



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

Análise Laboratorial do Comportamento em Fluência do Solo Mole do Baixo Mondego Quimicamente Estabilizado

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

Autor

Tiago Jorge Sardinha Lopes

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, Julho, 2013

AGRADECIMENTOS

Este espaço é especialmente dedicado a todos aqueles que contribuíram, de forma direta ou indireta, para que fosse possível o desenvolvimento não só deste trabalho, como o trabalho executado em anos anteriores, prestando um sincero reconhecimento às pessoas que estiveram ao meu lado.

Ao Professor Doutor António Alberto Correia pela sua enorme disponibilidade, pela sua boa disposição, pelas suas orientações, pelo apoio e conhecimentos transmitidos durante a realização deste trabalho, e especialmente pelas correções e ajustes prestados durante a última fase deste trabalho.

Ao Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira por todos os conhecimentos transmitidos, pelo seu bom-humor, pela sua grande disponibilidade, pelas dúvidas esclarecidas e pela prontidão com que reviu este trabalho.

Ao Senhor José António pela sua total e constante disponibilidade, não esquecendo toda a boa disposição, bem como por toda a ajuda fornecida durante a realização da parte laboratorial do trabalho.

Aos meus pais e ao meu irmão, nomeadamente pela ajuda e compreensão permanente, pelo apoio ao longo de todos os momentos da minha vida, bem como por me terem dado todas as condições para o êxito, não esquecendo um especial agradecimento aos meus tios, por toda a ajuda, todo o apoio e toda a dedicação prestada durante todos estes anos, e á minha família pelas constantes ajudas e preocupações.

Aos Grandes Amigos que criei durante todos estes anos, por todo o apoio e ajuda fornecidos, tal como pelos grandes e únicos momentos passados em conjunto, lembrando também todos os amigos/colegas do laboratório de Geotecnia, por toda a ajuda prestada quer nas salas de trabalho, quer no laboratório.

A Todos o meu MUITO OBRIGADO!

RESUMO

Nas últimas décadas houve necessidade de aperfeiçoar a técnica de melhoramento de solos, nomeadamente devido á necessidade de construir sobre solos com fracas características mecânicas que, tal como o nome antevê, são solos que sofrem grandes deformações, quando sujeitos a uma solicitação. Sendo assim, neste trabalho vai-se desenvolver e idealizar uma técnica de melhoramento das propriedades do solo tendo como base a estabilização química do mesmo. Para isso foram utilizados ligantes, que possuem propriedades aglomerantes, o que irá melhorar as propriedade mecânicas do solo. O termo utilizado na língua inglesa para tal conceito é *deep mixing*.

Sendo a natureza orgânica do solo, juntamente com o teor de água e com as frações silto-arenosas, os fatores que condicionam a estabilização química de um solo, optou-se por estudar o efeito da presença de matéria orgânica no mesmo, que, como se prevê, trará consequências negativas numa estabilização química de um solo.

Na dissertação apresentada, pretende-se estudar o comportamento do “solo mole” do Baixo Mondego, solo esse que apresenta fracas características mecânicas. Para o seu estudo, optou-se por verificar a influência da presença de matéria orgânica, para o valor máximo da resistência á compressão do solo. Neste mesmo estudo, também se procurou idealizar a dosagem de ligante a utilizar, para um melhor aproveitamento económico. Para isso utilizaram-se como ligantes o cimento Portland 42,5R e a escória granulada de alto forno.

Depois de realizado o estudo, verificou-se que a presença de matéria orgânica influencia sobremaneira, a resistência á compressão do solo. Tal conclusão deve-se ao facto do comportamento mecânico do solo ser controlado pelas ligações cimentícias que se formam nas partículas sólidas, durante a estabilização química do solo, as quais, com a presença de matéria orgânica, se formam, no entanto não se estabelecem com as partículas do sólido, impedindo assim a formação de uma matriz sólida mais resistente.

ABSTRACT

In recent decades, there was need to improve the technique of soil improvement, particularly due to the need of building on soils with poor mechanical properties which, as the name predicts, are soils that suffer large deformation when subjected to a request. Therefore, in this work it will be developed and devised a technique of improving soil properties based on its chemical stabilization. For this were utilized ligands which possess binders properties, which will improve the mechanical property of the soil. The term used in the English language for this concept is Deep Mixing.

As the organic nature of the soil, together with water content and silty-sandy fractions, are the factors that condition chemical stabilization of soil, it was decided to study the effect of the presence of organic matter in soil, which, as we expect, will bring negative consequences in a chemical stabilization of soil.

In this dissertation, we intend to study soft soil behaviour from Baixo Mondego, soil which has poor mechanical characteristics. For its study, it was decided to check the influence of the presence of organic matter, for the maximum value of the resistance to compression of the soil. The same study also sought to idealize the dosage of binder to be used for a better economic use. For that, were used as ligands Portland cement 42,5 R and granulated blast furnace slag.

After conducted the study, it was found that the presence of organic matter influences greatly the resistance to the soil compression. This conclusion is due to the fact that the mechanical behaviour of the soil cement being controlled by the connections that form the solid particles during the stabilization of soil, which in the presence of organic matter, formed, however not established with the solid particles, thus preventing the formation of a solid matrix tougher.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE QUADROS.....	xi
SIMBOLOGIA.....	xii
ABREVIATURAS.....	xiii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações Gerais	1
1.2. Estrutura da Dissertação	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1 Aterros sobre solos moles	3
2.2 Estabilização química de solos	3
2.3 A técnica “Deep Mixing”	4
2.4 Solo estabilizado: principais fatores que afetam o comportamento mecânico	5
2.4.1 O teor de água no solo	6
2.4.2 A matéria orgânica presente no solo	7
2.4.3 O tipo de ligante.....	8
2.4.4 A quantidade de ligante	10
2.4.5 O tempo de cura.....	10
2.5 Deformações em solos moles	12
2.6 Influência de vários fatores nas deformações por fluência de um solo quimicamente estabilizado	14
2.6.1 A matéria orgânica	14
2.6.2 O tempo de cura.....	15
3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	16
3.1 Introdução	16

3.2 Solo mole do Baixo Mondego	16
3.2.1 Caracterização geotécnica do solo.....	18
3.2.1.1 Introdução.....	18
3.2.1.2 Resultados da caracterização geotécnica do solo.....	19
i. Densidade das partículas sólidas.....	19
ii. Composição granulométrica	20
iii. Limites de Consistência	21
iv. Teor em matéria orgânica.....	22
v. Classificação do solo.....	22
3.3 Ligantes	23
3.3.1 Cimento Portland CEM I 42,5 R.....	24
3.3.2 Escória Granulada de Alto-Forno	24
4. PROCEDIMENTO E PLANO DE ENSAIOS.....	26
4.1 Introdução	26
4.2 Homogeneização do solo	26
4.3 Procedimento laboratorial para a preparação de amostras.....	27
4.4 Controlo do teor em matéria orgânica	29
4.5 Programa de ensaios.....	30
4.6 Procedimento de ensaio	33
4.6.1 Ensaios de compressão simples não confinados (UCS).....	33
4.6.2 Ensaios edométricos não confinados.....	33
5. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	36
5.1 Introdução	36
5.2 Ensaios para a determinação da resistência á compressão não confinada (UCS)	36
5.2.1 Ensaios UCS: variação da dosagem de ligante	39
a) Provetes com 28 dias de cura	39
b) Provetes com 42 dias de cura contínua	42
c) Provetes com 28 + 14 dias de cura.....	44
d) Conclusões relativas à dosagem de ligante.....	46
5.2.2 Ensaios UCS sobre: variação do teor de matéria orgânica.....	47
a) Provetes com 28 dias de cura	47

b) Provetes com 42 dias de cura contínua	51
c) Provetes com 28 + 14 dias de cura.....	53
a) Provetes com 28 dias de cura – novas Técnicas	55
b) Conclusões relativas ao teor em matéria orgânica	58
5.3 Ensaios para a determinação do coeficiente de consolidação secundária	59
5.3.1 Consolidação primária vs. consolidação secundária	59
5.3.2 Ensaios edométricos não confinados: variação da dosagem de ligante.....	61
5.3.3 Ensaios edométricos não confinados: variação do teor de matéria orgânica	63
5.4 Relações entre a resistência á compressão e o coeficiente de consolidação secundária em condições de não confinamento	66
6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	68
6.1. Conclusões.....	68
6.2. Propostas de trabalhos futuros.....	69
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	70

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Execução da técnica Deep Mixing. Processo construtivo (EN 14679 (2005))... 5	5
Figura 2.2 – Execução de colunas de “Deep Mixing”: a) Esquema de introdução de ligantes na coluna, através da base da haste (EuroSoilStab, 2001); b) colunas individuais; c) agrupamento em banda; d) agrupamento em grelha. .. 6	6
Figura 2.3 - Influência do teor de água, em amostras com 91 dias de cura e submetidas a ensaios UCS (retirado de Correia, 2011; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002)..... 7	7
Figura 2.4 - Influência da matéria orgânica na estabilização da argila de Ariake, em amostras com 28 dias de cura e submetidas a ensaios UCS (retirado de Correia, 2011; adaptado de Miura et al., 1998)..... 8	8
Figura 2.5 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com ligantes aplicados isoladamente (Correia, 2011; Silva, 2013)..... 9	9
Figura 2.6 - Curvas de tensão-extensão para ensaio de compressão não confinada, para o solo mole do Baixo Mondego estabilizado com ligantes á base de cimento Portland (Correia, 2011)..... 11	11
Figura 2.7 - Evolução do q_u com a dosagem para o solo mole do Baixo Mondego estabilizado com ligantes à base de cimento Portland (retirado de Correia, 2011)..... 11	11
Figura 2.8 - Evolução da resistência à compressão não confinada com o tempo de cura (Kawasaki et al., 1981; adaptado de Kitazume e Terashi, 2000; retirado de Correia, 2011)..... 12	12
Figura 2.9 - Influência da matéria orgânica no coeficiente de consolidação secundária (retirado de Oliveira et al., 2012). 14	14
Figura 2.10 - Evolução de C_α com o teor em matéria orgânica (retirado de Oliveira et al., 2012)..... 15	15
Figura 2.11 - Evolução de ensaios edométricos realizados sobre amostras de solo estabilizado sujeitas a diferentes tempos de cura (retirado de Correia, 2011)..... 15	15
Figura 3.1 - Características do depósito de solos moles da Quinta da Foja (Coelho, 2000). 18	18
Figura 3.2 - Recolha de solo do Baixo Mondego: a) recolha do solo com o auxílio de uma retroescavadora; b) colocação do solo em caixas, de modo a serem transportadas para laboratório. 19	19

Figura 3.3 - Curva granulométrica para o solo mole do Baixo Mondego, recolhido a uma profundidade de 2,5m.....	21
Figura 3.4 - Classificação granulométrica do solo segundo o triângulo de Feret.....	23
Figura 4.1 – Homogeneização do solo: a) mistura manual, com o auxílio de pá de pedreiro; b) mistura mecânica do solo com a ajuda de uma betoneira (IMER Mix240).....	26
Figura 4.2 - Preparação de amostras: a) vista do tanque de cura com amostras; b) extrator hidráulico, para desmoldagem das amostras.	29
Figura 4.3 - Relação entre a proporção de solo natural (N) e solo queimado (Q), e o teor de matéria orgânica.	30
Figura 4.4 - Ensaio UCS: a) prensa Wykeman Farrance LTD tristar 5000Kg; b) provete pronto a ser sujeito ao ensaio UCS; c) provete após o fim do ensaio.	33
Figura 4.5 - Edómetros utilizados: a) edómetro com braço de carga; b) edómetro de carga direta.....	34
Figura 4.6 - Material utilizado para a realização dos ensaio edométricos: a) base circular; b) perspectiva da base circular da célula edométrica.	34
Figura 5.1 - Aspecto completo de um ensaio de compressão não confinada (UCS).	37
Figura 5.2 - Ensaio UCS D6_1 de compressão uniaxial (para uma dosagem de 250 kg/m ³ , um teor em matéria orgânica de 19,37% , e um tempo de cura de 42 dias): a) antes da correção do bedding-error; b) após a correção do bedding error.	38
Figura 5.3 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 28 dias de cura (solo no estado natural) por variação de ligante.....	40
Figura 5.4 - Ensaio UCS executados sobre provetes com 28 dias de cura (solo no estado natural) – análise da evolução de: a) q_u máx; b) ϵ_a ; c) E_{u50} ; d) w_f com a variação da dosagem de ligante.....	40
Figura 5.5 - Variação da resistência máxima á compressão simples de provetes com 28 dias de cura (solo no estado natural) com a dosagem de ligantes: a) aproximação linear; b) linear em gráfico semi-logarítmico.	41
Figura 5.6 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 42 dias de cura contínua (solo no estado natural) por variação de ligante.....	43
Figura 5.7 - Ensaio UCS executados sobre provetes com 42 dias de cura contínua (solo no estado natural) – análise da evolução de: a) q_u máx; b) ϵ_a ; c) E_{u50} ; d) w_f com a variação da dosagem de ligante.	43
Figura 5.8 - Variação da resistência máxima á compressão simples de provetes com 42 dias de cura contínua (solo no estado natural) com a dosagem de ligantes: a) aproximação linear; b) linear em gráfico semi-logarítmico.	44
Figura 5.9 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 28 + 14 dias de cura (solo no estado natural) por variação de ligante.....	45

Figura 5.10 - Ensaio UCS executados sobre provetes com 28 + 14 dias de cura (solo no estado natural) – análise da evolução de: a) $q_{u\text{ máx}}$; b) ϵ_a ; c) E_{u50} ; d) w_f com a variação da dosagem de ligante.	45
Figura 5.11 - Variação da resistência máxima á compressão simples de provetes com 28 + 14 dias de cura(solo no estado natural) com a dosagem de ligantes: a) aproximação linear; b) linear em gráfico semi-logarítmico.	46
Figura 5.12 - Relação entre a dosagem de ligante (solo no estado natura) obtida em ensaios UCS e: a) $q_{u\text{ máx}}^{\text{méd}}$; b) $E_{u50}^{\text{méd}}$	47
Figura 5.13 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 28 dias de cura (solo com uma dosagem de 250 kg/m ³ de ligante) por variação do teor de matéria orgânica.	49
Figura 5.14 - Ensaio UCS executados sobre provetes com 28 dias de cura (solo com uma dosagem de 250 kg/m ³ de ligante) – análise da evolução de: a) $q_{u\text{ máx}}$; b) ϵ_a ; c) E_{u50} ; d) w_f com a variação do teor em matéria orgânica.....	49
Figura 5.15 - Proвете MO_1 referente ao solo com um teor de matéria orgânica de 1,13%: a)antes e, b)após ensaio UCS.	50
Figura 5.16 - Variação da resistência máxima á compressão simples de provetes com 28 dias de cura (dosagem de ligante de 250 kg/m ³) com variação do teor de OM: a) aproximação linear; b) aproximação em gráfico semi-logarítmico...	51
Figura 5.17 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 42 dias de cura contínua (solo com uma dosagem de 250 kg/m ³ de ligante) por variação do teor de matéria orgânica.	52
Figura 5.18 - Ensaio UCS executados sobre provetes com 42 dias de cura contínua (solo com uma dosagem de 250 kg/m ³ de ligante) – análise da evolução de: a) $q_{u\text{ máx}}$; b) ϵ_a ; c) E_{u50} ; d) w_f com a variação do teor em matéria orgânica.....	52
Figura 5.19 - Variação da resistência máxima á compressão simples de provetes com 42 dias de cura contínua (dosagem de ligante de 250 kg/m ³) com variação do teor de OM: a) aproximação linear; b) aproximação em gráfico semi-logarítmico.	53
Figura 5.20 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 28 + 14 dias de cura (solo com uma dosagem de 250 kg/m ³ de ligante) por variação do teor de matéria orgânica.....	54
Figura 5.21 - Ensaio UCS executados sobre provetes com 28 + 14 dias de cura (solo com uma dosagem de 250 kg/m ³ de ligante) – análise da evolução de: a) $q_{u\text{ máx}}$; b) ϵ_a ; c) E_{u50} ; d) w_f com a variação do teor em matéria orgânica.	55
Figura 5.22 - Variação da resistência máxima á compressão simples de provetes com 28 + 14 dias de cura (dosagem de ligante de 250 kg/m ³) com variação do teor de OM: a) aproximação linear; b) aproximação em gráfico semi-logarítmico...	56

Figura 5.23 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 28 dias de cura (solo com uma dosagem de 250 kg/m ³ de ligante; teor em matéria orgânica de 1,13%) por variação da Técnica de mistura.....	57
Figura 5.24 - Provetes laboratoriais preparados com as novas Técnicas: Técnica 2 (tapping).	58
Figura 5.25 - Relação entre $q_{u\text{ máx}}^{\text{méd}}$ e $E_{u50}^{\text{méd}}$ e o teor em matéria orgânica (dosagem de ligantes de 250 kg/m ³) obtida em ensaios UCS.	58
Figura 5.26 - Evolução da deformação no tempo para o ensaio edométrico não confinado ED2: a) apresentação $\Delta H - \log t$; b) representação $\Delta H - \sqrt{t}$ (ampliação para a zona com interesse).	60
Figura 5.27 - Curva $e/e_0 - \log t$ para o ensaio edométrico não confinado, ED2.....	61
Figura 5.28 - Curvas $e - \log t$ referentes a ensaios edométricos não confinados por variação da dosagem de ligante.....	62
Figura 5.29 - Curvas $e/e_0 - \log t$ após a aplicação da carga de fluência nos ensaios edométricos não confinados por variação da dosagem de ligante.....	62
Figura 5.30 - Variação do coeficiente de consolidação secundária não confinado com a dosagem de ligante: a) $C_{\alpha*1}$; b) $C_{\alpha*2}$	63
Figura 5.31 - Curvas $e - \log t$ referentes a ensaios edométricos não confinados por variação do teor em OM (dosagem de ligante de 250 kg/m ³)..	64
Figura 5.32 - Curvas e/e_0 após a aplicação da carga de fluência nos ensaios edométricos não confinados por variação do teor em OM (dosagem de ligante de 250 kg/m ³).	64
Figura 5.33 - Variação do coeficiente de consolidação secundária não confinado com a variação do teor de OM (dosagem de ligantes de 250 kg/m ³): a) $C_{\alpha*1}$; b) $C_{\alpha*2}$	65
Figura 5.34 - Relação entre $q_{u\text{ máx}}$ e $C_{\alpha*2}$ com a dosagem de ligante (solo no estado natural).....	66
Figura 5.35 - Relação entre $q_{u\text{ máx}}$ e $C_{\alpha*2}$ com o teor em matéria orgânica (dosagem de ligante de 250 kg/m ³).....	67

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Estabilização de solo com ligante hidráulico aplicado isoladamente (dosagem = 125kg/m ³ ; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 25kPa) (Correia, 2011; Silva, 2013).....	9
Quadro 3.1 - Principais propriedades do depósito de solos moles do Baixo Mondego, obtidas por Coelho (2000), Correia (2011) e as obtidas no presente estudo.....	20
Quadro 3.2 - Composição Química dos ligantes utilizados, de acordo com os dados do fabricante.....	25
Quadro 4.1 - Características dos 6 solos com diferentes teores em matéria orgânica.....	30
Quadro 4.2 - Programa de ensaios	32
Quadro 5.1 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 28 dias de cura (solo no estado natural).....	39
Quadro 5.2 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 42 dias de cura contínua (solo no estado natural).....	42
Quadro 5.3 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 28 + 14 dias de cura (solo no estado natural).....	44
Quadro 5.4 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 28 dias de cura (dosagem de ligante de 250 Kg/m ³).....	48
Quadro 5.5 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 42 dias de cura contínua (dosagem de ligante de 250 Kg/m ³).....	51
Quadro 5.6 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 28 + 14 dias de cura (dosagem de ligante de 250 Kg/m ³).....	54
Quadro 5.7 - Resumo dos resultados obtidos para em ensaios UCS realizados em provetes com 28 dias de cura (dosagem de ligante de 250 Kg/m ³ ; teor em matéria orgânica de 1,13%) variando a Técnica de preparação dos provetes.....	56
Quadro 5.8 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios edométricos não confinados por variação da dosagem de ligante (solo no estado natural).....	61
Quadro 5.9 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios edométricos não confinados por variação do teor em OM (dosagem de ligantes de 250 kg/m ³).....	63

