2007, de 15 de outubro. *Diário da República, 1ª série, N.º 198*. Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações. Lisboa.

Decreto-Lei n.º380/99, de 22 de setembro. *Diário da República, I SÉRIE-A, N.º222*. Ministério do Equipamento do Planeamento e da Administração do Território. Lisboa.

DEP. (1997). *Landfill Technical Guidance Manual*. Boston.

Dey, A. (2008). Vertical Drains and Smear Effects: A Brief Review. *Indian Institute of Technology. GeoSymposium*, 4-5 July, 2008, Kanpur. India.

Diretiva 1999/31/CE do Conselho de 26 de abril. *Jornal Oficial das Comunidades Europeias*.

DNIT. (2006). *Manual de Drenagem de Rodovias, 2ª edição*. Rio de Janeiro.

DTMR. (2013). *Reinforced soil structures – Technical Standard. MRTS06*. Queensland.

Dutra, V, F, P. (s/d). Apontamentos da disciplina de Estruturas de Contenção. Universidade Federal de Pelotas. Centro de Engenharia.

ECODEAL. (2014). Aterro de resíduos industriais. Disponível em: <http://www.ecodeal.pt/unidades-de-gestao-de-residuos/aterro-de-residuos-industriais-e-residuos-perigosos>. Acesso em: 20 de junho de 2014.

Estradas de Portugal. (2014). Legislação. Disponível em: <http://www.estradasdeportugal.pt/index.php/pt/areas-de-atuacao/prn/142-legislacao>. Acesso em: 23 de junho de 2014.

FAO. (2001). *Small Dams and Weirs in Earth and Gabion Materials*. Roma.

Fernandes, J. A. S. (2011). *Modelação do Comportamento Mecânico de Vias-férreas*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Lisboa. 115p.

Ferreira, S. M. R. (2010). *Comportamento Mecânico e Ambiental de Materiais Granulares. Aplicação às Escórias de Aciaria Nacionais*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Universidade do Minho. Braga.

FHWA (1986). Prefabricated Vertical Drains. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Research, Development, and Technology, Vol I. Engineering Guidelines, Report No FHWA A/RD-86/168.

FHWA (1992) *Drainable Pavement Systems—Participant Notebook*. (Demonstration Project).

FHWA. (1983). Design and Construction of Stone Columns Vol.1. United States Department of Transportations, Federal Highway Administration, Research, Development, and Technology. Report No FWHA/RD-83/026.

FHWA. (2006). Geotechnical Aspects of Pavements Reference Manual/Participant Workbook. United States Department of Transportations, Federal Highway Administration. FHWA NHI-05-037.

Fleming I.R., Rowe R.K., Cullimore D.R. (1999). Field observations of clogging in a landfill leachate collection system. Canadian Geotechnical Journal, vol. 36, pp. 685–707.

Fortunato, E. (2006). Caracterização Físico-Mecânica de Plataformas Ferroviárias. *9ºCiclo de Palestras em Engenharia Civil UNIC 2006*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Lisboa.

Gamble, J. C. (1971). *Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rock*. PhD Thesis, University of Illinois, Chicago, USA.

Gerscovich, D. M. S. (2004). *Estruturas de Contenção – Muros de Arrimo*. Universidade do Estado do Rio de Janeiro – Faculdade de Engenharia. Rio de Janeiro.

Gomes, R. C. (s/d). Estruturas de contenção – Aula 1. Disponível em: <http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~romerocesar/Aula9PPT.pdf>. Acesso em: 9 de maio de 2014.

Goodarzi, E., Lee, T. S., Mina. Z., Ali. H. (2010). Estimating Probability of Failure Due to Internal Erosion with Event Tree Analysis [Versão electrónica]. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*.

Gupta, J.D., Kneller, W. A., Tamirisa, R., Skrzypczak-Jankun, E. (1994). Characterization of Base and Subbase Iron and Steel Slag Aggregates Causing Deposition of Calcareous Tufa in Drains. *Transportation Research Record*. 1434: 8-16.

HA. (2009). *Manual of Contract Documents for Highways Works*. Londres.

Havanagi, V.G., Sinha, A. k., Arora, V. K., Mathur, A. (2012). Waste Materials for Construction of Road Embankment and Pavement Layers. *Internacional Journal of Environment Engineering Research, Volume 1, Issue 2*: 51-59.

Hunsucker, D. Q e Meade, B. W. (1997). *Subsurface Drainage of Highway Pavements*. Kentucky Transportation Cabinet. Frankfort.

