



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Estudo da permeabilidade em misturas solo-ligante

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Especialidade de Geotecnia

Autor

Manuel António Mendes Silva

Orientadores

Professor Doutor António Alberto Santos Correia

Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor,
não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, junho, 2015

AGRADECIMENTOS

Dedico este trabalho à minha família, pai, mãe e irmão, a quem agradeço os inúmeros sacrifícios para que eu pudesse chegar a este ponto.

Agradeço ao meu orientador, o Professor Doutor António Correia por toda a sabedoria que partilhou comigo e toda a ajuda que deu maior qualidade a este trabalho.

Agradeço ao meu orientador, o Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira pela orientação e pela oportunidade de trabalhar neste tema.

Agradeço ao senhor José António, técnico do laboratório de geotecnia, por toda a ajuda prestada na resolução de problemas que foram surgindo e por ter demonstrado uma disponibilidade acima das suas funções.

Por fim quero agradecer aos meus amigos e colegas por todo o apoio e camaradagem que ajudaram a suportar este longo caminho que foi o curso de engenharia civil.

RESUMO

A existência de numerosos e extensos depósitos de solos contaminados é dos problemas ambientais que urge resolver em todo o mundo, dado que esta situação tem consequências gravosas ao nível da qualidade da água existente no subsolo, repercutindo-se a grandes distâncias do foco de contaminação. A resolução deste tipo de problemas passa frequentemente pela criação de barreiras de contenção “impermeáveis”, confinando os solos problemáticos, reduzindo/anulando a contaminação dos lençóis freáticos. Estas barreiras podem ser efetuadas pela estabilização química do solo de fundação com adição de ligantes, visando a redução do coeficiente de permeabilidade do solo.

Na presente dissertação pretende-se estudar a permeabilidade e o comportamento mecânico de amostras de solo mole estabilizado quimicamente, proveniente da região do Baixo Mondego, recorrendo para isso a dois tipos de ensaios: o ensaio de permeâmetro de carga variável (kcv) através do qual se determinará o coeficiente de permeabilidade (k) das amostras e, ensaio de compressão simples (UCS) através do qual se determinará a resistência máxima à compressão simples ($q_{u \text{ máx}}$) e o módulo de deformabilidade não drenado ($E_{u \text{ sec } 0,5}$). Os parâmetros objeto de estudo serão o tempo de cura, a dosagem e o tipo e proporção de ligante. Alguns destes parâmetros serão objeto de análise fatorial com a qual se pretende otimizar as misturas e perceber se existe interação entre os vários fatores.

Do estudo realizado concluiu-se que a permeabilidade diminui com o aumento do tempo de cura, ao passo que a resistência máxima e deformabilidade aumentam. Em relação à dosagem observou-se ser este o parâmetro de maior peso no desempenho hidráulico e mecânico, diminuindo a permeabilidade e aumentando a resistência e a deformabilidade com o aumento deste parâmetro. Quanto ao tipo de ligante, percebeu-se que a substituição parcial do cimento por outro ligante tem em geral um efeito adverso sob o ponto de vista hidráulico e mecânico, sendo a escória o ligante de substituição que providencia resultados menos desvantajosos em oposição à cal viva. Em relação à análise fatorial observou-se que existe interação entre fatores.

ABSTRACT

The existence of numerous and extensive deposits of contaminated soils is one of the environmental problems that urges to solve worldwide, given that this situation has serious consequences to the underground water quality, echoing up to great distances of the contamination source. The resolution of these type of problems often goes by creating “impermeable” barriers of containment, confining the troubled soils, reducing/canceling the contamination of the groundwater sheets. These barriers can be made through the chemical stabilization of the foundation soil with the addition of binders, aiming the reduction of the permeability coefficient of the soil.

In the present dissertation it is pretended to study the permeability and the mechanical behavior of samples of soft soil chemically stabilized, coming from the region of Baixo Mondego, using for that purpose two types of trials: falling head permeability test (kcv), through which will be determined the permeability coefficient (k) of the samples and, unconfined compression tests to determine the unconfined compressive strength ($q_u \text{ máx}$) and the undrained deformability module ($E_{u \text{ sec } 0,5}$). The parameters studied will be the curing time, binder dosage and the type and proportion of binder. Some of these parameters will be the subject to a factor analysis aiming to optimize the mixtures and to understand if there is interaction between the factors.

From studies conducted it was concluded that the permeability diminishes with the increase of curing time, whereas the unconfined compressive strength and deformability module increase. About the binder dosage it was observed that this parameter weights above all else in the hydraulic and mechanical performance, diminishing the permeability and increasing the unconfined compressive strength and deformability with its increase. As to the type of binder, it was realized that partially replacing de Portland cement with another binder generally has an adverse effect from the hydraulic and mechanical standpoint, being the high furnace slag (E) the replacing binder with less disadvantages in opposition to the quick lime (QL). About the factor analysis it was observed that there is in fact interaction between the factors.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO.....	ii
ABSTRACT.....	iii
ÍNDICE.....	iv
SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS.....	1
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Estabilização química de solos.....	1
1.2 Estrutura da dissertação.....	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1 Estabilização química de solos.....	3
2.2 Permeabilidade.....	5
2.2.1 Lei de Darcy.....	5
2.2.2 Determinação da permeabilidade.....	6
2.2.3 Anisotropia de permeabilidade.....	12
2.3 Permeabilidade em misturas solo-ligante.....	14
2.3.1 Tipo de ligante.....	16
2.3.2 Dosagem de ligante.....	16
2.3.3 Tipo de solo.....	18
2.3.4 Tempo de cura.....	19
2.3.5 Teor em água.....	19
2.3.6 Considerações finais.....	20
3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	21
3.1 Solo mole do Baixo Mondego.....	21
3.1.1 Caracterização geotécnica.....	21
3.2 Ligantes.....	26
3.2.1 Cimento Portland CEM I 42,5 R.....	26
3.2.2 Cal viva.....	27
3.2.3 Escória granulada de alto-forno.....	27
3.2.4 Cinzas volantes.....	28
3.2.5 Sílica de Fumo.....	28
4 PROCEDIMENTO LABORATORIAL.....	30
4.1 Introdução.....	30
4.2 Preparação laboratorial de provetes.....	30
4.2.1 Homogeneização do solo.....	30

4.2.2.	Moldagem de provetes	30
4.3	Plano de ensaios	33
4.3.1.	Ensaio de permeabilidade de carga variável (kcv)	35
4.3.2.	Ensaio de Compressão Simples (UCS)	37
5	ANÁLISE DE RESULTADOS	39
5.1	Introdução.....	39
5.2	Análise paramétrica	39
5.2.1	Tempo de cura.....	39
5.2.2	Dosagem.....	43
5.2.3	Tipo de ligante	46
5.2.4	Considerações finais	50
5.3	Análise fatorial	53
5.3.1	Planeamento fatorial	53
5.3.2	Análise de resultados	54
6	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	68
6.1	Conclusões.....	68
6.2	Perspetivas de trabalhos futuros	69
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	70

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

- a_w – teor de ligante referido ao peso seco do solo
- C_c - índice de compressibilidade
- C_h – coeficiente de consolidação horizontal
- C_r - índice de recompressibilidade
- C_α - coeficiente de consolidação secundária
- d - diâmetro do provete
- D_{10} – diâmetro efetivo das partículas
- e – índice de vazios
- $E_{u\ sec\ 0,5}^{méd}$ - módulo de deformabilidade não drenado médio para 50% da carga de rotura
- $E_{u\ sec\ 0,5}$ - módulo de deformabilidade não drenado para 50% da carga de rotura
- G - densidade das partículas sólidas
- h_1 – carga hidráulica a montante
- h_2 – carga hidráulica a jusante
- h_{fin} – carga hidráulica final
- h_{in} – carga hidráulica inicial
- i – gradiente hidráulico
- IP - índice de plasticidade
- k – coeficiente de permeabilidade
- k_h – coeficiente de permeabilidade horizontal
- k_v – coeficiente de permeabilidade vertical
- L – altura ou comprimento do provete
- n – porosidade
- OCR - grau de sobreconsolidação
- OM - teor em matéria orgânica
- Q - caudal
- $q_{u\ máx}$ - resistência máxima ou tensão de rotura obtida para ensaios UCS
- $q_{u\ máx}^{méd}$ - resistência máxima média ou tensão de rotura média obtida para ensaios UCS
- r_k – anisotropia de permeabilidade
- S - grau de saturação
- t_f – tempo final
- t_i – tempo inicial
- v – velocidade do escoamento
- w - teor em água
- w_L - limite de liquidez

w_p - limite de plasticidade

γ_{sat} - peso volúmico saturado

ϵ_a – extensão axial

Δh – perda de carga hidráulica

Δt – intervalo de tempo

ϕ_i – diâmetro interno do tubo de PVC

Formulas químicas

Al_2O_3 – Óxido de alumínio ou alumina

$Ca(OH)_2$ – Hidróxido de cálcio

$CaCO_3$ – Carbonato de cálcio

CaO – Óxido de cálcio

CO_2 – Dióxido de carbono

Fe_2O_3 – Trióxido de ferro

K_2O – Óxido de potássio

MgO – Óxido de magnésio

Na_2O – Óxido de sódio

SiO_2 – Dióxido de silício ou sílica

SO_3 – Trióxido de enxofre

Abreviaturas

BS – British Standard

DEC – Departamento de Engenharia Civil

EN – Norma Europeia (European Standard)

kcv – Permeâmetro de carga variável

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NP – Norma Portuguesa

PVC – Policloreto de Vinilo

UC – Universidade de Coimbra

UCS – Ensaio de Compressão simples ou uniaxial (Unconfined Compressive Strength)

E – Escória

QL – Cal Viva (Quick Lime)

SF – Sílica de Fumo

C – Cimento

FA – Cinzas Volantes (Fly Ash)

Dos – Dosagem

TC – Tempo de Cura

1 INTRODUÇÃO

1.1 Estabilização química de solos

No globo existem zonas geotécnicas de fracas propriedades mecânicas, caracterizadas por baixa resistência e elevada deformabilidade. Desde o início da civilização humana estes locais têm sido evitados para construção, optando-se por locais de melhores características mecânicas. No entanto com o crescimento demográfico, motivos económicos, sociais, culturais, políticos ou simplesmente por falta de espaço, tem-se vindo a ocupar estes solos de pobres características geotécnicas. Esta ocupação impõe um desafio: como construir sobre solos de tão fracas características geotécnicas?

Nas últimas décadas assistiu-se ao desenvolvimento de técnicas e métodos construtivos que permitem superar este desafio, tais como, técnicas de reforço do solo com a introdução de elementos resistentes (estacas) e técnicas de estabilização como o *Deep-Mixing* ou o *Jet Grouting* por meio das quais se melhora o solo através de estabilização química. Embora as técnicas de *Jet Grouting* e *Deep-Mixing* sejam relativamente recentes, a estabilização química conta já com milhares de anos de existência, sendo encontrados indícios da sua utilização pelo império Romano (Moseley, 1993).

A estabilização química consiste na mistura do solo com ligantes (cimento, cal, cinzas volantes, escórias de alto forno, etc.) por forma a criar um novo material de características melhoradas, principalmente em termos de resistência, deformabilidade e permeabilidade. As características são melhoradas devido aos produtos resultantes das reações físico-químicas entre os ligantes, a água (presente no solo ou adicionada) e as partículas de solo formando uma estrutura mais densa, resistente e rígida que a do solo inicial. O material composto resultante pode suportar esforços que o solo inicial não suportaria, podendo também ser utilizado como barreira impermeabilizante em escavações ou em aterros.

A presente dissertação tem como objetivo principal o estudo da permeabilidade e comportamento mecânico do solo mole do Baixo Mondego quimicamente estabilizado, analisando-se a influência dos seguintes parâmetros: dosagem de ligante, tempo de cura e tipo e proporção de ligante (aditivo). Esta análise é complementada por um estudo fatorial por meio do qual se procura estudar as interações entre alguns destes parâmetros, tendo por objetivo último a otimização das condições de mistura.

1.2 Estrutura da dissertação

Esta dissertação está estruturada em seis capítulos, sendo o presente Capítulo 1 apenas de carácter introdutório com o objetivo de enquadrar o presente estudo. Os restantes capítulos contêm:

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica: Neste capítulo faz-se uma análise das bases teóricas subjacentes ao estudo da permeabilidade e comportamento mecânico em solos quimicamente estabilizados apresentando-se alguns dos principais resultados de vários trabalhos publicados.

Capítulo 3 – Caracterização dos materiais: Na caracterização dos materiais faz-se uma descrição breve dos materiais utilizados, incluindo o estudo geotécnico do solo mole do Baixo Mondego, descrevendo-se igualmente os vários ligantes a serem testados no programa laboratorial.

Capítulo 4 – Procedimento laboratorial: Neste capítulo faz-se a descrição dos procedimentos laboratoriais adotados na produção de provetes de solo estabilizado e dos procedimentos de ensaios laboratoriais, nomeadamente, dos ensaios de permeabilidade e ensaios de compressão simples.

Capítulo 5 – Análise de resultados: Este capítulo é afeto à análise dos resultados laboratoriais e sua discussão.

Capítulo 6 – Conclusões e trabalhos futuros: Neste capítulo resumem-se as principais conclusões do presente trabalho e lançam-se algumas ideias para trabalhos futuros no seguimento desta dissertação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estabilização química de solos

A estabilização química de solos consiste na mistura *in situ* de solos com ligantes, ação que altera a composição química e estrutura do solo conferindo-lhe novas e melhoradas características, nomeadamente, maior resistência e menor permeabilidade, plasticidade e compressibilidade (Sherwood 1993).

A estabilização de solos é utilizada desde a antiguidade, havendo referência à primeira estrada quimicamente estabilizada com cal no tempo do Império Romano, na Via Ápia, (Moseley, 1993).

Na era moderna, com o desenvolvimento tecnológico e a necessidade de construir cada vez mais e sobre solos de pior qualidade, surge no Japão e nos países Nórdicos na década de 1970, a técnica de *Deep-Mixing*, que permitia à época estabilizar quimicamente solos moles até profundidades de 40m (Moseley, 1993). A técnica consiste em inserir no solo uma haste vertical, rotativa, equipada com uma cabeça de mistura. Durante a cravação a haste perfura o solo com a ajuda do movimento das pás da cabeça de mistura. Uma vez alcançada a profundidade pretendida, é revertida a rotação da haste e inicia-se a injeção do ligante na forma seca ou em calda (consoante se trate da variante seca ou húmida, respetivamente), o qual é misturado com o solo *in situ*. Após a mistura ganhar presa forma-se um elemento de *Deep-Mixing* (coluna ou painel), com características mecânicas superiores às do solo circundante. O procedimento encontra-se esquematizado na Figura 2.1.

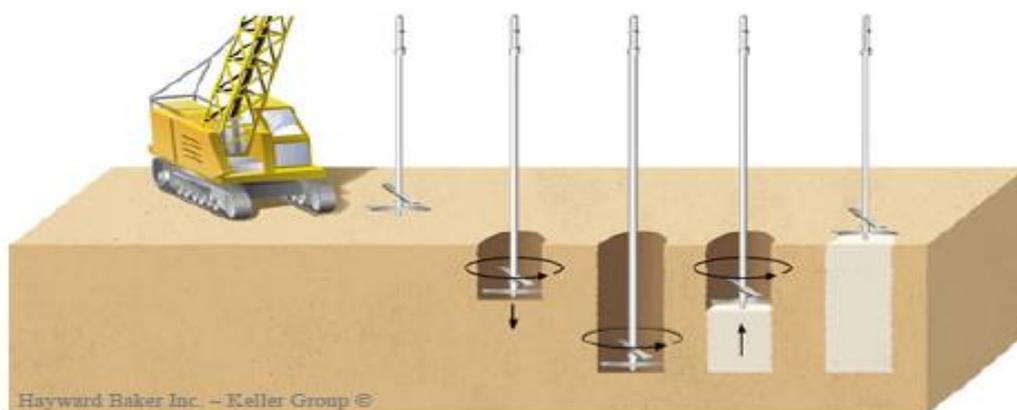


Figura 2.1 - Técnica de *Deep-Mixing* cortesia (Hayward Baker Inc. – Keller Group).

Atualmente existem várias variantes da técnica de *Deep-Mixing* sendo disso exemplos a técnica de *Jet Grouting* e a técnica de *Cutter Soil Mixing* (CSM). Na técnica de *Jet Grouting*, a haste não é equipada com cabeça de mistura, podendo ser utilizada em solos com presença de pequenos blocos de rocha. A estrutura inicial do solo é destruída no movimento descendente devido à injeção a altas pressões de ar e/ou água, sendo no movimento ascendente injetado o ligante em calda. A desvantagem deste método é criar colunas com raio irregular o que obriga a estudos e ensaios prévios da técnica no solo em questão. A técnica de *Cutter Soil Mixing*, desenvolvida pela *Bauer*, emprega hidrofresas munidas de pelo menos duas cabeças de corte de eixo horizontal, capazes de penetrar desde solos moles até “solos rochosos” bastante alterados, construindo-se painéis retangulares em vez de colunas. Para além da vantagem associada à versatilidade quanto ao tipo de solo, esta técnica permite alcançar maiores profundidades. Na Figura 2.2 mostram-se imagens dos equipamentos de ambas as variantes.

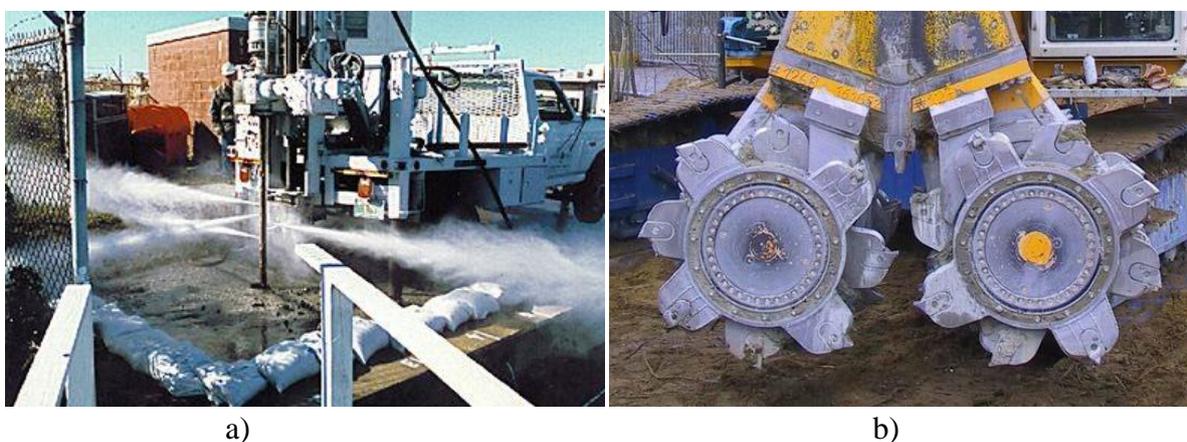


Figura 2.2 - a) Equipamento de *Jet Grouting* (Earthtech@); b) Equipamento de *Cutter Soil Mixing* (Bauer, 2009).

Relativamente ao tipo de ligante utilizado na técnica de *Deep Mixing*, a cal terá sido o ligante utilizado nas primeiras aplicações desta técnica, tendo sido gradualmente substituída por misturas de cal e cimento Portland, Åhmberg (2006). Atualmente o cimento é o ligante mais utilizado por apresentar melhores propriedades cimentícias, podendo ser utilizado em mistura com aditivos tais como, cinzas volantes, escórias de alto-forno, bentonite ou sílica de fumo. Segundo Ingles e Metacalf (1972), a escolha do ligante a usar no projeto deverá ser suportada por estudo laboratorial com o solo e ligantes disponíveis. De um modo geral, estes autores recomendam o uso de cal em solos finos e indicam a estabilização com cimento como sendo mais eficaz para solos granulares. Thompson (1966) explica que as argilas apresentam maior reatividade à cal, daí o seu melhor desempenho em solos finos. Adaska (1985) recomenda o uso de cimento em solos com 5 a 35% de finos, valores acima deste tornam-se contraproducentes, requerendo grandes quantidades de cimento para se obterem bons resultados.

Tal como anteriormente referido, fruto da mistura *in situ* do solo com ligantes ocorrem alterações estruturais no solo com repercussões ao nível de desempenho mecânico e permeabilidade. Ao longo das últimas 4 décadas as investigações têm-se centrado no estudo do comportamento mecânico, descurando-se a análise da permeabilidade do solo estabilizado. Sendo escassos os trabalhos científicos que focam o estudo da permeabilidade de solos estabilizados (Locat et al, 1996; Porbaha et al, 2000; Åhmberg, 2006; Bellezza e Fratalocchi, 2006; Lorenzo e Bergado, 2006; Yin e Fang, 2006; Correia, 2011; Kitazume e Terashi, 2013 e Loch, 2013). Dado o objeto central deste trabalho ser o estudo da permeabilidade de solos quimicamente estabilizados, neste capítulo são apresentados alguns dos principais resultados publicados. Contudo antes de se iniciar essa apresentação é de todo conveniente fazer uma introdução ao conceito de permeabilidade de solos.

2.2 Permeabilidade

2.2.1 Lei de Darcy

O solo é constituído por partículas sólidas que deixam entre si espaços vazios (interstícios) ou poros, que em conjunto formam pequenos canais através dos quais é possível o escoamento de fluídos, movimento esse normalmente designado por percolação. A percolação ocorre quando existe uma diferença de carga hidráulica entre dois pontos do meio poroso.

A lei que rege o movimento da água num meio terroso é a Lei de Darcy (1856), deduzida experimentalmente num aparelho que força a percolação da água através de uma amostra de solo, de secção A e comprimento L. A carga hidráulica a montante e a jusante é mantida constante (ensaio de carga constante), designando-se por h_1 e h_2 respetivamente. A perda de carga de h_1 para h_2 é devida à resistência do solo à percolação da água e denomina-se Δh , sendo:

$$\Delta h = h_1 - h_2 \quad (1)$$

Considera-se que a perda de carga se concentra no trajeto da água através do solo, sendo desprezáveis as restantes perdas de carga já que as velocidades são muito reduzidas. A razão da perda de carga (Δh) pelo comprimento do trajeto em que esta ocorre (L) designa-se por gradiente hidráulico (i):

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (2)$$

Após várias experiências, variando o comprimento L da amostra e/ou a perda de carga Δh , e medindo o caudal resultante, Darcy concluiu que este é diretamente proporcional à perda de carga e inversamente proporcional ao comprimento da amostra, escrevendo:

$$Q = k \frac{\Delta h}{L} A \quad (3)$$

Atendendo a que, a razão no segundo membro desta equação é a expressão do gradiente hidráulico e que a razão do caudal pela área é igual à velocidade (v) do escoamento, obtém-se:

$$v = k \times i \quad (4)$$

Sendo esta a expressão da Lei de Darcy que é correntemente usada e que consagra a proporcionalidade da velocidade de percolação em relação ao gradiente hidráulico. O parâmetro k , que é dado em m/s (velocidade) em conformidade com as equações anteriores, é designado por *coeficiente de permeabilidade do solo* e será o principal objeto de estudo deste trabalho. Alguns autores também se referem a este parâmetro como *condutividade hidráulica*.

Há que notar que a velocidade dada pela lei de Darcy é uma velocidade aparente, já que na realidade a água não atravessa a secção A , mas sim uma secção $n \times A$ (proporcional á porosidade, n), pois parte da secção é ocupada pela parte sólida do solo que não pode, de facto, ser atravessada pela água. A porosidade de um solo (n) é dada pela razão entre o volume de vazios e o volume total de uma dada porção desse solo.

A proporcionalidade entre a velocidade e o gradiente hidráulico é, como demonstrou mais tarde Reynolds, própria dos escoamentos laminares (Fernandes 2006). A hipótese de a percolação se processar em regime laminar é inteiramente aceitável já que as reduzidas dimensões, sinuosidades e constantes estrangulamentos e alargamentos dos canalículos formados pelos vazios intersticiais levam a velocidades de escoamento muito baixas. Apenas em alguns casos de cascalhos grossos e limpos se observam percolações em regime turbulento.

O coeficiente de permeabilidade está definido num dos intervalos mais latos encontrados em aplicações de engenharia civil, variando várias ordens de grandeza para diferentes solos. A título de exemplo apresentam-se no Quadro 2.1 alguns valores do coeficiente de permeabilidade de solos.

Em conclusão pode-se dizer que a permeabilidade depende da porosidade do meio, neste caso, do solo, que por sua vez depende da natureza das partículas que o constituem (forma, dimensão, arranjo, ligações, etc.) e da viscosidade do líquido, normalmente água (Fernandes, 2006).

2.2.2 Determinação da permeabilidade

Neste trabalho estudar-se-á o coeficiente de permeabilidade de misturas solo-ligante. Existem vários métodos para se avaliar o coeficiente de permeabilidade, seja através de ensaios *in situ*, ensaios

laboratoriais ou expressões de natureza empírica ou semi-empírica que relacionam a permeabilidade com outros parâmetros, por exemplo o índice de vazios ou a granulometria, como proposto por Hazen (1930) através da expressão:

$$k = C \times D_{10}^2 \quad (5)$$

sendo D_{10} o diâmetro efetivo e C um coeficiente com valores da ordem de 10 000, tendo outros autores (Lambe e Whitman, 1979) mostrado que C é extremamente variável, sugerindo valores muito mais reduzidos, de 100 a 4 200, com uma média de 1 600 (Fernandes, 2006).

Quadro 2.1 - Valores do Coeficiente de Permeabilidade (Fernandes, 2006)

Tipo de solo	k (m/s)
Cascalhos limpos	$> 10^{-2}$
Areia grossa	10^{-2} a 10^{-3}
Areia média	10^{-3} a 10^{-4}
Areia fina	10^{-4} a 10^{-5}
Areia siltosa	10^{-5} a 10^{-6}
Siltes	10^{-6} a 10^{-8}
Argilas	$< 10^{-8}$

2.2.2.1 Ensaios *in situ*

Os ensaios *in situ* têm a vantagem de serem executados com o solo não perturbado, e de ensaiarem um grande volume de solo de uma só vez pelo que a amostra é representativa, envolvendo até várias camadas/horizontes. Sabe-se que a permeabilidade é bastante afetada pela macroestrutura do solo podendo variar várias ordens de grandeza de horizonte para horizonte. Os ensaios *in situ* têm como desvantagens a falta de controlo que se tem em laboratório, e não têm em conta a anisotropia de permeabilidade.

De entre os vários tipos de ensaio *in situ* existentes, serão apenas referidos alguns dos ensaios mais comuns e os seus princípios básicos de funcionamento, uma vez que nenhum destes ensaios foi adotado para medir a permeabilidade neste trabalho.

Ensaios conhecidos para estudar a permeabilidade *in situ* (Vallejo, 2002; Fernandes, 2006):

- Ensaio de Lugeon;
- Ensaio de Lefranc;
- Ensaio de Gilg-Gavard;

- Ensaio de Bombagem em poços;
- Ensaio de Matsuo;
- Ensaio de Haefeli;
- CPTu;

O ensaio de Lugeon é um dos ensaios mais referidos na literatura da especialidade e em casos práticos. Foi concebido em 1933 para maciços rochosos, mas pode ser adaptado a maciços terrosos sendo executado em furos de sondagem ou de injeções. O ensaio consiste, de uma forma muito geral, em introduzir água à pressão num furo e verificar o caudal infiltrado após se estabelecer um escoamento em regime permanente. A água é introduzida em escalões sucessivos de pressão crescente (0, 100, 200, 500 e 1000 kPa, Vallejo, 2002), com uma pressão de referência de 1 MPa (maciços rochosos), mas que deverá ser inferior quando executado em maciços terrosos para não provocar fratura e levantamento hidráulico.

Uma particularidade no ensaio de Lugeon, que pode ser estendida a outros ensaios de permeabilidade em furos, é a utilização de obturadores para ensaiar trechos específicos do furo, possibilitando até mesmo ensaiar horizontes específicos, esquema que pode ser observado na Figura 2.3, baseado em Vallejo (2002)

Os ensaios de Lefranc e de Gilg-Gavard são ensaios muito parecidos em termos de execução e, à semelhança do ensaio de Lugeon, ambos se baseiam na medição do caudal infiltrado num furo de sondagem, mas diferem deste na medida em que a água não é inserida a grandes pressões, mas sim em superfície livre e podem ser executados com carga hidráulica constante ou variável. O ensaio de Lefranc é o mais indicado para medir *in situ* a permeabilidade de solos granulares, permeáveis a semipermeáveis, situados abaixo do nível freático. O procedimento consiste em preencher o furo de sondagem com água e medir o caudal necessário para manter o nível constante (ensaio de carga constante em regime permanente) ou medir a velocidade de descida do nível da água (ensaio de carga variável em regime variável). A execução do ensaio de Gilg-Gavard (ensaio indicado para solos de permeabilidade média a baixa) é igual à do ensaio de Lefranc, mas a carga hidráulica é medida em relação ao nível piezométrico inicial no furo/poço e não ao nível freático (Vallejo, 2002)

O ensaio de bombagem em poços consiste em extrair água de um furo, mantendo o nível de água constante dentro do mesmo (ensaio de carga constante), e medindo a carga hidráulica em piezómetros instalados nas proximidades. Assim sabem-se as características do escoamento, nomeadamente a perda de carga por unidade de distância, sendo possível estimar a permeabilidade do solo (Fernandes, 2006).