SIMBOLOGIA

Al_2O_3 – Alumina

a_w – Teor em ligante

C_3S – Silicato tricálcico

CaO – Cal viva (ou óxido de cálcio)

$\text{Ca}(\text{OH})_2$ – Hidróxido de cálcio

C_c – Índice de compressibilidade

C_r – Índice de recompressibilidade

C_α - Coeficiente de consolidação secundária

CO_2 – Dióxido de carbono

e – Índice de vazios

E – Módulo de deformabilidade (ou módulo de deformabilidade de Young)

E_{u50} – Módulo de deformabilidade definido para 50% da tensão de rotura

ε_a – Extensão axial na rotura

Fe_2O_3 – Óxido de ferro

G – Densidade das partículas sólidas

h – altura

I_p – Índice de plasticidade

I_L – Índice de liquidez

MgO – Óxido de Magnésio

OCR – Grau de sobreconsolidação

OM – Teor em matéria orgânica

OH – Argila Orgânica

$P_{\text{cápsula}}$ – Tara da cápsula

$P_S^{50^\circ\text{C}}$ – Peso da cápsula + amostra de solo após exposição do mesmo à temperatura de referencia de 50°C

$P_S^{400^\circ\text{C}}$ - Peso da cápsula + amostra de solo após exposição do mesmo à temperatura de ignição de 400°C

q_u – Tensão obtida para ensaios UCS

$q_{u \text{ máx}}$ – Resistência máxima ou tensão última ou de rotura obtida para ensaios UCS

$q_{u \text{ máx}}^{28\text{dias}}$ - Resistência máxima ou tensão última ou de rotura obtida para ensaios UCS após 28 dias de cura

S – Grau de saturação

SiO_2 – sílica (ou dióxido de silício)

w – Teor em água

w_{NAT} – Teor em água do solo no estado natural

w_{L} – Limite de liquidez

w_{P} – Limite de plasticidade

ABREVIATURAS

A – Área da seção transversal

A_{corr} – Área da seção transversal corrigida

ASTM – American Society for Testing and Materials

CEM I 42,5 R – Cimento Portland CEM I 42,5 R

DEC-UC – Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra

E – Escória

ED – Ensaio edométrico não confinado

EN – Norma Europeia

N – Solo no estado natural

NP – Norma Portuguesa

Q – Solo queimado

R – Correlação obtida em linhas de tendência

UCS – Compressão Simples ou Uniaxial

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Gerais

Existem, por todo o mundo, zonas com solos que possuem fracas características geotécnicas. Essas características condicionam, de sobremaneira, a ocupação de tais solos e conseqüentemente impedem a expansão das sociedades. Devido a diversos fatores, nomeadamente geográficos, sócio-económicos e políticos, essas zonas com fracas características geotécnicas passam a ser inevitavelmente alvo de utilização.

Para combater o problema da utilização de solos com fracas características geotécnicas, tem sido necessário desenvolver modernas técnicas de melhoramento e reforço de solos, sendo uma dessas técnicas a estabilização química ou melhoramento do solo através da mistura “in situ” do solo com materiais que possuem características aglomerantes. Tal mistura, torna o solo num material com melhor comportamento mecânico, quando comparado com o solo original, convertendo assim o solo num material capaz de resistir a maiores cargas, bem como diminuir as deformações sofridas.

As técnicas de reforço de solo através da estabilização química podem ser utilizadas para diferentes usos na área da geotecnia, tais como a realização de aterros ou a execução de paredes de contenção em obras de escavação. Tal técnica apresenta duas grandes vantagens. A primeira em relação á sua utilização, dado poder ser utilizada numa ampla gama de solos, e a segunda relacionada com questões ambientais, uma vez que se utiliza o solo “in situ” e ainda, por vezes, são usados conjuntamente com o solo, subprodutos industriais (por exemplo escórias granuladas de alto-forno).

Com este trabalho pretende-se, com o auxílio de ensaios de compressão não confinados, não só estudar a influência da dosagem de ligante a utilizar na estabilização química, mas principalmente analisar a influência do teor em matéria orgânica na resistência à compressão não confinada, testando para tal, o mesmo solo com diferentes teores de matéria orgânica, os quais foram criados e controlados laboratorialmente. Com os resultados obtidos define-se uma relação entre o teor de matéria orgânica presente no solo e a resistência máxima á compressão não confinada.

Complementarmente também é estudado o comportamento em fluência de provetes submetidos a condições de compressão não confinada. Assim, é analisada a influência da

dosagem, bem como a influência do teor em matéria orgânica na deformação ao longo do tempo, deduzindo-se, no final, relações entre as deformações obtidas com a dosagem de ligante e com o teor em matéria orgânica.

1.2. Estrutura da Dissertação

A presente dissertação é composta por seis capítulos, onde se inclui o presente capítulo, Capítulo 1, o qual pretende contextualizar de forma resumida o trabalho realizado. Os restantes capítulos são os seguintes:

Capítulo 2, Revisão Bibliográfica - Capítulo onde se expõem os fundamentos teóricos que servem de base ao trabalho desenvolvido. São também apresentados alguns estudos e respetivas conclusões reportados por outros autores.

Capítulo 3, Caracterização dos materiais – Neste capítulo são apresentados as principais propriedades do solo em estudo, tal como dos ligantes utilizados. É também detalhada a caracterização geotécnica realizada sobre o solo usado para a realização deste estudo.

Capítulo 4, Procedimento Experimental e Plano de Ensaios - É descrito a forma como foram realizados os provetes, bem como de todo o método de ensaio seguido. No presente capítulo é também detalhado o plano dos ensaios seguido para a realização deste estudo.

Capítulo 5, Análise de Resultados – Através deste capítulo são apresentados os resultados obtidos, bem como a sua discussão.

Capítulo 6, Conclusões e Trabalhos Futuros – São apresentadas as conclusões sobre o estudo efetuado, sendo ainda propostos alguns trabalhos a desenvolver futuramente para uma complementação dos resultados obtidos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Aterros sobre solos moles

Desde o fim do século XIX e em consequência do crescimento populacional e da revolução industrial, que a sociedade tem assistido ao intensificar gradual da pressão sobre as políticas de organização e ocupação dos solos. Essa pressão tem conduzido à ocupação de solos com fracas características geotécnicas, como são disso exemplo os solos moles, para a implantação de novas áreas habitacionais ou industriais, a construção de novas infraestruturas, quer sejam rodoviárias, quer sejam ferroviárias.

Face às características dos solos moles, os quais em geral exibem baixa resistência e elevada deformabilidade, a construção sobre estes coloca grandes desafios à engenharia geotécnica dado ser necessário garantir a satisfação de requisitos de resistência e deformação. Uma das construções mais comum sobre solos moles é o recurso a aterros, nos quais é de primordial importância garantir a estabilidade e controlar a evolução no tempo das deformações, as quais assumem particular relevância dado o elevado teor em água, elevado índice de vazios e presença de matéria orgânica neste tipo de solos. Uma das técnicas que tem sido utilizadas com sucesso na mitigação dos problemas relacionados com a construção sobre solos moles é a estabilização química, a qual é seguidamente apresentada.

2.2 Estabilização química de solos

A estabilização química de solos consiste na mistura in-situ do solo com materiais com propriedades aglomerantes (ligantes). As interações físico-químicas que se estabelecem entre as partículas do solo, os ligantes e a água conduzem à alteração do comportamento mecânico do solo depois de estabilizado. As interações que produzem efeito estabilizador no solo estão divididas em 3 grupos: reações de hidratação (ou primárias) que são as reações que se estabelecem entre o ligante e a água existente no solo, ocorrendo de forma espontânea em alguns ligantes, terminado ao fim de algumas horas; reações pozolânicas (ou secundárias), que se estabelecem quando combinados alguns dos produtos das reações primárias com os minerais pozolânicos (alumina e sílica), que tanto podem existir no solo como nos próprios ligantes, podendo durar meses ou até anos (Coutinho, 1998); a troca iónica, onde as partículas de argila que possam existir no solo sofrem uma alteração da sua estrutura (Correia, 2011). Essas interações dependem de muitos fatores, Terashi (1997), sendo de destacar pela sua

importância e relevância para este trabalho as condições e características do solo inicial e da quantidade e tipo de ligante.

O desenvolvimento de meios tecnológicos, bem como o aparecimento de novos materiais para a construção, permitiu definir varias variantes da técnica de estabilização química de solos. Uma dessas variantes é designada de “Deep Mixing”. As primeiras investigações sobre a técnica de “Deep Mixing” remontam ao séc. XX, nomeadamente aos anos 60, sendo que apenas em meados dos anos 70 foi utilizada, segundo Moseley (1993). Numa fase inicial foi desenvolvida no Japão e nos países Nórdicos, tendo posteriormente alastrado para a China e Estados Unidos da América.

2.3 A técnica “Deep Mixing”

A técnica consiste em misturar em profundidade (podendo hoje em dia se atingir os 70m) o solo ligantes. Os ligantes geralmente mais utilizados são o cimento Portland e a cal viva, usados individualmente ou misturados com outros ligantes (Kitazume e Terashi, 2002; Correia, 2011). Embora outros ligantes possam ser utilizados, tais como a escória granulada de alto forno ou a cinza volante, os quais permitem aliar em determinados solos benefícios técnicos, económicos e ambientais.

No que diz respeito á realização da técnica “Deep Mixing”, esta pode ser utilizada de duas formas diferentes: por via seca ou por via húmida. Por via seca os ligantes são colocados no solo através de ar comprimido, enquanto que por via húmida, se adiciona calda de ligante ao solo. Por norma o método seco é aplicado a solos com teor de água elevado, o que irá provocar um decréscimo do teor de humidade no solo, permitindo obter maiores resistências com menores dosagens de ligante (Correia, 2011). No que diz respeito ao método húmido, este é utilizado em quase todos os tipos de solos, e devido á sua componente húmida é mais fácil obter uma boa homogeneização da mistura solo ligante(s) (Bruce, 2000; Edil e Saab, 2005).

Em relação ao processo de execução (Figura 2.1), este é realizado do seguinte modo:

- 1) posicionamento do equipamento no local pretendido;
- 2) penetração da haste, auxiliada pelo movimento das pás, que permite a desagregação do solo;
- 3) a penetração dá-se por terminada quando se atinge a profundidade pretendida;
- 4) começa o movimento ascendente, sendo introduzido o ligante ao nível das pás misturadoras (Figura 2.2a), as quais promovem a sua mistura com o solo;
- 5) conclusão do elemento de solo estabilizado.

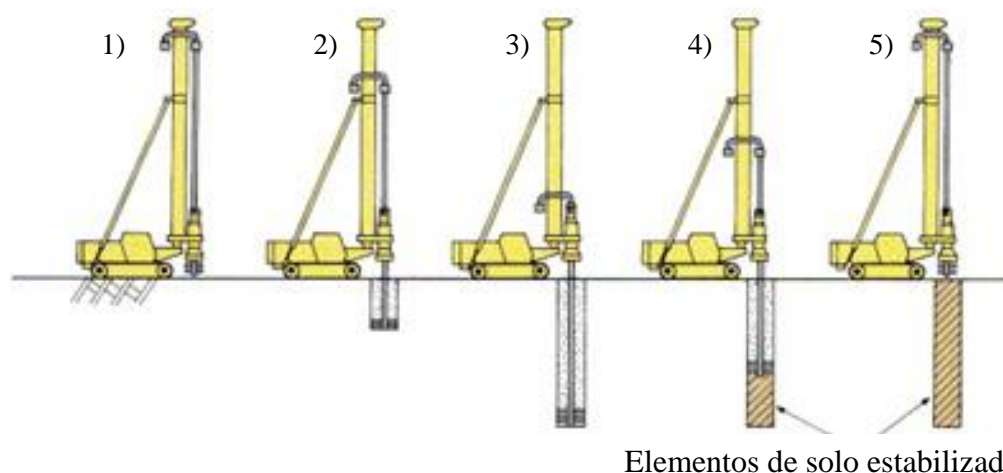


Figura 2.1 - Execução da técnica Deep Mixing. Processo construtivo (EN 14679 (2005)).

Para controlar as quantidades de ligantes a introduzir, bem como a qualidade da mistura, é necessário ajustar a velocidade de subida da haste com a velocidade de rotação das pás. O elemento de solo estabilizado pode assumir a forma de painel ou a circular (a mais comum). Para este último caso, as colunas podem apresentar um diâmetro entre os 0,4 e 1,5m, podendo atingir profundidades a rondar os 30 a 40m. As colunas de solo estabilizado podem ser utilizadas individualmente, em banda ou em grupo, entre outras disposições, conforme exemplificado na Figura 2.2b).

Esta técnica possui uma grande variedade de utilizações destacando-se a estabilização de aterros, o suporte de escavações, o controlo de percolação, o encapsulamento de solos contaminados e ainda a minimização de vibrações em estruturas.

2.4 Solo estabilizado: principais fatores que afetam o comportamento mecânico

Tal como anteriormente referido os fatores mais importantes e que mais influenciam a estabilização química de um solo são as características e condições do próprio solo, merecendo particular destaque o teor em água e o teor de matéria orgânica juntamente com a quantidade e o tipo de ligante bem como o tempo de cura a que está sujeito o provete. De seguida cada um destes 5 fatores é analisado individualmente, à luz do conhecimento adquirido em investigações já realizadas.

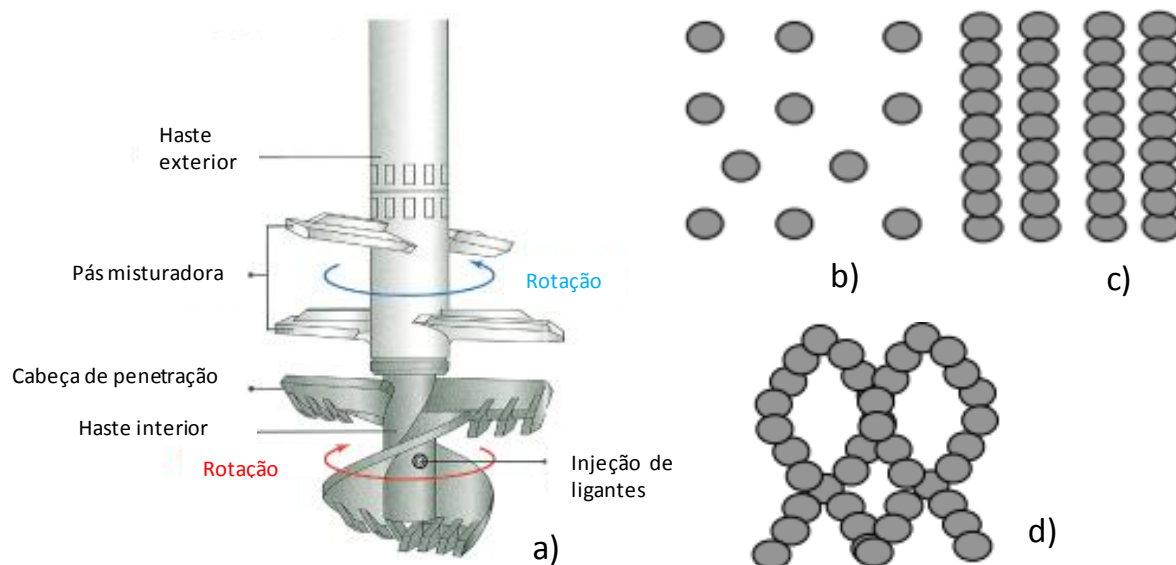


Figura 2.2 – Execução de colunas de “Deep Mixing”: a) Esquema de introdução de ligantes na coluna, através da base da haste (EuroSoilStab, 2001); b) colunas individuais; c) agrupamento em banda; d) agrupamento em grelha.

2.4.1 O teor de água no solo

O teor em água de um solo influencia, sobremaneira o comportamento do solo estabilizado quimicamente. Assim, Kitazume e Terashi (2002), investigaram a influência do teor em água em argilas do porto de Yokohama. Estas argilas possuem as seguintes características: $w_L = 78,8\%$, $w_P = 39,1\%$, $w_{Nat} = 102,5\%$. As investigações utilizaram como ligantes o cimento Portland, aplicado individualmente, e uma mistura de cimento Portland com escória. Através da Figura 2.3, é possível observar a evolução da resistência à compressão não confinada (q_u), com o teor em água no solo, para diferentes dosagens de ligante.

Do estudo concluir-se que a resistência (q_u) da amostra diminui, de forma quase linear, á medida que o teor de água do solo aumenta. Isto reflete-se para ambos os ligantes testados e qualquer que seja a quantidade de ligante. A justificação para tal facto é explicada pelo aumento do teor de vazios quando se aumenta o teor de água no solo, o que se traduz numa matriz menos densa, menos rígida, logo menos resistente.

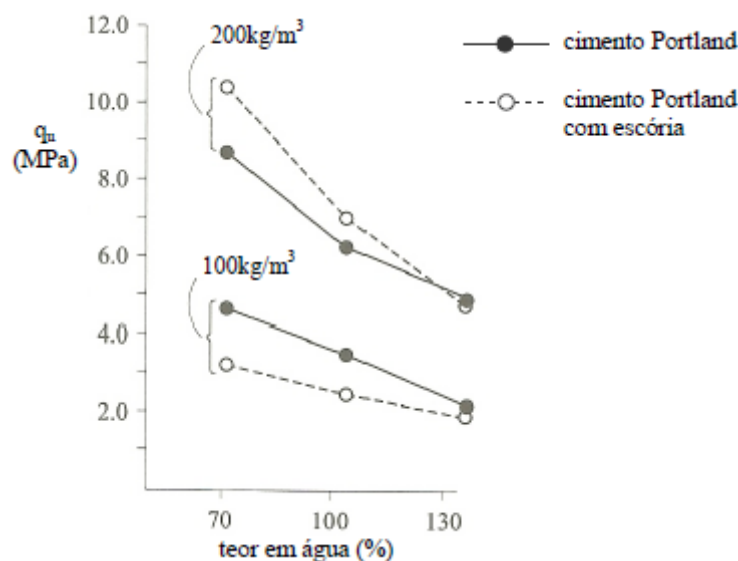


Figura 2.3 - Influência do teor de água, em amostras com 91 dias de cura e submetidas a ensaios UCS (retirado de Correia, 2011; adaptado de Kitazume e Terashi, 2002).

2.4.2 A matéria orgânica presente no solo

No que diz respeito á influência da matéria orgânica no solo, verifica-se que esta tem igualmente um papel fulcral no comportamento do solo estabilizado quimicamente.

Assim, os estudos realizados por Miura *et al.* (1988) sobre a argila de Ariake, permitem concluir que á medida que o teor de matéria orgânica aumenta, a resistência do solo diminui, independentemente do tipo de ligante utilizado (Figura 2.4). As razões subjacentes a este decréscimo de resistência estão intimamente relacionados com o facto de a matéria orgânica, segundo Axelsson *et al.* (2002) e Janz e Johansson (2002): reagir com o hidróxido de cálcio ($CA(OH)_2$) dando origem a produtos insolúveis que se precipitam na superfície das partículas, inibindo as reações pozolânicas e o conseqüente aumento da resistência mecânica; fazer com que as reações pozolânicas, e por conseguinte, o aumento da resistência, se processe com menor velocidade; alterar a composição e estrutura do gel de silicatos de cálcio hidratados que se formam nas reações de hidratação e pozolânicas, com impacto sobre a resistência mecânica; poder limitar a quantidade de água disponível para as reações de hidratação e pozolânicas, retardando o ganho de resistência mecânica; reduzir o número de partículas sólidas por unidade de volume, devido ao aumento da porosidade, o que se traduz num menor efeito estabilizador para igual quantidade de ligante.