Hurd, J.O. (1988). Effect of Slag Type on Tufa Precipitate Formation. *Transpostation Research Record*. 1192: 79-84.

Hyun Il, P., Borinara, P., Hong, K.D. (2011). Geotechnical Considerations for End-Use of Old Municipal Solid Waste Landfills. *International Journal of Environmental Research*., 5(3): 573-584.

ICOLD. (2011). *Small Dams. Design, Surveillance and Rehabilitation*.

IDOT. (1976). *Evaluation of Different Types of Sand Drains*. Springfield, Illinois.

Indraratna, B., Nimbalkar, S. S., Tennakoon, N. (2010). The Behaviour of Ballasted Track Foundations: Track Drainage and Geosynthetic Reinforcement. *GeoFlorida 2010: Advances in Analyses, Modeling & Design*. Florida. pp. 2378-2387.

INE. (2010). Gestão de resíduos em Portugal 2004-2009. Disponível em: [http://www.ine.pt/ngt\\_server/attachfileu.jsp?look\\_parentBoui=95453848&att\\_display=n&att\\_download=y](http://www.ine.pt/ngt_server/attachfileu.jsp?look_parentBoui=95453848&att_display=n&att_download=y). Acesso em: 20 de junho de 2014.

INR. (2001). Resíduos Sólidos Urbanos - *Conceção, Construção e Exploração de Tecnossistemas*. 430p.

ISSMGE TC 17. 2009. C1. Vibro Replacement. *Proc. of the 17 th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Volume 1.

Jones, D.R.V, Hall, D. H. (2002). *Landfill Engineering: Leachate Drainage, Collection and Extraction Services*. R&D Technical Report P1-397/TR. Environment Agency, UK.

Keller. (2002). Soluções de melhoramento de solos moles com baixo custo para construção de rodovias.

Levy, J. de Q. e Cabeças, A. J. (2006). Resíduos sólidos urbanos: Princípios e processos, 1ª edição, EAPSA, Lisboa.

Lopes, P. J. G. (2011). *Colunas de Brita no Melhoramento de Solos Moles*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica. Universidade de Aveiro. Aveiro. 121p.

Maranha das Neves, E. (2012). Dimensionamento e Construção de Filtros e Drenos. Curso FUNDEC sobre Projeto, Construção e Exploração de Pequenas Barragens. LNEC, Lisboa, 21p.

Marcelino, J. (2009). *Projecto, construção e exploração de pequenas barragens de aterro*. 2ª edição. LNEC. Lisboa.

Marshall, P. and Fleming, I. (s/d). Tire-derived aggregate in landfill leachate collection systems. Disponível em: <http://www.swananorthernlights.org/edmonton2013/proceedings/2b/Evaluating%20the%20performance%20of%20tire-derived%20aggregate%20in%20leachate%20systems%20-%20pete%20marshall%20&%20Ian%20Fleming.pdf>. Acesso em 23 de junho de 2014.

Masuero, A. B., Vilela, A. C. e Dal Molin, D. (2000). Emprego de escórias de aciaria elétrica como adição a concretos. *Seminário Nacional sobre Reuso/Reciclagem de Resíduos Sólidos Industriais*, São Paulo, Brasil, 28-31 de Agosto. Disponível em: [ftp://ftp.cefetes.br/Cursos/MetalurgiaMateriais/Joseroberto/P%D3S/NORMAS,%20ARTIGOS%](ftp://ftp.cefetes.br/Cursos/MetalurgiaMateriais/Joseroberto/P%D3S/NORMAS,%20ARTIGOS%20). Acesso em julho de 2013.

Matos Fernandes, M. (1995), *Mecânica de Solos e Fundações II: Estruturas de Suporte Rígidas – Elementos Teóricos*, II Volume, Porto, FEUP.

Mckelvey , D., Sivakumar, V., Bell, A., McLaverty, G. (2002). Modelling vibrated stone columns in soft clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 157(3): 137-149.

Melo, R. (2014). Drenagem do pavimento. Disponível em: [http://www.ct.ufpb.br/ricardo/ricardo/aulas/estradas/drenagem/drenagem\\_pavimento\\_profunda/est2\\_drenagem%20sub%20superficial%20e%20profunda\\_al.pdf](http://www.ct.ufpb.br/ricardo/ricardo/aulas/estradas/drenagem/drenagem_pavimento_profunda/est2_drenagem%20sub%20superficial%20e%20profunda_al.pdf). Acesso em: 24 de junho de 2014.

Mendes, M. M. S. C. S. (2011). *Estudo de modelação da consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração a fluência do terreno*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 85p.