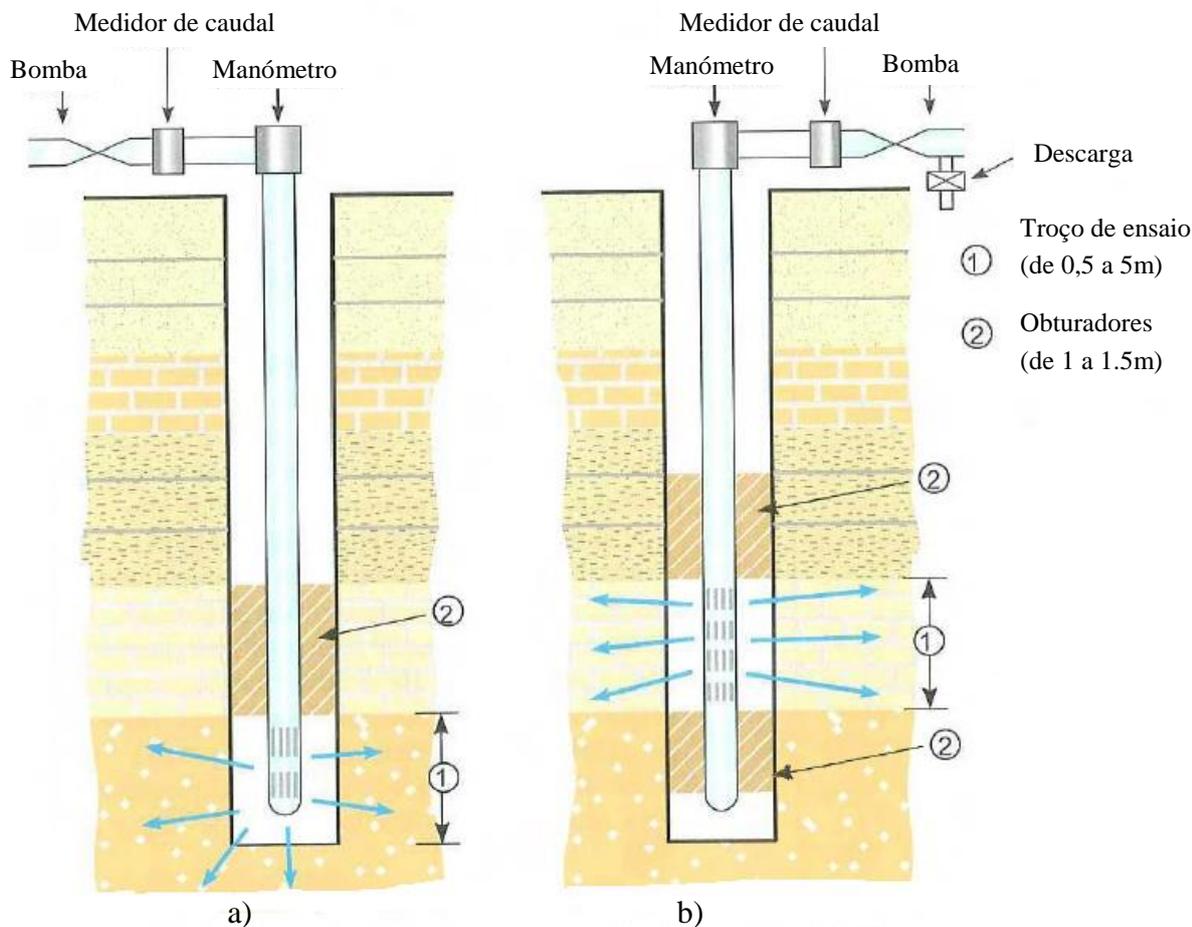


Figura 2.3 - Ensaio de Lugeon utilizando obturadores para estudar troços específicos: a) ensaio do fundo do furo com obturador simples; b) ensaio de trecho do furo com obturador duplo (Vallejo, 2002).

Os ensaios de Matsuo e Haefeli diferem bastante dos anteriores uma vez que não são executados em furos, mas sim em escavações à superfície, mas a estimativa da permeabilidade é também efetuada com base no volume de água infiltrado no solo após um certo intervalo de tempo (Vallejo, 2002).

É igualmente possível recorrer à utilização de ensaios CPTu com dissipação do excesso de pressões intersticiais para avaliação do coeficiente de permeabilidade. Segundo Parez e Fauriel (1988), e Leroueil e Jamiolkowski (1991), este método baseia-se no tempo que demora a atingir-se 50% de dissipação do excesso de pressão intersticial, sendo depois possível determinar o coeficiente de permeabilidade horizontal através de uma correlação empírica desenvolvida pelos mesmos autores. Correia (2011) conduziu estudos *in situ* no Baixo Mondego, local de origem dos solos utilizados neste trabalho, onde utilizou este ensaio para estimar o coeficiente de consolidação horizontal (c_h), e o

coeficiente de permeabilidade horizontal (k_h), do solo natural, valores estes apresentados na subsecção 2.2.3.

2.2.2.2 Ensaios Laboratoriais

Os ensaios laboratoriais são a abordagem utilizada neste trabalho, como tal, particular destaque será dado à descrição deste tipo de ensaios. A sua principal limitação é a falta de representatividade das amostras, dado estas serem colhidas em pontos e horizontes discretos do maciço, ao que acresce o facto de o processo de recolha poder provocar alterações no seu estado que afetam a permeabilidade. A principal vantagem é que através de adequada orientação das amostras é possível caracterizar a permeabilidade em qualquer direção.

Os ensaios laboratoriais mais conhecidos e utilizados para medir a permeabilidade em laboratório são:

- Permeâmetro de carga constante.
- Permeâmetro de carga variável.
- Ensaio triaxial adaptado ao estudo da percolação.
- Célula de Rowe.

Outros ensaios permitem também, de forma indireta, estimar a permeabilidade, como é o caso do ensaio edométrico (Fernandes, 2006). Neste trabalho discutir-se-á mais pormenorizadamente o ensaio de permeâmetro, e em particular o de carga variável, já que foi o ensaio utilizado na análise prática.

A montagem de um ensaio de permeâmetro de carga constante é basicamente o aparelho de Darcy, sendo também muito semelhante ao ensaio de carga variável, com a simples e óbvia diferença de que o nível da água no tubo de carga (carga hidráulica) é mantido constante, sendo a permeabilidade dada diretamente pela Equação (3), ficando:

$$k = \frac{Q \times L}{(h_1 - h_2) \times A} \quad (6)$$

Em que k é a permeabilidade (m/s), Q é o caudal percolado (m^3/s), L é o comprimento da amostra (m), A é a área da secção da amostra (m^2) e h_1 e h_2 são respetivamente, a carga hidráulica a montante e a jusante da amostra (m).

Na execução de um ensaio de permeabilidade de carga constante há que registar o caudal percolado, que deverá ser constante (regime permanente), medindo o volume percolado num dado intervalo de tempo. O conhecimento do volume percolado também acontece no ensaio de carga variável, mas de

forma indireta, pois sabe-se a secção do tubo de carga e a variação do nível no mesmo, logo sabe-se a variação de volume.

É também através do registo de volumes percolados que se pode utilizar a câmara triaxial ou a célula de Rowe como um permeâmetro de carga constante e assim estudar a permeabilidade. A grande vantagem de o fazer em ensaios triaxiais ou célula de Rowe é a possibilidade de simular as tensões no terreno, que naturalmente afetam o índice de vazios e claro a permeabilidade de forma significativa. A câmara triaxial utilizada como permeâmetro também é referida por alguns autores como um permeâmetro de membrana flexível, ficando os restantes classificados como de membrana rígida (caso dos permeâmetros de carga constante ou variável).

O ensaio de permeabilidade de carga variável é indicado para solos de permeabilidade média a baixa, caso esperado nas amostras ensaiadas neste trabalho. A montagem deste ensaio consiste numa amostra de solo contida num molde estanque, através da qual é forçada a percolação de água proveniente de um tubo de carga hidráulica, cujo nível varia (desce) ao longo do tempo, daí dizer-se “carga variável”. Na Figura 2.4 encontra-se esquematizado um permeâmetro de carga variável.

Os dados que interessam conhecer e registar são:

- A carga hidráulica (nível da água no tubo de carga), h (m);
- O comprimento da amostra, L (m);
- A área da secção da amostra, A (m²);
- A área da secção do tubo de carga, a (m²);
- O intervalo de tempo entre leituras, Δt (s);

h_{in} e h_{fin} são os valores da carga hidráulica no início e no fim do ensaio, respetivamente, e a sua diferença deverá ser pequena em relação às grandezas respetivas para que não haja grande variação da velocidade de percolação durante o ensaio. Considerando dh o abaixamento do nível da água no tempo dt , o caudal escoado será então:

$$Q = -A \frac{dh}{dt} \quad (7)$$

Considerando ainda h a carga hidráulica que produziu o escoamento no tempo dt , e aplicando a Lei de Darcy, vem:

$$Q = A \times k \times i = A \times k \times \frac{h}{L} \quad (8)$$

Igualando os dois caudais, tem-se:

$$-\frac{dh}{dt} = k \times \frac{h}{L} \quad (9)$$

Integrando esta equação em h_{in} , h_{fin} e t_{in} , t_{fin} (tempo inicial e tempo final, respetivamente), obtém-se:

$$k = 2,3 \times \frac{a \times L}{A \times (t_{fin} - t_{in})} \times \log \left(\frac{h_{in}}{h_{fin}} \right) \quad (10)$$

Expressão utilizada para fazer a interpretação dos resultados dos ensaios executados no âmbito deste trabalho (Fernandes, 2006).

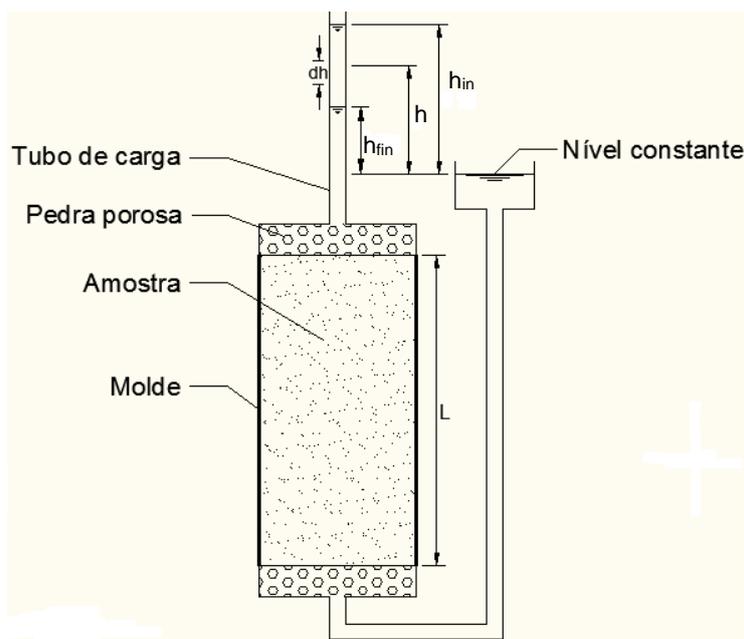


Figura 2.4– Esquema de permeâmetro de carga variável.

Durante a execução dos ensaios de permeabilidade de carga variável é necessário registar os níveis da água no tubo de carga e as horas de cada leitura em vários intervalos de tempo. Desta forma obtêm-se valores médios mais representativos e úteis numa análise estatística.

2.2.3 Anisotropia de permeabilidade

Como foi referido anteriormente, a permeabilidade não é igual em todas as direções, ou seja, existe

uma anisotropia de permeabilidade que é mais relevante quando o solo se encontra no seu estado natural. Isto deve-se à estratificação e ao facto de as partículas de um dado estrato tenderem a dispor-se com a sua maior dimensão na direção horizontal, devido ao peso dos estratos subjacentes. Naturalmente a anisotropia de permeabilidade é tanto maior quanto mais as partículas constituintes do solo se aproximam da forma laminar e se afastam da esférica, caso típico das argilas (Fernandes, 2006). Em solos sedimentares, como é o caso do solo em estudo, a anisotropia de permeabilidade de um estrato é também muitas vezes induzida pela existência de intercalações de areia entre as camadas menos permeáveis, originando o aumento do coeficiente de permeabilidade horizontal do maciço.

A disposição das partículas na horizontal faz com que o caminho para a percolação na direção vertical seja muito mais sinuoso do que na direção horizontal, facto exposto na Figura 2.5.



Figura 2.5 – Sinuosidade dos caminhos a percorrer pela água: a) Direção horizontal; b) direção vertical (Serra, 2009).

Assim considera-se que existe uma permeabilidade horizontal, k_h , e uma permeabilidade vertical, k_v , diferentes e, tal como o demonstram estudos laboratoriais, na maior parte das vezes a permeabilidade horizontal é superior à permeabilidade vertical. A anisotropia de permeabilidade é dada pelo quociente entre a permeabilidade horizontal e a permeabilidade vertical:

$$r_k = \frac{k_h}{k_v} \quad (11)$$

Alguns autores, como Jamiolkowski et al (1985) e Mesri et al (1994), chegaram a medir um valor de 15 para r_k , revelando que a permeabilidade horizontal pode ser uma ordem de grandeza diferente da permeabilidade vertical.

O solo objeto de estudo neste trabalho é proveniente do Baixo Mondego, existindo já alguns trabalhos que incluem o estudo da permeabilidade vertical face à permeabilidade horizontal. Na Figura 2.6 apresentam-se os resultados de dois desses estudos, levados a cabo por Coelho (2000) e Correia (2011).

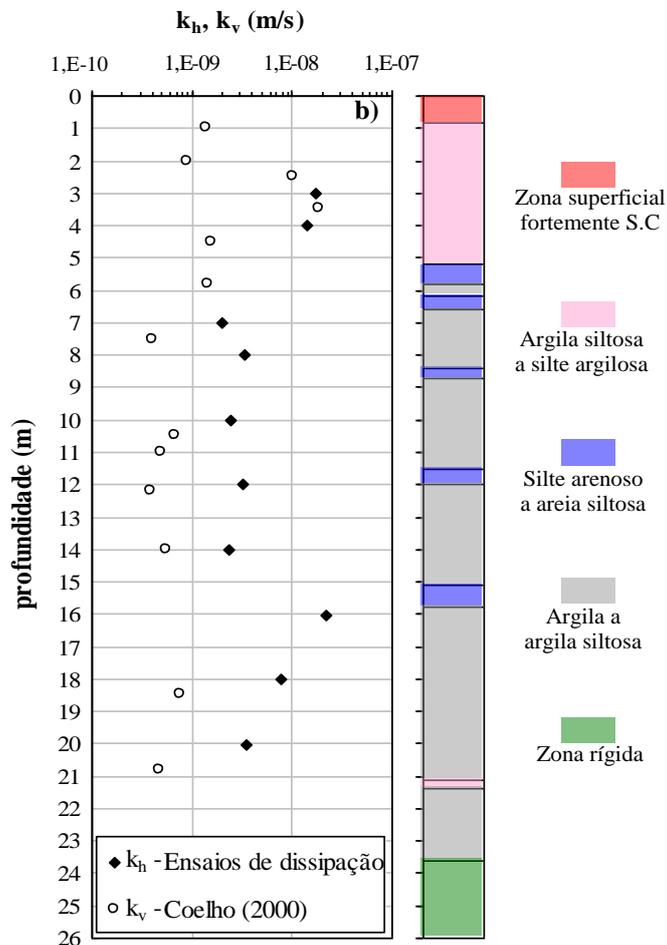


Figura 2.6 – Permeabilidades *in situ* do depósito de solos moles do Baixo Mondego - Quinta da Foja (Coelho, 2000 e Correia, 2011).

Como se pode ver da figura anterior, a permeabilidade horizontal é em geral superior à vertical, exceto entre os 2 e os 3m de profundidade. Correia (2011) explicou este facto com a existência de caminhos preferenciais de percolação de direção vertical, na forma de raízes e fibras vegetais a estas profundidades, o que levou a um coeficiente r_k de cerca de 0,5 longe dos valores típicos. Ainda assim, pode-se assumir que existe anisotropia de permeabilidade nestes solos e que a relação k_h/k_v é superior a 1 na maioria dos casos.

2.3 Permeabilidade em misturas solo-ligante

A anisotropia de permeabilidade não será um fator determinante para este trabalho dado que serão ensaiadas misturas de solo estabilizado quimicamente, não sujeitas à aplicação de pressão vertical durante a cura, pelo que, com a destruição da estrutura natural do solo e o rearranjo das partículas de forma a homogeneizá-lo, o efeito da anisotropia deverá ser praticamente nulo.

Correia (2011) realizou um trabalho sobre o estudo da permeabilidade do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente. Nos provetes de solo estabilizado ensaiados por Correia (2011), k_k varia entre 1,6 e 1,3, bem acima do valor teórico esperado, 1. Isto pode ser explicado pelo facto de os provetes terem sido sujeitos a uma pressão vertical durante a cura o que força as partículas a “reorientarem-se” segundo a direção horizontal, tal como acontece na natureza devido ao peso dos estratos superiores, favorecendo a anisotropia de permeabilidade.

Na verdade, a maioria dos estudos sobre solos estabilizados quimicamente centra-se no comportamento mecânico (resistência e deformabilidade), o que é compreensível pois muitas das aplicações desta técnica prendem-se com o reforço da capacidade de carga de fundações (por exemplo: fundações profundas com colunas de *Deep-Mixing*, ou reforço de camadas de base de aterros rodoviários). Contudo, a utilização desta técnica para criação de barreiras impermeáveis, seja para controlo de percolação, seja para contenção de resíduos, é uma opção óbvia já que é de execução rápida, barata, duradoura e produz resultados perfeitamente satisfatórios.

Uma vez que parte dos vazios do solo são preenchidos pelos produtos das reações de hidratação dos ligantes, à partida, será de esperar que a permeabilidade de um solo estabilizado seja inferior à do solo não estabilizado. Ainda que este resultado seja comum na estabilização de solos arenosos, o mesmo não acontece aquando da estabilização de solos finos (Bellezza e Fratolocchi, 2006; Yin e Fang, 2006 e Kitazume e Terashi (2013)) podendo a permeabilidade do solo estabilizado (k_c) ter 1/100 a 100 vezes a permeabilidade do solo não estabilizado (k_s), (Adaska, 1985; Pasqualini, 2002 e Yin e Fang, 2006). Existem várias razões que podem explicar esta variabilidade. A principal é a de que a mistura mecânica promove a destruição da estrutura inicial do solo, conduzindo a um rearranjo menos denso das partículas, logo de maior permeabilidade. No entanto, a adição de ligantes adequados e em quantidade suficiente pode diminuir a permeabilidade a valores mais baixos que os anteriores à estabilização, fruto do parcial preenchimento dos vazios pelos produtos das reações de hidratação dos ligantes.

Como já explicitado anteriormente, a permeabilidade é dependente da porosidade, logo, do índice de vazios (e). Fica de imediato implícito que a um maior índice de vazios corresponde uma maior permeabilidade. Yin e Fang (2006), Lorenzo e Bergado (2006), Locat et al (1996) e Kitazume e Terashi (2013) são unânimes em indicar que a permeabilidade aumenta exponencialmente com o aumento do índice de vazios, quer se trate de solo estabilizado ou não estabilizado. Kitazume e Terashi (2013) indicam mesmo que esta taxa de variação é igual em solos estabilizados e não estabilizados.

De entre os diversos fatores com impacto na permeabilidade do solo estabilizado, os mais expressivos são o tipo de ligante, a dosagem, o tipo de solo, o tempo de cura e o teor em água.

2.3.1 Tipo de ligante

Locat et al (1996) num estudo em argilas inorgânicas de Louiseville estabilizadas com cal, verificaram que para dosagens até 3,5% de cal (referida ao peso seco do solo) existe um aumento da permeabilidade, diminuindo para valores acima deste e chegando a diminuir uma ordem de grandeza para dosagens de 10%. Este ponto de viragem (3,5% de cal) foi chamado, por McCallister e Petry (1992) de *Lime Modification Optimum* (ponto ótimo de modificação da cal), e explicam que abaixo deste ponto apenas ocorre floculação da argila, enquanto acima deste valor já se verificam também reações pozolânicas. Locat et al (1996) indicam ainda o pH como um fator importante para a ocorrência de reações pozolânicas na estabilização com cal, sendo estas potenciadas para valores de pH acima de 12,4.

Poucos estudos comparam o desempenho hidráulico de solos estabilizados com cimento versus estabilizados com cal ou outros ligantes. Loch (2013) concluiu, no estudo de solos estabilizados da Formação de Botucatu, Brasil, que a estabilização com cimento é mais eficaz na redução da permeabilidade e no melhoramento da resistência mecânica. Regra geral, admite-se que o cimento produza melhores resultados mecânicos e hidráulicos, explicável por apresentar melhores capacidades cimentícias.

2.3.2 Dosagem de ligante

Este é um dos aspetos com maior impacto na permeabilidade após a estabilização. Em geral, dos diversos estudos consultados constata-se que a permeabilidade diminui com o aumento da dosagem de ligante, não estando esta variação necessariamente associada à redução do índice de vazios (Locat et al (1996), Porbaha et al (2000) e Kitazume e Terashi (2013)). Um exemplo desses resultados pode ser observado na Figura 2.7, referente a um solo estabilizado com cal, observando-se que, para o mesmo índice de vazios, as misturas com maior teor de ligante são menos permeáveis, mas para a mesma permeabilidade o índice de vazios aumenta com o aumento do teor de ligante.

Este aumento do índice de vazios é consequência da mistura mecânica do solo (com a destruição da estrutura inicial) e da floculação das partículas de argila induzida pela estabilização química. No entanto uma parcela significativa dos poros encontra-se preenchida pelos produtos das reações de hidratação dos ligantes, originando micro-poros de difícil comunicação entre si, facto este que explica a redução da permeabilidade. A Figura 2.8 mostra como varia a permeabilidade com a percentagem de micro-poros.

A dosagem de ligante também tem efeitos óbvios na resistência e rigidez do material estabilizado, sendo estes parâmetros tanto maiores quanto maior for a dosagem de ligante.

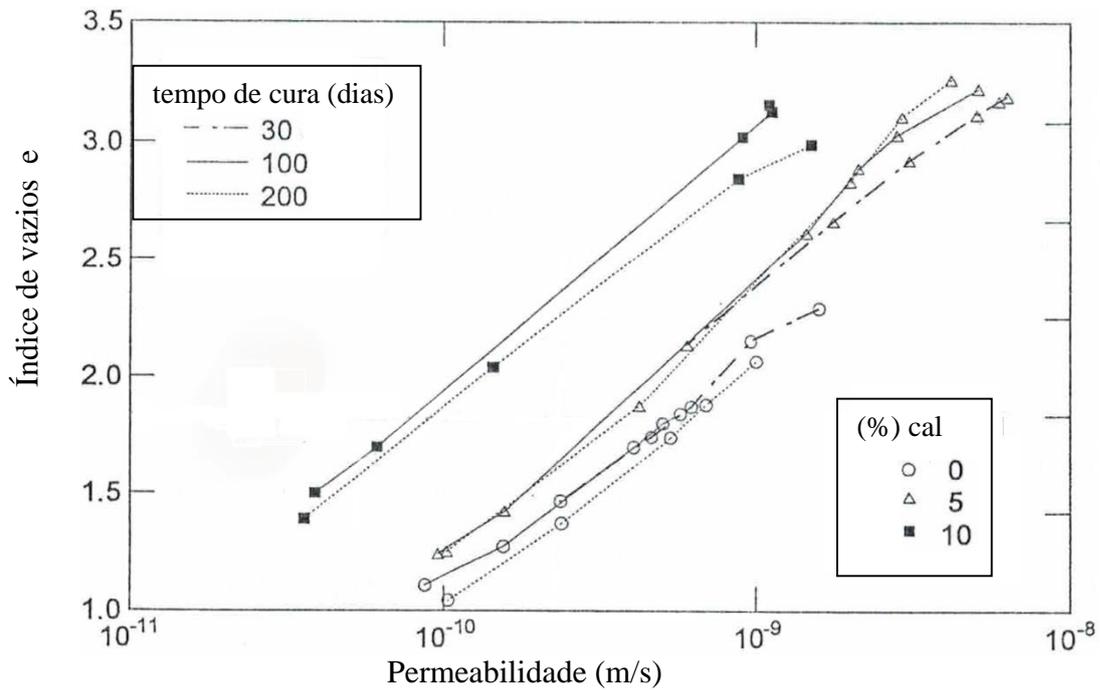


Figura 2.7 – Relação índice de vazios (e) e permeabilidade (k) de um solo estabilizado com vários teores de cal e diferentes tempos de cura (Locat et al, 1996).

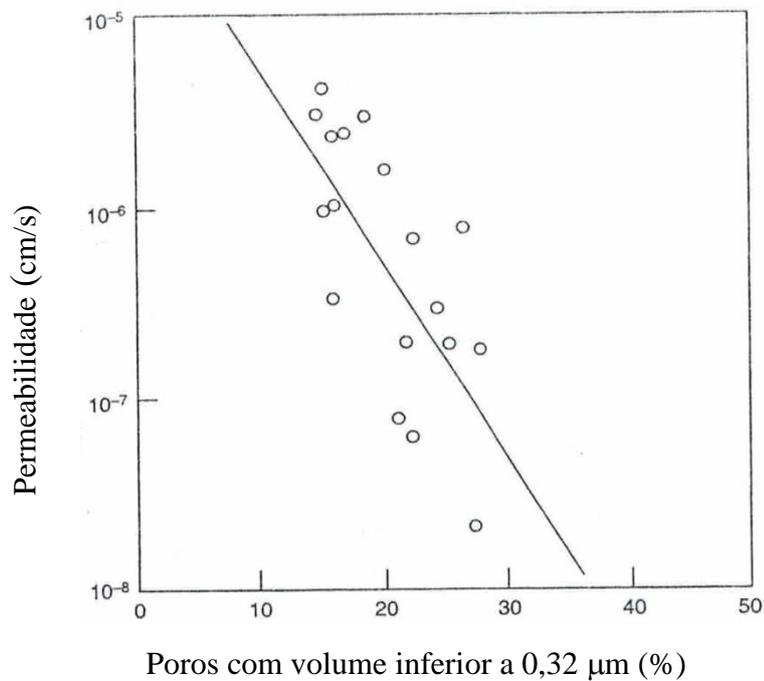


Figura 2.8 – Relação permeabilidade – percentagem de micro-poros, Porbaha et al (2000).

2.3.3 Tipo de solo

Como é óbvio, o tipo de solo é um fator importante a considerar na avaliação do comportamento hidráulico após a estabilização. À partida um solo fino é caracterizado por menores coeficientes de permeabilidade que um solo arenoso (Quadro 2.1). É de referir que a estabilização de um solo arenoso produz sempre uma grande redução na permeabilidade, mas dificilmente atinge os valores de um solo fino, estabilizado ou não.

Dentro dos solos finos há a referir a importância da fração fina, tendo verificado Kitazume e Terashi (2013) que a permeabilidade decresce com o aumento desta. Bellezza e Fratolocchi (2006) atribuem ainda grande importância ao rácio entre a fração de argila e a fração fina, indicando menor permeabilidade quanto maior for este rácio (maior fração de argila). Aprofundando mais ainda, e já no domínio da mineralogia, Loch (2013) a permeabilidade depende do tipo de mineral argiloso existente sendo a redução da permeabilidade mais expressiva para a montmorilonite, seguida da ilite e da caulinite. A Figura 2.9 demonstra como diferentes tipos de solo afetam a permeabilidade numa estabilização química.