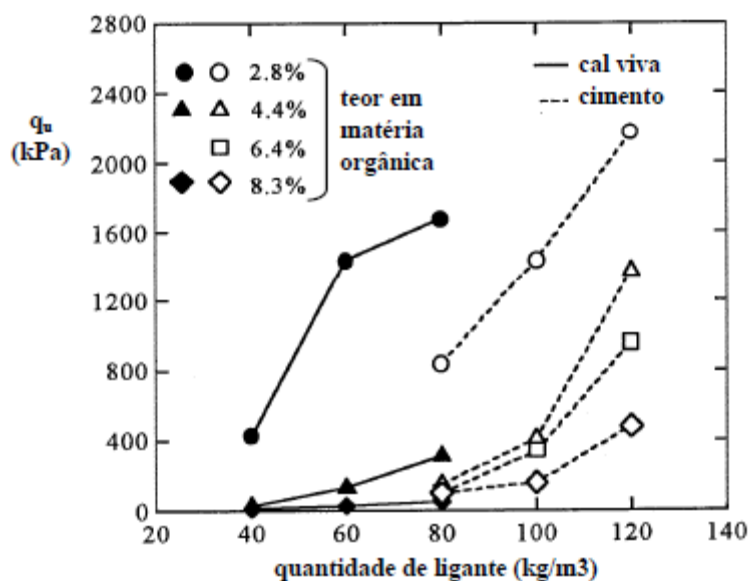


Figura 2.4 - Influência da matéria orgânica na estabilização da argila de Ariake, em amostras com 28 dias de cura e submetidas a ensaios UCS (retirado de Correia, 2011; adaptado de Miura *et al.*, 1998).

Mais recentemente, Correia (2011) estudou a influência da matéria orgânica nos solos moles do Baixo Mondego. As conclusões obtidas foram semelhantes, ou seja, “ a eliminação da OM origina uma melhoria substancial do comportamento mecânico, traduzido no acréscimo da resistência á compressão não confinada”, (Correia, 2011). Este facto é justificado pelo mesmo autor devido a uma menor porosidade do solo á medida que a matéria orgânica vai sendo eliminada, o que se traduz num aumento das ligações cimentícias com as partículas sólidas, provocando uma matriz mais rígida e conseqüentemente mais resistente.

2.4.3 O tipo de ligante

A escolha do melhor ligante para a mistura com o solo depende da sua reatividade com a água, pois as interações físico-químicas ligante-solo-água dependem do tipo de ligante, desta forma o tipo de ligante influencia muito o desenvolvimento e a velocidade das reações de hidratação, pozolânicas e troca iónica (Åhnberg, 2006). Apesar dos diversos tipos de ligantes distintos existentes, apenas será dado destaque aos ligantes mais comuns, cimento Portland e cal.

Correia (2011) estudou a estabilização do solo mole do Baixo Mondego, utilizando para tal uma mistura deste solo com ligantes hidráulicos, aplicados isoladamente. Para tal, utilizou uma dosagem de 125 kg/m³, com um tempo de cura de 28 dias, sob uma pressão vertical de 24kPa. O Quadro 2.1 e a Figura 2.5 resumem os resultados obtidos com a realização de ensaios UCS.

Quadro 2.1 - Estabilização de solo com ligante hidráulico aplicado isoladamente (dosagem = 125kg/m³; tempo de cura = 28 dias; pressão vertical na cura = 25kPa) (Correia, 2011; Silva, 2013).

Identificação	$q_{u\ max}$ (kPa)	ϵ_{rot} (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	w_f (%)	γ (kN/m ³)	MgO (%)
C32,5	973	0,732	216	66,2	15,2	2,24
CI42,5	1314	0,745	277	65,9	15,2	2,38
CII42,5	1153	0,858	211	64,4	15,2	2,30
C52,5	853	0,810	160	63,0	15,2	1,78
CV	68	1,612	9	59,3	15,1	< 1,0
CH	40	4,039	8	63,9	15,1	-

C32,5 - cimento Portland CEM II/B-L 32,5N

C52,5 - cimento Portland CEM I 52,5R

CI42,5 - cimento Portland CEM I 42,5R

CH - cal hidráulica NHL 5

CII42,5 - cimento Portland CEM II/A-L 42,5R

CV - cal viva CL 90-Q

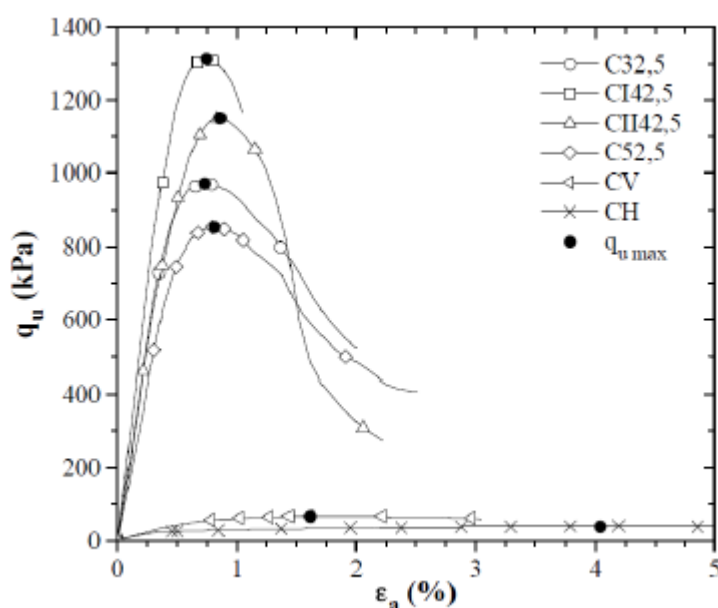


Figura 2.5 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre amostras estabilizadas com ligantes aplicados isoladamente (Correia, 2011; Silva, 2013).

Assim, fazendo uma análise em termos de resistência à compressão não confinada máxima ($q_{u\ máx}$), conclui-se que o cimento Portland que melhor efeito estabilizador provoca é o cimento Portland I 42,5R, ao invés do cimento Portland I 52,5R, que provoca o menor $q_{u\ máx}$ entre os cimentos estudados. Tal facto é explicado por Correia (2011), pela influência do óxido de magnésio (MgO) contida no cimento, podendo conduzir á expansibilidade, com impactos negativos sobre a resistência mecânica das misturas. No entanto, segundo Coutinho (1988), este fenómeno pode ser evitado desde que o teor em MgO no cimento não seja superior a 5%.

Um outro aspecto a ter em conta é a presença de óxido de magnésio está indiretamente relacionada com a quantidade de silicato de tricálcico (C_3S), sendo este o material mais ativo do clínquer e, conseqüentemente, com o ganho de resistência mecânica da mistura.

Outros autores, nomeadamente Åhnberg (2006), Kitazume e Terashi (2002) e Terashi *et al.* (1977), concluíram que a cal viva melhora substancialmente a estabilização com o aumento do tempo de cura. Um facto que é explicado pela presença da cal, uma vez que esta torna as reações pozolânicas mais lentas, provocando o seu desenvolvimento ao longo dos anos (Janz e Johansson, 2002).

2.4.4 A quantidade de ligante

Alguns autores, nomeadamente Terashi *et al.* (1980) e Uddin (1994) constataram que existe uma dosagem mínima de ligante a usar para a estabilização produzir efeitos em termos mecânicos. Essa dosagem mínima de ligante situa-se na casa dos 30-50 Kg/m^3 , dependendo do tipo de solo, subindo para os 50-70 Kg/m^3 aquando da presença de matéria orgânica no solo (Axelsson *et al.*, 2002). Correia (2011) estudou a influência da dosagem de ligante (Figura 2.6), onde conclui que á medida que a dosagem aumenta, a resistência máxima $q_{u\ máx}$ aumenta.

Um outro estudo relativo á influência da dosagem de ligante foi desenvolvido por Uddin (1994) e por Horpibulsuk (2001), e comprovado por Correia (2011). Nesses estudos foi possível concluir que existem quatro zonas distintas, como é observável na Figura 2.7, caracterizadas por comportamentos diferentes. Assim a primeira zona, designada por inativa, é caracterizada por reduzido efeito estabilizador. Segue-se a zona interação solo-ligante, descrita pela matriz do solo e onde o ligante funciona como agente cimentício descontínuo. A zona 3, ou de transição, é caracterizada por um crescimento marginal da resistência com o aumento da dosagem sendo caracterizada pela completa cimentação da matriz do solo, pelo que o aumento da dosagem apenas produzirá um avolumar da pasta de ligante, sem expressão significativa em termos de resistência mecânica (Correia, 2011). Finalmente a zona 4, onde o ligante passa a desempenhar o papel principal, exibindo uma estrutura continua na qual se encontram embebidas as partículas do solo, isto é, onde se deixa de ter um solo e passa-se a ter uma argamassa.

2.4.5 O tempo de cura

Em relação ao tempo de cura será de esperar que com o aumento do tempo de cura ocorra uma melhoria do comportamento mecânico do solo estabilizado, em virtude do

desenvolvimento das reações pozolânicas. Tal comportamento é claramente visível na Figura 2.8, onde Kawasaki *et al.* (1981) estudaram a estabilização de 8 diferentes tipos de solo

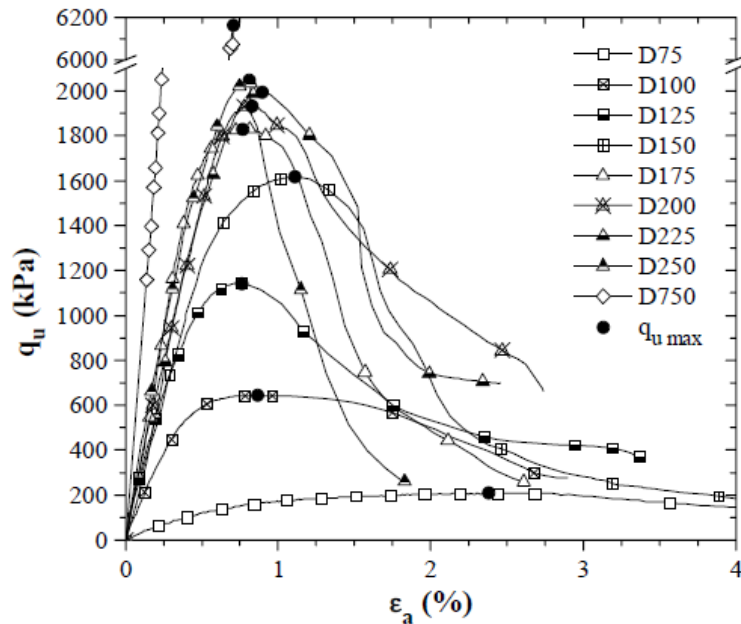


Figura 2.6 - Curvas de tensão-extensão para ensaio de compressão não confinada, para o solo mole do Baixo Mondego estabilizado com ligantes á base de cimento Portland (Correia, 2011).

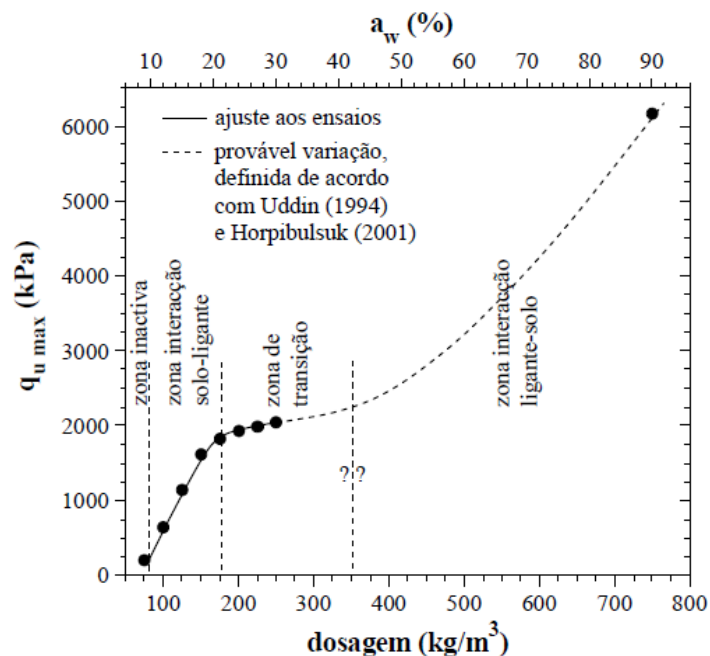


Figura 2.7 - Evolução do q_u com a dosagem para o solo mole do Baixo Mondego estabilizado com ligantes à base de cimento Portland (retirado de Correia, 2011).

japoneses com cimento Portland. A quantidade de ligante é expressa pelo parâmetro teor em ligante, a_w , sendo definido pela razão entre as massas secas de ligante e de solo. A partir da Figura 2.8 conclui-se que, independente do solo, a resistência q_u cresce com o tempo de cura, crescendo esse efeito com o teor em ligante (tal como anteriormente analisado).

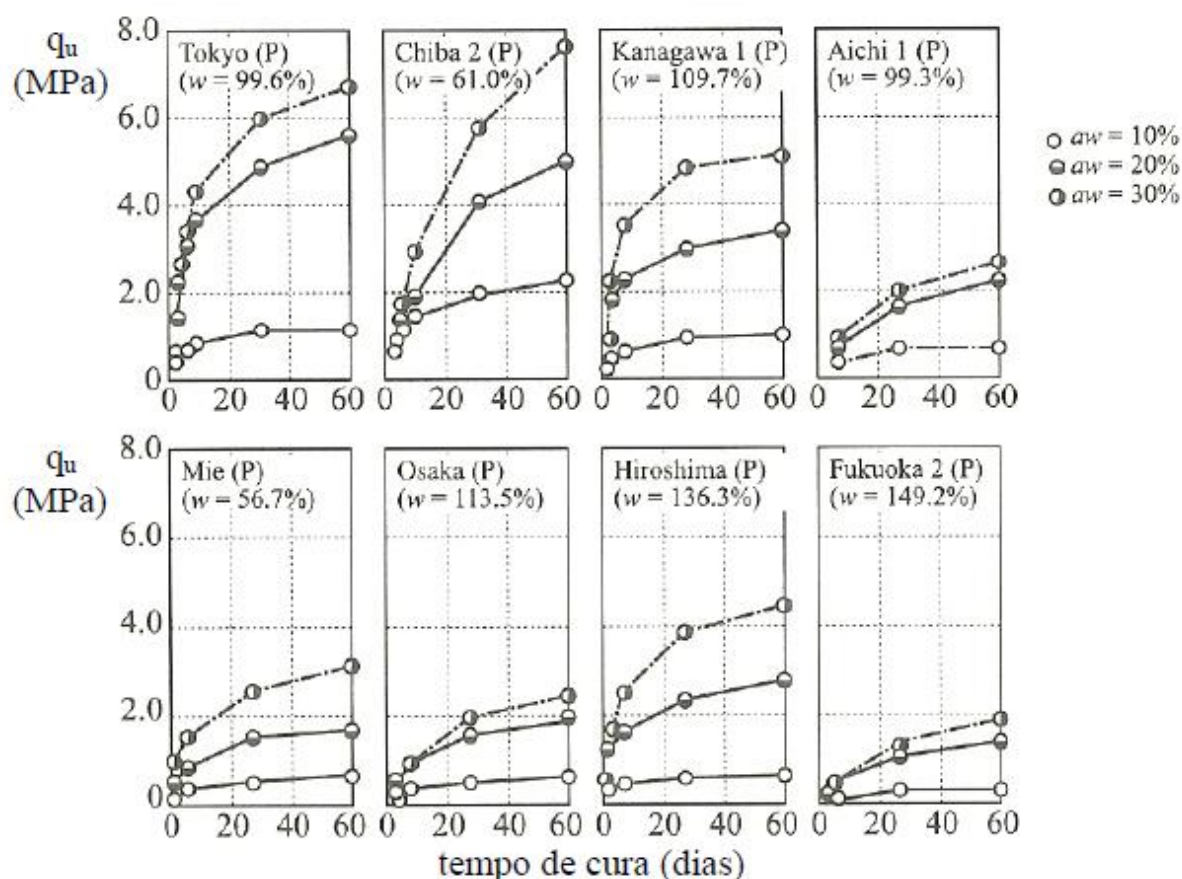


Figura 2.8 - Evolução da resistência à compressão não confinada com o tempo de cura (Kawasaki *et al.*, 1981; adaptado de Kitazume e Terashi, 2000; retirado de Correia, 2011).

2.5 Deformações em solos moles

Tão importante quanto o estudo da estabilização química e seus principais fatores, é também relevante compreender os fenômenos que regem as deformações no solo mole de origem (não estabilizado). Seguidamente apresentam-se alguns comentários sobre este assunto.

Um solo quando sujeito a uma certa solicitação, sofre deformações com o objetivo de absorver essa solicitação. Assim, e no caso mais concreto de solos moles, a deformação está relacionada em parte com a expulsão gradual de água do solo, o que vai provocar uma diminuição da espessura do estrato devido, essencialmente, a uma redução do teor em água e

do índice de vazios, e conseqüentemente irá provocar um assentamento na superfície do terreno. Essas deformações abrangem várias parcelas, sendo que algumas delas acontecem logo após o carregamento e outras, talvez as mais importantes pela magnitude que podem assumir, com o decorrer da redução do índice de vazios no tempo.

Assim sendo as deformação que o solo vai sofrer no tempo é regulada essencialmente com base em dois mecanismos distintos, a consolidação primária ou hidrodinâmica, e a consolidação secundária ou fluência. A consolidação hidrodinâmica está relacionada com a transferência de tensões da fase líquida para o esqueleto sólido, devido ao excesso de pressão intersticial e que ao longo do tempo se vão dissipar com a expulsão de água dos vazios (Correia, 2011). Após o término da consolidação primária, o solo continua a sofrer deformações, agora de modo proporcional ao logaritmo do tempo. Estas deformações resultam da fluência do esqueleto sólido sob tensão efetiva constante, devido á natureza viscosa do conjunto de partículas minerais e água adsorvida (Coelho, 2000), sendo que Mesri *et al*, (1987), acrescenta que a fluência corresponde a um gradual reajustamento das partículas do solo para uma posição mais estável, sob tensão efetiva constante.

As deformações a que está sujeito um solo mole são, essencialmente, a soma das deformações por consolidação primária e por consolidação secundária. Embora a designação utilizada antecipe uma ordem de acontecimentos, ambas as consolidações decorrem simultaneamente e em paralelo (Correia, 2011), embora este facto não seja totalmente consensual entre a comunidade científica. Outros autores sugerem outras definições. Hans (1994) prefere designar a consolidação primária apenas por hidrodinâmica, escolhendo a designação de consolidação para a fluência do solo, com o intuito de evidenciar a dependência em relação ao tempo. Lowe (1974) considera que a expulsão de água do solo, e o conseqüente rearranjo das partículas, se deve ao excesso de pressão neutra, para ambas as consolidações, concluindo que a principal diferença será a velocidade de deformação: na consolidação primária é controlada pelo excesso de pressão neutra e pela lei de Darcy, enquanto que na consolidação secundária é regulada pela natureza viscosa do solo, sendo que também pode ocorrer algum excesso de pressão neutra, embora seja impossível de ser medido (Leroueil *et al*, 1990).

As deformações por consolidação secundária assumem particular relevância em depósitos de solos moles, em muito devido à presença de matéria orgânica. A quantificação destas deformações no tempo é facilitada pelo facto de, em geral, estas deformações serem proporcionais ao logaritmo do tempo, ou seja, a relação $e\text{-log}(t)$ é linear sendo descrita pelo coeficiente de consolidação secundária, C_{α} .