Menezes, M. V. P. (2008). *Estudo das Características de Superfície de Pavimentos Rodoviários para Análise da Segurança do Tráfego*. Dissertação para obtenção do grau de Mester em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 85p.

Moulton, L. K. (1990). *Highway Subdrainage Desing*. United States Department of Transportation. Federal Highway Administration. Washington D.C.

MRWA. (2008). *Specification 403 – Sub Soil Drains*. Australia.



MRWA. Subsoil Drainage. Disponível em: <https://www.mainroads.wa.gov.au/BuildingRoads/StandardsTechnical/RoadandTrafficEngineering/DrainageWaterways/SubsoilDrainage/Pages/home.aspx>. Acesso em maio de 2013.

Neves, J. M. C. (2005). Apontamentos da cadeira de Construção e Manutenção de Infra-estruturas de Transporte. Disponível em: [https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779571243355/CMIT\\_AulaT5.pdf](https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779571243355/CMIT_AulaT5.pdf). Acesso em fevereiro de 2014.

Nogueira, E.G. (2010). *Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no trecho sul do Rodoanel-SP*. Dissertação para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 166p.

Paixão, A., Fortunato, E. (2009). Novas soluções de superestrutura de via para a alta velocidade ferroviária. Comparação com a via balastrada tradicional. Informação Científica de Vias de Comunicação - INCVC 5, LNEC, p. 162.

Pardo de Santayana, F. (2004). As camadas e componentes minerais dos aterros de resíduos sólidos urbanos e industriais. Revista Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, n.º 100, pp. 209-228.

Pereira, A. (2003). *Influência da Drenagem Subsuperficial no Desempenho de Pavimentos Asfálticos*. Dissertação para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 188p.

Pereira, D.M., Ratton, E., Blasi, G.F., Pereira, M.A., Filho, W.K. (2009). Dispositivos de drenagem para obras rodoviárias. Universidade Federal do Paraná. Disponível em: <http://www.dtt.ufpr.br/InfraEstrutura/Arquivos/Apostila%20DRENAGEM%202009.pdf>. Acesso em: 23 de junho de 2014.

Picado dos Santos, L. (2014). Aula 19 - Drenagem: Caracterização das possibilidades de intervenção. Estimativa do caudal de ponta de cheia. Mestrado integrado de Engenharia Civil – Vias de Comunicação, IST. Disponível em: [https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779576345812/VC\\_Drenagem\\_caudal\\_aula19.pdf](https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779576345812/VC_Drenagem_caudal_aula19.pdf). Acesso em: 23 de junho de 2014.

Poon, C., Qiao, X. C., Chan, D. (2006). The cause and influence of self-cementing properties of fine recycled concrete aggregates on the properties of unbound sub-base [Versão eletrónica]. *Waste Management*, 26: 1166-1172.

Portaria nº 246/98 de 21 de abril. *Diário da República nº93 – I Série-B*. Ministério da Defesa Nacional, Da Administração Interna, do Equipamento, do Planeamento e da Administração do Território, da Economia, da Agricultura, do Desenvolvimento Rural e das Pescas e do Ambiente. Lisboa.

Portaria nº846/93 de 10 de setembro. *Diário da República – Iª Série-B*. Ministérios da Defesa Nacional, da Administração Interna, da Agricultura, da Indústria e Energia, das Obras Públicas, Transportes e Comunicações e do Ambiente e Recursos Naturais. Lisboa.

Quintas, F. (2002). *Planeamento da Construção de Barragens de Terra*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Vias de Comunicação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. FEUP. 161p.

Ramalho®. (2013). Utilização do Bidim em sistema de drenagem profunda. Disponível em: <http://ramalho1.blogspot.pt/2013/07/utilizacao-do-bidim-em-sistema-drenagem.html>. Acesso em: 24 de junho de 2014.

Real Decreto 1481/2001 de 27 de diciembre. *BOE-A-2002-1697 – I.Disposiciones generales*. Ministerio de Medio Ambiente. Madrid.

Redana, I. W. (1999). Effectiveness of Vertical Drains In Soft Clay With Special Reference to Smear Effect. PhD Thesis. University of Wollongong. Australia. 277p.

REFER. (2014). Caracterização da infraestrutura. Disponível em: <http://www.refer.pt/LinkClick.aspx?fileticket=R7fXyyt01tk%3d&tabid=391>. Acesso em: 24 de junho de 2014.

Reis, N. F. S. (2009). *Análise Estruturas de Pavimentos Rodoviários – Aplicação a um Pavimentos Reforçado com Malha de Aço*. Dissertação para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 97p.