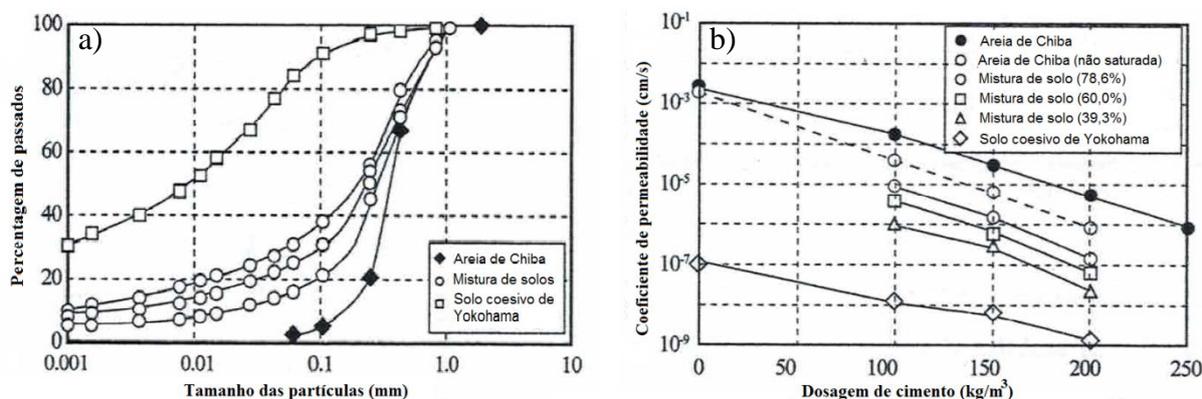


Figura 2.9 – a) Curva granulométrica de vários solos; b) Permeabilidade em função da dosagem de ligante e do tipo de solo, Miura et al (2004).

Na Figura 2.9 b) são comparadas as permeabilidades de várias misturas de solo com diferentes percentagens de areia de Chiba (39,3, 60,0 e 78,6%). Como se pode observar a permeabilidade é maior para misturas com maior percentagem de areia (menor percentagem de finos) seja qual for a dosagem de ligante. Qualquer que seja o tipo de solo, a permeabilidade diminui com o aumento da dosagem de ligante.

2.3.4 Tempo de cura

À semelhança do betão, os solos estabilizados com ligantes também melhoram as suas características ao longo do tempo (melhoria das propriedades mecânicas e redução da permeabilidade). A Figura 2.10 demonstra o efeito do tempo de cura sobre a permeabilidade, podendo observar-se uma redução da permeabilidade com o aumento do tempo de cura (Locat et al, 1996; Brandl, 1999; Belleza e Fratolocchi, 2006; Åhmberg, 2006).

Åhmberg (2006) admite também que a curto prazo haja um aumento da permeabilidade (Figura 2.10) devido à mistura mecânica do solo com criação de vazios, a qual tende a decrescer no tempo devido às reações de cimentação a médio/longo prazo.

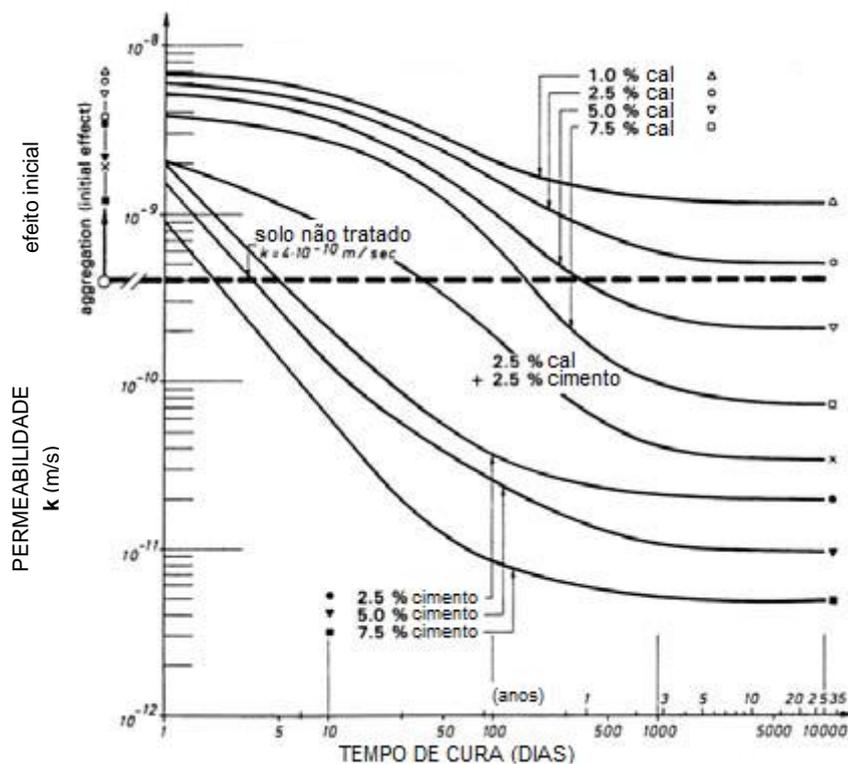


Figura 2.10 – Evolução da permeabilidade com o tempo de cura, Brandl (1999).

2.3.5 Teor em água

A generalidade dos autores indica um acréscimo da permeabilidade para maiores teores de água aquando da estabilização química. Tal deve-se ao facto de a água apenas existir nos vazios, como tal, a um maior teor em água corresponde necessariamente um maior volume de vazios, logo, maiores permeabilidades (Åhmberg, 2006; Lorenzo e Bergado, 2006). Este facto encontra-se bem ilustrado

na Figura 2.11, onde se representa a variação da permeabilidade da argila de Kawasaki, estabilizada com cimento Portland, em função do teor em água. A figura demonstra também que a permeabilidade varia mais acentuadamente quanto maior o valor do teor em ligante ($a_w=5, 10$ e 15% referido ao peso seco do solo).

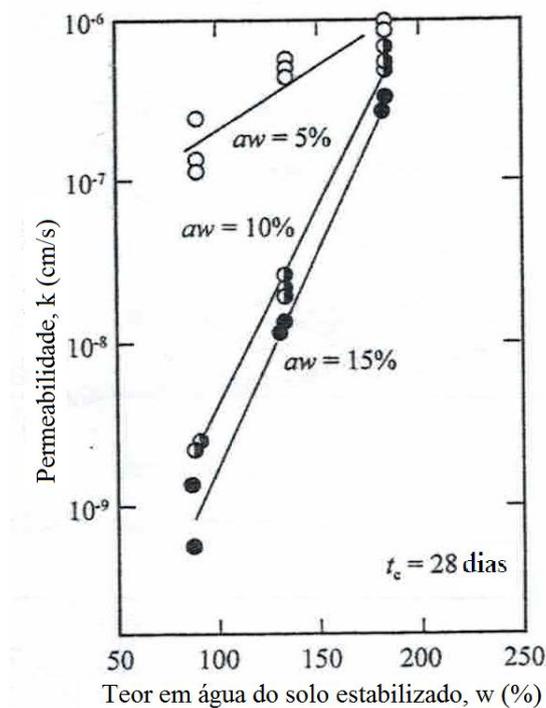


Figura 2.11 – Relação entre a permeabilidade o teor em água do solo estabilizado, Terashi et al (1983).

2.3.6 Considerações finais

O desempenho hidráulico do solo estabilizado pode ser estimado indiretamente através de correlação com a resistência máxima à compressão simples não confinada (q_u máx), tal como proposto por Kitazume e Terashi (2013). Em geral a permeabilidade diminui exponencialmente com o aumento da resistência.

Åhmberg (2006) constatou que a permeabilidade medida *in situ* (em colunas de *Deep-Mixing* por exemplo) é normalmente mais elevada que a permeabilidade medida em laboratório. Isto pode ser explicado por uma macroestrutura mais heterogénea, com má distribuição de ligante e superfícies de descontinuidade deixadas pelas pás do equipamento de mistura. Além disso, o próprio procedimento de ensaio de permeabilidade *in situ* pode provocar fissuras que aumentam a permeabilidade. Åhmberg (2006) sugere então que a permeabilidade medida em laboratório seja encarada como o limite mínimo que o solo estabilizado pode apresentar *in situ*.

3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Neste capítulo faz-se uma breve descrição dos principais materiais usados nos ensaios laboratoriais levados a cabo no presente estudo, incidindo portanto, no solo e nos ligantes selecionados.

3.1 Solo mole do Baixo Mondego

O solo em estudo é oriundo do depósito aluvionar do Baixo Mondego, o qual geologicamente é relativamente recente (menos de 20 000 anos, segundo Correia, 2011), assentando sobre um vale escavado durante a última glaciação (Würn). Nessa época os glaciares ocupavam cerca de 30% da crosta terrestre aprisionando grandes quantidades de água, o que fazia com que o nível médio das águas do mar se encontrasse 120m abaixo do atual. Esta diferença de nível provocou escoamentos mais rápidos nas zonas litorais e conseqüentemente uma forte ação erosiva que escavou os vales aluvionares. No final do Würn, aumentos da temperatura global provocaram o degelo dos glaciares com a conseqüente subida do nível da água do mar (transgressão Flandrina) e redução da velocidade de escoamento dos rios nos troços finais (junto à foz), favorecendo a sedimentação nestas zonas, formando-se assim os depósitos aluvionares litorais como é o caso do Baixo Mondego, Correia (2011), Teles (2013) e Antunes (2014).

3.1.1 Caracterização geotécnica

O solo em questão é considerado um solo mole, tipo de solo ao qual são normalmente atribuídas as seguintes características: baixa resistência ao corte, elevada compressibilidade, elevado índice de vazios, granulometria predominantemente fina (argilas e siltes), elevado teor em água, baixa permeabilidade e alto teor de matéria orgânica, entre outras características comumente atribuídas aos solos moles.

O solo especificamente usado neste trabalho é proveniente de uma parcela agrícola na Quinta da Foja, local situado junto a Santa Eulália, entre os quilómetros 11 e 12, à direita da A14/IP3 no sentido Coimbra - Figueira da Foz.

São vários os estudos realizados sobre este depósito, merecendo destaque os trabalhos de caracterização geotécnica conduzidos por Coelho (2000) e Correia (2011). Na Figura 3.1 revelam-se alguns resultados obtidos por Coelho (2000) de maior interesse para o presente trabalho. Como complemento a esses estudos foram também executados alguns ensaios de caracterização do solo para aferir os índices medidos. Entre os ensaios levados a cabo no laboratório de geotecnia do DEC/UC,

para caracterização do solo, destacam-se: densidade das partículas sólidas (G), determinação dos limites de consistência, granulometria, teor de matéria orgânica (OM) e pH.

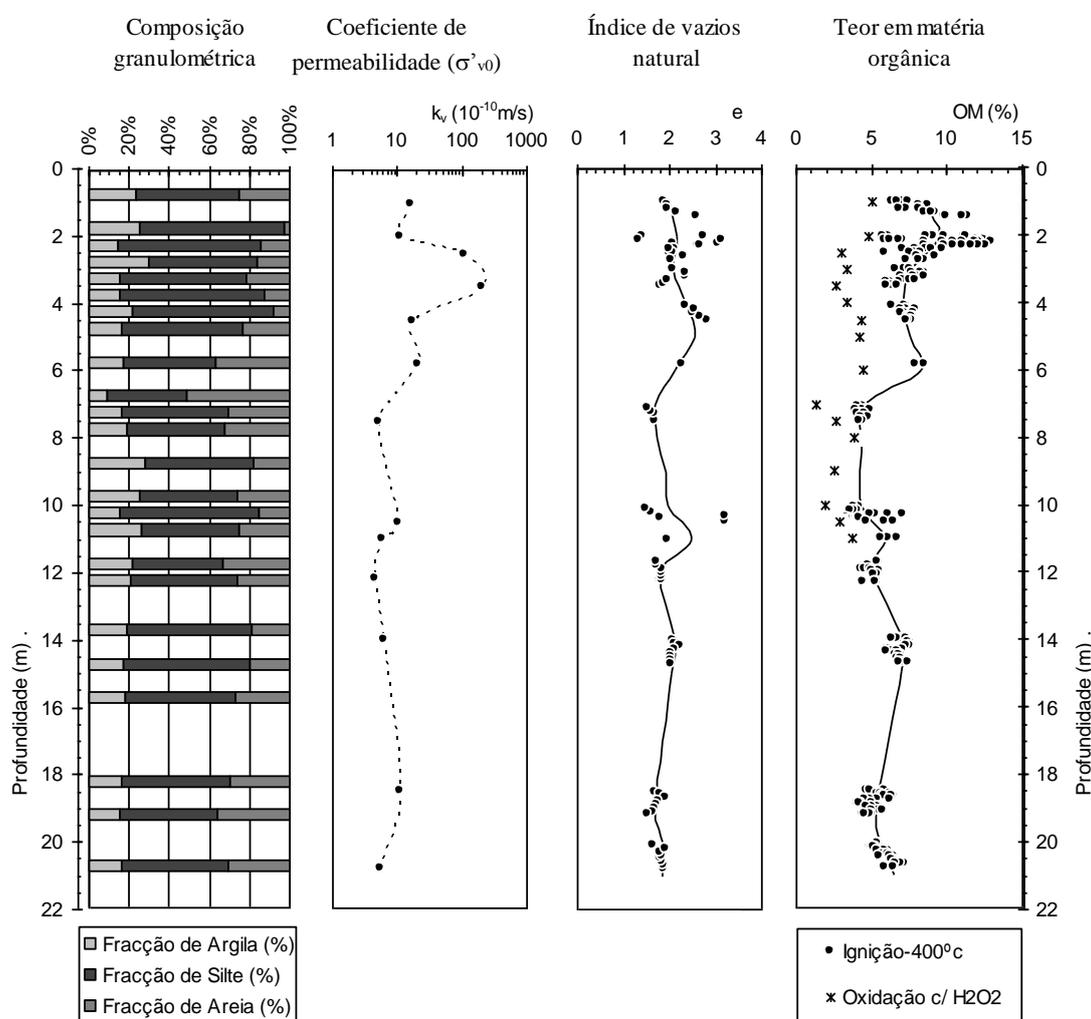


Figura 3.1. – Depósito de solos moles do Baixo Mondego. Resultados obtidos por Coelho (2000).

Densidade das partículas sólidas

A densidade das partículas sólidas (G) indica a relação entre a densidade da parte sólida do solo e a densidade da água a 20°C . O ensaio para determinação da densidade das partículas sólidas foi executado seguindo a norma NP 83 (1965). Os ensaios indicam um valor médio de 2,578 que é um valor aceitável quando comparado com os valores determinados por Correia (2011) e Coelho (2000), 2,56 e 2,59 respetivamente, podendo a presença de matéria orgânica ser responsável pelos baixos valores medidos (Coelho, 2000).

Limites de consistência

A determinação dos limites de consistência implica a determinação do limite de plasticidade, w_p , e

do limite de liquidez, w_L . O limite de plasticidade indica o valor do teor de água a partir do qual o solo deixa de ter um comportamento friável e passa a ter um comportamento plástico. Para w_p foi obtido o valor 38,8%. O limite de liquidez indica o valor do teor de água a partir do qual o solo passa a ter um comportamento fluido, tendo-se obtido o valor de 73,4%. Ambos os limites de consistência foram determinados seguindo a norma NP 143 (1969) e resultaram num Índice de Plasticidade, $IP=34,6\%$.

Granulometria

A granulometria indica a distribuição por tamanho das partículas que compõem o solo em relação ao peso total. A análise granulométrica fez-se segundo as especificações da norma do LNEC, E 196 (1966) que inclui a peneiração para a parte mais grossa do solo e a sedimentação para caracterização da fração fina. Na Figura 3.2 representa-se a curva granulométrica obtida neste estudo e compara-se com a curva obtida por Correia (2011).

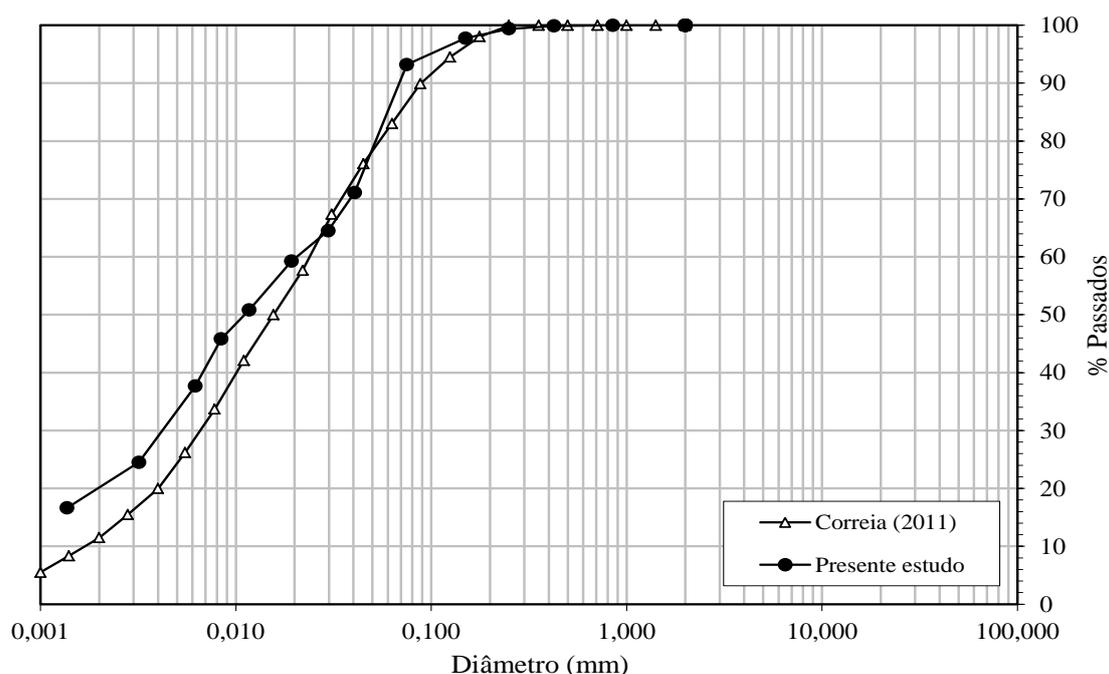


Figura 3.2 – Curva granulométrica do solo em estudo, Quinta da Foja e sua comparação com Correia (2011).

Como se pode observar da figura, existe uma boa concordância entre a curva obtida para este estudo e a obtida por Correia (2011), estando dentro da variabilidade observada por outros autores como, Coelho (2000), Teles (2013) e Antunes (2014).

Granulometricamente o solo é constituído por uma fração argilosa de 21%, uma fração arenosa de 12%, sendo a fração siltosa a predominante com 67% em relação à massa total do solo.

Teor de matéria orgânica

Para a determinação do teor de Matéria Orgânica (OM) existem vários métodos, tais como, o método oxidimétrico, a oxidação húmida e o método das perdas na ignição. Coelho (2000) indica este último como o mais apropriado para determinação do teor em matéria orgânica no solo mole do Baixo Mondego e estabelece o seguinte procedimento: secagem prévia das amostras durante 24 horas a 50°C, temperatura que evita a evaporação da água de constituição da matéria orgânica, seguida de queima de matéria orgânica na mufla, durante 24 horas a 400°C, temperatura que produz uma boa queima de matéria orgânica sem provocar a desidratação dos minerais de argila, em especial da caulinite, algo que pode acontecer a partir de 450°C, (Coelho, 2000; Correia, 2011 e Antunes, 2014).

Dos ensaios realizados obteve-se um teor em matéria orgânica médio de 7,65%, valor próximo do valor medido por Correia (2011) de 7,96% e enquadrado nos valores medidos por Coelho (2000), 6,87% a 9,22% para a profundidade de recolha.

Valor de pH do solo

O valor do pH do solo é largamente influenciado pela presença de matéria orgânica que tende a tornar os solos mais ácidos. Na falta de norma portuguesa para orientar a sua determinação, utilizou-se a norma britânica BS 1377-3 (1990). O valor médio obtido para o pH do solo é de 4,43, claramente ácido, valor um pouco acima dos 3,5 medidos por Correia (2011) mas enquadrado na variabilidade natural do solo.

Classificação do solo, triângulo de Feret

Representando a distribuição granulométrica no triângulo de Feret, como se vê na Figura 3.3, concluiu-se que o solo em estudo se classifica como um Silte Argiloso, que está de acordo com a classificação obtida por Teles (2013) e Antunes (2014).

Classificação ASTM

Através da classificação unificada (ASTM D 2487, 1998), tendo em conta a composição granulométrica, (passados no peneiro nº200 maior que 50%), limites de consistência e teor em matéria orgânica, o solo mole do Baixo Mondego classifica-se como um silte orgânico (designado pela sigla OH). Esta classificação prevê que o solo tenha uma reduzida resistência ao corte e elevada compressibilidade.

No Quadro 3.1 expõe-se resumidamente as principais características do solo determinadas no âmbito deste trabalho comparando-se as mesmas com os resultados obtidos por outros autores.

Para outras características que possam ser relevantes para este trabalho e que não tenham sido determinadas no decurso do mesmo, serão adotados os valores de Correia (2011). É o caso do teor em água natural que, segundo Correia (2011) é de 80,87%.

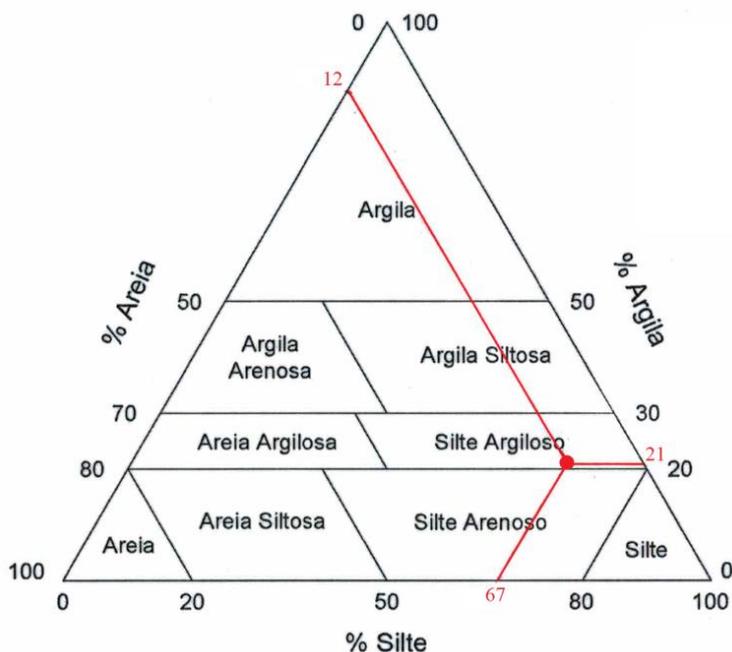


Figura 3.3 – Classificação do solo - Triângulo de Feret.

Quadro 3.1 - Principais características do solo mole do Baixo Mondego: comparação com Coelho (2000) e Correia (2011).

Características do Solo		Coelho (2000)	Correia (2011)	Presente estudo
Composição Granulométrica	Argila (%)	13 - 30	8 - 12	21
	Silte (%)	54 - 73	71	67
	Areia (%)	14 - 16	17 - 21	12
Peso Volúmico Saturado	γ_{sat} (kN/m ³)	14,80	14,56	-
Densidade das Partículas Sólidas	G	2,58	2,555	2,578
Teor em Água Natural	w (%)	81	80,87	-
Índice de Vazios	e	2,1	2,11	-
Grau de Saturação	S (%)	100	98,10	-
Teor em Matéria Orgânica	MO (%)	8,50	7,96	7,65
Limites de Consistência	w _p (%)	40	42,80	38,8
	w _L (%)	77	71,03	73,4
Grau de Sobreconsolidação	OCR	3,3	3,3	-
Índices de Compressibilidade e Recompressibilidade	C _c	0,08	0,065	-
	C _r	0,63	0,57	-
Coefficiente de Consolidação secundária	C _a	0,006	0,02	-

3.2 Ligantes

Tal como referido no Capítulo 2, a escolha dos ligantes a utilizar na estabilização química de solos deve corresponder a critérios técnico-económicos e ambientais, sendo atualmente o cimento Portland o mais comum dos ligantes. Este pode ser utilizado isoladamente ou em mistura com outros ligantes, muitas vezes escórias de alto-forno ou cinzas volantes, possibilitando o aproveitamento de subprodutos industriais com inerentes vantagens ambientais.

Para o presente trabalho foi selecionado o cimento Portland como ligante de referência, sendo utilizado numa dosagem padrão de 175 kg/m^3 , aplicado isoladamente ou misturado com outros ligantes em várias proporções. Nas secções seguintes apresenta-se a caracterização de todos os ligantes usados neste trabalho.

3.2.1 Cimento Portland CEM I 42,5 R

O cimento Portland é um dos materiais mais usados em aplicações de engenharia civil. Trata-se de um material inorgânico, finamente moído, produzido a partir da moagem e cozedura em forno de calcário e argila ou xisto argiloso devidamente doseados, ou partir de margas ou calcários margosos. O material resultante é constituído, entre outros por, óxido de cálcio ou cal viva (CaO), sílica (SiO_2), alumina (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3). No Quadro 3.2 é apresentada a composição química e a superfície específica (de Blaine) do cimento Portland CEM I 42,5 R.

Quadro 3.2 – Composição química do Cimento Portland CEM I 42,5 R (dados do fabricante).

Componentes	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	Sup. esp. Blaine (m ² /kg)
Conteúdo (%)	63	19	5	3	3	3	321.5

Quando misturado com água o cimento forma uma pasta que endurece devido às reações de hidratação, processo denominado de presa, mantendo a sua rigidez mesmo que imerso em água. Numa primeira fase da hidratação do cimento, denominada de hidratação primária, ocorrem reações de hidratação quase instantâneas que diminuem grandemente o teor em água da mistura e causam um grande aumento da resistência. Numa segunda fase, a hidratação secundária ou pozolânica, que ocorre a longo prazo, é consumida menos água na hidratação e há incremento da resistência com o aumento do tempo de cura (Correia, 2011; Teles, 2013 e Antunes, 2014).

3.2.2 Cal viva

A cal viva é o produto resultante da cozedura de rochas calcárias (constituídas sobretudo por carbonato de cálcio (CaCO_3)), a temperaturas de cerca de $1\ 000^\circ\text{C}$, processo designado por calcinação, do qual resulta o óxido de cálcio ou cal viva (CaO) e dióxido de carbono (CO_2). A composição química típica da cal usada neste trabalho é exposta no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Composição típica da cal viva CL90 (dados do fabricante).

Componentes	CaO + MgO	MgO	SO ₃	CO ₂
Conteúdo (%)	≥ 90	≤ 5	≤ 2	≤ 4

A cal viva é um produto muito reativo com a água, resultando da sua hidratação (também designada de extinção da cal) cal apagada que é sobretudo hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) e calor (reação exotérmica). Numa estabilização química esta reação faz descer consideravelmente o teor de água do solo e aumenta o pH a valores da ordem de 11 ou 12, fatores estes que podem contribuir para melhorar o comportamento mecânico e hidráulico da mistura a longo prazo (Coutinho, 2006 e Correia, 2011).

3.2.3 Escória granulada de alto-forno

A escória granulada de alto-forno, doravante referida apenas por escória, é um subproduto industrial resultante da fabricação de ferro fundido ou aço em alto-forno. A escória resulta da fusão das impurezas do minério de ferro, juntamente com impurezas do carvão e materiais fundentes. Durante a produção de ferro fundido ou aço, a escória é extraída ainda no estado líquido e arrefecida; este arrefecimento pode ser lento (ao ar livre) caso em que a escória cristaliza e torna-se inerte, ou rápido (com recurso a jatos de água a alta pressão) produzindo-se um material de estrutura vítrea com propriedades hidráulicas latentes, podendo neste caso ser utilizado como aditivo para o cimento.

As escórias consistem num material com os mesmos constituintes que o cimento Portland normal mas em proporções diferentes, contendo mais sílica e alumina (SiO_2 e Al_2O_3 respetivamente) e menos óxido de cálcio (CaO). Quando aplicadas isoladamente, as escórias reagem com grande lentidão necessitando de um agente ativador que eleve o pH para acelerar as reações. Este agente ativador pode ser a cal, soda cáustica ou mesmo o cimento Portland, todos capazes de elevar o pH a valores da ordem de 11, 12 ou mais, ativando assim as reações de hidratação das escórias (Coutinho, 2006; Correia, 2011; Teles, 2013 e Antunes, 2014).

No Quadro 3.4 expõe-se a composição química da escória utilizada neste estudo, fornecida pelo laboratório central da Cimpor de Souselas.

Quadro 3.4 – Composição química das escórias usadas (dados do fornecedor Cimpor de 2014).