Segundo alguns autores, é possível estipular um aumento do coeficiente de consolidação secundária, C_{α} , com a presença de matéria orgânica (Edil *et al*, 1994), tendo Mesri *et al*

(1987) estabeleceram as seguintes relações para C_α/C_c , onde C_c representa o índice de compressibilidade:

- 0.02 a 0.10 – Solos granulares a turfas
- 0.04 ± 0.01 – Maioria das argilas inorgânicas moles
- 0.05 ± 0.04 – Maioria das argilas orgânicas de alta plasticidade

2.6 Influência de vários fatores nas deformações por fluência de um solo quimicamente estabilizado

2.6.1 A matéria orgânica

Tendo em conta que o coeficiente de consolidação secundária aumenta com a presença de matéria orgânica no solo, Venda Oliveira *et al.* (2012), conduziram um estudo sobre os efeitos da matéria orgânica nas deformações por fluência (medidos em ensaios edométricos) de solos quimicamente estabilizados à base de cimento Portland. O solo utilizado era proveniente do depósito de solos moles do Baixo Mondego, o qual exibe no estado natural um teor em matéria orgânica (OM) de 9,29% e um C_α de 0,022 (Correia, 2011; Garcia, 2010). O estudo permitiu concluir que após a estabilização química e para a dosagem analisada (125 kg/m^3), as deformações por fluência aumentam com o teor de matéria orgânica, à semelhança do comportamento observado em solos moles naturais (Figuras 2.9 e 2.10).

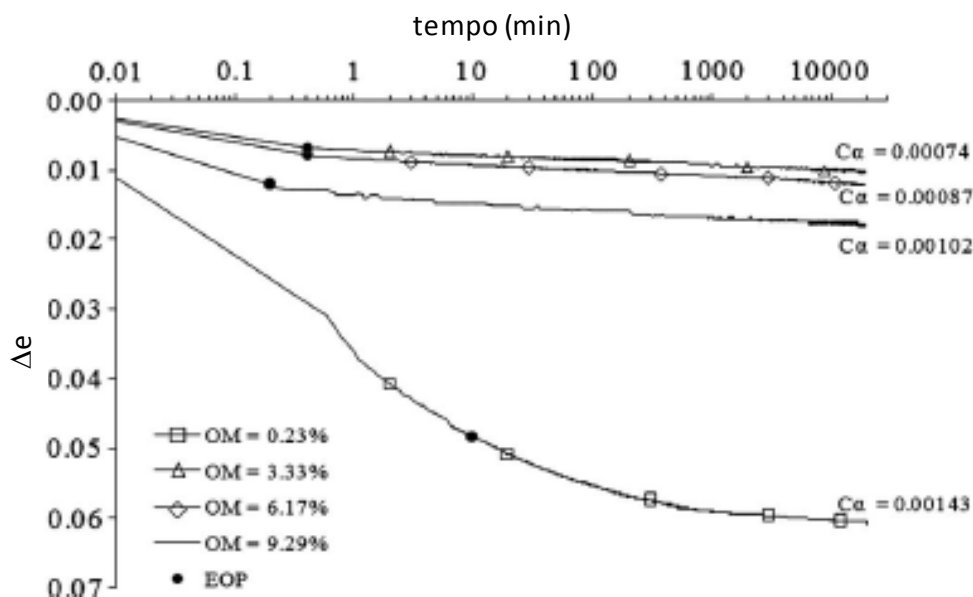


Figura 2.9 - Influência da matéria orgânica no coeficiente de consolidação secundária (retirado de Oliveira *et al.*, 2012).

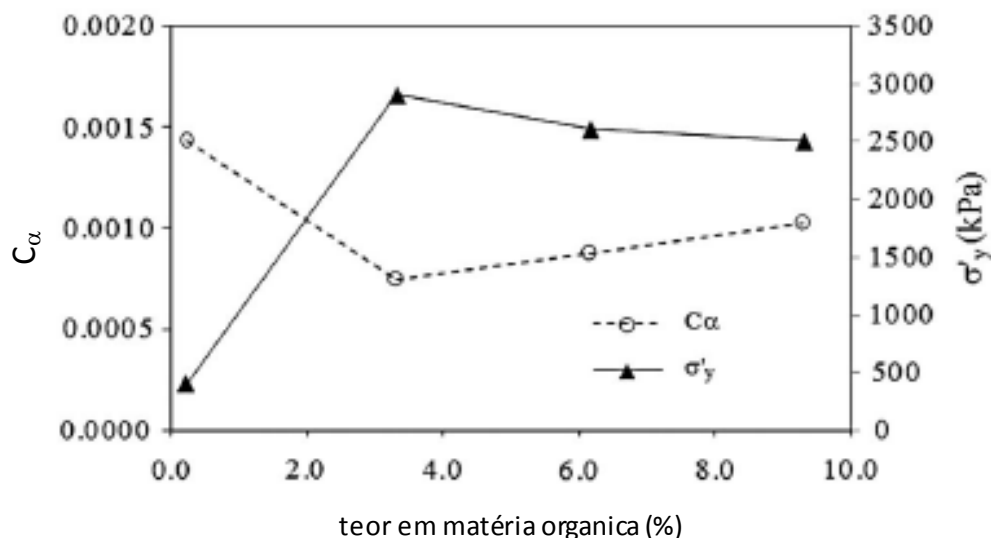


Figura 2.10 - Evolução de C_α com o teor em matéria orgânica (retirado de Oliveira *et al.*, 2012).

2.6.2 O tempo de cura

Outro aspecto importante é o facto das características de compressibilidade do solo estabilizado, nomeadamente em relação à consolidação secundária, melhorarem com o aumento do tempo de cura, tal como analisado por Correia (2011) aquando do estudo do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente para 3 diferentes tempos de cura (28, 60 e 90 dias), Figura 2.11. Este comportamento é consequência do desenvolvimento das ligações cimentícias em maior número e de forma mais densa, o que provoca uma diminuição de C_α com o aumento do tempo de cura.

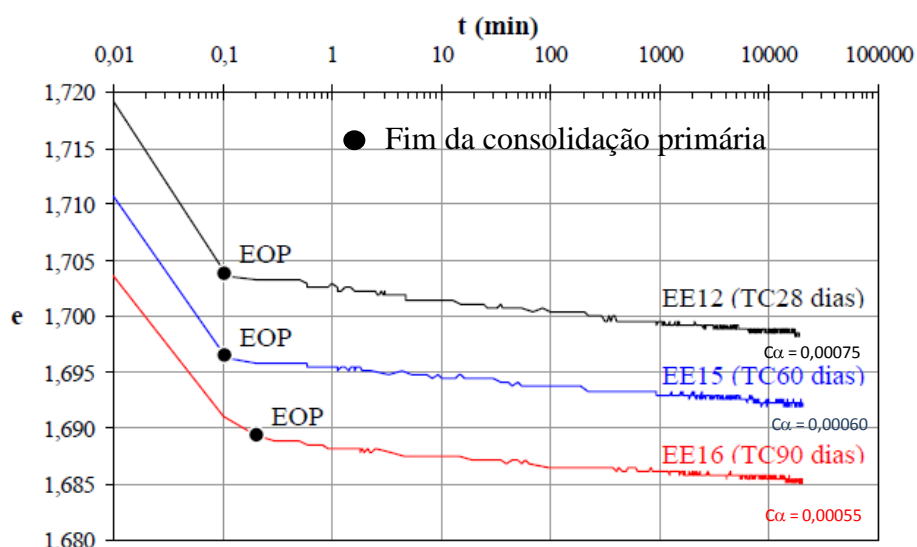


Figura 2.11 - Evolução de ensaios edométricos realizados sobre amostras de solo estabilizado sujeitas a diferentes tempos de cura (retirado de Correia, 2011).

3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.1 Introdução

Para um melhor aproveitamento dos materiais a utilizar é fundamental um bom conhecimento de todas as suas propriedades. Uma boa caracterização de um material poderá ter grande importância nos resultados obtidos numa fase posterior do trabalho, pelo que neste capítulo vão ser estudadas algumas propriedades do solo e dos ligantes, o que poderá levar a uma melhor interpretação desses mesmos resultados.

3.2 Solo mole do Baixo Mondego

Um solo mole é, tal como o nome denuncia, um tipo de solo com elevada compressibilidade e com baixa resistência. Este tipo de solo são “depósitos predominantemente constituídos por silte e argila, e cuja formação ocorreu num passado geologicamente recente” e “encontram-se, de um modo geral, num estado normalmente consolidado ou pouco sobreconsolidado, excepto eventualmente na zona superficial sujeita a processos de dessecação” segundo Coelho (2000).

No que diz respeito às propriedades físicas e mecânicas, estas apresentam em geral variação espacial, principalmente o índice de vazios, o teor em água, a granulometria, os índices de consistência, a compressibilidade e a resistência não drenada, o que resulta da natureza sedimentar do solo, essencialmente devido ao seu processo de formação. Coelho (2000), acrescenta que “de um modo geral, os solos moles apresentam elevada compressibilidade, reduzida resistência, baixa permeabilidade e compacidade”. A classificação dos solos moles, segundo alguns autores, é feita com base na quantificação de algumas propriedades do solo. Assim sendo, segundo Terzaghi *et al* (1967), um solo mole é aquele que apresente uma resistência não drenada (c_u) inferior a 50 kPa, enquanto que Hight *et al* (1987) acrescenta a hipótese de Terzaghi que o solo tem de ser normalmente consolidado ou pouco sobreconsolidado, estando ainda sujeito a tensões totais verticais inferiores a 100-150 KPa. Por fim, Amaryan (1993) entende que um solo mole deve ser um solo orgânico com pobre litificação, que apresenta resistências não drenadas inferiores a 100 KPa e módulos de deformabilidade não drenados inferiores a 3-5 MPa. Do exposto, constata-se que um solo mole apresenta fracas características geotécnicas.

O solo em estudo é proveniente do depósito de solos moles do Baixo Mondego, mais precisamente da Quinta da Foja (Maiorca, Figueira da Foz). O depósito localiza-se numa

planície aluvial, possui uma extensão de 15 000ha e um comprimento de 40km, onde a largura não ultrapassa os 4km e onde se pressupõe que exista um volume de aluviões na ordem dos 3 a 4Mm³ (Correia, 2011). No que diz respeito á profundidade, esta atinge os 40m, tendo o vale onde se insere o depósito sido escavado durante a última glaciação (Würm). Geologicamente este depósito é bastante recente, sendo subsequente às últimas fases da época Plistocénica do período do Quaternário, geralmente com idades abaixo dos 20 000 anos (Leroueil *et al.*, 1990). No que toca á mineralogia, o processo de formação manteve-se constante ao longo da história, o que denuncia uma uniformidade em profundidade, ainda que devido ás condições hidrológicas existam algumas variações granulométricas relevantes em profundidade (Coelho, 2000). Um outro aspeto a ter em conta é a existência de matéria orgânica, que está relacionada com alguma atividade biológica, (Correia, 2011).

Em relação às características físicas e de identificação deste depósito, diversos estudos foram efetuados, merecendo destaque os trabalhos de Coelho (2000) e de Correia (2011). A principal conclusão a que chega Coelho (2000) é a forte influência da matéria orgânica sobre as características do depósito, com grande impacto na variabilidade das propriedades físicas, nomeadamente do teor em água e do índice de vazios. Uma outra conclusão obtida por Coelho (2000), é que o depósito se encontra praticamente saturado, e que possui um índice de liquidez uniforme e próximo dos 100%, o que denuncia um mau comportamento resistente e uma elevada deformabilidade. Em termos granulométricos, Coelho (2000) constatou que o silte é a fração predominante, ocorrendo as frações arenosas e argilosas em menores proporções. Não obstante o facto de a fração argilosa ser reduzida ($\approx 10\%$), o depósito é caracterizado por exibir elevada plasticidade devido á presença da matéria orgânica (Coelho, 2000), Figura 3.1. Correia (2011), que realizou ensaios sobre amostras recolhidas a 2,5m de profundidade, chegou a idênticas conclusões, ou seja, que a presença de matéria orgânica condiciona bastante as características e comportamento do solo.

No que toca á posição do nível freático, as variações ocorridas, devido ás necessidades agrícolas da zona (essencialmente o cultivo de arroz), associadas com alguns processos de dessecação, faz com que a camada superior deste depósito se apresente sobreconsolidada, com valores máximos de OCR (grau de sobreconsolidação) de 6 (Figura 3.1). Na Figura 3.1 também se observa uma diminuição acentuada do OCR em profundidade, constatando-se que a partir dos 4 a 6m o solo é genericamente normalmente consolidado.

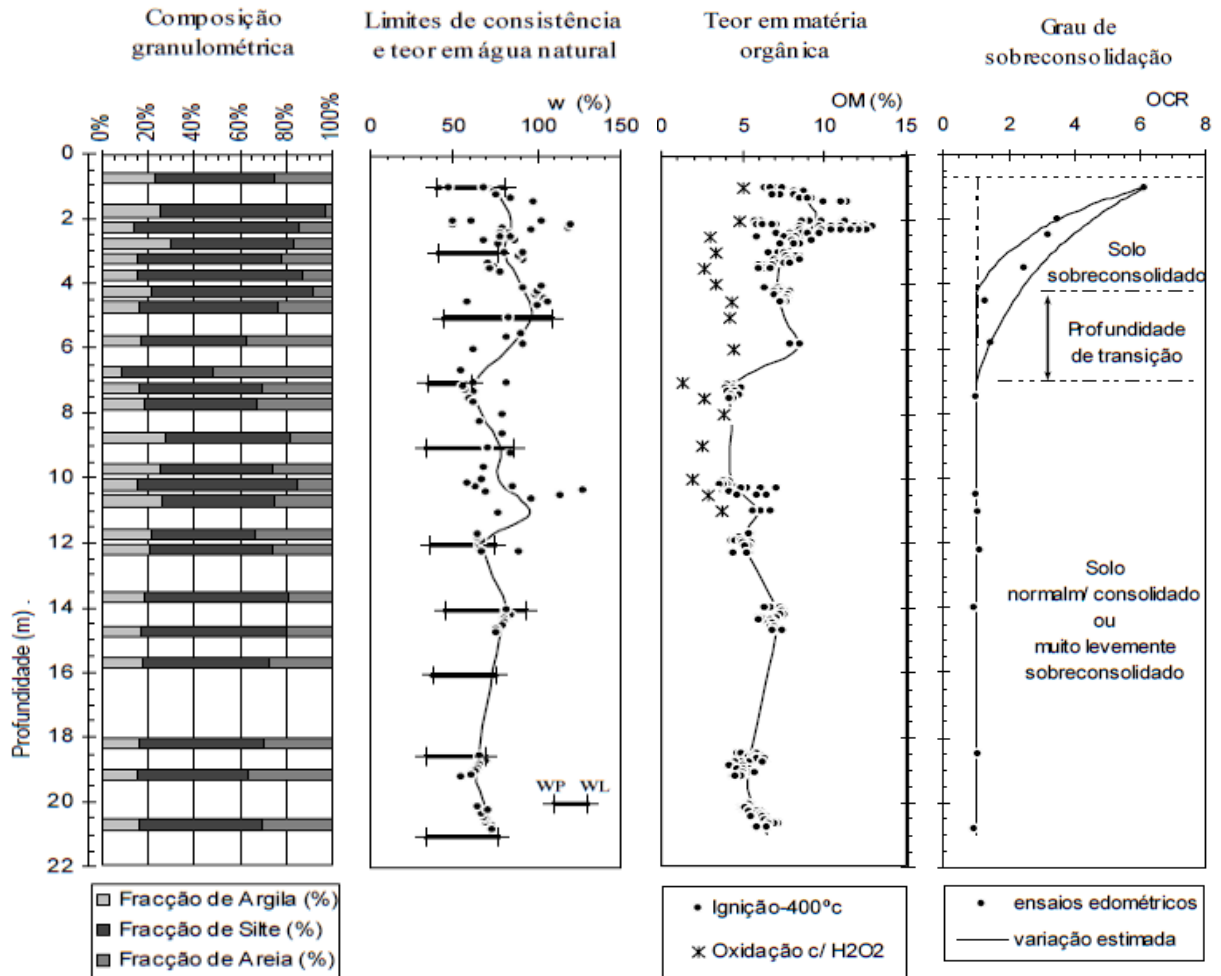


Figura 3.1 - Características do depósito de solos moles da Quinta da Foja (Coelho, 2000).

Coelho (2000) também conclui que é notória a influência da matéria orgânica sobre as propriedades do depósito quer ao nível da consolidação primária quer secundária. O depósito apresenta valores variáveis e substancialmente elevados para os índices de compressibilidade e recompressibilidade, sendo os valores obtidos para C_{α}/C_c uniformes e elevados, quando comparados com os encontrados em depósitos de solos inorgânicos.

3.2.1 Caracterização geotécnica do solo em estudo

3.2.1.1 Introdução

O solo objeto de estudo do presente trabalho foi recolhido a uma profundidade de aproximadamente 2,5m, no local experimental da Quinta da Foja, que fica situada no depósito de solos moles do Baixo Mondego. O solo foi recolhido com a ajuda de uma retroescavadora, tal como é ilustrado na Figura 3.2, tendo sido transportado posteriormente, em caixas com

aproximadamente 1m^3 de volume, para o laboratório de Geotecnia do DEC-UC, onde foram realizados alguns ensaios de caracterização geotécnica sobre amostras remexidas. Uma vez no laboratório, procedeu-se à homogeneização de todo o solo transportado, com a ajuda de uma betoneira de eixo vertical, por forma a não haver variações nas propriedades do solo.



Figura 3.2 - Recolha de solo do Baixo Mondego: a) recolha do solo com o auxílio de uma retroescavadora; b) colocação do solo em caixas, de modo a serem transportadas para laboratório.

3.2.1.2 Resultados da caracterização geotécnica do solo

Os ensaios realizados em laboratório foram os seguintes: densidade das partículas sólidas (G), composição granulométrica, limites de consistência (w_p e w_L) e teor em matéria orgânica (OM). De salientar que, o teor em água natural do solo é de 80,87%, conforme determinou Correia (2011), sendo que este valor foi controlado periodicamente (NP 84 1965).

O Quadro 3.1 resume as principais características obtidas por Coelho (2000), por Correia (2011) e ainda as obtidas no presente estudo no que toca ao depósito de solos moles do Baixo Mondego, para uma profundidade de 2,5m

i. Densidade das partículas sólidas

Define-se densidade de partículas sólidas como sendo a relação entre a massa de uma amostra seca e o volume ocupado pelas partículas sólidas, podendo a sua determinação ser realizada com o auxílio de um picnómetro (NP83, 1965).

Quadro 3.1 - Principais propriedades do depósito de solos moles do Baixo Mondego, obtidas por Coelho (2000), Correia (2011) e as obtidas no presente estudo.

Características do Solo		Coelho (2000)	Correia (2011)	Caso em Estudo
Composição Granulométrica	Argila (%)	13 - 30	8 - 12	12
	Silte (%)	54 - 73	71	63
	Areia (%)	14 - 16	17 - 21	25
Peso Volúmico Saturado	γ_{sat} (kN/m ³)	14,80	14,56	-
Densidade das Partículas Sólidas	G	2,580	2,555	2,649
Teor em Água Natural	w (%)	81	80,87	80,87
Índice de Vazios	e	2,1	2,11	-
Grau de Saturação	S (%)	100	98,10	-
Teor em Matéria Orgânica	OM (%)	8,50	7,96	19,37
Limites de Consistência	w _p (%)	40	42,80	42,40
	w _L (%)	77	71,03	78,10
Grau de Sobreconsolidação	OCR	3,3	3,3	-
Índices de Compressibilidade e Recompressibilidade	C _c	0,080	0,065	-
	C _r	0,630	0,570	-
Coefficiente de Consolidação secundária	C _α	0,006	0,020	-

O resultado obtido foi 2,649, valor atípico, superior ao obtido por Coelho (2000) e Correia (2011) para o mesmo solo, bem como ao valor de referência, para solos orgânicos, 2,5 indicado por Bowles (1988). Este resultado foi comprovado com a repetição do ensaio por 3 ocasiões, sendo que o valor obtido era sempre semelhante a 2,649.

ii. Composição granulométrica

A composição granulométrica de um solo indica a distribuição em percentagem, relativa ao peso total, das partículas do solo em função das suas dimensões, sendo geralmente apresentada sob a forma de uma representação gráfica, chamada de curva granulométrica. As partículas são classificadas em várias frações de acordo com as suas dimensões (cascalho, areia, silte e argila). Para a realização experimental da composição granulométrica é necessário executar dois processos diferentes, a peneiração, que consiste em fazer passar o solo por uma serie normalizada de peneiros de malha quadrada e de dimensões progressivamente menores até uma dimensão de 0,074mm, e a sedimentação que consiste na análise da velocidade de queda das partículas finas (inferiores a 0,074mm) ao longo do tempo, após ter sido sujeito à acção de um anti floculante e de agitação forte para fomentar a sua

individualização. Todo este processo foi realizado com base na especificação E196-1966 do LNEC.