Rocha, C. J. T. (2012). *Comparação de alguns métodos para o dimensionamento de estacas de brita: Aplicação a um caso de estudo*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Geológica. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Lisboa. 149p.

Rodrigues, G. M. S. (2012). *Reciclagem do ASIC e de RCD na Camada de Drenagem dos Aterros de Resíduos – Avaliação da Suscetibilidade à Degradação*. Dissertação para obtenção do grau de Mestrado em Engenharia Geológica. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Lisboa.

Rohde, L. (2002). *Escória de Aciaria Elétrica em Camadas Granulares de Pavimentos – Estudo Laboratorial*. Dissertação para obtenção do título de Mestre em Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

Rojas, M. F. e Rojas, M. I. S. (2004). *Chemical Assessment of the Electric Arc Furnace as a Construction Material: Expansive Compounds, Cement&ConcreteRes*.

Roque, A. J. (2011). *Dimensionamento de sistemas de confinamento e de drenagem: Materiais Naturais*. *Curso FUNDEC-LNEC - Geotecnia ambiental*. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa [em CD-ROM].

Roque, A. J., Gomes Correia, A., Fortunato, E., Pardo de Santayana, F., Ferreira, S. M. R. e Trigo, F. (2006). *A geotecnia na valorização de agregados siderúrgicos inertes reciclados - Um projecto nacional*. *12º Encontro Nacional do Saneamento Básico*, Cascais, 24-27 de outubro [em CDROM].

Salahuddin, J. S. (2009). *Volume 6 – Geotechnical Manual, Site Investigation and Engineering Survey*. Government of Malaysia Department of Irrigation and Drainage. Malaysia.

Santos, J. B., Franca, M. J., Betâmio de Almeida, A. (2007). *Risco Associado à Rutura por Galgamento de Barragens em Aterro*. *Ingeniería del Agua*, Vol. 14, dezembro. Pp. 270-278.

Santos, J. M. R. (2010). *Materiais Utilizados na Construção de Pavimentos Rodoviários*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade de Aveiro. Aveiro.

Santos, R. (2012). *Progressão da Erosão Interna em Barragens de Aterro*. Apresentação oral no AcquaLiveExpo – Uma Desafio Geracional, março, 2012.

Sathananthan, I. (2005). *Modelling of vertical drains with smear installed in soft clay*. University of Wollongong, Australia. 262p.

SCDOT. (2010). *Geotechnical Design Manual - Chapter 18 Earth Retaining Structures*. SCDOT. South Carolina.

Silva, E. (2009). *Drenagem subterrânea em estradas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Vias de Comunicação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. 78p.

SNCF. (1995). *Spécification Technique 590 Indice B. Fournitures de granulats utilisés pour la réalisation et l'entretien des voies ferrées à usage électrique*. SNCF.

Snyder, M. B. (1995). *Use of Crushed Concrete Products in Minnesota Pavement Foundations*. Minnesota Department of Transportation. Report no. MN/RC-96/12.

Soares, W. C. (2011). *Estacas de Compactação para Melhoria de Solo*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Geotecnia. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Paulo. 127p.

Stapelfeldt, T. (2006). *Preloading and vertical drains*. Helsinki University of Technology.

Stephens, T. (2011). *Manual sobre pequenas de terra. Guia para a localização, projeto e construção*. FAO. Roma.

Tchobanoglous, G. e Kreith, F. (2002). *Handbook of Solid Waste Management Second edition*. The McGraw-Hill Companies USA.

USBR. (1987). *Design of Small Dams*. 3<sup>rd</sup> Edition. United States Department of the Interior-Bureau of Reclamation.

USEPA. (1991). *Design and Construction of RCRA/CERCLA Final Covers*. Report Number EPA/625/4-91/025. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH, p. 134.

Veiga Pinto, A. (2001). *Curso de Exploração e Segurança de Barragens*. INAG, Lisboa, pp. 3-13 a 3-33.

Veras, S. (2009). *Aterros Sanitários*. Disponível em: <http://www.formate.com/mediateca/viewdownload/9898>. Acesso em maio de 2013.

Vilaça, C. S. S. (2009). *Adaptação do Caderno de Encargos Tipo da Ex-JAE a Estradas Municipais de Baixa Velocidade*. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Vinevala, Q. J. (2011). *Programa de cálculo de Muros de Suporte de Terras em Betão Armado*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade de Aveiro, Aveiro. 81p.

Wahl T. L. (2004). Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters [Versão eletrónica]. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 130, No. 5: 389-397.