Componentes	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃
Conteúdo (%)	42,2	36,5	10,8	0,8	8,1	1,7

3.2.4 Cinzas volantes

As cinzas volantes são um subproduto industrial resultante da queima de carvão em fornalhas industriais e ocorrem quando as impurezas no carvão, constituídas sobretudo por minerais de argila, quartzo e calcário entram parcialmente em fusão. Ao solidificarem, estas partículas aglomeram-se em pequenas esferas de matéria amorfa. À semelhança do que acontece com as escórias, o rápido arrefecimento das cinzas volantes promove a vitrificação da estrutura das mesmas o que confere maior reatividade com a água. Isto traduz-se em propriedades hidráulicas aglomerantes, e portanto, ligantes de melhor qualidade (Correia, 2011 e Antunes, 2014).

A composição química das cinzas volantes depende sobretudo da qualidade do carvão queimado, mas as cinzas ideais para misturar com o cimento devem conter alumina (Al₂O₃), óxido de cálcio (CaO), óxidos de ferro (Fe₂O₃) e um mínimo de 25% de sílica (SiO₂). No Quadro 3.5 apresenta-se a constituição química das cinzas volantes utilizadas neste trabalho, oriundas do centro de produção de Sines.

Quadro 3.5 – Composição química das cinzas volantes da central de produção de Sines (dados do fornecedor).

Componentes	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O
Conteúdo (%)	4	55	22	7	2	0,48	2	0,70

A adição de cinzas volantes ao cimento Portland origina um ganho de resistência mecânica mais lento, dando resistências iniciais muito mais baixas. Contudo, produz reações pozolânicas que, a longo prazo, podem resultar numa resistência maior que a do cimento. Um outro efeito da adição de cinzas volantes é o abaixamento da temperatura de hidratação (Antunes, 2014), facto que pode retardar as reações pozolânicas (Correia, 2011).

3.2.5 Sílica de Fumo

A sílica de fumo é um subproduto industrial resultante da produção do metal silício e ligas de metais siliciosos, como o ferro-silício, em fornos elétricos de arco. Ocorre devido à redução do quartzo com o carvão a altas temperaturas (2 000°C) resultando num gás, o dióxido de silício (SiO₂), principal

constituente da sílica de fumo que condensa em microesferas de sílica amorfa, com diâmetros entre 0,01 e 0,5 μm (média de 0,1 μm), cerca de cem vezes menor que as partículas de cimento.

A composição química da sílica de fumo depende da liga de metal silício que se pretende criar, mas é largamente composta por dióxido de silício (SiO_2) com percentagens na ordem dos 90%. A sílica de fumo usada neste estudo é do tipo Meyco MS610 fornecida pela BASF-CC, e tem a composição química e superfície específica (de Blaine) apresentada no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Composição química e superfície específica (de Blaine) da sílica de fumo Meyco MS610 (dados do fornecedor)

Componentes	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	Sup. Esp. de Blaine (m ² /kg)
Conteúdo (%)	0,34	94,5	0,16	0,14	0,14	21 612,5

As partículas de sílica de fumo produzem um efeito de fíler quando adicionadas ao cimento, embora a sua elevada superfície específica e teor em SiO_2 também possam acelerar as reações pozolânicas nos primeiros dias. As partículas micrométricas aglomeram-se nos espaços entre as partículas de cimento, muito maiores, reduzindo o volume de vazios e refinando a rede de poros por onde a água pode percolar, reduzindo assim a permeabilidade e aumentando a resistência mecânica (Coutinho, 2002 e Correia, 2011).

4 PROCEDIMENTO LABORATORIAL

4.1 Introdução

Neste capítulo faz-se uma descrição e enumeração dos principais trabalhos desenvolvidos em laboratório, incidindo sobre os procedimentos necessários à preparação laboratorial de provetes e execução de ensaios.

4.2 Preparação laboratorial de provetes

Seguidamente descreve-se o procedimento laboratorial de provetes solo-cimento, desde a preparação do solo até à produção final dos provetes.

4.2.1. Homogeneização do solo

Para garantir a representatividade dos ensaios a executar, recolheu-se uma quantidade de solo suficiente para a execução de todos os provetes necessários neste trabalho, cerca de 250 kg.

De forma a garantir a fiabilidade dos mesmos procedeu-se a uma prévia homogeneização do solo. A homogeneização consistiu, numa primeira fase, em duas passagens numa misturadora mecânica (Sammic *BMI1*). Para minorar o esforço de trabalho da misturadora, já que o solo estava muito seco e duro, alguma água foi adicionada de forma a deixá-lo mais trabalhável.

Após a mistura o teor em água foi controlado, procedendo-se a correções quando necessário por forma a se atingir o valor medido *in situ*, 80,87% (Correia 2011). Por último procedeu-se a uma mistura manual adicional e posterior transferência do solo para uma caixa paralelepípedica, devidamente isolada, sendo armazenada na câmara termohigrométrica (temperatura de $20\pm 2^\circ\text{C}$ e humidade relativa $95\pm 5\%$). Na Figura 4.1 é mostrado o aspeto do solo em alguns destes passos.

4.2.2. Moldagem de provetes

Na moldagem propriamente dita, dos provetes laboratoriais recorreram-se aos materiais e adotaram-se os procedimentos seguidamente descritos.



Figura 4.1 – Homogeneização e armazenamento de solo: a) Mistura mecânica do solo na misturadora Sammic *BM11*; b) Solo após duas misturas e pronto a ser armazenado.

Os utensílios e materiais utilizados na preparação laboratorial dos provetes são os seguintes:

- Vaselina.
- Fita-cola.
- Tesoura.
- Discos de Geotêxtil.
- Tubos de PVC ($\phi_i=101,6\text{mm}$).
- Espátulas.
- Sacos de plástico.
- Balança de 4 kg, precisão $\pm 0,01\text{g}$.
- Colher de pedreiro.
- Misturadora (Sammic *BM11*).
- Cronómetro/relógio.
- Balança de 12 kg, precisão $\pm 0,1\text{g}$.
- Tabuleiro/bacia/base de peneiros.
- Pilão compactador.
- Berbequim com varão de apiloar.
- Alonga de PVC.
- Rasoura.
- Tanque de água.
- Balança de alta precisão, $\pm 0,001\text{g}$.
- Estufa.
- Cápsulas.

Ligantes:

- Cimento Portland Tipo I 42,5R, ou C;
- Escórias, E;
- Cal viva em pó, QL;
- Cinzas Volantes de Sines, FA;
- Sílica de Fumo (Meyco MS 610), SF;

Para a execução dos provetes laboratoriais a serem usados nos ensaios de compressão simples (UCS) e ensaios de permeâmetro de carga variável (kcv), foi adotado o procedimento seguinte:

- i. As paredes internas dos tubos de PVC que servirão de molde aos provetes são untadas com

- vaselina. A aplicação de vaselina tem uma dupla função: evitar a percolação de água junto às paredes internas do molde e facilitar a extração dos provetes.
- ii. Sela-se a base dos tubos de PVC com fita-cola e fazem-se 5 buracos na fita-cola, com a tesoura, para permitir a percolação e assim facilitar a saturação do provete.
 - iii. Saturam-se os discos de geotêxtil com água corrente e colocam-se no fundo interior do tubo de PVC, sobre a fita-cola. A função do geotêxtil é evitar o arrasto por percolação, de partículas finas do provete ao mesmo tempo que possibilita a percolação durante os ensaios de permeabilidade.
 - iv. Prepara-se a quantidade de ligante a usar na mistura. No caso de se utilizar mais do que um ligante, estes são previamente misturados, ainda no estado seco.
 - v. Prepara-se a quantidade de solo a usar na mistura, transferindo-a para o balde da misturadora;
 - vi. Adiciona-se o ligante ao solo efetuando-se uma ligeira mistura manual com o objetivo de evitar a perda de ligante no início da mistura mecânica.
 - vii. Mistura mecânica durante 4 minutos. Após os dois primeiros minutos, interrompe-se a mistura e, com o auxílio de uma espátula, separa-se o solo que entretanto aderiu às paredes do balde e da pá misturadora (Figura 4.2).
 - viii. Imediatamente após a mistura mecânica procede-se à avaliação do teor em água da mistura;
 - ix. Moldagem do provete (Figura 4.2).
 - a. Toma-se uma porção de mistura equivalente a 1/8 do provete ($\pm 300\text{g}$).
 - b. Introdução dessa porção no molde seguida de compactação com o pilão, evitando ao máximo a formação de bolsas de ar.
 - c. “Bater” cinco vezes com o provete no chão (*tapping*).
 - d. Passar com o berbequim (equipado com o varão de aço) junto à parede interna do tubo de PVC, com o intuito de eliminar possíveis bolsas de ar aí existentes.
 - e. Compactação ligeira com o pilão, tentando eliminar o espaço criado pelo berbequim junto à parede interna do molde.
 - f. Repete-se o processo até ao enchimento total do molde.
 - g. Nas últimas camadas recorre-se à utilização da alonga para que a mistura não extravase o molde.
 - h. Na última camada procede-se ao acerto do topo do provete com auxílio de rasoura e espátula.
 - x. Finalmente, identifica-se o molde/provete e armazena-se no tanque de cura de modo que permaneça totalmente submerso enquanto ganha cura.

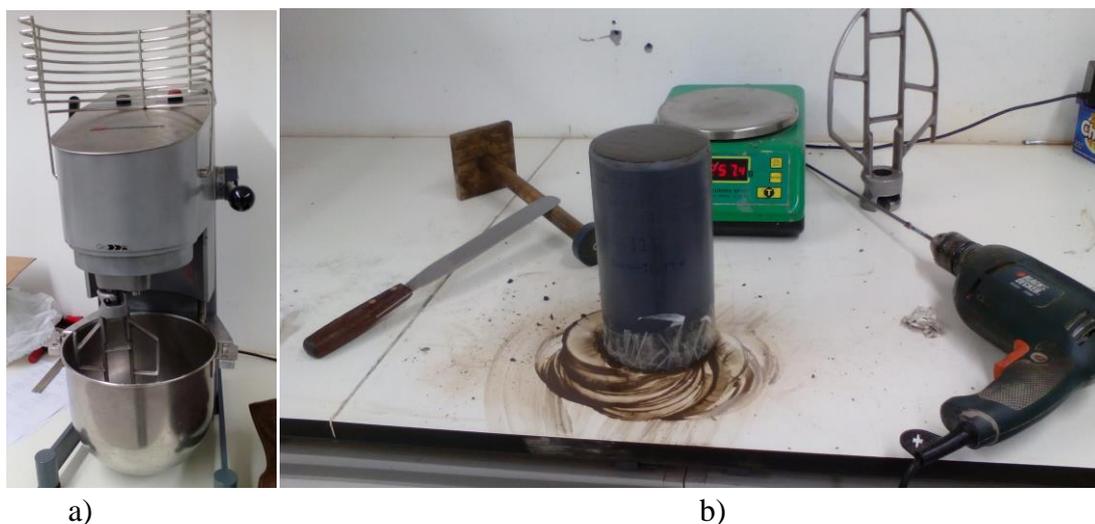


Figura 4.2 - a) Misturadora Sammic *BM11* usada na mistura mecânica: b) Provetes finalizado onde se pode ainda ver, o pilão, a espátula, a balança de 12kg e o berbequim equipado com o varão de aço.

4.3 Plano de ensaios

No âmbito deste trabalho pretendem-se estudar dois aspetos em particular, a permeabilidade e o comportamento mecânico de misturas solo-ligante, quando sujeitas a esforços de compressão simples. Para tal programaram-se ensaios de permeabilidade, mais precisamente de permeâmetro de carga variável (kcv) para determinar o coeficiente de permeabilidade (k) e ensaios de compressão simples não confinada, (UCS) para determinação das características mecânicas.

O plano de ensaios idealizado visa estudar a influência potencial de vários parâmetros na permeabilidade e no comportamento à compressão simples de misturas solo-ligante, ou seja, fez-se uma análise paramétrica. Os parâmetros em estudo foram: a dosagem de ligante, o tipo de ligante e o tempo de cura dos provetes.

As dosagens experimentadas foram 75, 125, 175, 250 e 400 kg/m³. A dosagem de 175 kg/m³ foi selecionada como a dosagem padrão. A nomenclatura adotada recorre à abreviatura Dos (Dosagem), seguida do valor da dosagem.

No caso do tempo de cura, estudaram-se os tempos de 7, 14, 28, 60 e 90 dias, tendo-se definido o tempo de cura de 28 dias como valor padrão. Nestes ensaios, a nomenclatura adotada consiste na junção da sigla TC (Tempo de Cura) ao valor do tempo efetivamente analisado.

Relativamente ao parâmetro tipo de ligante testaram-se, para além do Cimento Portland CEM I 42.5R aplicado isoladamente (definido com padrão), outros tipos de ligantes, fruto da combinação deste ligante com: Escórias granuladas de alto-forno (E); Cinzas Volantes de Sines (FA); Cal-Viva em pó (QL), e Sílica de Fumo tipo Meyco MS610 (SF). Os ligantes foram sempre aplicados na dosagem de 175 kg/m^3 , combinados em diferentes proporções referidas à massa seca dos ligantes: 75/25 e 50/50 para cimento/outro ligante. No caso da Sílica de Fumo, utilizaram-se outras proporções, 95/5 e 75/25, uma vez mais cimento/sílica de fumo.

A identificação destes ensaios é feita através das letras C, para cimento, com E (escórias), ou QL (cal viva), ou FA (cinzas volantes), ou SF (sílica de fumo), imediatamente seguida da proporção do segundo ligante (indicado dentro de parêntesis).

No quadro 4.1 é esquematizado o plano ensaios:

Quadro 4.1 – Planeamento de ensaios.

Plano de ensaios	Dosagem de ligante (Kg/m ³)	Tempo de cura (dias)	Outros ligantes					Designação
			Cimento	Escórias	Cinzas volantes	Cal-Viva	Sílica de fumo	
Base de ensaio	175	28		-	-	-	-	Base
Tempo de cura	175	90	100%	-	-	-	-	TC_90
	175	60	100%	-	-	-	-	TC_60
	175	14	100%	-	-	-	-	TC_14
	175	7	100%	-	-	-	-	TC_7
Dosagem	75	28	100%	-	-	-	-	Dos_75
	125	28	100%	-	-	-	-	Dos_125
	250	28	100%	-	-	-	-	Dos_250
	400	28	100%	-	-	-	-	Dos_400
Tipo de ligante	175	28	75%	25%	-	-	-	C+E(25)
	175	28	50%	50%	-	-	-	C+E(50)
	175	28	75%	-	25%	-	-	C+FA(25)
	175	28	50%	-	50%	-	-	C+FA(50)
	175	28	75%	-	-	25%	-	C+QL(25)
	175	28	50%	-	-	50%	-	C+QL(50)
	175	28	95%	-	-	-	5%	C+SF(5)
	175	28	75%	-	-	-	25%	C+SF(25)

Por cada mistura apresentada no quadro anterior, foram preparados pelo menos quatro provetes, dois por cada tipo de ensaio a realizar: ensaio de permeabilidade e ensaio de compressão simples. Os provetes usados nos ensaios de permeabilidade, uma vez concluídos estes, foram igualmente sujeitos a ensaios de compressão simples.

4.3.1. Ensaios de permeabilidade de carga variável (kcv)

Para estudar a permeabilidade de misturas solo-ligante, pode recorrer-se, entre outros, a um dos seguintes ensaios de permeabilidade: permeâmetro de carga constante ou permeâmetro de carga variável. Para o trabalho em estudo e devido às características do solo e das misturas, nomeadamente a esperada baixa permeabilidade, foi utilizado apenas o permeâmetro de carga variável. Este ensaio foi igualmente utilizado na aferição da permeabilidade de amostras de solo reconstituído, sem quaisquer ligantes, e preparadas laboratorialmente seguindo de perto o procedimento atrás descrito para as misturas solo-ligante (com as necessárias simplificações). Valores para a permeabilidade de amostras de solo intactas podem ser encontrados em Correia (2011).

Refira-se a não existência de uma norma portuguesa para a realização de ensaios de permeabilidade de carga variável, pelo que se utilizaram as recomendações gerais para um ensaio deste género constantes no manual: Head (1994).

No laboratório de geotecnia do DEC, existe apenas uma célula para este tipo ensaios, pelo que se teve de produzir novas células por forma a se realizarem vários ensaios em simultâneo. A solução passou por adaptar os moldes usados na preparação dos provetes (com 200 mm de altura e 101,6 mm de diâmetro interno), utilizando-os como própria célula para o ensaio de permeabilidade. O topo é devidamente selado com tamponamento, existindo uma entrada de água proveniente dos tubos de carga, que irão exercer a pressão hidráulica necessária à execução do ensaio. Na base existe um tamponamento perfurado, não selado, permitindo-se desta forma a saída de água. Por forma a evitar o arraste de partículas por percolação, a base do provete é protegida com um filtro em geotêxtil e uma placa de nylon perfurada, tal como representado na Figura 4.3.

É de referir a ocorrência de algumas fugas através do tamponamento superior, facto que obrigou à instalação de um segundo nível de o-rings, tal como esquematizado na Figura 4.3, uma vez que a aplicação de maiores tensões nos esticadores se revelou frequentemente ineficaz na eliminação de fugas.

A montagem preconizada permite ter até seis ensaios de permeabilidade a decorrer em simultâneo, como se pode ver na Figura 4.4, tantos quantos os tubos de carga disponíveis no laboratório de geotecnia do DEC/UC.

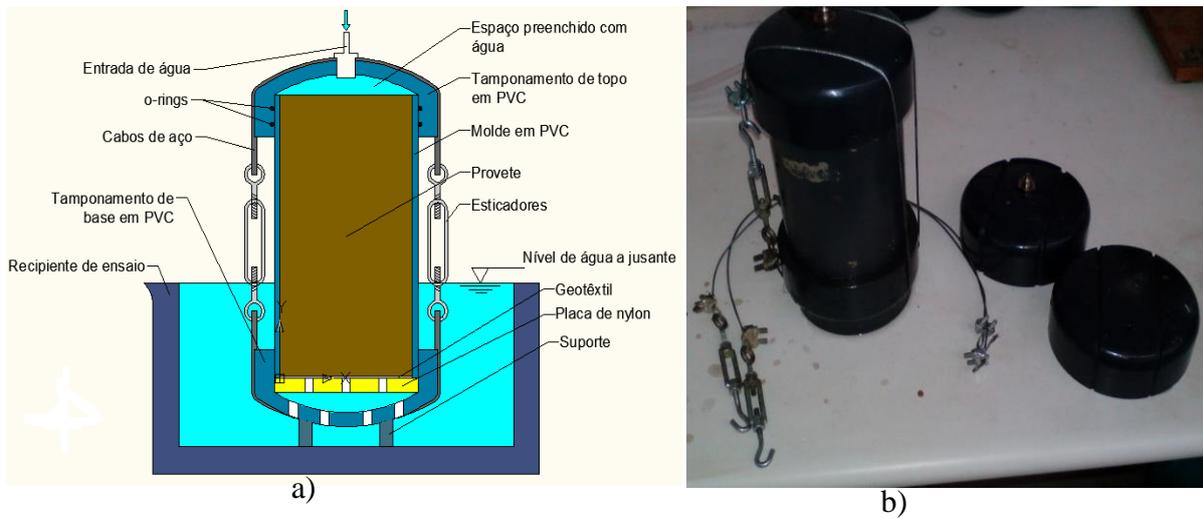


Figura 4.3 – Célula de permeabilidade: a) Esquema da célula; b) Fotografia de uma célula montada, onde se podem ver ainda os tamponamentos do topo e da base e os cabos de fixação.

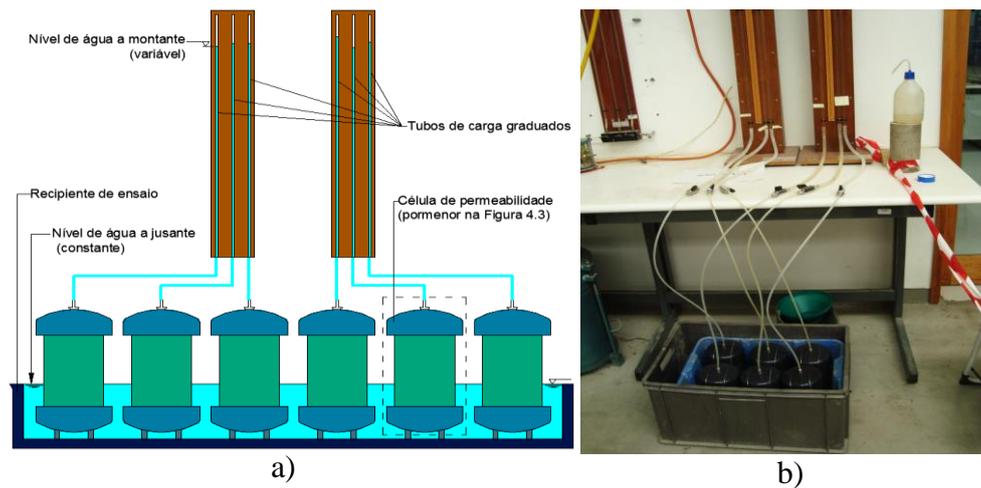


Figura 4.4 – a) Esquema de ensaio de permeabilidade com várias células; b) Ensaios de permeabilidade em curso no laboratório de geotecnia do DEC/UC.

Seguidamente descreve-se o procedimento para a realização do ensaio de permeabilidade de carga variável:

- i. Retira-se o provete do tanque de cura e retira-se a fita-cola de selagem da base.
- ii. Retifica-se o “topo” do provete com uma espátula.
- iii. Limpa-se e seca-se o molde, nomeadamente na zona superior.
- iv. Unta-se a parte superior do molde com vaselina.
- v. Limpa-se o tamponamento de topo e aplica-se vaselina, sobre e junto aos o-rings.

- vi. Instalam-se os tamponamentos de topo e da base.
- vii. Ajustam-se os cabos de aço de fixação e aplica-se tensão nos esticadores.
- viii. Saturam-se o topo da célula injetando água com uma seringa através do orifício de entrada de água.
- ix. Saturam-se o tubo de carga e liga-se à célula de permeabilidade.
- x. Abre-se a válvula, (dando início ao ensaio) e verifica-se a estanquidade do sistema.
- xi. Fazem-se leituras pelo menos uma vez por dia ao longo de 7 dias registando-se o tempo e a altura de água no tubo de carga.

4.3.2. Ensaio de Compressão Simples (UCS)

Os ensaios de compressão simples (UCS) foram realizados em conformidade com a norma NP EN 12390-3 (2011), que se refere a ensaios de compressão em provetes de betão, mas que, na falta de documentos normativos mais específicos, se considera adequada para o material em estudo. Estes ensaios foram executados em todos os provetes produzidos, incluindo os que passaram pelo ensaio de permeabilidade. Foi adotado como critério de conformidade o estipulado na norma NP EN 206-1 (2007), segundo o qual, dois provetes com as mesmas características devem ter uma variação de resultados inferior a $\pm 15\%$ do valor da média para que possam ser aceites.

Os ensaios de UCS foram levados a cabo numa prensa, de ensaios *TRISTAR 5000kg STEPLESS COMPRESSION TEST MACHINE* da *WYKEHAM FARRANCE LTD*, existente no laboratório de geotecnia do DEC/UC (Figura 4.4 c)).

Na preparação dos provetes para estes ensaios, para além dos utensílios e materiais descritos na secção 4.2.2, foi também necessário um extrator de amostras, um molde de aço para retificação dos topos e uma fita métrica para determinar as características geométricas dos provetes. O material utilizado é exposto na Figura 4.5.

O procedimento para a realização do ensaio de Compressão Simples (UCS), engloba os seguintes passos:

- i. Retira-se o provete do tanque de cura.
- ii. Removem-se os elementos de selagem da base.
- iii. Extrai-se o provete usando o extrator hidráulico e faz-se a avaliação e registo da qualidade da amostra/provete.
- iv. Retificam-se os topos do provete com a ajuda de uma espátula e do molde de aço.
- v. Registam-se a altura e massa do provete.
- vi. Posiciona-se o provete na prensa de ensaios e ajustam-se as placas à altura do provete.

- vii. O ensaio UCS é realizado impondo-se uma velocidade de deformação constante de 2mm/min, que corresponde a 1%/min da altura do provete, durante o ensaio é feito o registo automático de dados (deformação axial (mm) e força aplicada (N)).
- viii. Uma vez concluído o ensaio UCS, regista-se o modo de rotura da amostra e controla-se o teor em água final.

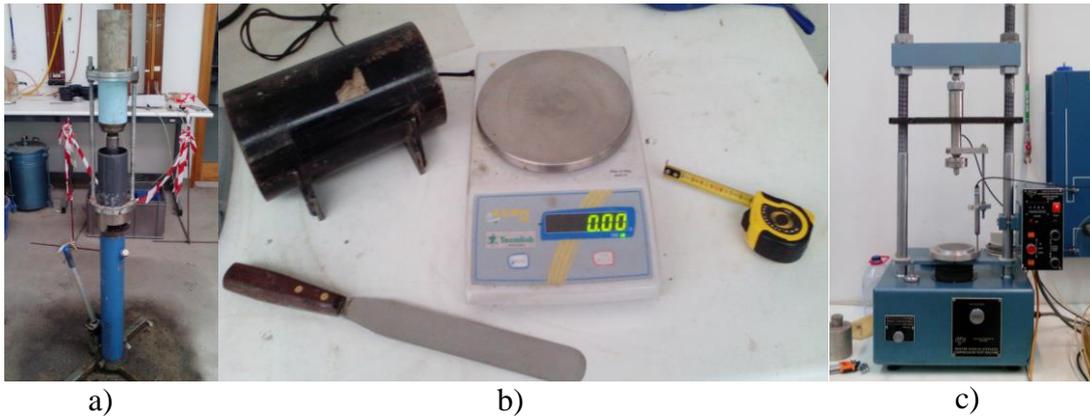


Figura 4.5 – Preparação de provetes para ensaio UCS: a) Extrator hidráulico; b) Utensílios e materiais diversos; c) prensa de ensaios universal.

Na Figura 4.6 mostra-se o aspeto final de alguns provetes ensaiados à compressão simples, podendo ocorrer a rotura por uma superfície de corte inclinada (Figura 4.6 a)) como é típico dos solos, com fissuração vertical (Figura 4.6 b)) ou através da formação de uma cunha cónica no interior do provete (Figura 4.6 c)).

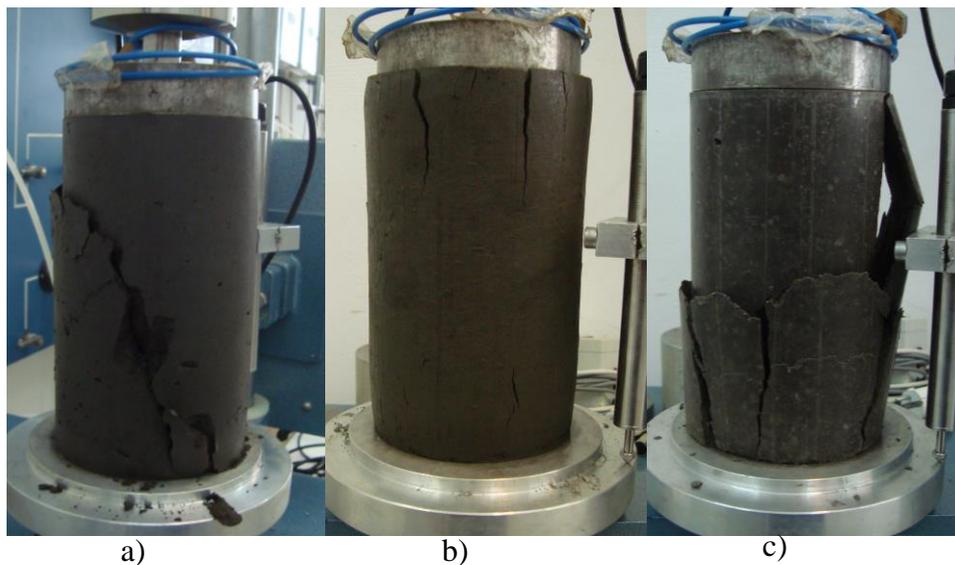


Figura 4.6 – a) Provete TC_90; b) Provete C+QL(50); c) Provete Dos_400 b).

5 ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 Introdução

No presente capítulo expõem-se e analisam-se os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais para o estudo da permeabilidade e comportamento mecânico do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente. Tal estudo foi conduzido mediante a realização de dois tipos de ensaios: Compressão não confinada (UCS) e permeâmetros de carga variável (kcv). Todos os resultados seguidamente apresentados têm por base provetes de solo quimicamente estabilizado preparados segundo o procedimento laboratorial descrito no Capítulo 4.

Numa primeira fase apresentam-se os resultados provenientes de análise paramétrica, onde se procura avaliar a influência potencial do tempo de cura (TC), dosagem (Dos) e tipo de ligante no desempenho hidráulico e mecânico dos provetes estabilizados. O estudo é complementado com duas análises fatoriais, procurando descrever as relações da dosagem com o tempo de cura ou com o tipo de ligante.