Na Figura 3.3, apresenta-se a curva granulométrica, constatando-se que o solo é maioritariamente constituído por silte (66%), contendo ainda 22% de areia e uma pequena percentagem de argila (12%).

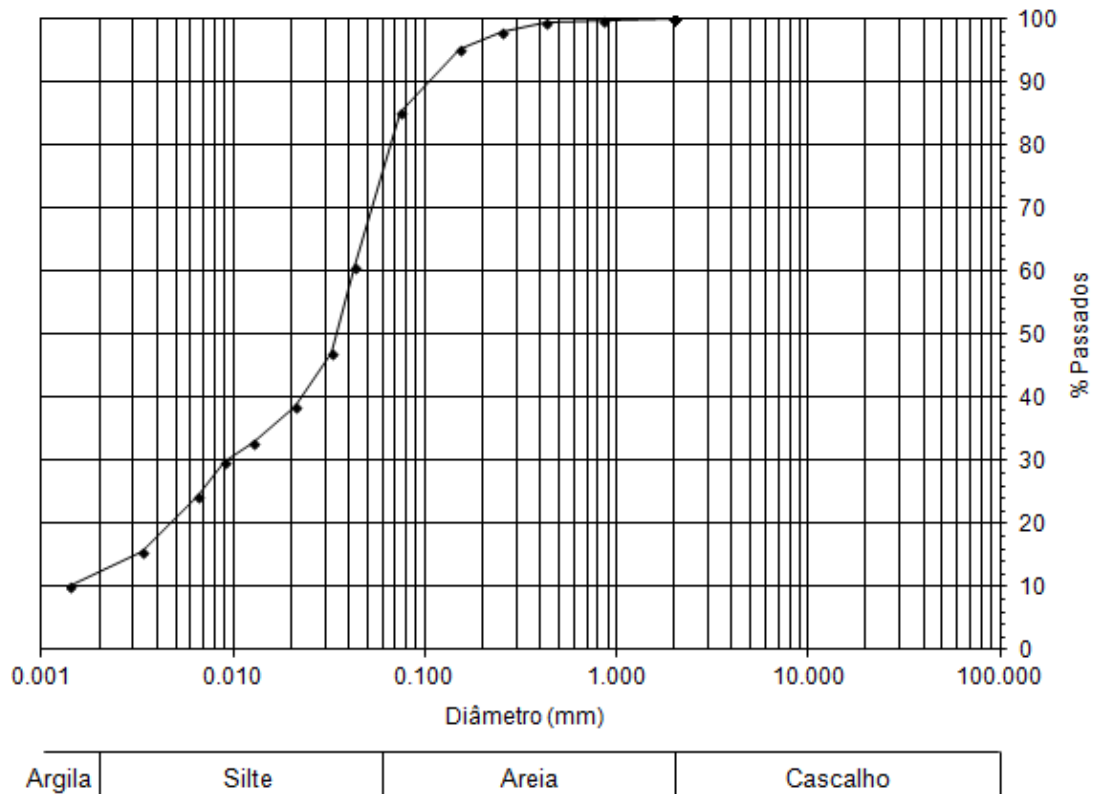


Figura 3.3 - Curva granulométrica para o solo mole do Baixo Mondego, recolhido a uma profundidade de 2,5m.

iii. Limites de Consistência

A noção de limites de consistência foi proposta numa fase inicial por Atterberg, sendo que posteriormente Casagrande estabeleceu a sua determinação experimental. Os teores em água que estabelecem a fronteira entre diferentes tipos de comportamento do solo, são definidos como limites de consistência (ou de Atterberg) e estabelecem, por ordem crescente do teor em água, o limite de retração (w_s), que define o teor em água abaixo do qual o solo seca a volume constante, o limite de plasticidade (w_p) que descreve o limite entre as zonas de comportamento moldável e friável, e o limite de liquidez (w_L) que estabelece o teor em água acima do qual o solo se comporta como um líquido.

Os ensaios realizados apenas recaíram sobre o cálculo de w_L e w_P . A sua determinação foi orientada pela norma NP143 (1969), tendo-se obtido os seguintes resultados: $w_L = 78,1\%$ e $w_P = 42,4\%$.

iv. Teor em matéria orgânica

Resíduos de plantas e de animais em diversos estados de decomposição, bem como alguns microrganismos que estão relacionados com esses resíduos, constituem grande parte da matéria orgânica presente no solo. O teor em matéria orgânica é definido como sendo a relação entre o peso de matéria orgânica e o peso seco inicial de solo, sendo um fator muito importante para o comportamento mecânico do solo, “uma vez que a sua presença pode inibir o desenvolvimento de reações físico-químicas que se estabelecem entre o solo e os ligantes adicionados”, (Correia, 2011).

Para o cálculo do teor de matéria orgânica utilizou-se o método das perdas de ignição, sendo o método mais comum e o mais eficaz (Coelho, 2000), embora ainda existam algumas dúvidas em relação ao melhor método a usar. Assim sendo, o método de ignição foi aplicado ao intervalo de temperaturas 50-400°C, sendo 50°C a temperatura de referência e 400°C a temperatura de ignição. Estes valores foram determinados com base em Franklim *et al* (1973), que conclui que abaixo dos 400°C parte da matéria orgânica não é eliminada, enquanto que para temperaturas superiores se pode ultrapassar a temperatura crítica de desidratação de alguns minerais.

O cálculo do teor de matéria orgânica foi elaborado com base na Equação 3.1, fundamentada na norma BS 1377-3 (1990).

$$OM = \frac{P_S^{50^\circ C} - P_S^{400^\circ C}}{P_S^{50^\circ C} - P_{cápsula}} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Seguindo a norma BS 1377-3 (1990) chegou-se á conclusão que o teor em matéria orgânica do solo é de 19,37%. Quando comparando com os valores obtidos por Coelho (2000) e Correia (2011) verifica-se que existe alguma discrepância de valores, sendo este facto justificado pela grande variabilidade do solo à profundidade de 2,5m (Figura 3.1).

v. Classificação do solo

Para um melhor conhecimento do solo objeto de estudo e para uma melhor compreensão do seu comportamento mecânico, é possível classificar o solo de acordo com três fundamentos: classificação granulométrica, classificação quanto à plasticidade e classificação unificada.

Em termos granulométricos, e recorrendo-se ao triângulo de Feret, o solo é classificado como sendo um silte arenoso, tal como é possível observar na Figura 3.4.

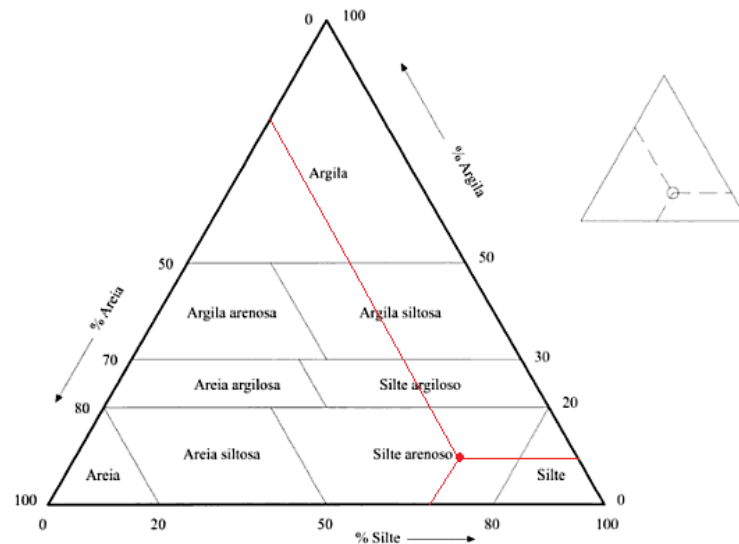


Figura 3.4 - Classificação granulométrica do solo segundo o triângulo de Feret.

Quanto á classificação relativa à plasticidade no estado natural do solo, a qual fornece indicações singulares sobre o comportamento mecânico de solos plásticos aquando da presença de água, esta é feita com base nas considerações de Hasnbo (1994), constatando-se que um solo com um $w_L = 78,1\%$ e $IP = 35,7\%$, conforme cálculos anteriores, é considerado como um solo de muito alta plasticidade.

A classificação unificada é considerada a mais completa, especialmente em solos plásticos, fornecendo informações qualitativas sobre determinadas características do solo. Esta classificação é efetuado com base na carta de Casagrande, sendo este solo classificado com o símbolo OH, argila orgânica ou silte orgânico, sendo ainda necessário adicionar “com areia”, visto o presente solo ter 25% de fração arenosa. De acordo com a classificação obtida é possível antever que o solo em estudo se caracteriza por exibir um mau comportamento mecânico.

3.3 Ligantes

Os ligantes são usualmente adicionados ao solo para melhorar o seu desempenho mecânico, pois “desencadeiam interações de natureza fisico-química com as partículas do solo e a água envolvente, conduzindo à alteração do comportamento mecânico do material daí resultante,

segundo constatou Correia (2011). Ainda de acordo com Correia (2011), verifica-se que os ligantes que melhor estabilizam o solo mole do Baixo Mondego são o cimento Portland, isolado ou misturado com escórias de alto forno ou cinzas volantes, aplicados com uma dosagem entre os 150 e os 175kg/m³. Na realização do presente estudo optou-se por utilizar uma mistura de cimento Portland com escórias granuladas de alto forno, com uma proporção de 75/25 referido à massa seca dos ligantes, aplicado em diferentes dosagens. De salientar ainda que os ligantes estão armazenados em local seco, protegidos contra a humidade e contra elevadas temperaturas, sendo que as quantidades a utilizar para a realização dos provetes foram preparadas imediatamente antes da sua mistura com o solo, de modo a manter intactas as suas propriedades.

3.3.1 Cimento Portland CEM I 42,5 R

O cimento Portland é um dos materiais mais usados em engenharia civil, sendo que o seu processo de fabrico se divide em três fases: mistura e moagem da matéria prima (nomeadamente de calcários e margas), produção do clínquer (normalmente num forno a 1400°C e sujeito a posterior arrefecimento rápido) e por fim a moagem do clínquer e consequente mistura com gesso e outros aditivos. Os principais constituintes do cimento Portland são o óxido de cálcio, sílica, alumina, óxido de ferro e óxido de magnésio, podendo-se observar no Quadro 3.2 a composição química do cimento Portland tipo I 42,5R, bem como a superfície de Blaine, utilizado no presente estudo.

O cimento Portland pode ser definido como sendo um pó fino que endurece na presença de água. Desta forma, sob a acção da água, este torna-se numa pasta homogénea capaz de endurecer e conservar a sua estrutura, mesmo que entre novamente em contacto com a água. Este fenómeno acontece devido a reações e processos de hidratação, nomeadamente devido à presença do óxido de cálcio. Um outro facto a ter em conta é que à medida que a mistura vai envelhecendo, a resistência vai aumentando fruto das reações pozolânicas.

3.2.2 Escória Granulada de Alto-Forno

A escória granulada de alto-forno é um resíduo siderúrgico industrial, que resulta da produção do aço em alto-forno ou de ferro fundido. É obtido através da fusão das impurezas do minério ferro com cinzas e/ou de calcários ou dolomites. Ainda no estado líquido é arrefecida bruscamente, através de ar ou com o auxílio de água ejectada a altas pressões, sendo que vitrifica, adquirindo assim uma forma granular. A escória apresenta ainda um aspecto não cristalino, pelo que é essencialmente amorfa.

A característica mais importante da escória granulada de alto-forno é a sua capacidade hidráulica potencial, que, quando moída e em contacto com a água, permite que esta endureça, fazendo com que possa substituir parte do cimento Portland. Esta possível substituição do clínquer Portland pela escória, reduz substancialmente a emissão de CO₂ para a atmosfera durante o processo de fabrico (John, 1995), sendo que reduz também a exploração das reservas naturais de argila e calcário (matérias-primas do cimento Portland). No Quadro 3.2 apresenta-se a composição química e a superfície específica Blaine da escória granulada de alto forno usada no presente trabalho.

Quadro 3.2 - Composição Química dos ligantes utilizados, de acordo com os dados do fabricante.

Ligante	Simbologia	CaO (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	MgO (%)	SO ₃ (%)	Sup. esp. Blaine (m ² /kg)
Cimento Portland CEM I 42,5 R	CEM I 42,5 R	62,84	19,24	4,93	3,17	2,50	3,35	349,0
Escória Granulada de Alto Forno	E	37,02	38,74	11,59	0,85	6,75	0,33	363,0

4. PROCEDIMENTO E PLANO DE ENSAIOS

4.1 Introdução

Este capítulo destina-se a descrever os trabalhos realizados em laboratório. Começa-se por se descrever os trabalhos de homogeneização do solo e o procedimento laboratorial adotados. De seguida é apresentado o procedimento experimental para o controlo da matéria orgânica, e por fim, indica-se o programa de ensaios adotado descrevendo-se os ensaios realizados, para se estudar o comportamento do solo mole do Baixo Mondego.

4.2 Homogeneização do solo

Antes de se iniciar o procedimento laboratorial e consequente estabilização do solo, homogeneizou-se todo o solo recolhido, de modo a evitar variabilidades indesejadas (Figura 4.1). Começou-se por fazer uma mistura manual, com o auxílio de pás de pedreiro, de seguida, e com a ajuda de uma betoneira de eixo vertical (marca IMER, modelo Mix240), procedeu-se a uma nova mistura de todo o solo, armazenando-o. De seguida, em caixas de plástico, o solo foi protegido contra a perda de água, usando para isso, filme plástico isolante e armazenando as caixas na câmara termo-higrométrica à temperatura de $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ e humidade relativa de $95\pm 5\%$. De notar ainda que sempre que se usava o solo que se encontrava dentro destas caixas, era executada uma mistura manual de solo, de modo a garantir a homogeneização.

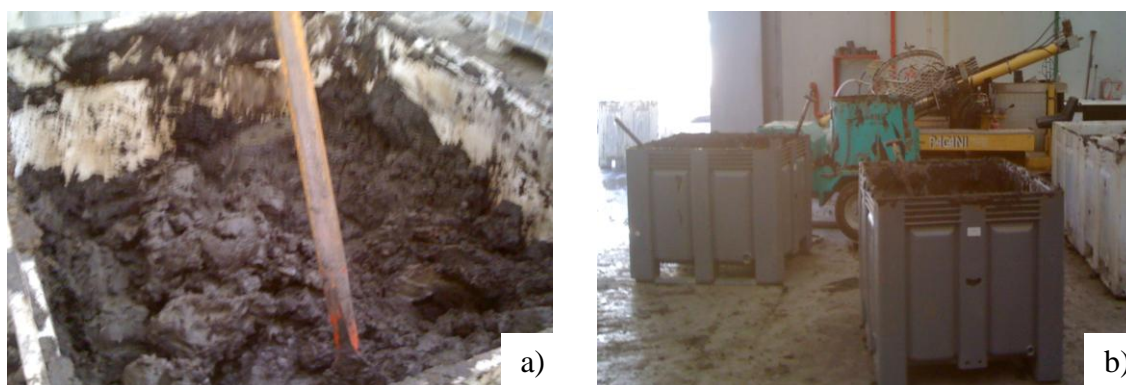


Figura 4.1 – Homogeneização do solo: a) mistura manual, com o auxílio de pá de pedreiro; b) mistura mecânica do solo com a ajuda de uma betoneira (IMER Mix240).

Em todas as caixas procedeu-se á recolha de várias amostras de solo, de modo a verificar o teor em água do solo, de acordo com a norma NP84 (1965). Nalguns casos foi necessário adicionar água da rede pública ao solo, de modo a assegurar que o solo possuía o teor em água pretendido ($w_{\text{campo}} = 80,87\%$, Correia, 2011).

No que diz respeito aos provetes, apenas foi usado um tipo de molde. O molde utilizado foi baseado em tubos de PVC, com uma altura de 325mm, e com um diâmetro interno de 37mm. Foi necessário recorrer à máquina de corte, de modo a atingir as dimensões pretendidas para os moldes. Depois de efetuado o corte, houve um cuidado especial em limá-los, sempre que necessário, e em limpá-los de modo conveniente.

4.3 Procedimento laboratorial para a preparação de amostras

Para a execução dos ensaios laboratoriais foram usadas amostras preparadas em laboratório. Na tentativa de reproduzir a técnica de “Deep Mixing” foi utilizada a mistura por via seca, ou seja, o ligante foi introduzido no solo sem a adição de água. O facto de se ter usar a via seca tem a vantagem de permitir obter maiores resistências mecânicas com menores dosagens de ligante (Bruce, 2000; Edil e Staab, 2005; Correia, 2011). Para a realização das misturas de solo estabilizado utilizou-se o solo no estado natural, ou seja 80,87% de teor em água, o que corresponde um índice de liquidez de 1,08 (Quadro 3.1). Outras amostras de solo foram preparadas para diferentes teores em matéria orgânica (1,13; 3,3; 6,2; 9,3; 14,7 e 19,37%). O ligante misturado com qualquer um dos solos era composto por cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno (na proporção 3:1 referida à massa seca dos ligantes), aplicado em diferentes dosagens (125, 200, 250, 325 e 400 kg/m³). De seguida é descrito, de forma detalhada, o procedimento laboratorial adotado, tal como todos os utensílios necessários para a sua execução.

Utensílios:

- molde cilíndrico em PVC;
- misturadora Hobart N50;
- balança com precisão de $\pm 0,01\text{g}$;
- cronómetro digital;
- estufa;
- berbequim elétrico;
- peso cilíndrico de 48 kPa;
- peça compactadora com ponta circular de 37mm de diâmetro;
- molde cilíndrico em PVC;
- cápsulas;
- garfo, com os dentes dobrados;
- fita adesiva;
- luvas;
- tesoura;
- filtros em geotextil;
- vaselina.