5.2 Análise paramétrica

5.2.1 Tempo de cura

No Quadro 5.1 encontram-se resumidos os resultados obtidos em ensaios kcv e UCS realizados sobre provetes com diferentes tempos de cura (a variar entre 7 e 90 dias). Para além da identificação do provete, o quadro inclui o valor da permeabilidade (k), resistência máxima à compressão simples ($q_{u\text{ máx}}$), extensão axial na rotura (ε_a) e módulo de deformabilidade não drenado secante definido para 50% de $q_{u\text{ máx}}$ ($E_{u\text{ sec }0,5}$).

Analisando os resultados da permeabilidade, constata-se que esta diminui com o aumento do tempo de cura (Figura 5.1) refletindo o preenchimento progressivo dos vazios pelos produtos das reações de hidratação. Com o aumento do tempo de cura diminui a velocidade de produção dos produtos das reações, o que se repercute numa menor variação da permeabilidade para maiores tempos de cura (Figura 5.1 a)). No entanto, a variação da permeabilidade com o tempo de cura pode ser razoavelmente descrita através de uma regressão linear num gráfico semi-logarítmico, tal como o apresentado na Figura 5.1 b).

Quadro 5.1 – Resultados dos ensaios realizados sobre provetes com diferentes tempos de cura (Dos=175 kg/m³; ligante= cimento Portland)

Tempo de cura (dias)	Provete	k (m/s)	k _{méd} (m/s)	q _u máx (kPa)	q _u máx ^{méd} (kPa)	ε _a (%)	E _{u sec 0,5} (MPa)	E _{u sec 0,5} ^{méd} (MPa)
7	TC_7 a)	5,66E-10	5,54E-10	*569,26	-	*1,95	*104,97	-
	TC_7 c)	5,43E-10		*568,43		*1,89	*134,93	
	TC_7 b)	-	-	435,41	432,73	2,38	80,58	80,33
	TC_7 d)	-	-	430,04		1,78	80,09	
14	TC_14 a)	3,78E-10	3,74E-10	*688,52	-	*1,88	*101,33	-
	TC_14 c)	3,69E-10		*682,82		*1,95	*149,08	
	TC_14 b)	-	-	575,58	556,20	1,77	133,19	111,73
	TC_14 d)	-	-	536,83		1,99	90,26	
28 (Base)	Base 1	3,14E-10	3,24E-10	*733,68	-	*1,28	*177,26	-
	Base 3	3,12E-10		*720,51		*1,29	*129,48	
	Base 5	3,23E-10		*733,19		*1,51	*174,66	
	Base 6	3,45E-10		*717,39		*1,15	*176,12	
	Base 2	-	-	712,10	705,94	1,54	141,23	151,87
	Base 4	-		697,39		1,72	125,44	
	Base 7	-		708,33		1,57	188,94	
60	TC_60 a)	3,09E-10	2,46E-10	*880,82	-	*1,11	*230,12	-
	TC_60 c)	2,39E-10		*1068,92		*2,12	*137,55	
	TC_60 g)	1,90E-10		*1039,14		*1,02	*259,76	
	TC_60 f)	-	-	1006,26	999,19	1,19	240,46	239,67
	TC_60 h)	-	-	992,12		1,00	238,88	
90	TC_90 i)	1,39E-10	1,67E-10	*1066,78	-	*1,14	*277,52	-
	TC_90 a) i	1,68E-10		*1133,92		*1,00	*155,40	
	TC_90 c) i	1,94E-10		*1085,73		*0,88	*198,62	
	TC_90 d) i	1,67E-10		*1083,61		*0,86	*182,83	
	TC_90 f)	-	-	1158,03	1145,51	1,08	222,09	212,59
	TC_90 h)	-	-	1133,00		1,10	203,08	

* – resultados dos ensaios UCS realizados após a execução dos ensaios kvv, isto é, com um tempo de cura acrescido de 7 dias.

No que respeita ao comportamento mecânico, a Figura 5.2 exhibe as curvas tensão-extensão dos provetes ensaiados para o tempo de cura especificado no Quadro 5.1.

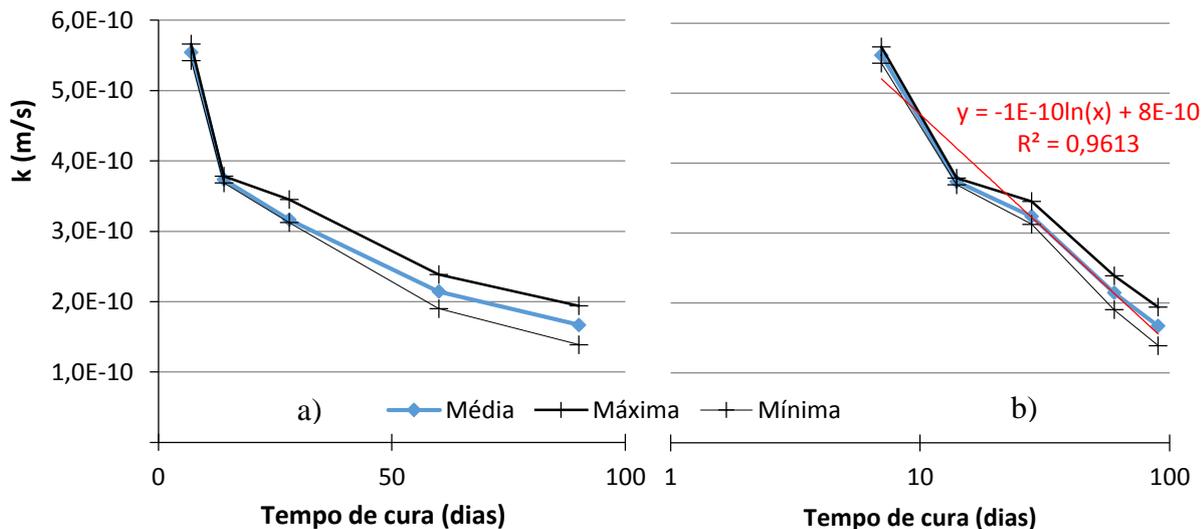


Figura 5.1 – Variação da permeabilidade com o tempo de cura: a) em escala decimal; b) em escala logarítmica.

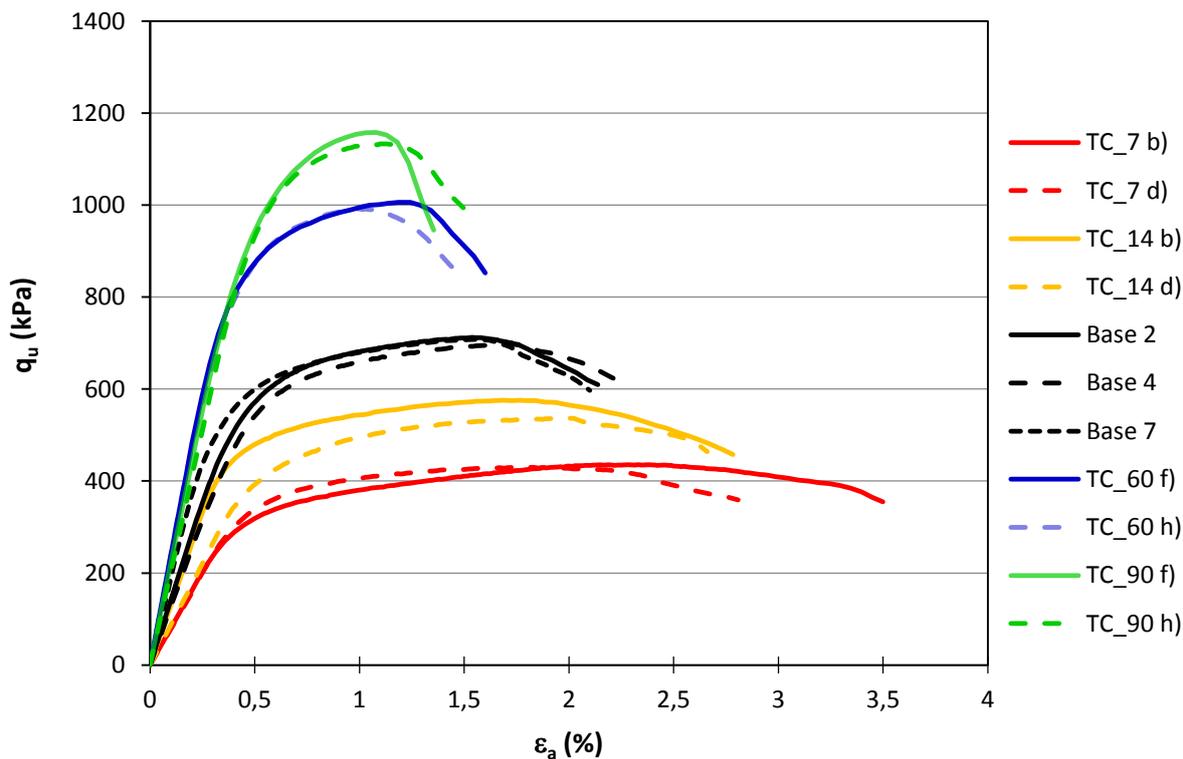


Figura 5.2 – Comportamento tensão-extensão de provetes em função do tempo de cura.

A partir da leitura da figura observa-se o aumento da tensão de rotura com o tempo de cura, sendo também evidente o aumento do módulo de deformabilidade $E_{u \text{ sec } 0,5}$. Este facto é uma vez mais reflexo do desenvolvimento no tempo das reações de hidratação com a produção de mais produtos

cimentícios responsáveis pelo aumento da resistência e rigidez. O comportamento evolui no sentido de o material estabilizado exibir um comportamento mais frágil com o aumento do tempo de cura, facto bem evidenciado pelo aumento de $q_{u\text{ máx}}$ e redução da extensão na rotura.

Os resultados dos ensaios UCS realizados sobre os provetes previamente sujeitos a ensaios *kcv*, estão em concordância com os demais resultados, mantendo-se válidas as conclusões atrás enunciadas. Contudo, até 28 dias de cura observa-se nos provetes previamente submetidos a ensaios de permeabilidade uma maior resistência e rigidez em relação aos provetes unicamente sujeitos a ensaios UCS. Este comportamento deve-se ao facto de os provetes sujeitos aos ensaios *kcv* apresentarem um tempo total de cura de mais 7 dias, correspondendo este acréscimo ao tempo de execução do ensaio *kcv*.

A generalidade dos resultados dos ensaios UCS está dentro do critério de conformidade adotado ($\pm 15\%$ de variação face ao valor médio de $q_{u\text{ máx}}$, NP EN 206-1 (2007)). No entanto, em alguns casos verificou-se a existência de maiores variações do $E_{u\text{ sec }0,5}$, explicados pela variabilidade inerente ao trabalho experimental.

Da leitura do Quadro 5.1 e da Figura 5.2 observa-se que os provetes com 60 dias de cura têm ligeiramente maior rigidez que os provetes de 90 dias. Embora estes resultados estejam dentro da variabilidade natural dos ensaios, este facto sugere que a dependência da deformabilidade face ao tempo de cura diminui com o aumento deste.

A Figura 5.3 resume de forma clara a variação da resistência máxima à compressão simples ($q_{u\text{ máx}}$) com o aumento do tempo de cura, comportamento este similar ao observado com o material betão.

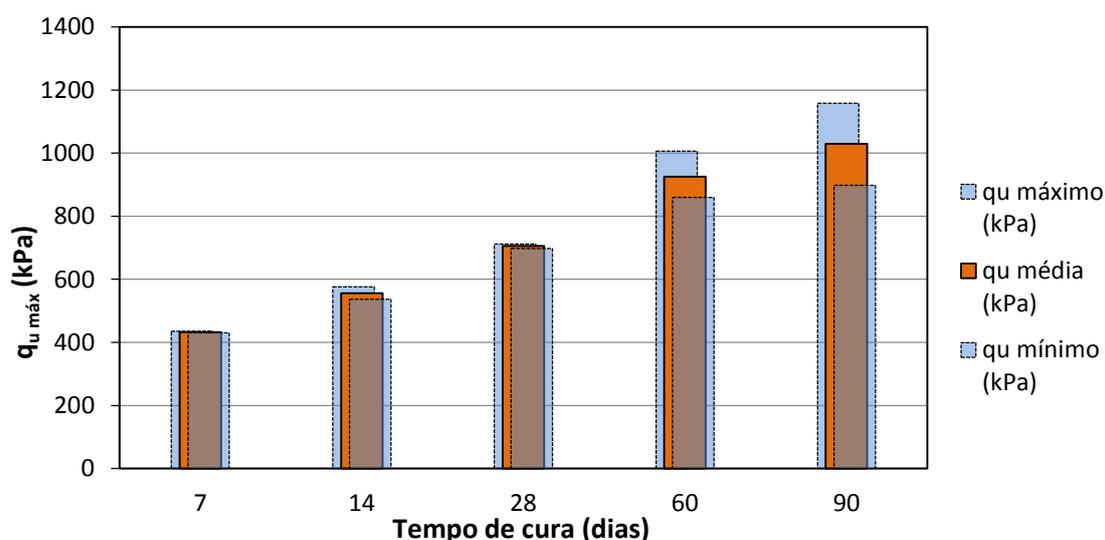


Figura 5.3 – Variação de $q_{u\text{ máx}}$ com o tempo de cura.

5.2.2 Dosagem

No Quadro 5.2 estão resumidos os resultados dos ensaios kv e UCS realizados para caracterizar o comportamento hidráulico e mecânico de provetes preparados com diferentes dosagens (0, 75, 125, 175, 250 e 400 kg/m³).

Quadro 5.2 – Resultados dos ensaios realizados sobre provetes preparados com diferentes dosagens (tempo de cura = 28 dias; ligante = cimento Portland).

Dosagens (kg/m ³)	Provete	k (m/s)	k _{méd} (m/s)	Q _u máx (kPa)	Q _u máx ^{méd} (kPa)	ε _a (%)	E _{u sec 0,5} (MPa)	E _{u sec 0,5} ^{méd} (MPa)
0	F2	4,99E-09	2,96E-09	-	-	-	-	-
	F3	2,40E-09		-		-		
	F4	2,23E-09		-		-		
	F5	2,22E-09		-		-		
75	Dos_75 a)	3,69E-09	3,73E-09	*90,32	-	*5,17	*26,62	-
	Dos_75 c)	3,77E-09		*78,21		*2,52	*21,33	
	Dos_75 b)	-	-	77,94	81,91	3,33	15,35	17,08
	Dos_75 d)	-	-	85,89		5,01	18,81	
125	Dos_125 a i)	9,20E-10	9,26E-10	*331,56	-	*2,66	*89,81	-
	Dos_125 c i)	9,56E-10		*325,59		*2,48	*61,66	
	Dos_125 a ii)	9,00E-10		*322,35		*1,70	*89,80	
	Dos_125 b i)	-	-	277,86	284,91	1,91	66,35	75,82
	Dos_125 d i)	-	-	263,73		1,75	85,81	
	Dos_125 b ii)	-	-	313,13		2,26	75,30	
175 (Base)	Base 1	3,14E-10	3,24E-10	*733,68	-	*1,28	*177,27	-
	Base 3	3,12E-10		*720,51		*1,29	*129,48	
	Base 5	3,23E-10		*733,19		*1,51	*174,66	
	Base 6	3,45E-10		717,39		*1,15	*176,12	
	Base 2	-	-	712,10	705,94	1,54	141,23	151,87
	Base 4	-	-	697,39		1,72	125,44	
	Base 7	-	-	708,33		1,57	188,94	
250	Dos_250 a)	1,46E-10	1,49E-10	*1931,47	-	*0,94	*408,78	-
	Dos_250 c)	1,52E-10		*1930,35		Δ	Δ	
	Dos_250 b)	-	-	1687,70	1698,32	0,74	315,23	324,50
	Dos_250 d)	-	-	1708,93		0,92	333,77	
400	Dos_400 a)	7,15E-11	7,24E-11	0	-	0	0	-
	Dos_400 c)	7,32E-11		*4513,94		*0,65	*805,24	
	Dos_400 b)	-	-	4182,43	4326,23	0,66	787,13	848,70
	Dos_400 d)	-	-	4470,02		0,62	910,28	

Δ – transdutor de deslocamento não estava fixo.

* – resultados dos ensaios UCS realizados após a execução dos ensaios kv, isto é, com um tempo de cura acrescido de 7 dias.

Os resultados dos ensaios *k_{cv}* permitem observar que a permeabilidade diminui com o aumento da dosagem refletindo a maior produção de produtos das reações de hidratação que preenchem os vazios, logo, redução da permeabilidade. Estes resultados estão representados na Figura 5.4 onde, para melhor visualização da variação da permeabilidade com a dosagem, se representa o eixo das ordenadas em escala logarítmica.

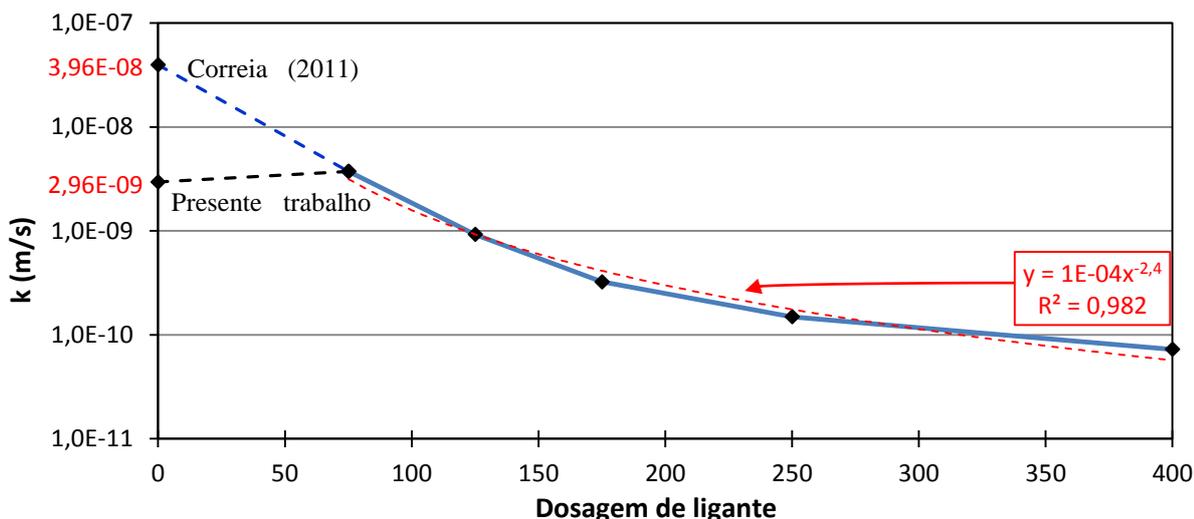


Figura 5.4 – Variação da permeabilidade em função da dosagem.

O facto de a permeabilidade com uma dosagem zero (solo) ser menor que para a dosagem de 75 kg/m³, prende-se provavelmente com um fenómeno de consolidação da amostra de solo ocorrido durante a realização do ensaio *k_{cv}*. Verificou-se em laboratório que houve um assentamento superficial expressivo nestas amostras (na ordem dos 16 mm, correspondendo a cerca de 8% da altura total do provete) durante os ensaios de permeabilidade, o que aponta para uma redução do índice de vazios e conseqüente redução da permeabilidade. Refira-se que o valor da permeabilidade medido no presente trabalho ($2,96 \times 10^{-9}$ m/s) foi obtido a partir de amostras remexidas em laboratório seguindo o procedimento adotado na preparação das amostras estabilizadas (secção 4.2.2). O valor da permeabilidade do solo natural medido a partir de amostras intactas é de $3,96 \times 10^{-8}$ m/s (Correia 2011), cerca de 13 vezes superior à obtida com amostras remexidas. Esta diferença de permeabilidades é fundamentalmente explicada pela presença de fibras vegetais que atravessam as amostras intactas segundo alinhamentos quase verticais, constituindo caminhos preferenciais de percolação na direção vertical (Correia 2011). Convém referir que este fenómeno não ocorreu nas amostras com dosagem de 75 kg/m³. Ainda que estas amostras exibam fraco comportamento a esforços de compressão simples (Figura 5.4), a quantidade de ligante, 75 kg/m³, equivalente a um teor em ligante (a_w , definido como a razão entre as massas secas de ligante e do solo) de 9,14%, é suficiente para a contração, nas primeiras horas de cura, de uma matriz sólida que “impede” a ocorrência de elevadas deformações volumétricas para as tensões induzidas pelo peso próprio. A mera

observação deste fenómeno no laboratório indica a possibilidade de se reduzir a permeabilidade do solo sem recurso a ligantes, recorrendo apenas a técnicas de densificação do solo.

Relativamente aos resultados dos ensaios UCS, correspondentes ao comportamento mecânico, a Figura 5.5 expõe as curvas tensão-extensão referentes aos provetes com tempo de cura de 28 dias por variação da dosagem de ligante. Os provetes sem ligante não foram submetidos a ensaio UCS pois não tinham sequer capacidade de auto suporte, o que impossibilita a realização do ensaio e indica uma resistência quase nula.

Atendendo à Figura 5.5 e ao Quadro 5.2, observa-se uma clara tendência do aumento da resistência ($q_{u \text{ máx}}$) e do módulo de deformabilidade ($E_{u \text{ sec } 0,5}$) com o aumento da dosagem de ligante, refletindo o desenvolvimento de um maior número de reações de hidratação. Ao maior número de reações de hidratação corresponde o desenvolvimento de uma matriz mais densa e rígida, responsável pela melhoria do comportamento mecânico. De facto a dosagem de ligante desempenha um papel vital no comportamento do solo estabilizado quimicamente, podendo dizer-se que à medida que a dosagem diminui, o comportamento à compressão tende a ser mais dúctil, exibindo menor rigidez e resistência, aproximando-se do comportamento típico de um solo não estabilizado. A Figura 5.6 resume a evolução da resistência máxima à compressão simples ($q_{u \text{ máx}}$) por variação da dosagem de ligante.

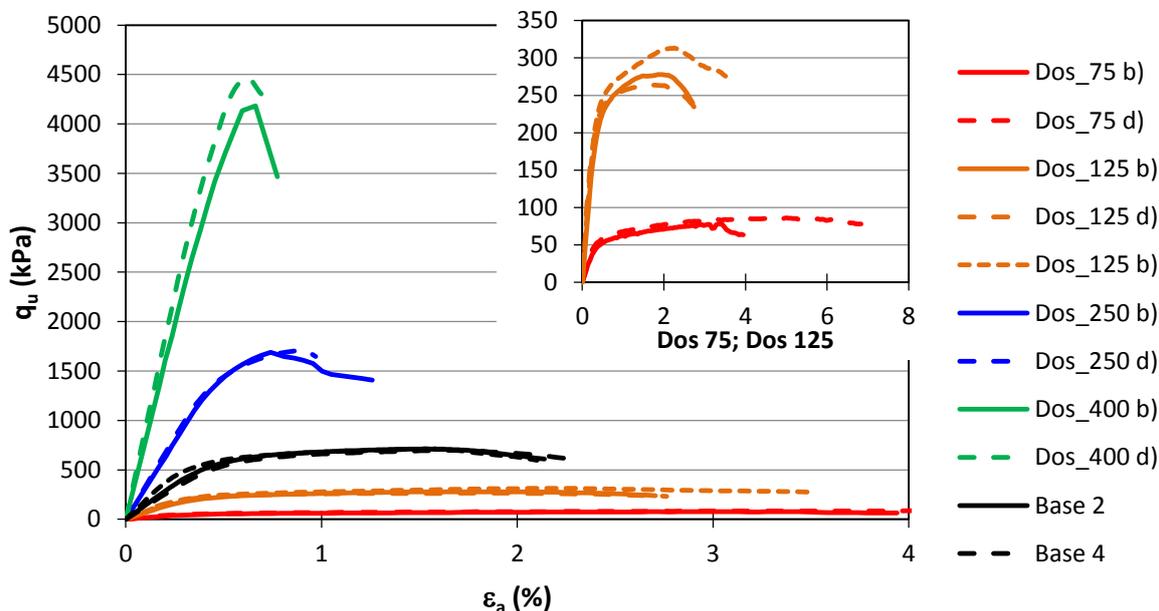
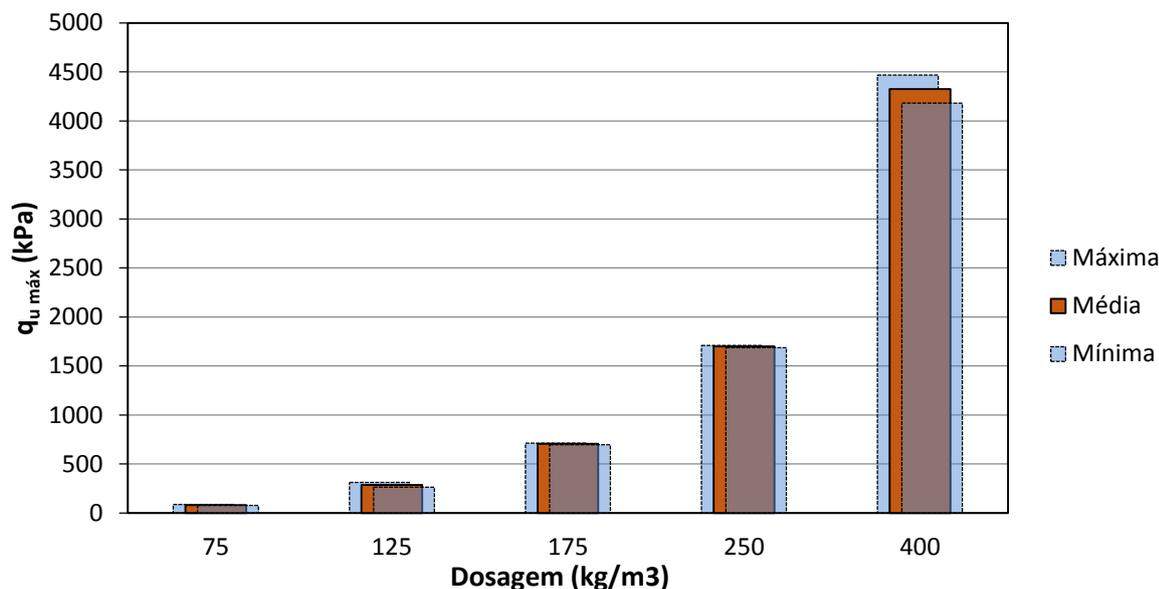


Figura 5.5 – Comportamento tensão-extensão de provetes em função da dosagem.

Figura 5.6 – Variação de $q_{u \text{ máx}}$ com a dosagem.

5.2.3 Tipo de ligante

No Quadro 5.3 apresentam-se os principais resultados dos ensaios k_{cv} e UCS realizados com o objetivo de investigar o impacto do tipo de ligante sobre o comportamento hidráulico e mecânico de provetes estabilizados quimicamente. Neste estudo utilizou-se o cimento Portland tipo I 42,5R (C) como ligante base, o qual foi parcialmente substituído por escória granulada de alto forno (E), cal viva (QL), cinzas volantes (FA) ou sílica de fumo (SF) em diferentes proporções referidas à massa seca dos ligantes (5, 25 ou 50%).

Começando a análise pelos resultados dos ensaios k_{cv} constata-se que a substituição parcial do cimento por outro ligante origina sempre o crescimento da permeabilidade face à do cimento isolado. Este resultado é indicativo de que a substituição parcial do cimento por outro ligante origina a produção de menor quantidade de produtos das reações de hidratação e/ou a produção de produtos de reação mais densos (ocupando um menor volume), resultando em qualquer dos casos uma matriz de solo estabilizado menos densa. Este facto é amplificado quando se aumenta a proporção do segundo ligante, tal como o representado na Figura 5.7, sendo mais expressivo para a cal viva e para a cinza volante.

Quadro 5.3 – Resultados dos ensaios realizados sobre provetes preparados com diferentes ligantes (dos = 175 kg/m³; tempo de cura = 28 dias).