Procedimento experimental adotado para a execução dos provetes, quer para ensaios UCS, quer para ensaios edométricos:

- 1) preparação dos moldes: Depois de limpos, as paredes internas dos moldes em PVC eram untadas com vaselina, para ajudar no momento de desmoldagem do provete, reduzindo-se o atrito lateral no momento da extração. A base do molde era tapada com fita adesiva e, com a ajuda de uma tesoura, efetuavam-se furos na fita adesiva. De seguida colocava-se um filtro circular preso á fita adesiva, pelo lado de dentro do tubo;
- 2) preparação do solo a utilizar: o solo era retirado da câmara termo-higrométrica, sendo submetido a nova homogeneização manual, seguida de verificação do teor em água. Posteriormente pesavam-se 840g de solo, quantidade suficiente para a realização simultânea de 2 provetes;
- 3) preparação do ligante: pesavam-se as quantidades de ligantes necessárias para a mistura (cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno na proporção 3:1, respectivamente, referida á massa secados ligantes) e misturavam-se os dois ligantes num saco de plástico de modo a assegurar-se a sua uniformidade;
- 4) mistura: transferia-se para o balde da misturadora o solo natural, adicionando-se os ligantes, seguindo-se a mistura manual do solo-ligante, a qual antecedia a mistura mecânica efetuada na misturadora Hobart N50 (com uma velocidade de rotação de 136 rpm). Numa 1ª fase realizava-se a mistura durante 90 segundos, seguida de uma pequena pausa, para limpeza das paredes internas do balde e da pá da misturadora, repetindo-se nova mistura mecânica durante mais 90 segundos;
- 5) compactação da mistura: depois de concluída a mistura o provete era “construído” em seis camadas de 40g cada. Colocava-se as 40g da mistura dentro do molde, depois apiloava-se com um varão, seguidamente aplicava-se uma vibração, com auxílio de um berbequim, com o objetivo de eliminar bolhas e bolsas de ar, depois aplicava-se durante 10s uma pressão de 100 kPa de modo a compactar a mistura, e por fim realizava-se uma leve escarificação com o auxílio de um garfo. Este processo era realizado em cada uma das 6 camadas. Uma vez introduzida a mistura no molde, colocava-se o filtro circular de topo;
- 6) armazenamento do molde com o provete: logo após a conclusão dos provetes, estes eram transportados para um tanque de cura, cheio com água a uma temperatura de $20 \pm 2^\circ\text{C}$. O conjunto (molde, provete e pesos) apoiava-se numa estrutura de inox colocada dentro do tanque (Figura 4.2a)). Durante a fase de cura, as amostras foram sujeitas a uma pressão de 48 kPa, materializada através de pesos. Os 48 kPa foram utilizados para simular a tensão efetiva vertical atuante a profundidade de 10m, ou seja, sensivelmente a meio da espessura do depósito de solos moles do Baixo Mondego (Correia, 2011);
- 7) extração da amostra: ao fim do período de cura requerido (28 ou 42 dias) as amostras eram desmoldadas com a ajuda de um extractor hidráulico (Figura 4.2b)). Os provetes eram cortados cuidadosamente com o auxílio de uma espátula e de uma serra, de modo a ficarem com uma altura de 76mm. Por fim, o provete era pesado e media-se o teor em água final do provete.

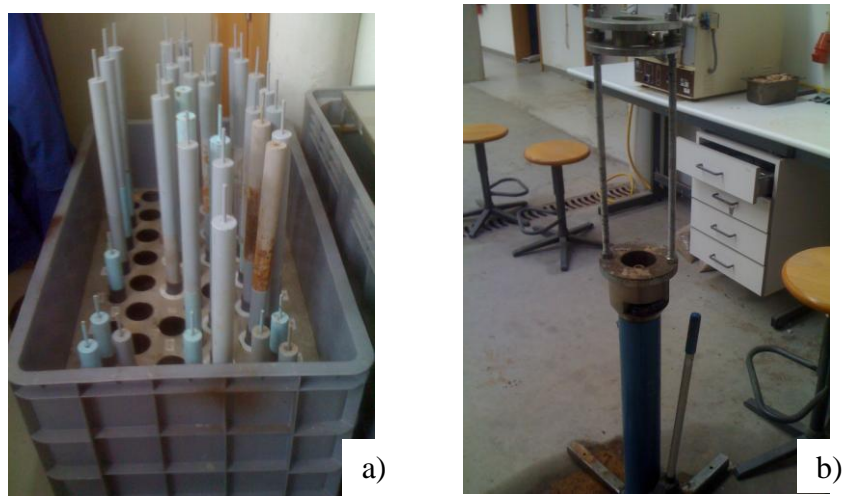


Figura 4.2 - Preparação de amostras: a) vista do tanque de cura com amostras; b) extrator hidráulico, para desmoldagem das amostras.

Durante a realização dos ensaios referentes às amostras de solo com mais baixo teor em matéria orgânica (1,13%), constatou-se que a mistura solo-ligante era deficiente, bem como a qualidade dos provetes após o período de cura, pelo que foram utilizados 2 novas variantes ao procedimento laboratorial base. Numa 1ª tentativa (denominada T1), optou-se por aumentar o tempo de mistura da amostra, passando de 3min para 9min, com pausas a cada 1,5min para limpeza do balde e da pá misturadora, mantendo-se inalterados os demais passos do procedimento laboratorial atrás descrito. Numa 2ª tentativa (designada T2), adotou-se uma diferente abordagem na preparação do provete: em vez das 6 camadas, o provete era agora construído com apenas 3 camadas, cada uma com 80g de mistura, aplicando-se a cada uma das camadas 50 pancadas (técnica usualmente designada na literatura inglesa por *tapping*), procurando-se desta forma melhorar a qualidade dos provetes do molde.

4.4 Controlo do teor em matéria orgânica

Com o intuito de avaliar a influência potencial do teor em matéria orgânica sobre o comportamento mecânico do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente, foram preparados, a partir do solo no estado natural (OM=19,37%), novos solos contendo diferentes teores em matéria orgânica. Para tal começou-se por retirar para um tabuleiro de grandes dimensões cerca de 12kg de solo natural. Através do método das perdas de ignição (ver capítulo 3) o solo foi “totalmente queimado” a 400°C, ficando no final com um teor de matéria orgânica de cerca de 1,13%. Tendo por base estes 2 materiais (solo natural e solo “queimado”, prepararam-se três misturas a diferentes proporções: 50/50; 60/40 e 40/60 referida á massa seca dos materiais, tendo-se calculado o teor de matéria orgânica final de cada mistura. Através dos resultados obtidos (Figura 4.3) foi possível estabelecer as

proporções de cada um dos 2 materiais a utilizar na preparação dos solos com os teores de matéria orgânica pretendidos.

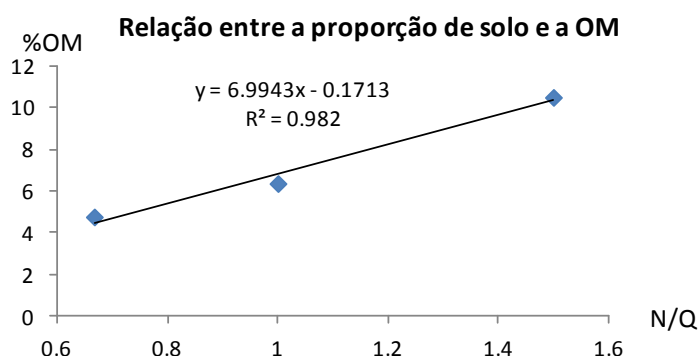


Figura 4.3 - Relação entre a proporção de solo natural (N) e solo queimado (Q), e o teor de matéria orgânica.

Para a realização dos ensaios laboratoriais para estudo da influência do teor em matéria orgânica foram preparados seis solos com diferentes teores de matéria orgânica (Quadro 4.1). Cada um destes solo foi armazenado em caixas com $0,01\text{m}^3$ de volume e devidamente protegidos contra a perda de água, sendo guardados na câmara termo-higrométrica. Foi também calculado, para os seis solos, o limite de liquidez e o limite de plasticidade (NP 143, 1969), os quais permitiam dosear a quantidade de água de modo a manter o $I_L = 1,08$.

Quadro 4.1 - Características dos 6 solos com diferentes teores em matéria orgânica.

	Matéria Orgânica no solo (%)					
	19,37	14,7	9,7	5,6	3,9	1,13
Limite Liquidez	78,06	72,26	67,80	63,75	56,92	39,90
Limite Plasticidade	42,41	39,86	39,27	37,18	35,05	27,18
Índice de Plasticidade	35,66	32,40	28,53	26,57	21,87	12,72
Índice de Liquidez	1,08	-	-	-	-	-
I_L objectivo	-	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08
W_{final} (%)	80,87	74,85	70,08	65,88	58,67	40,92

4.5 Programa de ensaios

A fim de estudar e caracterizar o comportamento do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente foi definido um programa que assentou em 2 tipos de ensaios: ensaios de compressão simples (UCS) e ensaios edométricos não confinados (ED). O 1º tipo de ensaios visa o estudo do comportamento à compressão das diferentes amostras ensaiadas, analisando-se a influencia potencial da dosagem de ligante, do tempo de cura, da carga aplicada aos provetes durante a cura e do teor em matéria orgânica. Os ensaios edométricos

não confinados visam avaliar as características de compressibilidade por fluência do solo estabilizado, estudando-se a influência potencial da dosagem de ligante e do teor em matéria orgânica.

Os ensaios de compressão simples foram realizados sobre amostras do solo natural (para 5 diferentes dosagens de ligante, 125, 200, 250, 325, 400 kg/m³), e sobre mais 5 solos para outros tantos teores em matéria orgânica (1,13; 3,3; 6,2; 9,3 e 14,7), estes últimos preparados com uma dosagem de 250 kg/m³. Realizaram-se ensaios UCS sobre provetes com 28 e 42 dias de cura (sujeitos a 48 kPa de pressão durante o período de cura), assim como sobre provetes com 42 dias de cura provenientes dos ensaios edométricos não confinados, bem como de provetes com cura de 28 dias sob pressão de 48 kPa seguidos de mais 14 dias sob pressão igual á aplicada no ensaio edométrico não confinado. Os provetes sujeitos a ensaio edométrico não confinado tiveram um período de cura inicial de 28 dias sob pressão vertical de 48 kPa, aplicando-se nos seguintes 14 dias uma pressão vertical equivalente a 39,2% da resistência à compressão simples definida aos 28 dias.

O programa de ensaios agora descrito, é apresentado no Quadro 4.2. A nomenclatura adotada na designação dos ensaios é composta por 1 ou 2 letras iniciais (respeitante ao parâmetro em estudo, D (dosagem), MO (matéria orgânica), T (técnica de mistura) e ED (edómetro não confinado), seguido(s) do número da série do ensaio.

De referir ainda que para cada um dos parâmetros em estudo foram executados 2 provetes idênticos, cujos resultados eram validados através da adoção do critério de conformidade, especificado na norma NP EN 206-1 (2007): os resultados individuais de cada ensaio devem-se encaixar dentro do intervalo de variação $\pm 15\%$.

Quadro 4.2 - Programa de ensaios

Tipo de Ensaio	Teor Matéria Orgânica (%)	Variação da Dosagem de Ligante (kg/m ³)				
		125	200	250	325	400
UCS 28 Dias	19,37	D1	D10	D4	D13	D7
UCS 28 + 14 Dias		D2	D11	D5	D14	D8
UCS 42 Dias		D3	D12	D6	D15	D9
Edométricos de 14 dias		ED1	ED4	ED2	ED5	ED3

Tipo de Ensaio	Dosagem de Ligante (Kg/m ³)	Variação do Teor de Matéria Orgânica (%)					
		1,13	3,3	6,2	9,3	14,7	19,37
UCS 28 Dias	250	MO_1	MO_4	MO_7	MO_10	MO_13	D4
UCS 28 + 14 Dias		MO_2	MO_5	MO_8	MO_11	MO_14	D5
UCS 42 Dias		MO_3	MO_6	MO_9	MO_12	MO_15	D6
Edométricos de 14 dias		ED6	ED7	ED8	ED9	ED10	ED2

Tipo de Ensaio	Dosagem de Ligante (Kg/m ³)	Teor de Matéria Orgânica (%)	Técnica de mistura		
			Normal	T1	T2
UCS 28 Dias	250	1,13	MO_1	T1_1	T2_1

4.6 Procedimento de ensaio

Neste ponto são referidos, de uma forma resumida os procedimentos seguidos na realização dos ensaios, quer para o ensaio de compressão simples não confinada, quer para o ensaio edométrico não confinado.

4.6.1 Ensaios de compressão simples não confinados (UCS)

Após cura durante o tempo pré-definido (28 ou 42 dias) e imediatamente antes de serem ensaiados, os provetes eram extraídos dos moldes, e sua altura verificada ($H=76\text{mm}$) e pesados. Nos ensaios utilizou-se uma prensa Wykeman Farrance LTD tristar 5000 kg, com uma velocidade de deformação constante, de $1\%/\text{min}$ (em relação á altura do provete), o que correspondia a $0,76\text{mm}/\text{min}$.

Durante o ensaio foram medidos automaticamente a deformação axial e a força aplicada sobre o provete, sendo para isso usados um transdutor de deslocamento para medir a deformação vertical do provete, e uma célula de carga para medir a força aplicada no provete (Figura 4.4). Depois de concluído o ensaio, o provete era retirado da prensa e procedia-se á avaliação do teor em água final da amostra. Para a realização do ensaio UCS, foi seguido o procedimento indicado na norma NP EN 12390-3 (2011).

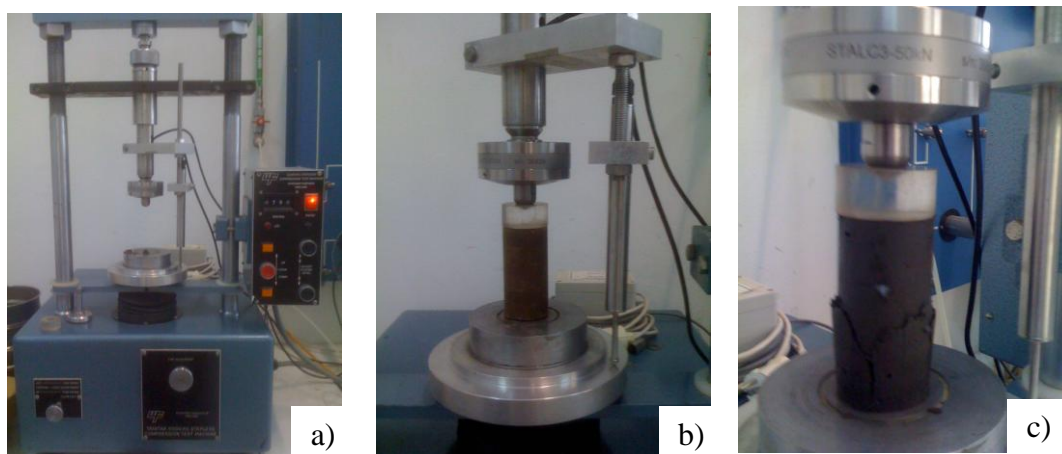


Figura 4.4 - Ensaios UCS: a) prensa Wykeman Farrance LTD tristar 5000Kg; b) provete pronto a ser sujeito ao ensaio UCS; c) provete após o fim do ensaio.

4.6.2 Ensaios edométricos não confinados

Após o período de 28 dias de cura, os provetes eram igualmente retirados do tanque de cura, extraídos do molde, sendo posteriormente preparados e pesados. Os ensaios edométricos

foram executados em dois tipos de edómetros com ou sem sistema de alavanca (Figura 4.5). A forma de ensaio era semelhante, apenas variando a carga a aplicar ao provete, uma vez que, nos edómetros com braço de carga, o peso a aplicar era menor, devido ao princípio de alavanca.



Figura 4.5 - Edómetros utilizados: a) edómetro com braço de carga; b) edómetro de carga direta.

O modo de preparação do provete consistia em: (i) sobre a base do edómetro colocava-se uma pedra porosa com um papel de filtro para proteção; (ii) introdução de anilha/peça centrador na base de modo a garantir o correto posicionamento do provete, eliminando-se excentricidades na aplicação das cargas; (iii) introdução do provete; (iv) aplicação no topo do provete de: papel de filtro para proteção, pedra porosa e placa de topo em aço; e (v) por fim no enchimento da célula edométrico com água destilada (Figura 4.6).

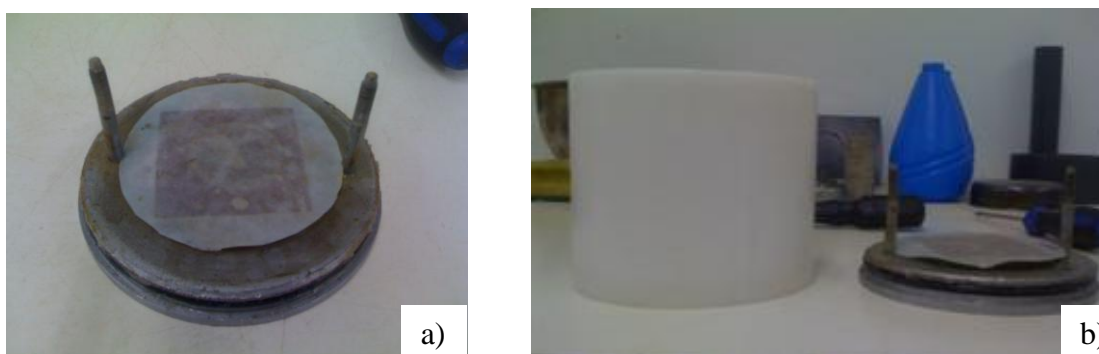


Figura 4.6 - Material utilizado para a realização dos ensaio edométricos: a) base circular; b) perspetiva da base circular da célula edométrica.

Quanto ao ensaio em si, este consistia em aplicar inicialmente uma carga de 48 kPa sobre o provete sob condições de não confinamento, reproduzindo a pressão aplicada durante a cura. Passadas aproximadamente 2 horas, procedia-se ao carregamento do provete, de uma só vez, com a carga correspondente a 39,2% da resistência à compressão simples do provete definido

aos 28 dias de cura (Figura 4.7 exemplificado). A carga permanecia aplicada durante 14 dias consecutivos, sendo medida a deformação vertical do provete com um transdutor de deslocamento.

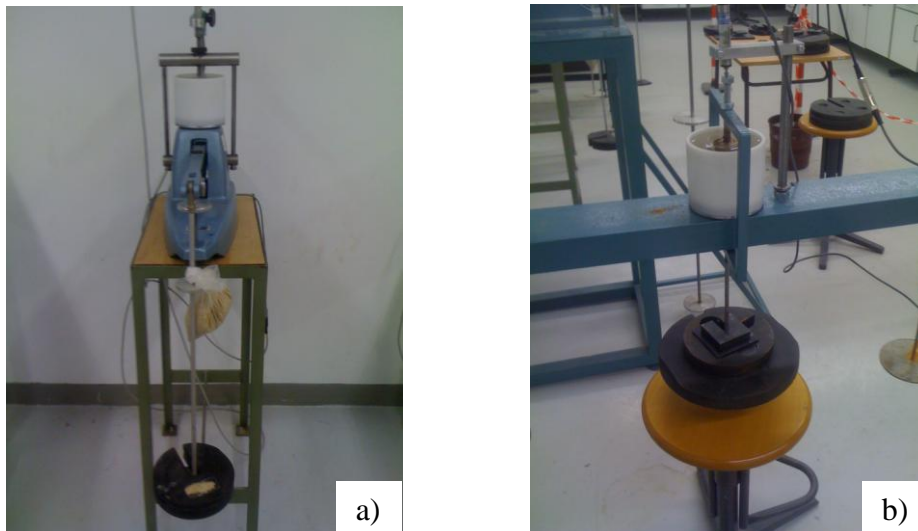


Figura 4.7 – Carregamento dos ensaio edométricos: a) edómetro com braço de carga; b) edómetro de carga direta.

5. ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 Introdução

No presente capítulo são expostos e analisados os resultados obtidos no estudo do comportamento do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente, sujeito a esforços de compressão e em fluência. Para tal, foram executados ensaios de compressão uniaxial não confinada (UCS) e ensaios edométricos não confinados.

Em todos os provetes foram utilizados o mesmo tipo de ligante (cimento Portland I 42,5R e escória granulada de alto forno, aplicados na proporção 3:1 referida à massa seca dos ligantes, respectivamente), tendo variado a sua dosagem e a percentagem de matéria orgânica presente no solo. Para a mistura base, foi utilizada uma dosagem de 250 Kg/m³ de ligante, com um teor de matéria orgânica de 19,37%. A apresentação dos resultados é feita individualmente para cada um dos 2 tipos de ensaios realizados, apresentando-se no final do capítulo as relações estabelecidas entre os 2 tipos de ensaios.

5.2 Ensaios para a determinação da resistência á compressão não confinada (UCS)

O cálculo da resistência á compressão não confinada deve ser realizado sobre uma amostra cilíndrica, com um diâmetro situado entre os 30 e os 100mm (BS 1377-7, 1990; ASTM D 2166, 2000), e onde a relação entre a altura e o diâmetro seja de pelo menos 2:1 (para evitar problemas de fronteira, Head, 1985), podendo ser possível adotar relações superiores, mas sempre inferiores a 3:1, precavendo-se assim qualquer problema de instabilidade que possa ocorrer. No caso em estudo foram utilizadas amostras com diâmetro de 37mm, e com uma altura de 76mm, enquadrando-se nas relações aconselhadas.