Ligante e proporção	Provete	k (m/s)	k _{méd} (m/s)	q _{u máx} (kPa)	q _{u máx} ^{méd} (kPa)	ε _a (%)	E _{u sec 0,5} (MPa)	E _{u sec 0,5} ^{méd} (MPa)
Cimento 100% (Base)	Base 1	3,13629E-10	3,24E-10	*733,68	-	*1,28	*177,27	-
	Base 3	3,12433E-10		*720,51		*1,29	*129,48	
	Base 5	3,23369E-10		*733,19		*1,51	*174,66	
	Base 6	3,45175E-10		*717,39		*1,15	*176,12	
	Base 2	-	-	712,10	705,94	1,54	141,23	151,87
	Base 4	-	-	697,39	1,72	125,44		
	Base 7	-	-	708,33	1,57	188,94		
Escórias 25%	C+E(25) a)	4,35E-10	4,38E-10	*599,75	-	*1,91	*104,20	-
	C+E(25) c)	4,17E-10		*601,86		*1,72	*105,76	
	C+E(25) e)	4,63E-10		*745,26		*1,70	176,18*	
	C+E(25) f)	-	-	615,15	615,15	1,91	172,50	172,50
Escórias 50%	C+E(50) a)	5,14E-10	4,77E-10	*658,47	-	*1,10	*246,09	-
	C+E(50) c)	4,41E-10		*649,61		*0,64	*294,48	
	C+E(50) b)	-	-	483,89	491,63	1,22	129,36	116,75
	C+E(50) d)	-	-	499,37	2,55	104,15		
Cal viva 25%	C+QL(25) a)	1,75E-09	1,69E-09	*312,70	-	*2,98	*26,07	-
	C+QL(25) c)	1,64E-09		*309,87		*3,37	*22,20	
	C+QL(25) b)	-	-	316,40	314,59	3,34	22,10	25,53
	C+QL(25) d)	-	-	312,78	2,95	28,95		
Cal viva 50%	C+QL(50) a)	4,69E-09	4,74E-09	*80,71	-	*9,61	*1,07	-
	C+QL(50) c)	4,79E-09		*75,70		*9,23	*1,00	
	C+QL(50) b)	-	-	72,74	75,71	10,14	0,90	1,02
	C+QL(50) d)	-	-	78,67	9,15	1,13		
Cinzas volantes 25%	C+FA(25) a)	9,76E-10	9,73E-10	*333,94	-	*1,26	*102,34	-
	C+FA(25) c)	9,69E-10		*341,13		*1,43	*101,32	
	C+FA(25) b)	-	-	344,05	341,28	1,58	85,20	82,40
	C+FA(25) d)	-	-	338,51	1,52	79,61		
Cinzas volantes 50%	C+FA(50) a)	2,54E-09	2,69E-09	*149,00	-	*2,48	*40,54	-
	C+FA(50) c)	2,85E-09		*140,34		*2,61	*34,60	
	C+FA(50) b)	-	-	177,37	174,19	2,23	48,00	45,61
	C+FA(50) d)	-	-	171,01	2,38	43,22		
Sílica de fumo 5%	C+SF(5) a)	6,76E-10	5,87E-10	*525,95	-	*1,69	*96,19	-
	C+SF(5) c)	4,99E-10		*639,20		*1,20	*115,71	
	C+SF(5) b)	-	-	487,63	495,71	1,87	69,47	67,84
	C+SF(5) d)	-	-	503,78	2,35	66,22		
Sílica de fumo 25%	C+SF(25) a)	9,92E-10	9,81E-10	*346,65	-	*2,38	*69,61	-
	C+SF(25) c)	9,69E-10		*346,81		*2,12	*65,19	
	C+SF(25) b)	-	-	353,37	339,93	2,31	55,17	56,39
	C+SF(25) d)	-	-	326,50	2,23	57,61		

* – resultados dos ensaios UCS realizados após a execução dos ensaios kcv, isto é, com um tempo de cura acrescido de 7 dias.

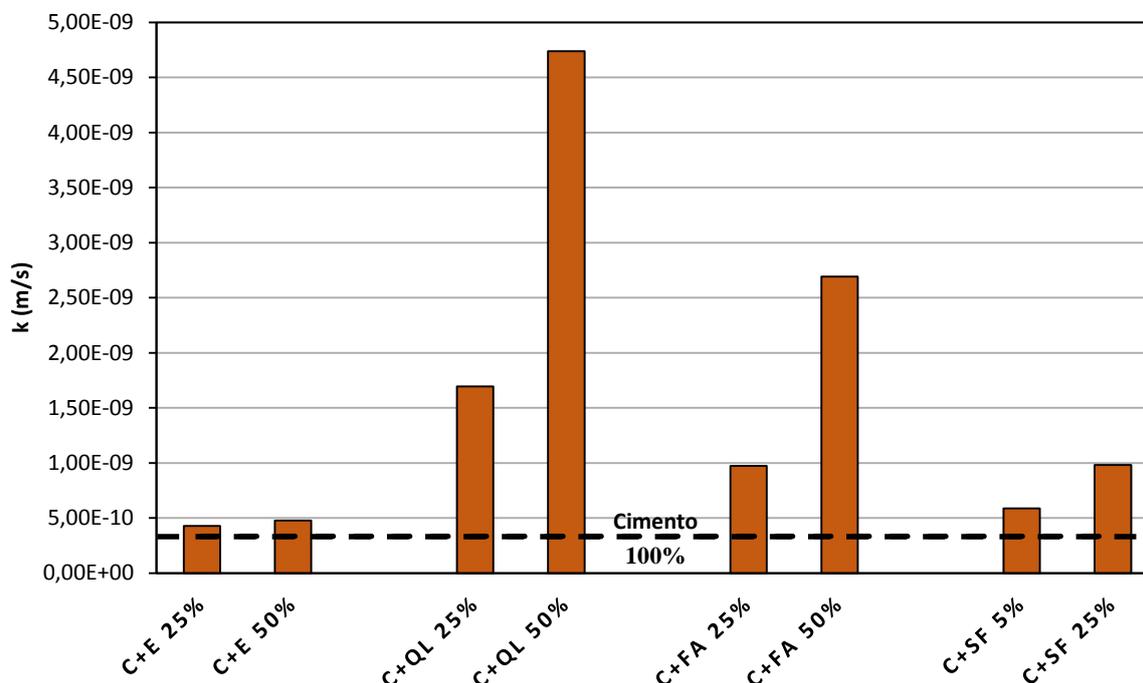


Figura 5.7 – Variação da permeabilidade em função do tipo e proporção de ligante.

Tomando por referência a permeabilidade do cimento a 100%, observa-se que a introdução da escória e da sílica de fumo como substitutos parciais do cimento originam pequenas variações de permeabilidade, permitindo concluir que estes dois tipos de ligante não alteram sobremaneira o desempenho hidráulico do solo estabilizado, com a vantagem de serem económica e ambientalmente mais atrativos que o cimento.

Analisando agora os resultados dos ensaios UCS realizados sobre provetes com um tempo de cura de 28 dias, verifica-se que a substituição parcial do cimento por outro ligante origina em todos os casos a redução da resistência ($q_{u \text{ máx}}$) e do módulo de deformabilidade ($E_{u \text{ sec } 0,5}$), Quadro 5.3 e Figura 5.8. Estes resultados são mais uma vez indicativos que a introdução de outros ligantes como substitutos parciais do cimento origina uma matriz sólida menos densa, resistente e rígida, facto este tanto mais expressivo quanto maior a proporção do segundo ligante.

Em termos absolutos (Figura 5.9) constata-se que a cal viva é o ligante que origina o pior desempenho mecânico, ao passo que a escória é o ligante com menor degradação das propriedades mecânicas face ao valor de referência do cimento a 100%. Ou seja, de entre os tipos de ligante analisados, a escória é aquele que pode adicionar vantagens económicas e ambientais à substituição parcial do cimento sem comprometer significativamente o desempenho mecânico.

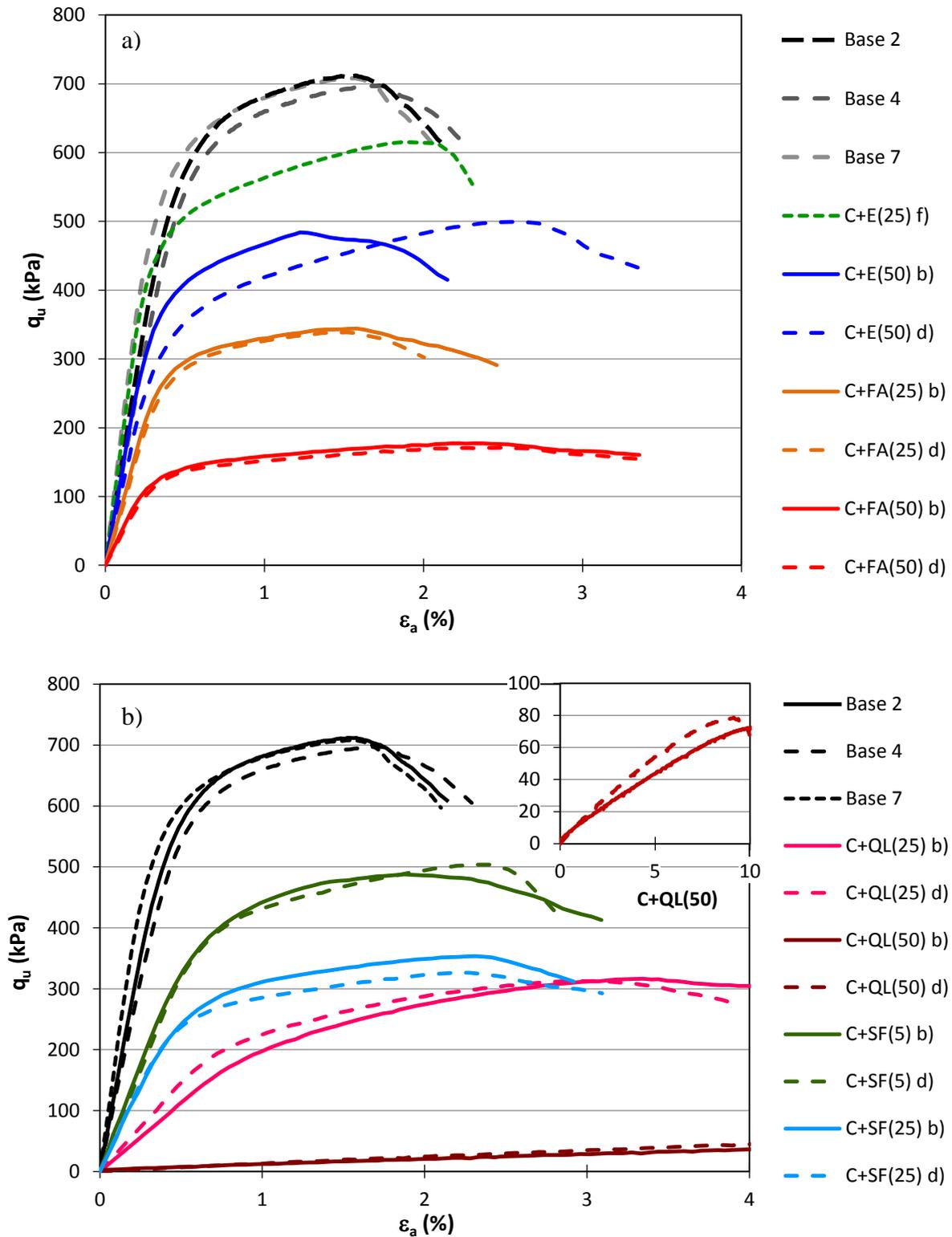


Figura 5.8 - Comportamento tensão-extensão de provetes em função do tipo e proporção de ligante: a) Provetes base, provetes utilizando escórias e cinzas volantes; b) Provetes base, provetes utilizando cal viva e provetes utilizando sílica de fumo.

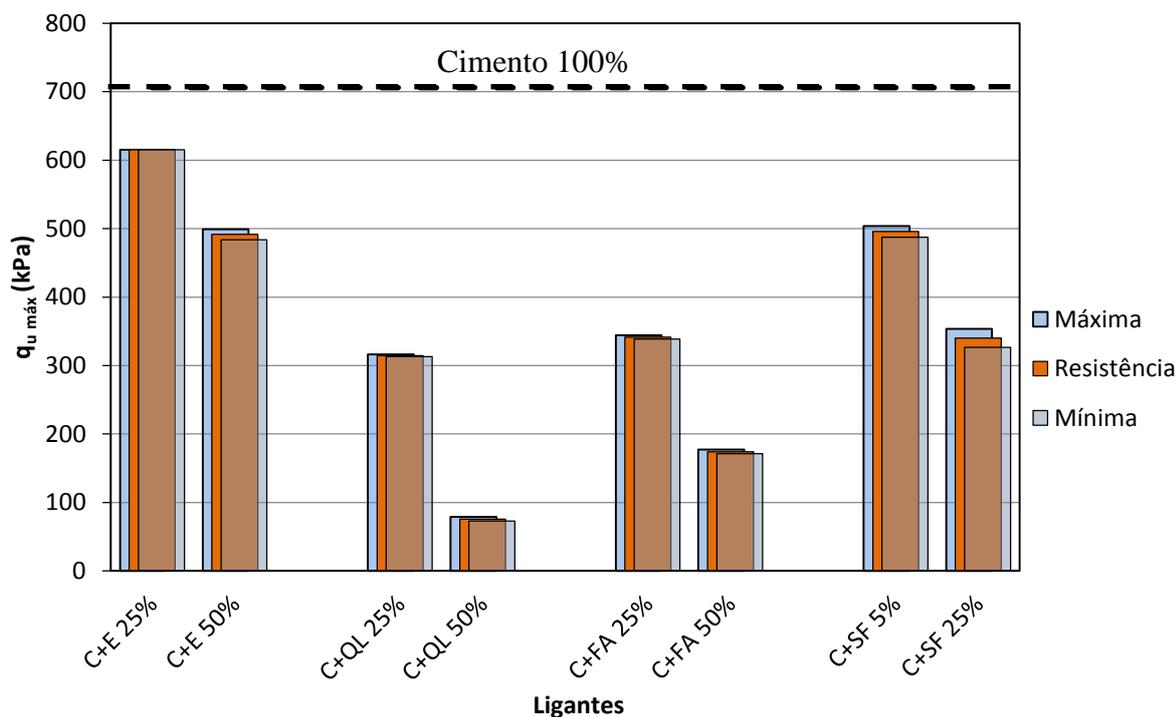


Figura 5.9 – Variação do $q_{u \text{ máx}}$ com o tipo e proporção de ligante.

5.2.4 Considerações finais

A variação do tempo de cura de 7 até 90 dias originou a redução da permeabilidade de $5,54 \times 10^{-10}$ para $2,37 \times 10^{-10}$ m/s (quase 60% de redução), não excedendo uma ordem de grandeza. Em termos de resistência à compressão, o mesmo aumento do tempo de cura promoveu um aumento da resistência de 432,73 para 1145,51 kPa (aumento de 165%). O módulo de deformabilidade teve o mesmo aumento de 165% (passando de 80,33 MPa aos 7 dias para 212,59 MPa aos 90 dias).

Estes resultados estão em linha com o estipulado na secção 2.3.4, ou seja a permeabilidade diminui com o aumento do tempo de cura. Esta diminuição deve-se à evolução no tempo das reações cimentícias/pozolânicas que continuam a produzir produtos da hidratação promovendo a ligação entre partículas e o preenchimento dos poros, dando origem a uma matriz sólida mais densa, resistente e rígida, ou seja, as mesmas razões justificam o melhoramento do comportamento mecânico em compressão com o aumento do tempo de cura.

De entre os três parâmetros analisados observa-se que a dosagem foi o parâmetro que teve mais impacto nos desempenhos hidráulico e mecânico. Ao variar a dosagem de 75 até 400 kg/m³ conseguiu-se um decréscimo na permeabilidade equivalente de duas ordens de grandeza, passando de $3,73 \times 10^{-9}$ até $7,24 \times 10^{-11}$ m/s, e um aumento da resistência à compressão ($q_{u \text{ máx}}$) de 81,91 para 4326,23 kPa (equivalente a um crescimento de 52 vezes). O módulo de deformabilidade médio da

mistura padrão encontrava-se nos 151,87 MPa e variou entre os 17,08 MPa, correspondentes à dosagem de 75 kg/m³, até aos 848,70 MPa para a dosagem de 400 kg/m³, ou seja uma variação de 4800%.

Esta diminuição da permeabilidade e aumento da resistência e módulo de deformabilidade com o aumento da dosagem é explicado pelo desenvolvimento de um maior número de reações de hidratação originando a construção de uma matriz sólida mais densa, resistente e rígida, com a vantagem adicional de se estar utilizar o cimento, que se entende ser o ligante de entre os estudados com as melhores propriedades aglomerantes.

Apesar do desempenho excecional para a dosagem de 400 kg/m³, há que referir que esta dosagem corresponde a um valor muito elevado o que pode tornar a sua aplicação em campo contraproducente.

Relativamente ao parâmetro tipo de ligante, em termos gerais a substituição parcial do cimento por qualquer dos ligantes analisados origina um desempenho hidráulico e mecânico aquém do obtido com o cimento Portland isolado. O declínio nos desempenhos hidráulico e mecânico indica que os diferentes tipos de ligantes analisados têm propriedades aglomerantes inferiores às do cimento.

A escória na proporção de 25% é o ligante que fornece resultados mais próximos dos obtidos com o cimento a 100% ao passo que a cal viva na proporção de 50% fornece os piores resultados. Estes resultados estão em concordância com as conclusões apresentadas por Correia (2011), Teles (2013) e Antunes (2014).

A utilização de 25% de escórias na massa de ligante levou a um aumento da permeabilidade de $3,24 \times 10^{-10}$ m/s, valor de referência do cimento isolado a uma dosagem de 175 kg/m³, para $4,38 \times 10^{-10}$ m/s, o que corresponde a um aumento de 35%. O aumento da proporção de escória para 50% elevou a permeabilidade para $4,77 \times 10^{-10}$ m/s, 47% acima do valor de referência.

Em termos de comportamento mecânico, a utilização de 25% de escórias fixou a resistência máxima à compressão em 615,15 kPa, cerca de 87% do valor de referência (705,94 kPa). O aumento da proporção de escória para 50% diminui a resistência máxima para 491,63 kPa (69,6% do valor de referência). Convém referir que os piores desempenhos obtidos com a utilização de escória são melhores que os desempenhos obtidos com outros aditivos.

A introdução de cinzas volantes na proporção de 25% promoveu o aumento da permeabilidade face ao cimento isolado, de $3,24 \times 10^{-10}$ m/s para $9,73 \times 10^{-10}$ m/s correspondente a 200% do valor de referência inicial. A resistência caiu de 705,94 kPa, referente ao cimento isolado, para 341,28 kPa (ou seja 48% do valor de referência). Ao aumentar a proporção de cinzas volantes de 25 para 50%, estas

diferenças dilatam-se e atinge-se um valor máximo de permeabilidade de $2,69 \times 10^{-9}$ m/s (830% face ao cimento isolado) e um mínimo para a resistência 174,19 kPa (24% do valor com cimento isolado).

A substituição de 25% de cimento por cal viva origina o aumento da permeabilidade em uma ordem de grandeza, de $3,24 \times 10^{-10}$ (cimento 100%) para $1,69 \times 10^{-9}$ m/s, um aumento de 422%, enquanto a resistência baixa de 705,94 para 314,59 kPa (44,5% do valor inicial). O aumento da proporção de cal para 50% aumenta a permeabilidade até $4,74 \times 10^{-9}$ m/s, o valor mais elevado de permeabilidade medido em todo este estudo (1363% face ao cimento isolado!), exibindo a pior das resistências medidas em todo o estudo, apenas 75,71 kPa (apenas 10,7% da resistência do cimento isolado).

O fraco desempenho hidráulico e mecânico da cal viva está relacionado com a velocidade de desenvolvimento das reações de hidratação da cal viva, em especial as pozolânicas, as quais ocorrem durante longos períodos temporais (meses ou anos Correia 2011), ou seja, para o tempo de cura considerado (28 dias) as reações pozolânicas ainda não são expressivas.

A utilização da sílica de fumo numa proporção de 5% origina o aumento da permeabilidade da mistura para $5,87 \times 10^{-10}$ m/s, (81% mais que a da mistura de referência), ainda assim superior à permeabilidade obtida com a utilização de escória. Era expectável que o aumento da proporção de sílica de fumo para 25% originasse a redução da permeabilidade, devido ao provável melhor preenchimento dos vazios, no entanto, os resultados obtidos indicam o oposto, tal como o observado por Correia (2011) e Casaleiro (2014). Este resultado pode estar associado à elevada percentagem de sílica de fumo, a qual parece dar origem a uma matriz mais “aberta” (menos densa) devido à má distribuição de tão elevada quantidade de partículas de sílica de fumo. Acresce que as partículas de sílica de fumo não têm propriedades aglomerantes, podendo impedir a formação de ligações cimentícias com as partículas do solo, ou seja, originar uma matriz menos resistente e rígida. Os resultados em termos de desempenho mecânico têm igual justificação.

Em termos de resistência máxima à compressão simples ($q_{u\text{máx}}$), a introdução de 5% de sílica de fumo origina um decréscimo da resistência para 495,71 kPa (70% do valor de referência), a qual decai ainda mais, para os 339,93 kPa quando a percentagem de sílica de fumo sobe para os 25%.

A sílica de fumo foi utilizada neste estudo partindo do pressuposto que as suas partículas de reduzidas dimensões se estabeleceriam nos interstícios das partículas maiores e refinassem a rede de canalículos reduzindo assim a permeabilidade. Não foi o que se verificou, apesar de se utilizarem proporções de substituição mais baixas para contrariar a falta de propriedades aglomerantes da sílica. Os desempenhos hidráulico e mecânico ficaram aquém da expectativa e aparentemente um aumento da proporção para 50% de sílica seria muito mais nefasto. Pelo contrário, fica a dúvida de que a utilização de proporções mais baixas de sílica de fumo poderia melhorar o desempenho da mistura de solo estabilizado.

5.3 Análise fatorial

Como complemento à análise paramétrica efetuada fez-se também uma análise fatorial, com o objetivo de estudar as interações entre os vários parâmetros e otimizar misturas de forma a maximizar os resultados hidráulicos (permeabilidade) e mecânicos (resistência à compressão não confinada).

Em termos genéricos, numa análise fatorial pretende-se estudar as interações entre os vários fatores considerados. Isto corresponde a estudar as combinações de k fatores em n níveis de cada fator, perfazendo uma análise n^k . O inconveniente deste tipo de análise é que o número de combinações, que no âmbito deste estudo corresponde ao número de misturas a executar, aumenta exponencialmente com o número de fatores k a estudar. Convém por isso fazer um planeamento antecipado e orientado aos objetivos propostos.

5.3.1 Planeamento fatorial

O tipo mais simples de análise fatorial que se pode ter é uma análise fatorial de ordem 2, ou seja, uma análise em que se estudam as interações entre dois fatores. Este foi o tipo de análise considerado, tendo-se decidido fazer análises em apenas três níveis, assim as análises fatoriais efetuadas neste trabalho tem 3^2 combinações possíveis, o que resulta em 9 misturas (com 4 provetes por mistura, resultando 36 provetes em apenas uma análise fatorial).

Face aos resultados anteriores os fatores selecionados foram: tempo de cura com a dosagem, e tipo de ligante com a dosagem. Por forma a tirar partido da análise paramétrica realizada, foi feita uma escolha criteriosa dos níveis a considerar para cada fator, tal como apresentado na Figura 5.10: os pontos a verde correspondem a resultados provenientes da análise paramétrica, cujos resultados já são conhecidos.

Como se pode observar da Figura 5.10, para materializar as análises fatoriais propostas foi necessário produzir 8 novas misturas, a que corresponde a um total de 32 novos provetes (quatro provetes por mistura, 2 para ensaios *k_{cv}* e outros 2 para ensaios UCS).

Na análise fatorial tempo de cura *versus* dosagem, escolheram-se tempos de cura baixos (7, 14 e 28 dias) para não prolongar muito mais o programa experimental. Em relação às dosagens escolheu-se a dosagem padrão (175 kg/m^3), mais um ponto acima e abaixo desta (125 e 250 kg/m^3 , respetivamente).

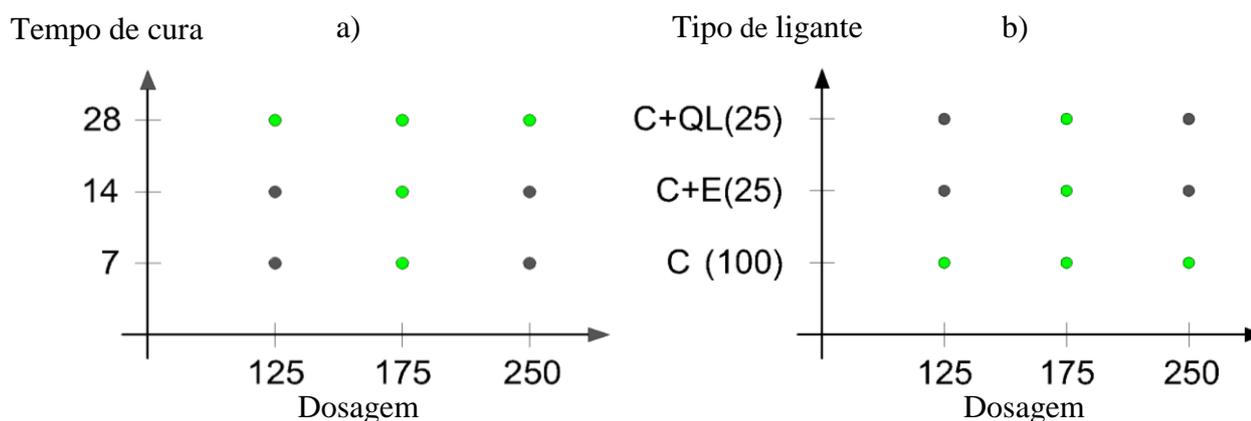


Figura 5.10 – Planeamento fatorial 3²: a) Tempo de cura *versus* Dosagem; b) Tipo de ligante *versus* Dosagem.

Para a análise fatorial tipo de ligante *versus* dosagem mantiveram-se as mesmas dosagens que na análise anterior por questões de igualdade e representatividade. Relativamente ao tipo de ligante escolheram-se como ligantes secundários os que demonstraram melhores e piores desempenhos, escórias (E) e cal viva (QL) respetivamente, tendo-se optado pelas proporções 75% cimento e 25% de escória ou cal, e compararam-se com os resultados do cimento isolado (C (100)), o melhor dos tipos de ligantes estudados.

5.3.2 Análise de resultados

Seguidamente analisar-se-ão os resultados obtidos nas análises fatoriais realizadas seguindo o planeamento estipulado. Há que realçar que há várias formas de se apresentarem graficamente os resultados obtidos numa análise fatorial, podendo os mesmos serem expostos em gráficos de linhas, colunas ou de superfície de resposta, dependendo a escolha em muito dos fatores em estudo.

No entanto, a representação que melhor serve a otimização é a visualização da superfície de resposta que relaciona a variável dependente de saída (resposta) com as variáveis independentes de entrada fatores e que tem o aspeto de um gráfico de manchas ou de curvas de nível. O objetivo desta visualização é “mapear a resposta dentro do intervalo estudado das variáveis, otimizar a resposta e identificar a influência de cada uma das variáveis independentes” (Loch 2013).

O gráfico de superfície de resposta pode ser obtido a partir de uma regressão polinomial de 2^a ordem, por meio da qual é possível considerar os termos de interação entre os fatores e os termos quadráticos, do tipo:

$$z = \mu + \alpha \times x + \beta \times y + \lambda \times x \times y + \nu \times x^2 + \gamma \times y^2 \quad (12)$$

onde z é a variável dependente resposta (que no presente estudo é a permeabilidade, k , ou a resistência à compressão não confinada, $q_{u \text{ máx}}$), x e y representam os fatores considerados (que no presente estudo ora são o tempo de cura e a dosagem, ora o tipo de ligante e a dosagem), μ é o efeito global médio, e os termos α , β , λ , ν e γ são constantes ou termos fixos a determinar pelo modelo. A qualidade do modelo, ou da regressão, será determinada pelo coeficiente de correlação R^2 que mede o ajuste da variável de resposta aos resultados laboratoriais. A definição do modelo foi realizada com o *software* de análise estatística “*Minitab*”.

5.3.2.1 Tempo de cura *versus* dosagem

No Quadro 5.4 encontram-se resumidos os resultados da primeira análise fatorial tendo por base os fatores, tempo de cura e dosagem de ligante.

Antes de se iniciar a análise fatorial propriamente dita, impõem-se comentar alguns dos resultados do Quadro 5.4, nomeadamente os respeitantes ao módulo de deformabilidade, $E_{u \text{ sec } 0,5}$. De facto os resultados da rigidez respeitante aos provetes de dosagem 250 kg/m^3 com 14 dias de cura não estão em concordância com os resultados para 28 dias de cura. As diferenças observadas são altas demais para serem explicadas por eventuais erros experimentais, até porque os valores de permeabilidade e resistência máxima não confinada estão em concordância com os demais resultados, não se tendo encontrado explicação válida para os valores de $E_{u \text{ sec } 0,5}$ obtidos, no entanto julga-se que estes resultados possam ser devidos a uma deficiente fixação do transdutor de deslocamentos, causando a que este registasse menores deslocamentos.

Analisando os resultados da permeabilidade, é possível constatar a partir da Figura 5.11, que a permeabilidade reduz-se quer com o aumento da dosagem, quer com o aumento do tempo de cura. No entanto, verifica-se que o fator, ou variável independente, dosagem exerce uma influência maior sobre a permeabilidade (resposta ou variável dependente) do que o fator tempo de cura, estando este resultado em consonância com a análise paramétrica. De facto, constata-se que à medida que a dosagem aumenta, a variação da permeabilidade face ao tempo de cura diminui, podendo observar-se que a permeabilidade para a dosagem de 250 kg/m^3 é praticamente independente do tempo de cura.

Quadro 5.4 – Resultados dos ensaios realizados sobre provetes para a análise fatorial tempo de cura *versus* dosagem

Proвете	k (m/s)	k _{méd} (m/s)	q _{u máx} (kPa)	q _{u máx} ^{méd} (kPa)	ε _a (%)	Eu sec 0,5	E _{u sec 0,5} ^{méd} (MPa)
Dos(125)-TC 7 a)	1,46E-09	1,30E-09	*329,35	-	*2,08	*55,95	-
Dos(125)- TC 7 c)	1,14E-09		*305,31		*090	*77,09	
Dos(125) - TC_7 f)	-	-	282,62	282,76	Δ	Δ	63,18
Dos(125) - TC_7 g)	-		282,89		1,74	63,18	
Dos(125) -TC_14 a)	9,67E-10	1,91E-09	329,54	-	1,38	66,62	-
Dos(125)-TC_14 c)	9,45E-10		332,61		1,08	74,47	
Dos(125) -TC_14 f)		-	309,56	294,76	2,79	70,95	72,85
Dos(125) -TC_14 g)			279,96		1,41	74,75	
Dos(250)- TC 7 a)	1,73E-10	1,83E-10	*1565,33	-	*0,72	*388,66	-
Dos(250)- TC_7 c)	1,93E-10		*1469,58		*0,75	*385,23	
Dos(250)- TC 7 b)	-	-	1091,82	1089,82	1,06	290,05	302,62
Dos(250)- TC 7 d)	-		1087,82		0,85	315,20	
Dos(250)-TC_14 a)	1,47E-10	1,58E-10	*1576,35	-	*0,53	*1118,52	-
Dos(250)-TC_14 c)	1,69E-10		*1660,29		*0,45	*1447,14	
Dos(250)-TC_14 b)	-	-	1402,56	1442,51	0,42	1384,00	1015,53
Dos(250)-TC_14 d)	-		1482,46		0,58	647,06	

Δ – transdutor de deslocamento não estava fixo.

* – resultados dos ensaios UCS realizados após a execução dos ensaios kcv, isto é, com um tempo de cura acrescido de 7 dias.

Os resultados referentes à:

- dosagem de 175 kg/m³ e tempo de cura de 7, 14e 28 dias estão representados no Quadro 5.1;

- dosagem de 125 e 250 kg/m³ para o tempo de cura de 28 dias estão representados na Quadro 5.2.

A aplicação do modelo proposto na Equação 12 aos resultados da permeabilidade conduziram ao seguinte modelo:

$$\frac{k}{1 \times 10^9} = 5,112 - 0,03769 \times Dos - 0,0706 \times TC + 0,00011 \times Dos \times TC + 0,000077 \times Dos^2 + 0,001153 \times TC^2 \quad (13)$$

$$R^2 = 0,9636$$

onde k é a permeabilidade em m/s, Dos e TC representam os fatores dosagem (kg/m³) e tempo de cura (dias) respetivamente. Os resultados produzidos por este modelo encontram-se representados na Figura 5.12, podendo-se registar a existência de um bom ajuste das previsões face aos valores

medidos nos ensaios de permeabilidade, como o atesta o elevado coeficiente de correlação, R^2 . É possível igualmente constatar a maior dependência do modelo face ao fator dosagem, facto bem expresso pelos valores dos termos fixos associados aos fatores: atente-se que a dosagem é numericamente uma ordem de grandeza superior ao tempo de cura, pelo que, o termo fixo associado à dosagem na Equação 13 deverá ser escalado uma ordem de grandeza para comparar com o termo fixo do tempo de cura. O modelo indica também que, quer o termo de interação entre fatores quer os termos quadráticos têm menor impacto na variável de resposta (permeabilidade), como o comprovam os menores valores dos termos fixos associados, não sendo no entanto desprezáveis os seus efeitos.

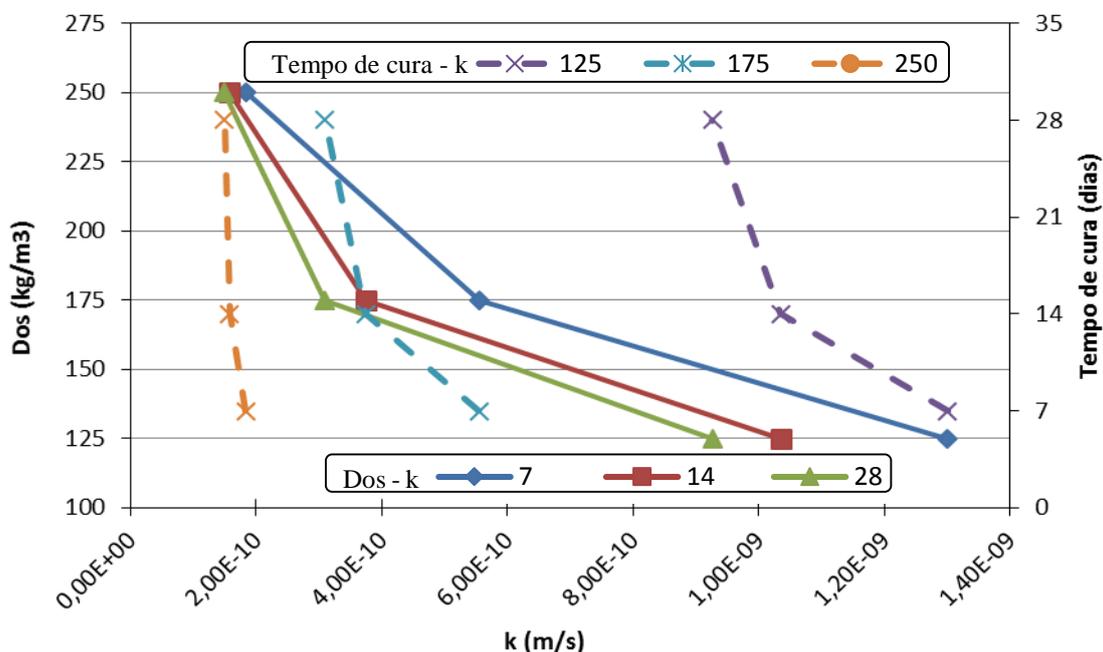


Figura 5.11 – Permeabilidade, efeito do tempo cura e da dosagem.

Relativamente à resistência à compressão não confinada ($q_{u\ máx}$), a Figura 5.13 resume os resultados apresentados no Quadro 5.4. Os resultados indicam que a resistência ($q_{u\ máx}$) aumenta com a dosagem e com o tempo de cura, sendo a dependência do fator dosagem muito mais expressiva, tal como o indicado pela análise paramétrica anterior. No entanto, é agora possível avaliar a dependência relativa da resistência face aos dois fatores (dosagem e tempo de cura) em simultâneo, podendo visualizar-se que a resistência varia significativamente mais por variação da dosagem do que por variação do tempo de cura (observa-se que a resistência quase não varia com o tempo de cura para a dosagem de 125 kg/m^3). Igualmente interessante é a constatação de que a importância relativa do tempo de cura aumenta com o aumento da dosagem, facto este que atesta a importância da consideração da interação entre os dois fatores num modelo de previsão.

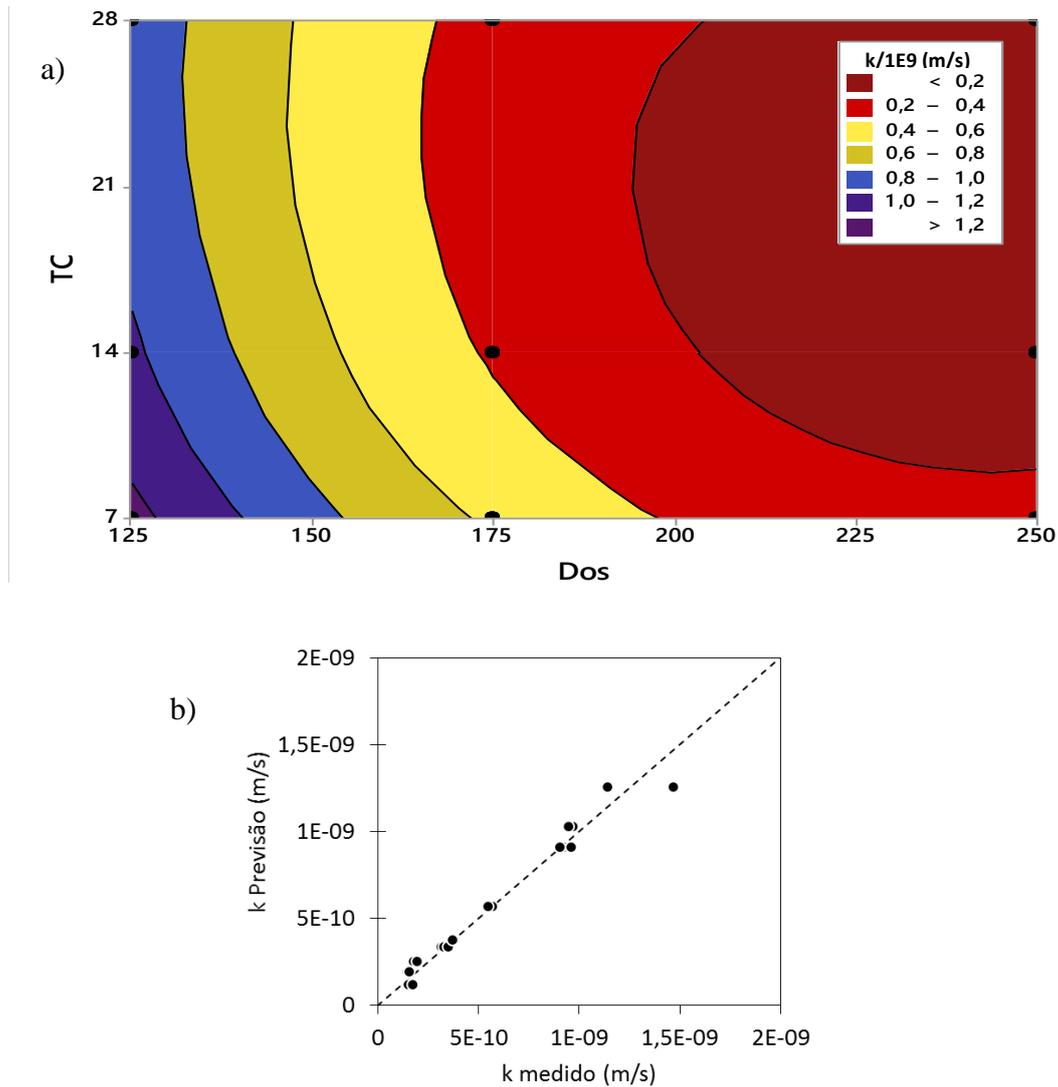


Figura 5.12 – Variação da permeabilidade na modelação fatorial dosagem *versus* tempo de cura: a)superfície de resposta; b)previsão *versus* medições laboratoriais.

A aplicação do modelo apresentado na Equação 12 aos resultados da resistência conduziram ao seguinte modelo:

$$q_{u\text{ máx}} = 878 + 11,91 \times Dos + 1,96 \times TC + 0,2093 \times Dos \times TC + 0,04644 \times Dos^2 + 0,627 \times TC^2 \quad (14)$$

$$R^2 = 0,9932$$

Onde $q_{u\text{ máx}}$ é a resistência à compressão não confinada em kPa, Dos e TC representam os fatores dosagem (kg/m^3) e tempo de cura (dias), respetivamente. A Figura 5.14 resume graficamente os resultados produzidos por este modelo, podendo-se observar o excelente ajuste do modelo aos valores

medidos laboratorialmente nos ensaios UCS, facto este comprovado pelo elevado coeficiente de correlação ($R^2 = 0,9932$). Da leitura dos vários termos que compõem o modelo é possível constatar a preponderância do fator dosagem, facto este expresso no elevado valor do termo fixo correspondente (11,91, valor que deve ser escalado uma ordem de grandeza na comparação com o termo fixo associado ao tempo de cura). Verifica-se igualmente que a interação entre fatores é importante, assumindo um peso relativo superior ao do tempo de cura, devido ao efeito de escala decorrente do fator dosagem (i.e., o termo fixo 0,2093 deverá ser escalado uma ordem de grandeza na comparação com o termo fixo associado ao tempo de cura). Por último, constata-se que os termos quadráticos têm menor impacto na variável resposta ($q_{u\ máx}$), como o atestam os menores valores dos termos fixos associados, não sendo no entanto desprezáveis os seus efeitos.

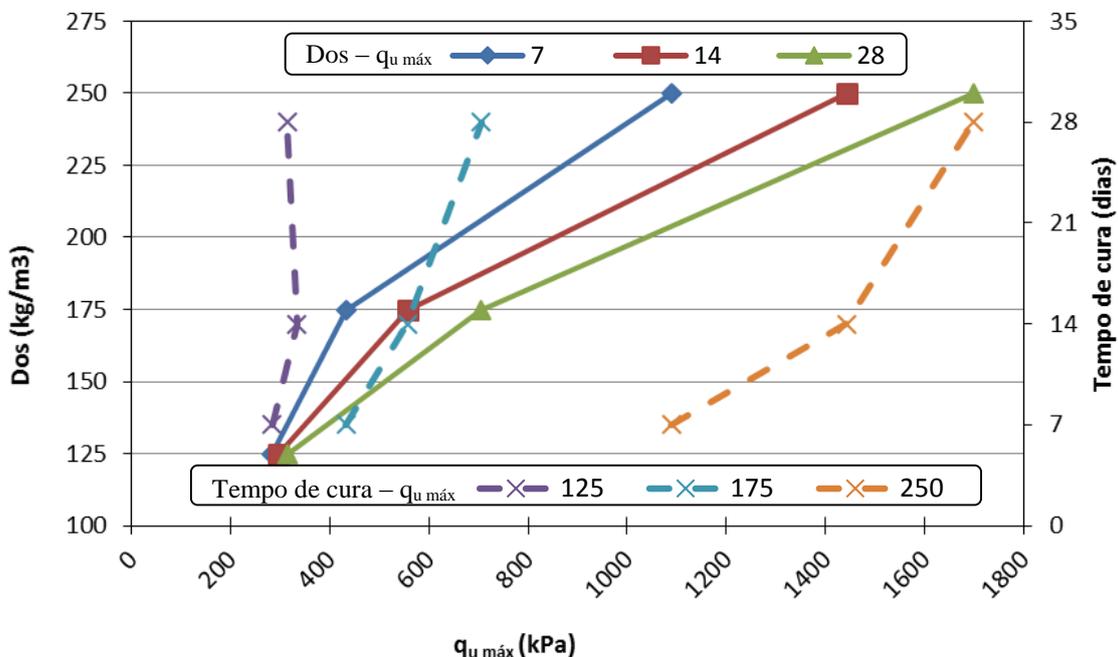


Figura 5.13 – Variação da resistência à compressão não confinada em função do tempo de cura e da dosagem.

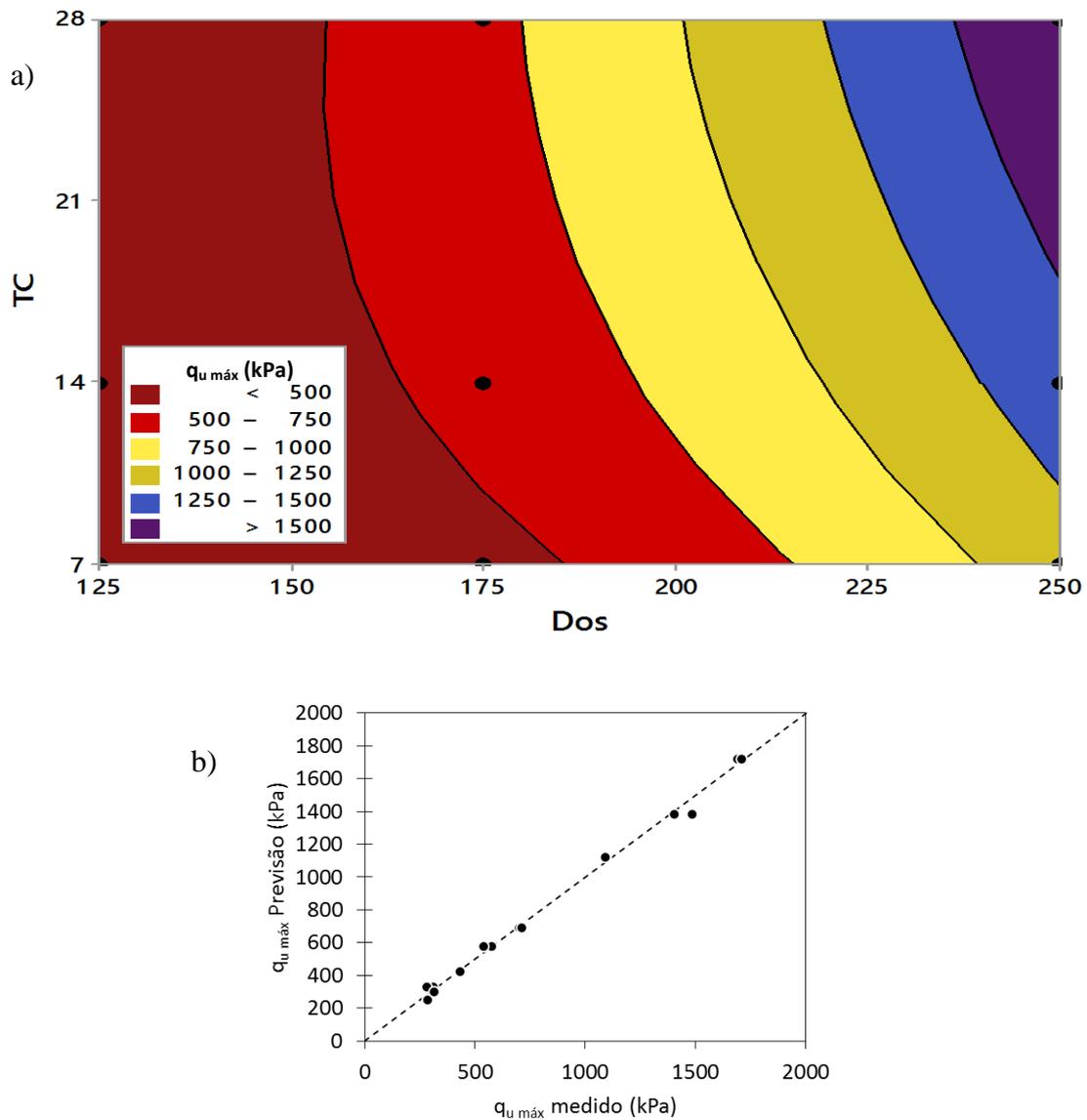


Figura 5.14 – Variação da resistência à compressão não confinada na modelação fatorial dosagem *versus* tempo de cura: a) superfície de resposta; b) previsão *versus* medições laboratoriais.

5.3.2.2 Tipo de ligante *versus* dosagem

No Quadro 5.5. encontram-se resumidos os resultados da segunda análise fatorial tendo por base os fatores, tipo de ligante e dosagem.

Quadro 5.5 – Resultados dos ensaios realizados sobre provetes para a análise fatorial tipo de ligante *versus* dosagem

Provete	k (m/s)	k _{méd} (m/s)	q _{u máx} (kPa)	q _{u máx} ^{méd} (kPa)	ε _a (%)	E _{u sec 0,5}	E _{u sec 0,5} ^{méd} (MPa)
Dos(125)-E(25) e)	1,639E-09	1,639E-09	*251,08	-	*3,39	*61,25	-
Dos(125)-E(25) f)	-	-	191,60	191,60	1,90	69,78	69,78
Dos(250)-E(25) a)	1,245E-10	1,25E-10	*1826,21	-	*0,30	*1205,60	-
Dos(250)-E(25) c)	1,265E-10		*1920,91		*0,42	*886,11	
Dos(250)-E(25) e)	1,249E-10		*2176,19		*0,48	*1407,17	
Dos(250)-E(25) b)	-	-	1707,33	1745,93	0,42	545,37	547,74
Dos(250)-E(25) d)	-		1784,52		0,67	550,12	
Dos(125)-QL(25) a)	4,22E-09	4,54E-09	*155,53	-	*5,09	*5,65	-
Dos(125)-QL(25) c)	4,87E-09		*142,81		*4,72	*5,60	
Dos(125)-QL(25) b)	-	-	108,23	110,56	6,64	2,68	2,84
Dos(125)-QL(25) d)	-		112,89		6,33	3,00	
Dos(250)-QL(25) a)	4,023E-10	4,06E-10	*1069,35	-	*1,05	*208,03	-
Dos(250)-QL(25) c)	4,098E-10		*1010,96		*0,82	*214,74	
Dos(250)-QL(25) b)	-	-	996,01	1014,34	1,37	198,71	192,31
Dos(250)-QL(25) d)	-		1032,68		1,47	185,90	

* – resultados dos ensaios UCS realizados após a execução dos ensaios kvv, isto é, com um tempo de cura acrescido de 7 dias.

Os resultados referentes à:

- dosagem de 175 kg/m³ e cal viva ou escória estão representados no Quadro 5.3;
- dosagem de 125, 175 e 250 kg/m³ para o cimento isolado estão representados no Quadro 5.2.

Da análise aos resultados do Quadro 5.5 é possível constatar que independentemente do tipo de ligante considerado, a permeabilidade diminui, a resistência à compressão não confinada e o módulo de deformabilidade aumentam com o aumento da dosagem, resultados estes em concordância com a análise paramétrica.

Analisando em detalhe os resultados da permeabilidade, Figura 5.15, é possível constatar que a permeabilidade depende significativamente dos factores dosagem e tipo de ligante, verificando-se uma maior dependência do fator dosagem (atente-se que a permeabilidade varia muito pouco com o tipo de ligante para a maior das dosagens), no entanto a importância do tipo de ligante aumenta com a redução da dosagem. Observa-se igualmente que as maiores permeabilidades estão associadas à menor das dosagens e ao tipo de ligante composto por cimento e cal viva, C+QL(25).

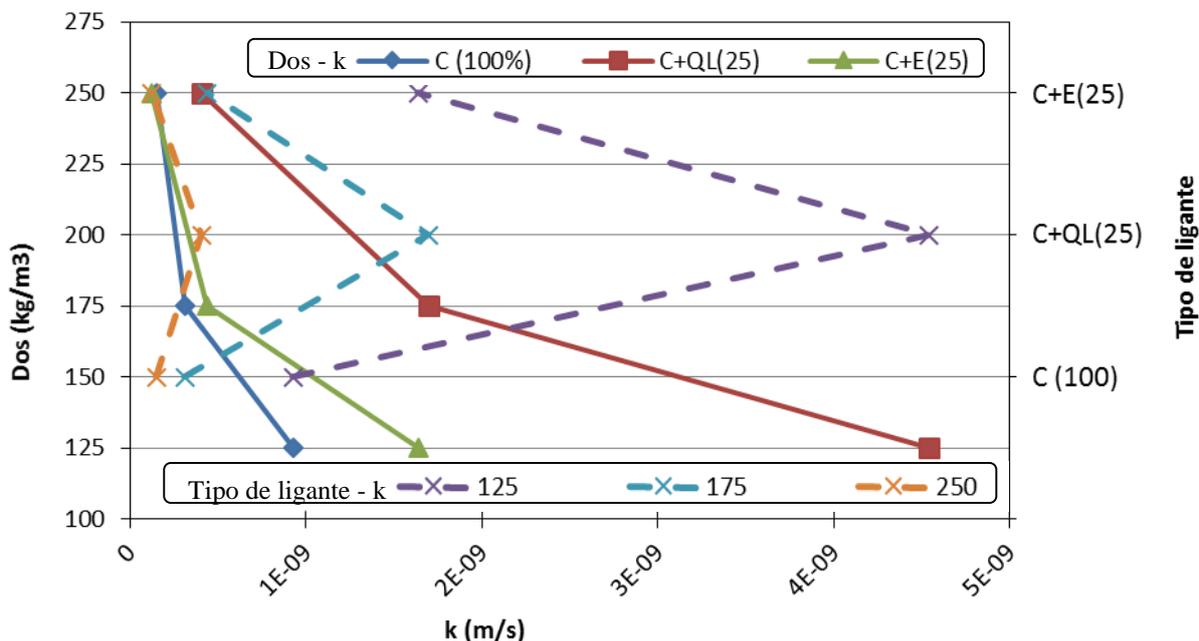


Figura 5.15 – Variação da permeabilidade em função da dosagem e do tipo de ligante.

A aplicação do modelo apresentado na Equação 12 aos resultados obtidos para a permeabilidade conduziram ao seguinte modelo:

$$\frac{k}{1 \times 10^9} = 33,12 - 0,1732 \times Dos - 0,2612 \times C - 0,2077 \times E + 0,001051 \times Dos \times C + 0,000811 \times Dos \times E + 0,000165 \times Dos^2 \tag{15}$$

$$R^2 = 0,9631$$

onde k é a permeabilidade em m/s, Dos é o fator dosagem (kg/m³) sendo o fator tipo de ligante representado pelas percentagens de cimento e de escórias, C e E respetivamente (a cal viva é traduzida pelo modelo indirectamente, correspondendo ao caso em que C é 75 e E é 0). Os resultados produzidos por este modelo representam-se na Figura 5.16, podendo-se observar um bom ajuste entre os valores previstos e os valores obtidos em laboratório, como o comprova o elevado coeficiente de correlação obtido (R² = 0,9631). Da análise aos termos do modelo não é possível identificar qual dos factores é predominante em termos de permeabilidade, sendo no entanto de registar a importância relativa do cimento e da dosagem. Tal como nos modelos anteriores, também aqui se verifica que os termos de interação e o termo quadrático têm menor impacto na variável de resposta (permeabilidade), como o comprovam os termos fixos associados, não sendo de todo desprezáveis os seus efeitos. A Figura 5.16a) reproduz graficamente bem as conclusões acima enunciadas, nomeadamente o facto da interacção entre factores ser tanto mais importante quanto menor a dosagem

de ligante, e que a substituição parcial de cimento por escórias origina um acréscimo da permeabilidade, que é mais expressivo no caso de se utilizar cal viva.