A resistência á compressão não confinada, q_u , é obtida através do quociente entre a força aplicada sobre o provete (F) e a área da secção transversal (A), tal como mostra a Equação 5.1:

$$q_u = \frac{F}{A} \quad (\text{Eq. 5.1})$$

No que toca á velocidade de deformação no ensaio UCS, esta terá bastante influência nos resultados da resistência á compressão não confinada, verificando-se que geralmente, esta cresce com o aumento da velocidade de deformação do ensaio (Head, 1985; Young and

Mullins, 1991). Assim, os valores normalmente aconselhados situam-se no intervalo 0,5 a 2%/min em relação à altura da amostra, podendo ser possível adotar uma velocidade de deformação menor para solos mais rígidos (Correia, 2011; Head, 1985; BS 1377-7, 1990; ASTM D 2166, 2000). Tal como referido no capítulo 4, para a realização dos ensaios foi utilizada uma velocidade de deformação constante, com um valor de 1%/min em relação á altura do provete, perfeitamente enquadrada nos valores recomendados.

Durante a realização do ensaio são registadas, computacionalmente, duas grandezas: a força exercida sobre o provete (F) e o deslocamento vertical que o provete sofre (δ_v). Estas grandezas são registadas com o auxílio de uma célula de carga e de um transdutor de deslocamentos, respectivamente (Figura 5.1). Com base nestas grandezas é possível construir o gráfico tensão – extensão ($\sigma - \epsilon$).



- 1) Célula de carga
- 2) Transdutor de deslocamentos
- 3) Placa de topo rígida adaptada
- 4) Base rígida
- 5) Provete cilíndrico

Figura 5.1 - Aspecto completo de um ensaio de compressão não confinada (UCS).

Para o cálculo da extensão do provete é necessário ter em conta a altura, h , considerando-se por válida a hipótese simplificativa de distribuição uniforme da deformação na amostra, desprezando a deformabilidade do equipamento. No entanto, e devido à elevada rigidez do equipamento, o erro resultante deste facto não interfere de forma significativa nos resultados. Assim a extensão foi calculada com base na Equação 5.2:

$$\epsilon = \frac{\Delta\delta_v}{h} \times 100 \quad (\text{Eq. 5.2})$$

A tensão de compressão foi calculada através da Equação 5.1, tomando-se para A o valor corrigido da área transversal da amostra, A_{corr} , de modo a estar de acordo com o modelo de deformação radial admitida para o provete (Head, 1985):

$$A_{corr} = \frac{\pi \times D^2}{4 \times \left(1 - \frac{\varepsilon}{100}\right)} \quad (\text{Eq. 5.3})$$

Antes e durante a realização do ensaio houve alguns cuidados a ter em conta. Começando logo pela preparação e montagem dos provetes, onde houve uma preocupação em garantir que os topos do provete fossem perfeitamente planos, paralelos entre si e perpendiculares em relação ao eixo do provete, evitando-se assim excentricidades iniciais indesejadas. Não obstante estes cuidados, a generalidade dos ensaios UCS apresenta um erro inicial (bedding error) associado, entre outras causas, a ajustes dos equipamentos. A correção deste erro inicial foi realizada conforme o demonstrado na Figura 5.2.

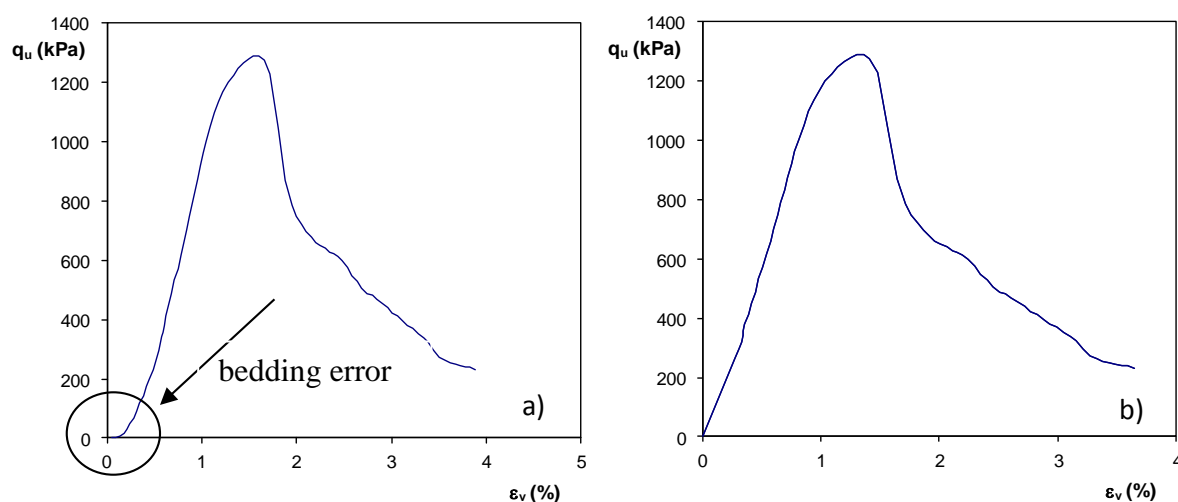


Figura 5.2 - Ensaio UCS D6_1 de compressão uniaxial (para uma dosagem de 250 kg/m^3 , um teor em matéria orgânica de 19,37% , e um tempo de cura de 42 dias): a) antes da correção do bedding-error; b) após a correção do bedding error.

De seguida são apresentados os resultados obtidos para os ensaios UCS realizados, utilizados para se estudar a influência da dosagem de ligante e do teor em matéria orgânica. Para qualquer um destes parâmetros em estudo, foram analisados 2 provetes com tempos de cura diferentes, 28 e 42 dias, sendo que para este último tempo de cura os provetes podem apresentar duas condições distintas: aplicação constante e contínua de pressão vertical no valor de 48 kPa e, aplicação de duas pressões verticais diferentes, uma nos primeiros 28 dias (48 kPa), outra nos restantes 14 dias (39,2% da resistência á compressão simples definida aos 28 dias de cura). Estas 3 diferentes condições dos provetes são designadas, simplifcadamente, por provetes com 28 dias de cura, provetes com 42 dias de cura contínua e, provetes com 28 + 14 dias de cura, respectivamente.

Em cada um dos ensaios UCS encontra-se caracterizado: pela curva tensão-deformação ($\sigma - \epsilon$), pela a resistência máxima à compressão simples ($q_{u \text{ máx}}$), pela extensão axial na rotura (ϵ_a), pelo módulo de deformabilidade não drenado secante definido para 50% de $q_{u \text{ máx}}$ (E_{u50}) e ainda pelo teor em água final medido logo após a realização do ensaio UCS (w_f). Cada um destes parâmetros encontra-se caracterizado pelo valor médio e pelo desvio percentual face ao valor médio, uma vez que foram preparados 2 provetes para cada tipo de estabilização ensaiada.

5.2.1 Ensaio UCS: variação da dosagem de ligante

O estudo para avaliar a influência potencial da dosagem de ligante no comportamento mecânico do solo estabilizado foi realizado recorrendo-se ao solo no estado natural (OM = 19,37%), fazendo variar a dosagem de ligante entre os 125 e os 400 kg/m³. Seguidamente apresentam-se os resultados obtidos para cada uma das 3 diferentes condições dos provetes: a) 28 dias de cura, b) 42 dias de cura contínua e c) 28 + 14 dias de cura.

a) Provetes com 28 dias de cura

Os resultados obtidos em ensaios UCS realizados nos provetes com 28 dias de cura encontram-se resumidos no Quadro 5.1 e Figura 5.3 e 5.4.

Quadro 5.1 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 28 dias de cura (solo no estado natural).

Dosagem (Kg/m ³)	Ensaio	$q_{u \text{ máx}}$ (kPa)	$q_u^{\text{méd}}$ (kPa)	ϵ_a (%)	$\epsilon_a^{\text{méd}}$ (%)	E_{u50} (MPa)	$E_{u50}^{\text{méd}}$ (MPa)	w_f (%)	$w_f^{\text{méd}}$ (%)
125	D1_1	180,8	180,1	1,516	1,432	15,94	15,51	64,16	64,44
	D1_2	179,4	0,41%	1,348	5,87%	15,08	2,79%	64,72	0,44%
200	D10_1	517,4	454,8	2,019	1,646	44,56	44,01	55,70	56,14
	D10_2	392,2	13,77%	1,274	22,61%	43,46	1,25%	56,59	0,79%
250	D4_1	875,4	983,7	1,726	1,614	115,19	105,59	53,68	53,57
	D4_2	1091,9	11,01%	1,501	6,97%	95,99	9,09%	53,46	0,20%
325	D13_1	2214,8	2016,7	1,282	1,262	194,83	183,28	47,10	47,96
	D13_2	1818,6	9,82%	1,243	1,56%	171,73	6,30%	48,82	1,79%
400	D7_1	2618,6	2647,6	1,326	1,107	226,19	238,42	46,19	46,51
	D7_2	2676,7	1,10%	0,887	19,85%	250,64	5,13%	46,83	0,69%

OBSERVAÇÃO: Os valores em percentagem indicam o desvio percentual face ao valor médio.

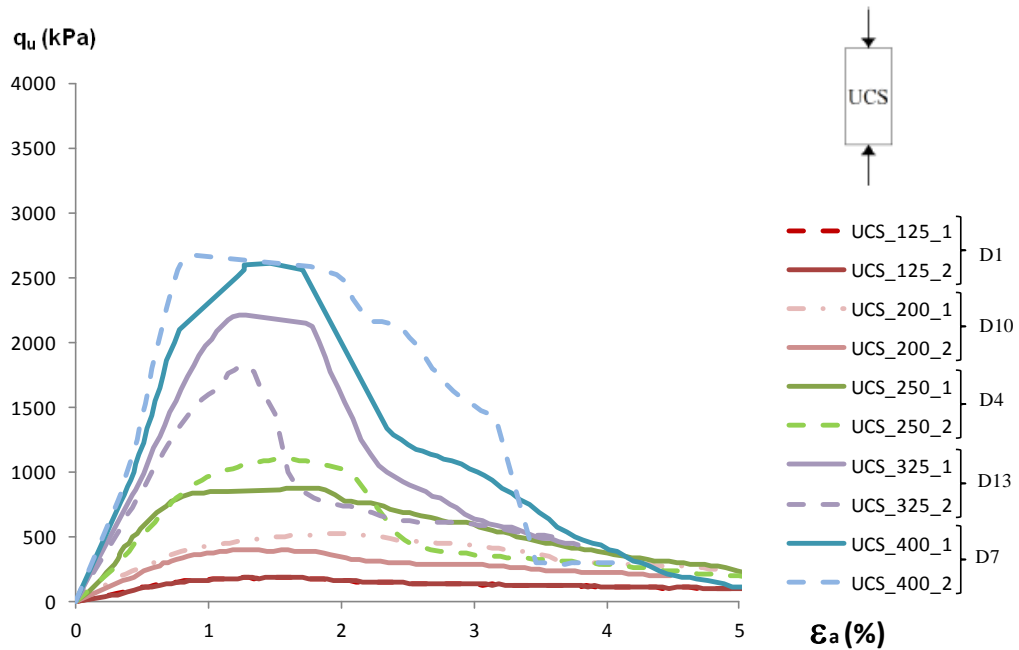


Figura 5.3 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 28 dias de cura (solo no estado natural) por variação de ligante.

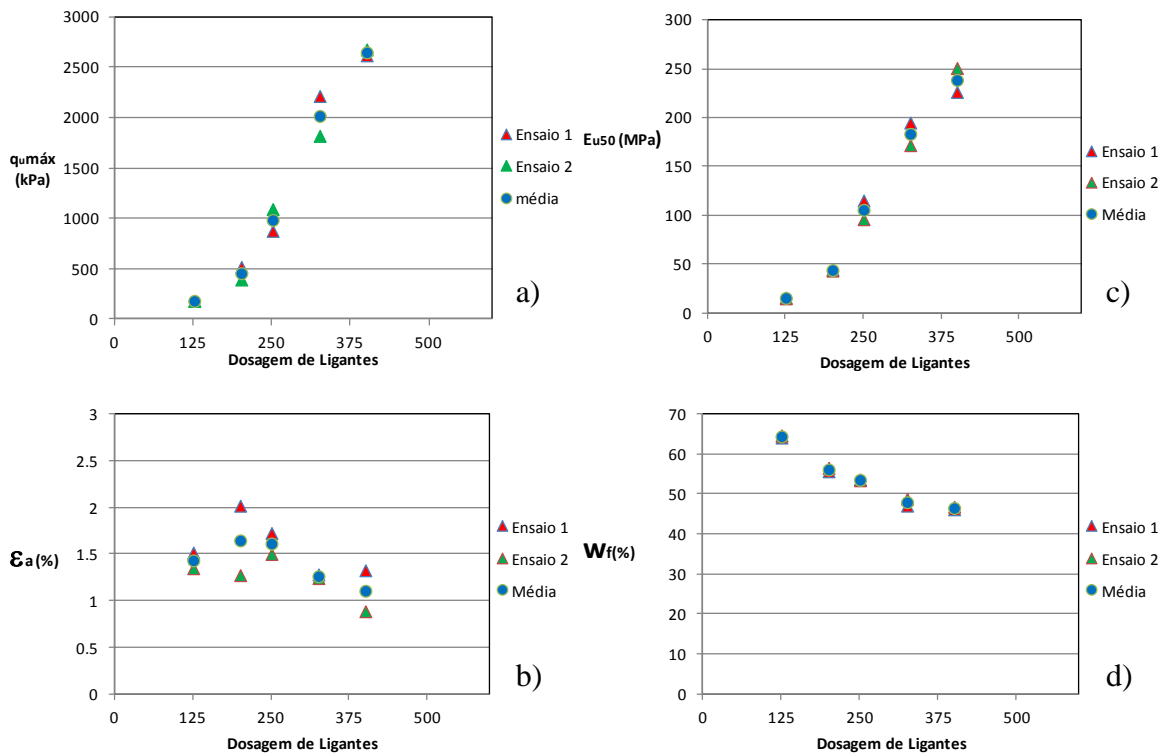


Figura 5.4 - Ensaios UCS executados sobre provetes com 28 dias de cura (solo no estado natural) – análise da evolução de: a) $q_{u\text{ máx}}$; b) ϵ_a ; c) E_{u50} ; d) w_f com a variação da dosagem de ligante.

Da leitura integral dos resultados alcançados é possível verificar que com o aumento da dosagem de ligante existe uma melhoria do comportamento mecânico, traduzido num aumento da resistência à compressão não confinada ($q_{u\text{ máx}}$), numa redução da extensão axial de rotura (ϵ_a), e num aumento do módulo de deformabilidade (E_{u50}) refletindo o desenvolvimento de um maior número de reações de hidratação. A um maior número de reações cimentícias ou reações de hidratação equivale um desenvolvimento de uma matriz mais densa e rígida, o que irá provocar uma melhoria das propriedades mecânicas do solo. Outro aspecto a ter em conta é o decréscimo do teor em água final com o aumento da dosagem de ligante, sendo este facto explicado devido ao desenvolvimento de maior número de reações cimentícias, o que provocará um maior consumo de água. Um outro facto que é possível constatar através da leitura das curvas $\sigma - \epsilon$ (Figura 5.3), é que á medida que a dosagem diminui, o comportamento do solo estabilizado torna-se mais dúctil.

Por observação da Figura 5.4a) constata-se existir uma variação quase linear da resistência máxima com a dosagem de ligante (facto clarificado na Figura 5.5a)), a qual é igualmente válida na representação semi-logarítmica (Figura 5.5b)). Ambas as aproximações são de boa qualidade, como comprovado pelo elevado coeficiente de correlação (R^2).

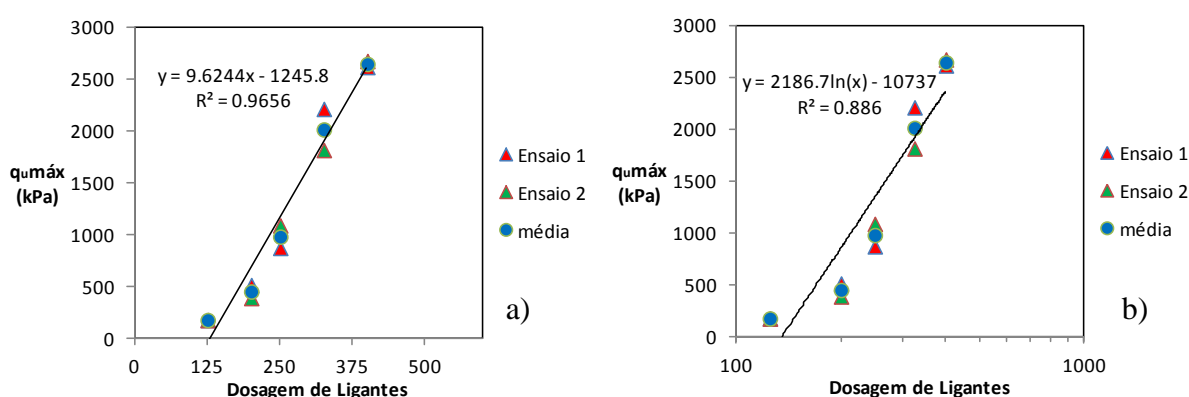


Figura 5.5 - Variação da resistência máxima á compressão simples de provetes com 28 dias de cura (solo no estado natural) com a dosagem de ligantes: a) aproximação linear; b) linear em gráfico semi-logarítmico.

Um último comentário deve ser tecido sobre os valores erráticos observados para a extensão axial na rotura nos ensaios D1 (125 kg/m³), D10 (200 kg/m³) e D7 (400 kg/m³). Os dois últimos ensaios apresentam elevadas variações face ao valor médio (não respeitando o critério de conformidade adotado), o que se poderá explicar por alguma correção por excesso do bedding error. Relativamente ao ensaio D1 (125 kg/m³), os resultados de ϵ_a não se enquadram na tendência geral observada. Este facto parece estar associado à alteração do comportamento do solo estabilizado em consequência da redução da dosagem de ligante. De facto, o pico do

gráfico $\sigma - \epsilon$, caracterizador da rotura, tende a desvanecer com a redução da dosagem de ligante, sendo imperceptível para o ensaio D1 (125 kg/m^3).

b) Provetes com 42 dias de cura contínua

Os resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 42 dias de cura contínua encontram-se resumidos no Quadro 5.2 e nas Figuras 5.6 e 5.7.

Quadro 5.2 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 42 dias de cura contínua (solo no estado natural).

Dosagem (Kg/m^3)	Ensaio	$q_u^{\text{máx}}$ (kPa)	$q_u^{\text{méd}}$ (kPa)	ϵ_a (%)	$\epsilon_a^{\text{méd}}$ (%)	E_{u50} (MPa)	$E_{u50}^{\text{méd}}$ (MPa)	w_f (%)	$w_f^{\text{méd}}$ (%)
125	D3_1	181,0	182,5	1,789	2,311	19,78	16,79	64,18	65,40
	D3_2	184,0	0,83%	2,833	22,58%	13,81	17,76%	66,62	1,87%
200	D12_1	574,0	665,6	1,064	1,159	86,82	84,76	59,01	58,84
	D12_2	757,2	13,76%	1,254	8,18%	82,70	2,43%	58,67	0,28%
250	D6_1	1289,8	1250,0	1,198	1,100	160,11	163,19	54,45	54,89
	D6_2	1210,2	3,18%	1,001	8,97%	166,28	1,89%	55,33	0,80%
325	D15_1	2892,9	2798,0	1,428	1,325	269,62	258,37	49,25	49,52
	D15_2	2703,2	3,39%	1,221	7,84%	247,11	4,35%	49,80	0,55%
400	D9_1	3530,3	3364,4	1,120	1,280	382,81	385,18	46,21	46,20
	D9_2	3198,5	4,93%	1,440	12,51%	387,55	0,62%	46,18	0,03%

OBSERVAÇÃO: Os valores em percentagem indicam o desvio percentual face ao valor médio.