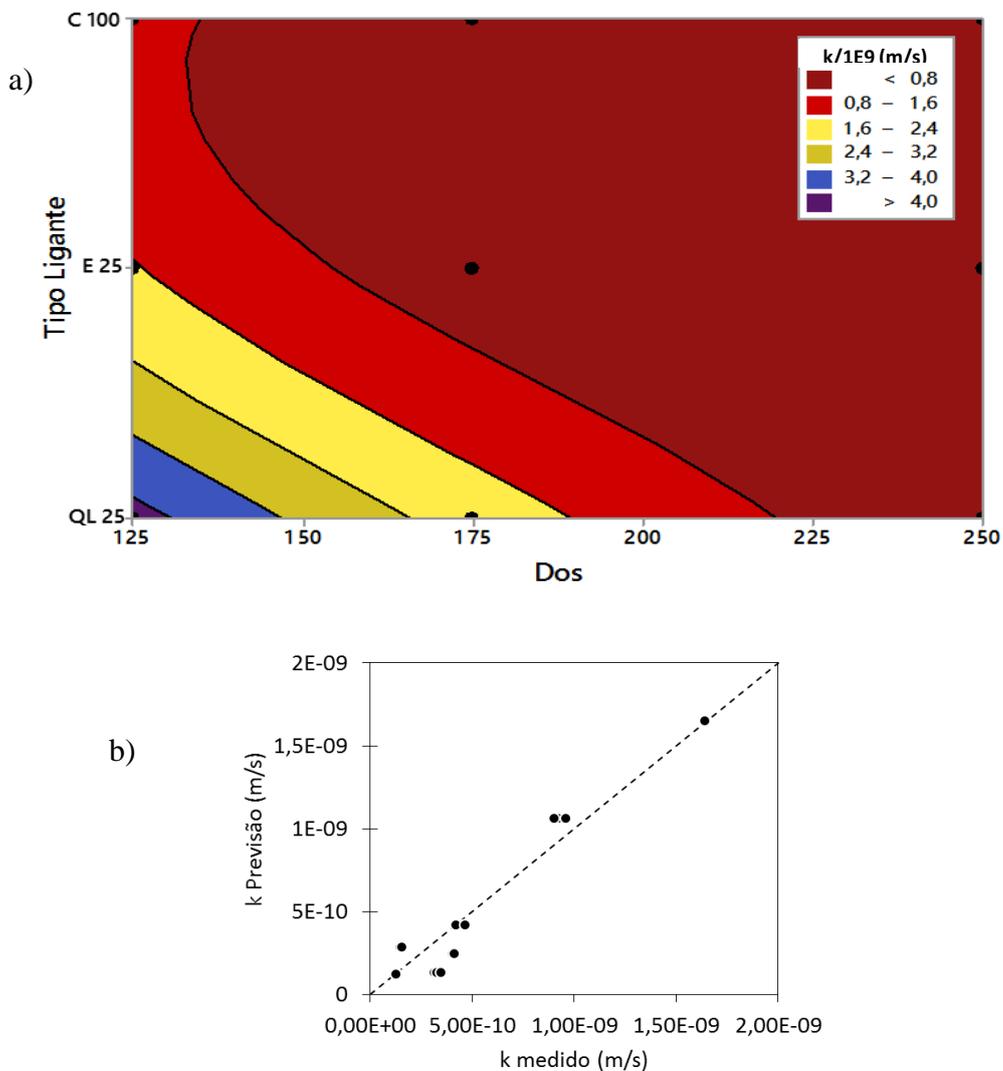


Figura 5.16 – Variação da permeabilidade na modelação fatorial dosagem *versus* tipo de ligante: a) superfície de resposta; b) previsão *versus* medições laboratoriais

Em relação à resistência à compressão não confinada ($q_{u\ máx}$), a Figura 5.17 resume os resultados apresentados no Quadro 5.4. Tal como o verificado para a permeabilidade, também a resistência ($q_{u\ máx}$) depende significativamente dos factores dosagem e tipo de ligante, verificando-se uma maior dependência do fator dosagem (atente-se que a resistência varia pouco com o tipo de ligante para a menor das dosagens), no entanto a importância do tipo de ligante aumenta com o aumento da dosagem. A partir da Figura 5.17 é igualmente observável que as menores resistências estão associadas à menor das dosagens e ao tipo de ligante composto por cimento e cal viva, C+QL(25).

Por último, é de realçar que a substituição parcial do cimento por escórias, C+E(25), na dosagem de 250 kg/m³ fornece melhores resultados do que o cimento quando aplicado isoladamente, C(100). Idêntico resultado foi obtido com a permeabilidade, sugerindo que a substituição parcial do cimento por escória a uma dosagem de 250 kg/m³ poderá conduzir a melhores desempenhos hidráulicos e mecânicos.

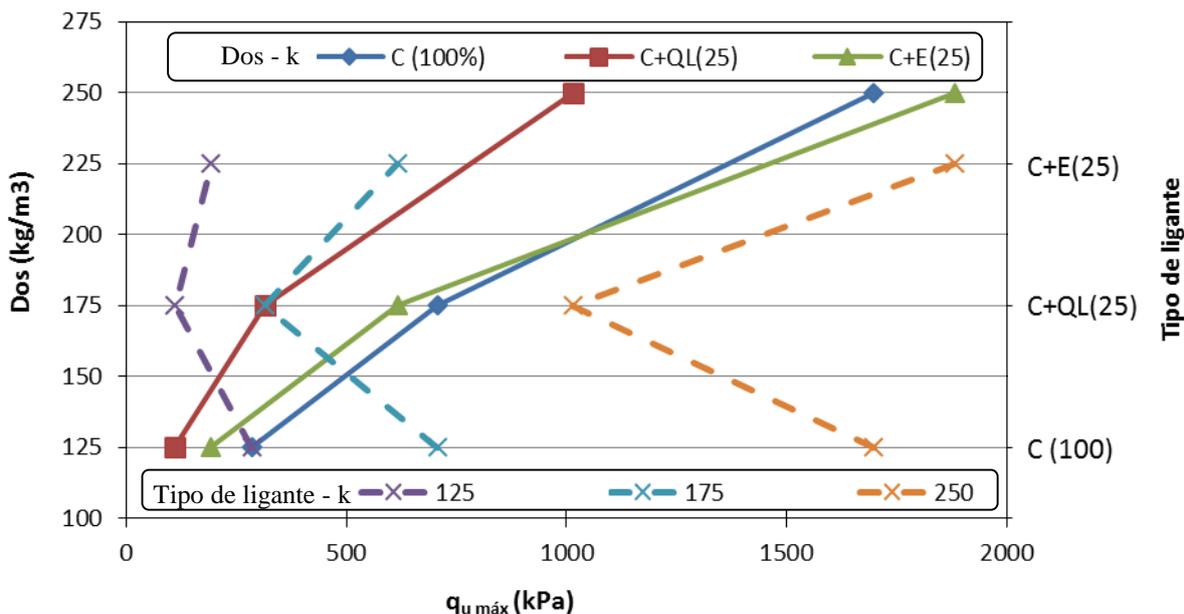


Figura 5.17 – Variação da resistência à compressão não confinada em função da dosagem e do tipo de ligante.

Aplicando agora o modelo proposto na Equação 12 aos resultados da resistência, obtém-se o seguinte modelo:

$$q_{u\ máx} = 1436 - 21,04 \times Dos - 11,04 \times C - 23,84 \times E + 0,1534 \times Dos \times C + 0,2113 \times Dos \times E + 0,04467 \times Dos^2 \tag{16}$$

$$R^2 = 0,9986$$

onde $q_{u\ máx}$ é a resistência à compressão não confinada em kPa, Dos é o fator dosagem (kg/m³) sendo o fator tipo de ligante representado pelas percentagens de cimento e de escórias, C e E respetivamente (a cal viva é traduzida pelo modelo indirectamente, correspondendo ao caso em que C é 75 e E é 0). A Figura 5.18 resume graficamente os resultados produzidos por este modelo, podendo-se observar um excelente ajuste do modelo aos valores medidos laboratorialmente nos ensaios UCS, facto este comprovado pelo elevado coeficiente de correlação ($R^2 = 0,9986$). Da leitura dos vários termos que compõem o modelo não é possível identificar a preponderância de um dos fatores, registando-se no

entanto a importância relativa da dosagem e da escória. Também aqui se constata que os termos de interação e o termo quadrático têm menor impacto na variável de resposta (resistência à compressão não confinada), como o comprovam os termos fixos associados, não sendo de todo desprezáveis os seus efeitos. No caso da resistência é possível constatar a partir da leitura da Figura 5.18a) que a interação entre factores é tanto mais importante quanto maior for a dosagem de ligante, isto é, a resistência é pouco dependente do factor tipo de ligante para as dosagens mais baixas.

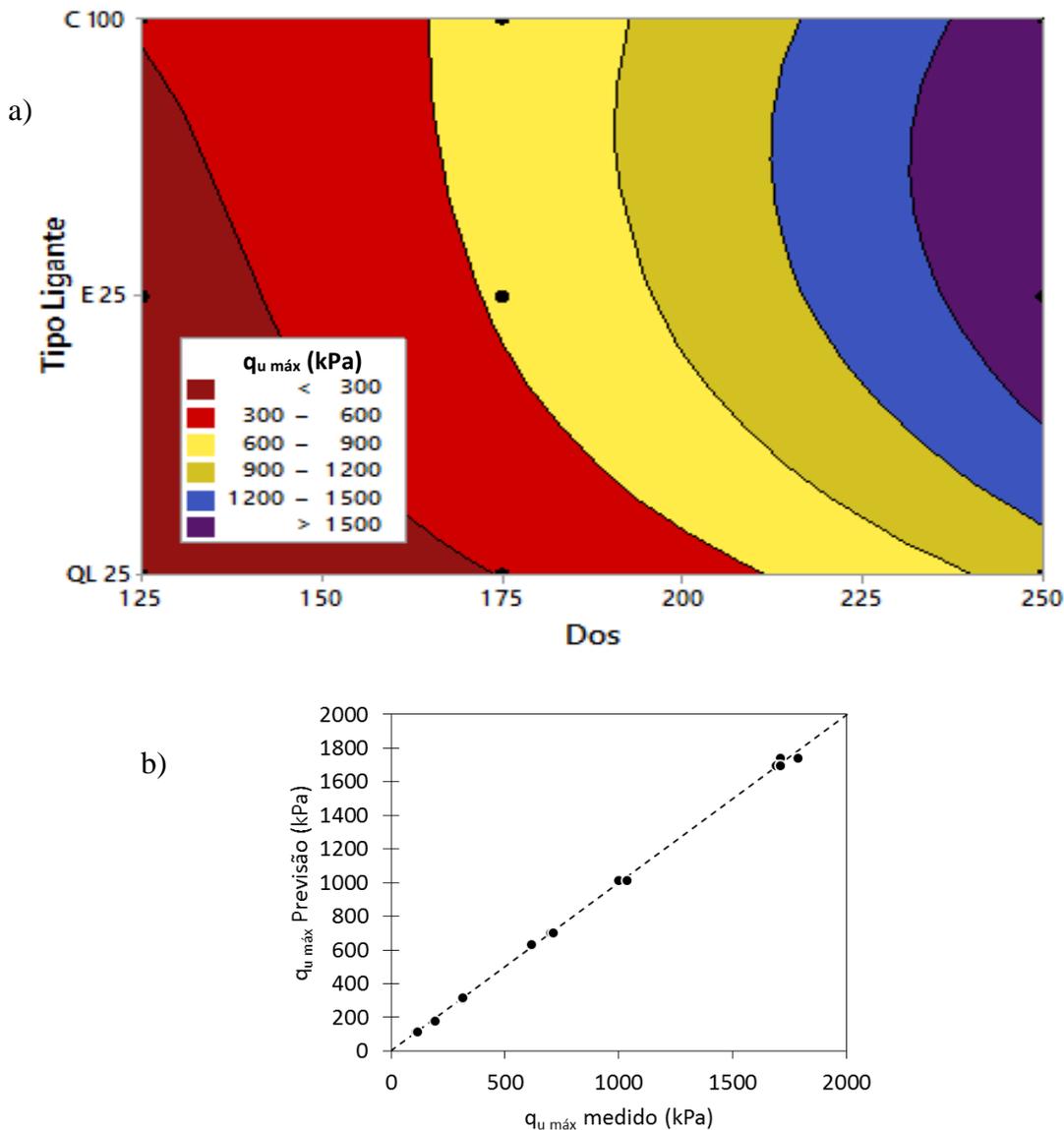


Figura 5.18 – Variação da resistência à compressão não confinada na modelação fatorial dosagem *versus* tipo de ligante: a) superfície de resposta; b) previsão *versus* medições laboratoriais

5.3.2.3 Análise global – sobreposição de efeitos

Tal como inicialmente referido, a análise fatorial visa não apenas estimar a interação entre fatores mas também otimizar as misturas de forma a maximizar o desempenho hidráulico (permeabilidade) e mecânico (resistência à compressão não confinada). Para tal, a estratégia adotada passa pela sobreposição dos efeitos, i.e., combinação dos gráficos superfície resposta da permeabilidade e da resistência. Se é verdade que a influência individual dos fatores dosagem e tempo de cura sobre a permeabilidade e sobre a resistência é similar, com forte dependência do fator dosagem (Figura 5.19), o mesmo já não é verdade no que toca aos fatores dosagem e tipo de ligante, tendo-se verificado que o tipo de ligante é tanto mais importante para a permeabilidade ou resistência quanto a dosagem for menor ou maior, respetivamente (Figura 5.20). Em qualquer dos casos, verifica-se que a uma menor permeabilidade está associada uma maior resistência.

A partir das Figuras 5.19 e 5.20 é possível definir qual a combinação “ótima” da dosagem e do tempo de cura, ou da dosagem e do tipo de ligante, que satisfaz simultaneamente os critérios permeabilidade e resistência, isto é, que otimiza o desempenho hidráulico e mecânico cumulativamente.

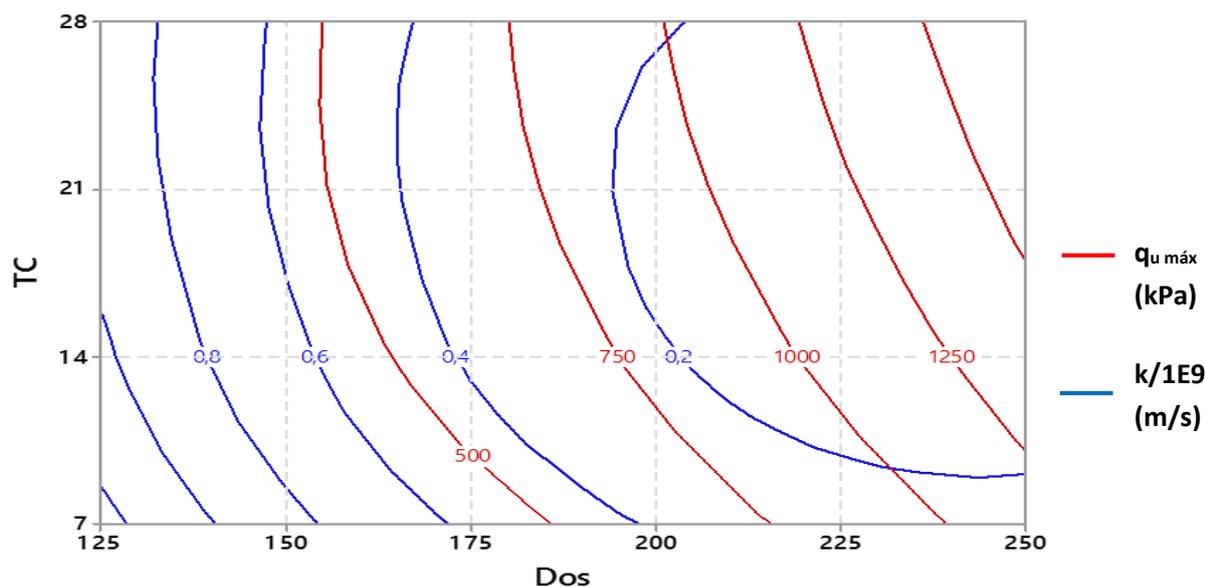


Figura 5.19 – Sobreposição das respostas permeabilidade (k) e resistência à compressão não confinada ($q_u \text{ máx}$) função dos fatores dosagem e tempo de cura.

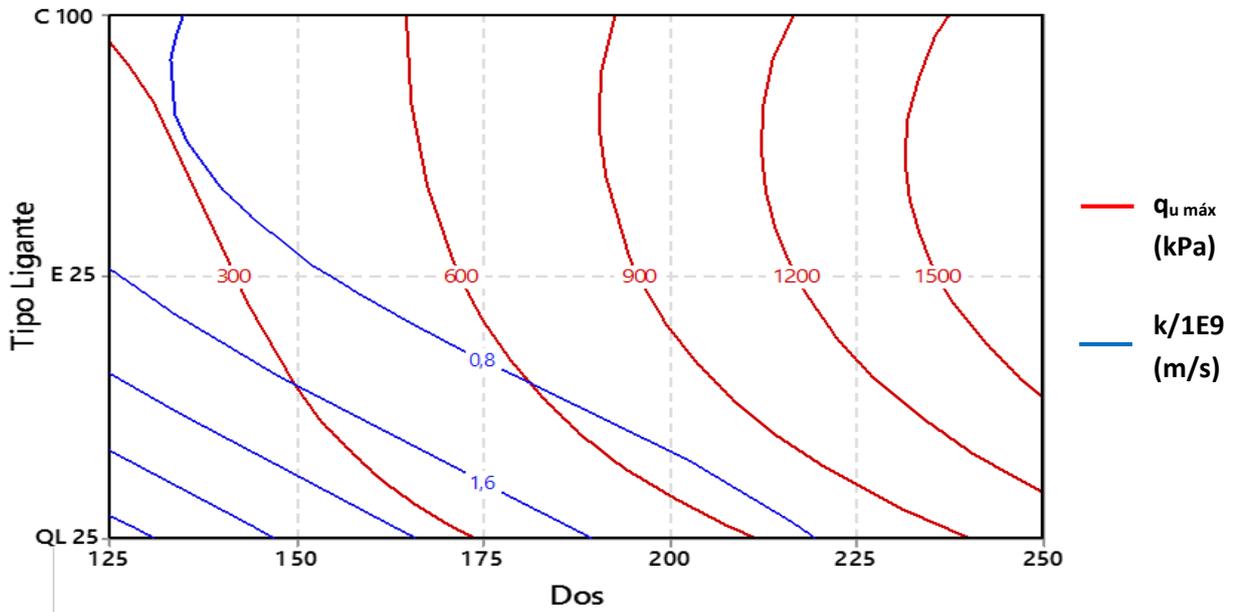


Figura 5.20 – Sobreposição das respostas permeabilidade (k) e resistência à compressão não confinada ($q_{u\ máx}$) função dos fatores dosagem e tipo de ligante.

6 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

6.1 Conclusões

A presente dissertação procurou caracterizar o comportamento hidráulico e mecânico do solo mole do Baixo Mondego quimicamente estabilizado quando submetido a ensaios de permeabilidade de carga variável (kcv) e a esforços de compressão simples (UCS), tendo-se analisado a influência dos parâmetros dosagem, tempo de cura e tipo de ligante.

A análise dos resultados obtidos dos ensaios kcv e UCS mostrou que os desempenhos hidráulico e mecânico melhoram com o aumento do tempo de cura, ou seja, as misturas com maiores tempos de cura apresentam menores permeabilidades (k) e maiores resistências à compressão não confinadas ($q_{u \text{ máx}}$), assim como maiores valores do módulo de deformabilidade ($E_{u \text{ sec } 0,5}$). À medida que se aumenta o tempo de cura, o comportamento mecânico evoluiu no sentido de se tornar mais frágil (menores extensões de rotura) e mais resistente ao passo que a permeabilidade decaía mas com tendência a estabilizar para maiores tempos de cura.

Em relação à dosagem, observou-se que este é o fator mais preponderante no desempenho hidráulico e mecânico. A permeabilidade diminuiu consideravelmente com o aumento da dosagem ao passo que a resistência à compressão não confinada e a rigidez aumentam com a dosagem.

No que toca ao tipo de ligante observou-se que em geral, a estabilização apenas com cimento isolado é a melhor opção para se ter permeabilidades baixas e maiores resistências. Em termos de aditivos, aquele que apresentou os melhores resultados foi a escória ao passo que o pior ligante testado foi a cal viva. No entanto nas análises fatoriais efetuadas descobriu-se que a substituição parcial do cimento por escória para a dosagem mais alta estudada (250 kg/m^3), exibe um desempenho hidráulico e mecânico ligeiramente melhor que o do cimento isolado.

Das análises fatoriais conduzidas concluiu-se existir uma forte dependência do comportamento hidráulico e mecânico da dosagem não sendo no entanto de desprezar a interação entre os fatores tempo de cura e a dosagem a qual é tanto mais importante quanto maior for a dosagem. Da análise fatorial dosagem *versus* tipo de ligante constatou-se que ambos os fatores exercem influência sobre a permeabilidade e resistência, tendo-se verificado que o tipo de ligante é tanto mais importante para a permeabilidade ou resistência quanto a dosagem for menor ou maior, respetivamente. Em qualquer dos casos, concluiu-se que a uma menor permeabilidade está associada uma maior resistência. Por último verificou-se que a partir da sobreposição dos gráficos superfície resposta da permeabilidade e

da resistência é possível otimizar a estabilização, ou seja, é possível definir a combinação da dosagem e do tempo de cura, ou da dosagem e do tipo de ligante, que otimiza simultaneamente os desempenhos hidráulico e mecânico cumulativamente.

6.2 Perspetivas de trabalhos futuros

Tendo em conta os resultados obtidos neste estudo estabelecem-se desde já algumas sugestões para trabalhos futuros no seguimento dos temas aqui abordados:

- Estudo da permeabilidade e comportamento mecânico com proporções mais “refinadas” de ligantes no caso de se utilizar mais que um ligante;
- Estudar o impacto que a percolação pode ter sobre o comportamento mecânico;
- Estudar a permeabilidade e comportamento mecânico utilizando outros ligantes, incluindo nano-materiais;
- Aprofundar o conhecimento sobre a escória utilizada neste estudo, nomeadamente para altas dosagens ($> 250 \text{ kgm}^3$);
- Alterar as condições de cura e de ensaio para que se possa simular em laboratório as condições no terreno, que certamente terão impacto sobre o índice de vazios e por consequência sobre a permeabilidade. Executar ensaios de permeabilidade sob diferentes tensões de confinamento (equipamento triaxial);
- Ajustar e reutilizar a análise fatorial como ferramenta de otimização de misturas;
- Estender este estudo a outros tipos de solos.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Adaska, W. (1985). “Soil-cement liners”. In “Hydraulic Barriers in Soil and Rock”, ASTM Special Technical Publication No. 874, pp. 299-313. Citado em Bellezza e Fratolocchi (2006) e Loch (2013).
- Åhnberg, H. (2006). “Strength of stabilised soils – a laboratory study on clays and organic soils stabilised with different types of binder”. PhD Thesis, University of Lund, Sweden
- Antunes, V., (2014). “Estabilização química do solo mole do Baixo Mondego com incorporação de fibras metálicas”. Dissertação de Mestrado, Dep. Eng.^a Civil da FCTUC, Coimbra.
- ASTM D 2487 (1998). “Standard classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)”. American Society for Testing and Materials.
- Bauer (2009). “CSM – Cutter Soil Mixing – process and equipment”. Technical Specifications, 1/2009. Citado em Correia (2011)
- Bellezza, I. e Fratolocchi, E. (2006). “Effectiveness of cement on hydraulic conductivity of compacted soil-cement mixtures”. *Ground Improvement* 10, No 2, 77-90
- Booth, J., e Dahl, A. (1986). “A note on the relationships between organic matter and some geotechnical properties of marine sediment.” *Mar. Geotechnol.*, 6(3), 281–297. Citado em Oliveira et al (2012).
- Brandl, H. (1999). “Long-term behavior of soils stabilized with lime and with cement”. *Proc. Geotechnics for Developing Africa, Durban 1999*, pp. 219-232. Citado em Åhnberg (2006).
- BS 1377-3 (1990). “Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 3: chemical and electro-chemical tests”. British Standards Institution, London.
- Casaleiro, P.D.F. (2014), -“Estabilização química do Solo Mole do Baixo Mondego por recurso a nanomateriais”. Dissertação de Mestrado, Dep. Eng.^a Civil da FCTUC, Coimbra.
- Coelho, P. (2000). “Caracterização geotécnica de solos moles. Estudo do local experimental da Quinta do Foja (Baixo Mondego)”. Dissertação de Mestrado, Dep. Eng.^a Civil da FCTUC, Coimbra.

-
- Correia, A. (2011). “Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego” Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Coutinho, J. (2002). “Materiais de construção 2. 1ª parte – Ligantes e caldas”. Departamento de engenharia civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal. Apontamentos *on line* em: pt.scribd.com, consultados em 8 de Abril de 2015.
- Fernandes, M. (2006). “Mecânica dos solos – Conceitos e princípios fundamentais, volume I”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fonseca, J. (2001). “Estatística Matemática – Vol. 2”. Edições Sílabo, Lda., Lisboa
- Hazen, A. (1930). “Water Supply” American Civil Engineering Handbook, John Wiley & Sons, New York, pp. 1444-1518. Citado em Fernandes (2006).
- Head, K. H. (1994). “Manual of Soil Laboratory Testing – Volume 2. Permeability, shear strength and compressibility tests”. ELE International Limited.
- Ingles, O. e Metacalf, O. (1972). “Soil Stabilization”. New York, Halsted Press, 373p. Citado em Loch (2013).
- Jamiolkowski, M., Ladd, C., Germaine, J. e Lancellotta, R. (1985). “New developments in field and lab testing of soils”. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, San Francisco, p. 57-154.
- Kitazume, M. e Terashi, M. (2013). “The deep mixing method”. Taylor & Francis Group, London, United Kingdom.
- Lambe, T. e Whitman, R. (1979). Soil Mechanics, SI Version. John Wiley & Sons, New York.
- Leroueil, S. e Jamiolkowski, M. (1991). “Exploration of soft soil and determination of design parameters”. GeoCoast'91, Yokohama, Vol. 2, Port & Harbour Research Institute, p. 969-998.
- LNEC, E196 (1966). “Solos – Análise granulométrica”. Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- Locat, J., Tremblay, H. e Leroueil, S. (1996). “Mechanical and hydraulic behavior of a soft inorganic clay treated with lime”. Can. Geotech. J. 33: 654-669.
- Loch, F. (2013). “Barreiras de solos estabilizados com cal e cimento para proteção ambiental”. Departamento de geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, Brasil.
-

-
- Lorenzo, G. e Bergado, D. (2006). “Fundamental characteristics of cement-admixed clay in deep mixing”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 18, No. 2, p. 161-174.
- McCallister, L. e Petry, T. (1992). “Leach tests on lime treated clays”. *Geotechnical Testing Journal*, 15: p. 106-114. Citado em Locat et al. (1996).
- Mesri, G., Feng, T.W., Ali, S. e Hayat, T.M. (1994). “Permeability characteristics of soft clays”. *Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, India, Vol. 2, p. 187–192.
- Miura, H., Tokunaga, S., Kitazume, M. e Hirota, N. (2004). Laboratory permeability tests on cement treated soils. *Proc. of the international symposium on engineering practice and performance of soft deposits*. p.181-186. Citado em Kitazume e Terashi (2013).
- Moseley, M. (1993). “Ground Improvement”. Chapman & Hall, London, UK.
- NP 143 (1969). “Solos – Determinação dos Limites de Consistência”. Norma Portuguesa Definitiva.
- NP 83 (1965). “Solos – Determinação da Densidade das Partículas Sólidas”. Norma Portuguesa Definitiva.
- NP 84 (1965). “Solos – Determinação do Teor em Água”. Norma Portuguesa Definitiva.
- NP EN 12390-3 (2011). “Ensaio do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão de provetes”. IPQ.
- NP EN 206-1 (2007). “Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade”. IPQ.
- Oliveira, P., Correia, A. e Garcia, M. (2012). “Effect of Organic Matter Content and Curing Conditions on the Creep Behavior of an Artificially Stabilized Soil”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 24, No. 7, p. 868-875.
- Parez, L. e Fauriel, R. (1988). “Le piézocône. Améliorations apportées á la reconnaissance de sols”. *Revue Française de Géotechnique*, Vol. 44, p. 13-27.
- Pasqualini, E., Fratolocchi, E. e Stella, M. (2002). “Stability of liners: some particular issues”. *Proceedings of the 4th International Congress on Environmental Geotechnics*, Rio de Janeiro, 895-912.
- Porbaha, A., Shibuya, S. and Kishida, T. (2000). “State of the art in deep mixing technology. Part III – geomaterial characterization”. *Ground Improvement*, No. 3, p. 91–110.
-

- Serra, M. (2009). “Variação do coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios – Análise experimental”. Dissertação de Mestrado, Dep. Eng.^a Civil da FCTUC, Coimbra.
- Sherwood, P. (1993). “Soil stabilization with soil and lime”. HMSO, London, UK.
- Silveira, A. (1966). “Estabilização de Solos com Cimento”. Publicação n° 128 – Síntese de Notas de Aula – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Brasil. Citado em Loch (2013).
- Teles, J. (2013). “Comportamento Mecânico do Solo Mole do Baixo Mondego Quimicamente Estabilizado com Adição de Fibras Metálicas”. Dissertação de Mestrado, Dep. Eng.^a Civil da FCTUC, Coimbra.
- Terashi, M., Tanaka, M., Mitsumoto, T., Honma, S. e Ohhashi, T. (1983). “Fundamental properties of lime and cement treated soils” (3rd report). Report of the Port and Harbor Research institute. Vol. 22. No. 1, pp. 69-96. Citado em Kitazume e Terashi (2013).
- Thompson, M. (1966). “Lime Reativity of Illinois Soils”. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v.92. p. 67-92. Citado em Loch (2013).
- Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L. e Oteo, C. (2002). “Ingeniería Geológica”. PEARSON EDUCACIÓN, S. A., Madrid, Espanha.
- Yin, J.H. and Z. Fang. (2006). “Physical modelling of consolidation behaviour of a composite foundation consisting of a cement-mixed soil column and untreated soft marine clay”. Geotechnique, Vol. 56, No. 8, Discussion, p. 579-582.