No global, podem ser tecidos iguais comentários aos elaborados para os provetes com 28 dias de cura. É de destacar que, face aos provetes com 28 dias de cura, se verifica um aumento da resistência à compressão não confinada e do módulo de deformabilidade, consequência do maior numero de ligações cimentícias estabelecidas num maior tempo de cura (42 dias). Este facto justifica igualmente o andamento dos gráficos $\sigma - \epsilon$ (Figura 5.6), agora com um pico mais pronunciado e melhor definido, excetuando o ensaio D3 (125 kg/m^3). Os valores erráticos obtidos para a extensão axial na rotura do ensaio D3 (125 kg/m^3) é uma vez mais consequência do comportamento distinto exibido para a menor das dosagens de ligante. De facto constata-se por observação das curvas do ensaio D3 (125 kg/m^3) na Figura 5.6 que para extensões acima de 1 a 1,5% se forma um patamar, não se registando significativas variações da resistência com a deformação. Compreende-se então que face ao critério de rotura adotado (máxima resistência à compressão não confinada) possam existir algumas discrepâncias no valor de ϵ_a de rotura.

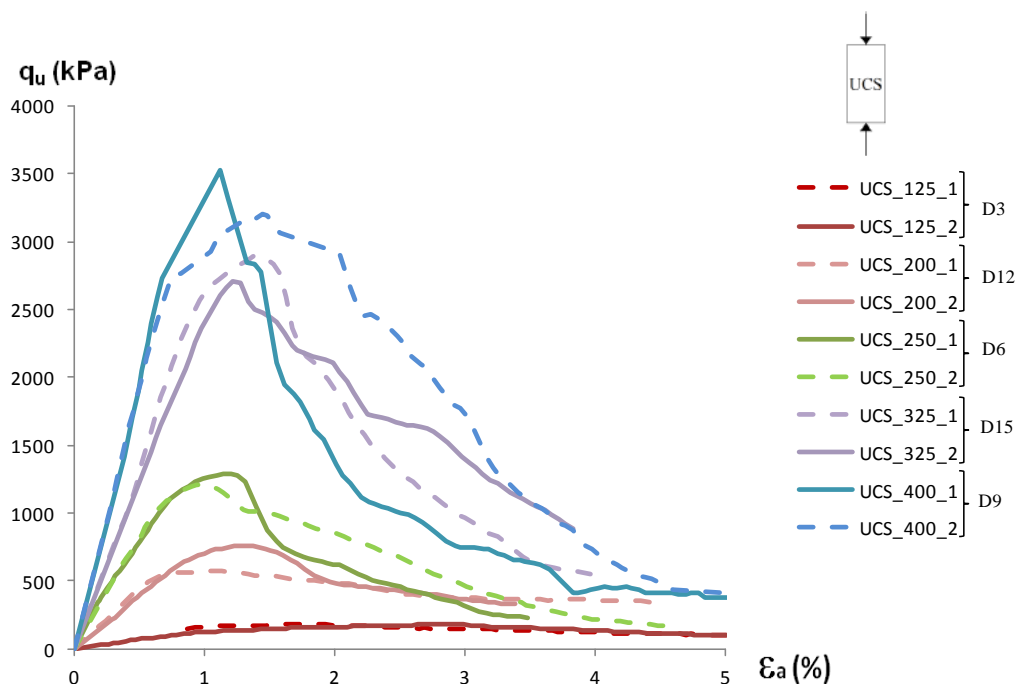


Figura 5.6 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 42 dias de cura contínua (solo no estado natural) por variação de ligante.

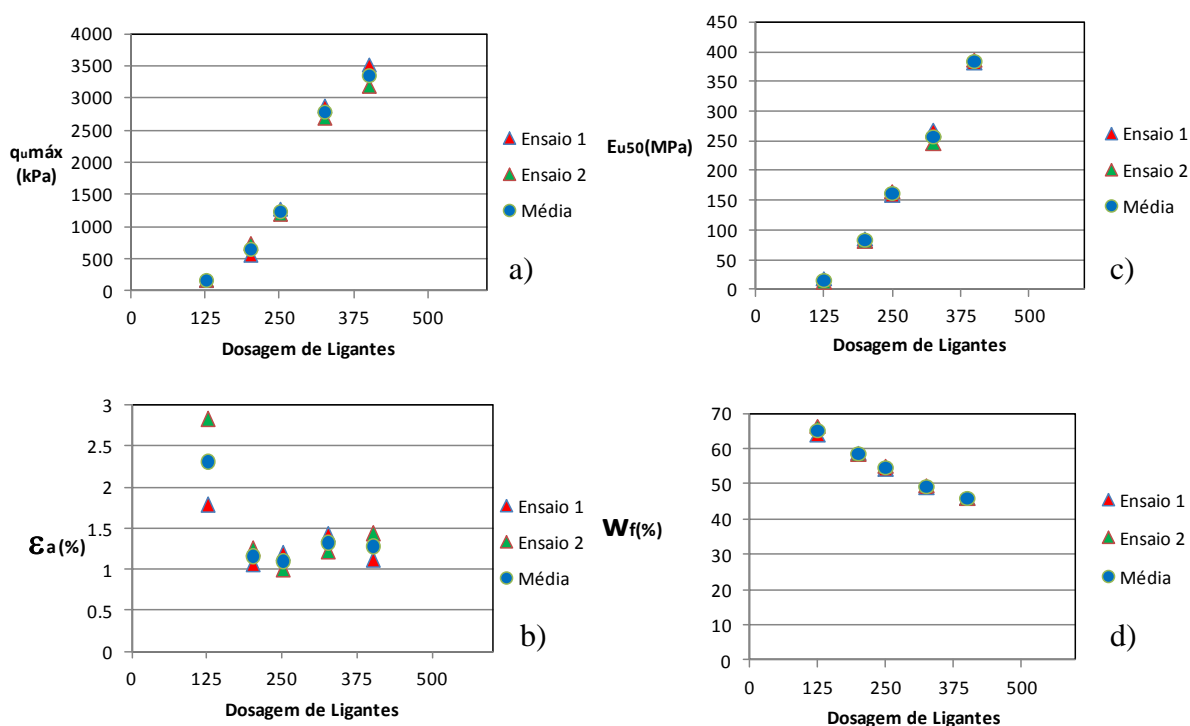


Figura 5.7 - Ensaios UCS executados sobre provetes com 42 dias de cura contínua (solo no estado natural) – análise da evolução de: a) $q_{u\text{máx}}$; b) ϵ_a ; c) E_{u50} ; d) w_f com a variação da dosagem de ligante.

À semelhança do estabelecido para os provetes com 28 dias de cura, também agora se verifica que a variação de $q_{u\text{ máx}}$ com a dosagem de ligante segue aproximadamente uma variação linear (Figura 5.8), embora exibindo um declive mais acentuado.

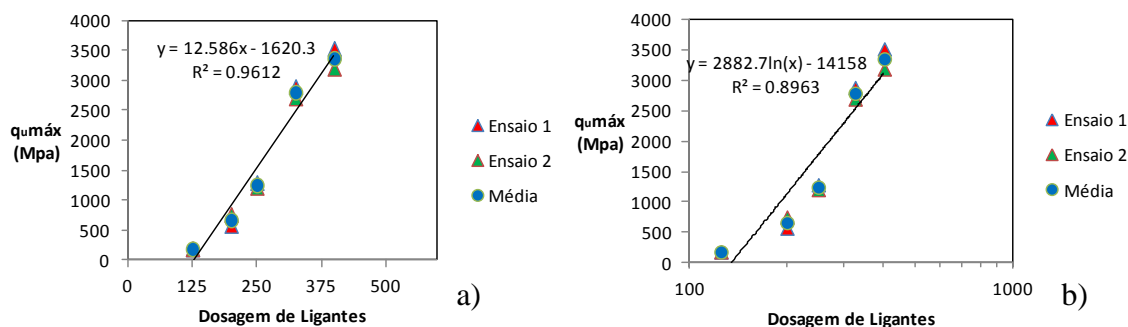


Figura 5.8 - Variação da resistência máxima á compressão simples de provetes com 42 dias de cura contínua (solo no estado natural) com a dosagem de ligantes: a) aproximação linear; b) linear em gráfico semi-logarítmico.

c) Provetes com 28 + 14 dias de cura

Os resultados obtidos em ensaios UCS realizados com 42 dias de cura, sujeitos a 2 níveis de pressão vertical durante a cura (48 kPa nos primeiros 28 dias, e 39,2% da $q_{u\text{ máx}}$ aos 28 dias nos restantes 14 dias a que corresponde a fase de fluência), encontram-se resumidos no Quadro 5.3 e nas Figuras 5.9 e 5.10.

Quadro 5.3 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 28 + 14 dias de cura (solo no estado natural).

Dosagem (Kg/m ³)	Ensaio	Carga (kPa)		$q_{u\text{ máx}}$ (kPa)	$q_{u\text{ méd}}$ (kPa)	ϵ_a (%)	$\epsilon_a^{\text{méd}}$ (%)	E_{u50} (MPa)	$E_{u50}^{\text{méd}}$ (MPa)	w_f (%)	$w_f^{\text{méd}}$ (%)
		28 dias	14 dias								
125	D3_1	48	70,6	154,3	165,9	1,045	0,983	18,66	21,81	63,55	63,02
	D3_2	48	70,6	177,4	6,96%	0,921	6,30%	24,95	14,43%	62,49	0,83%
200	D12_1	48	178,3	526,9	615,7	0,901	1,046	79,29	84,00	56,53	56,33
	D12_2	48	178,3	704,5	14,42%	1,190	0,14%	88,71	5,61%	56,13	0,36%
250	D6_1	48	385,6	1271,8	1172,4	1,319	1,153	160,81	160,30	53,45	53,94
	D6_2	48	385,6	1073,0	8,48%	0,986	14,46%	159,80	0,31%	54,43	0,90%
325	D15_1	48	790,6	2414,3	2574,1	0,946	1,055	269,81	258,72	49,04	48,55
	D15_2	48	790,6	2733,8	6,21%	1,163	10,31%	247,63	4,29%	48,05	1,02%
400	D9_1	48	1037,9	3035,2	3065,0	1,270	1,439	353,93	315,23	46,19	46,51
	D9_2	48	1037,9	3094,8	0,97%	1,608	11,74%	276,52	12,28%	46,83	0,69%

OBSERVAÇÃO: Os valores em percentagem indicam o desvio percentual face ao valor médio.

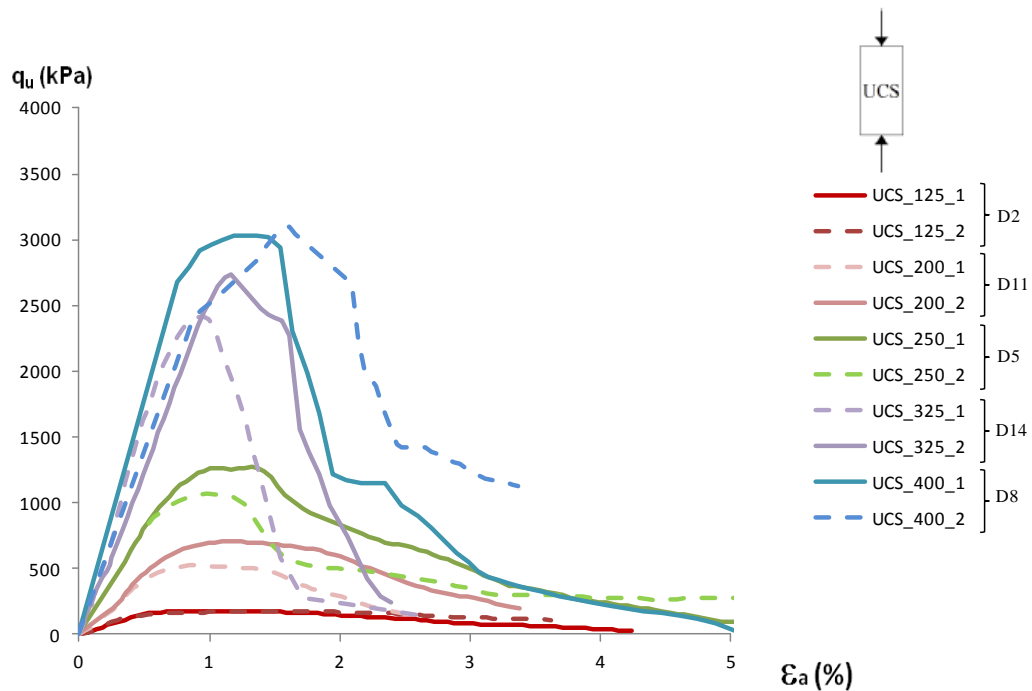


Figura 5.9 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 28 + 14 dias de cura (solo no estado natural) por variação de ligante.

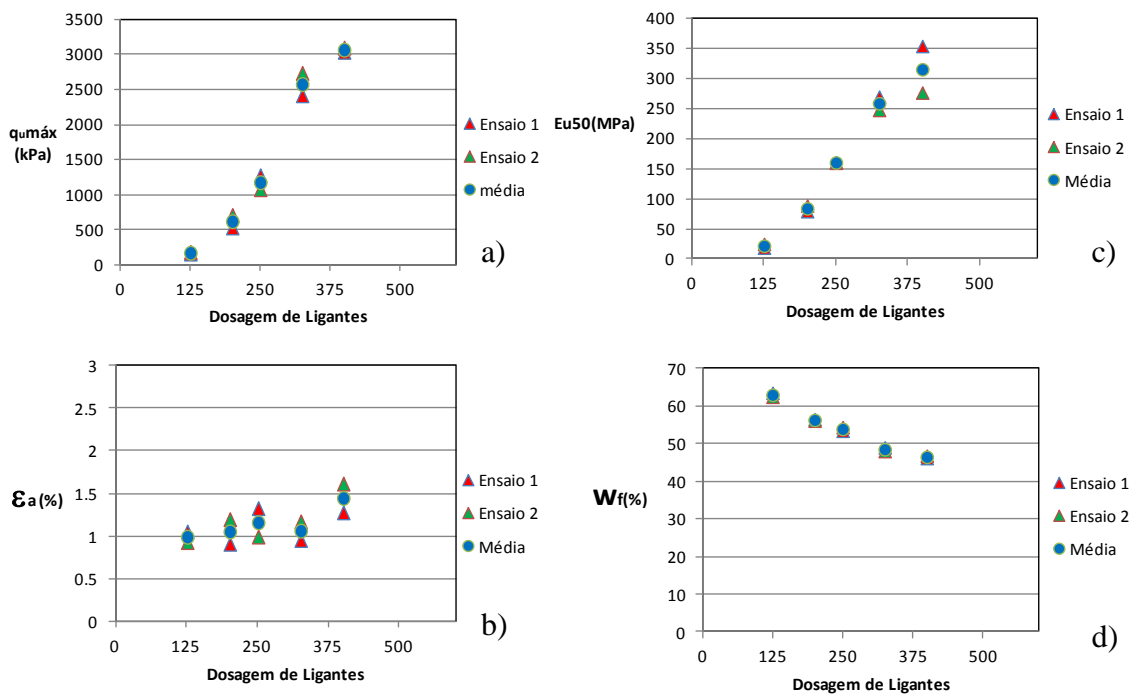


Figura 5.10 - Ensaios UCS executados sobre provetes com 28 + 14 dias de cura (solo no estado natural) – análise da evolução de: a) $q_{u\text{máx}}$; b) ϵ_a ; c) E_{u50} ; d) w_f com a variação da dosagem de ligante.

Uma análise cuidada aos resultados alcançados permite observar que, tal como acontecia aos 28 e aos 42 dias, com o aumento da dosagem existe uma melhoria do comportamento mecânico do solo, traduzindo-se num aumento da resistência à compressão não confinada ($q_{u\text{ máx}}$), e do módulo de deformabilidade (E_{u50}), justificando este comportamento pelas mesmas razões atrás apontadas. Relativamente à extensão axial na rotura, verifica-se que a mesma é constante qualquer que seja a dosagem de ligante. O teor em água, tal como seria de esperar, diminui com o aumento da dosagem devido ao maior “consumo” de água nas reações cimentícias de maior quantidade de ligante. É de registar também o facto de que à medida que a dosagem de ligante diminui, o comportamento do solo estabilizado torna-se mais dúctil em consequência do facto de a uma menor dosagem de ligante, corresponder um menor numero de ligações cimentícias, logo, uma matriz menos rígida.

També aqui se verifica existir uma variação quase linear de $q_{u\text{ máx}}$ com a dosagem de ligante, conforme o atesta o elevado valor do coeficiente de correlação, R^2 (Figura 5.11).

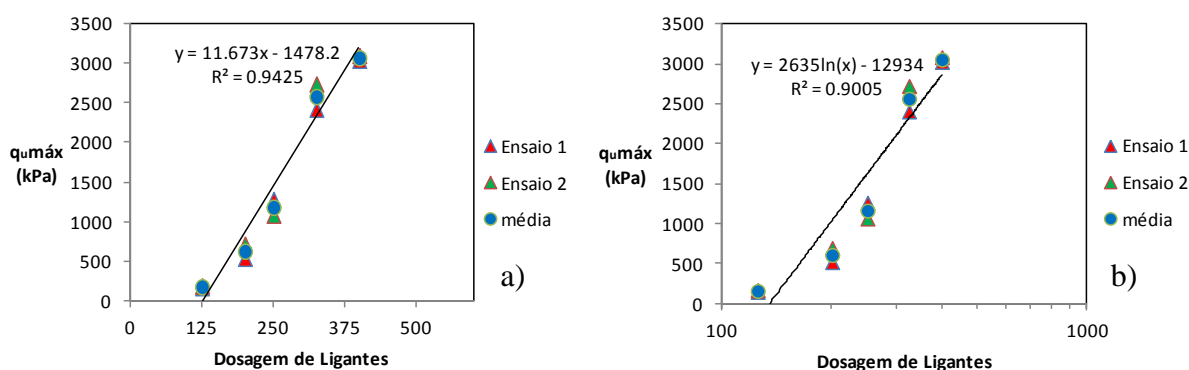


Figura 5.11 - Variação da resistência máxima á compressão simples de provetes com 28 + 14 dias de cura(solo no estado natural) com a dosagem de ligantes: a) aproximação linear; b) linear em gráfico semi-logarítmico.

d) Conclusões relativas à dosagem de ligante

A partir do conjunto de ensaios UCS realizados por variação da dosagem de ligante para diferentes tempos de cura e, para diferentes pressões verticais aplicadas, é possível retirar as seguintes conclusões. Independente da pressão vertical aplicada durante a cura, verifica-se que ao aumento da dosagem de ligante ou ao aumento do tempo de cura, corresponde uma melhoria das características mecânicas do solo estabilizado, seja $q_{u\text{ máx}}$ (Figura 5.12a)), seja E_{u50} (Figura 5.12b)). A Figura 5.12 permite igualmente constatar que o efeito estabilizador associado ao aumento do tempo de cura é tanto maior quanto maior for a dosagem de ligante, facto provavelmente relacionado com o desenvolvimento no tempo das reações pozolânicas, correspondendo um maior numero de produtos de reação uma maior dosagem de ligante. Com

exceção dos provetes com maior dosagem de ligante (400 kg/m^3) constata-se que os provetes ensaiados com 42 dias de cura praticamente não são influenciados pela aplicação ou não da fase de fluência ($\Delta q = 39,2\% q_{u \text{ máx}}^{28 \text{ dias}}$), obtendo-se semelhantes valores de $q_{u \text{ máx}}$ e de E_{u50} . Nos provetes ensaiados com 400 kg/m^3 de ligante a fase de fluência conduziu a uma ligeira degradação das características mecânicas.

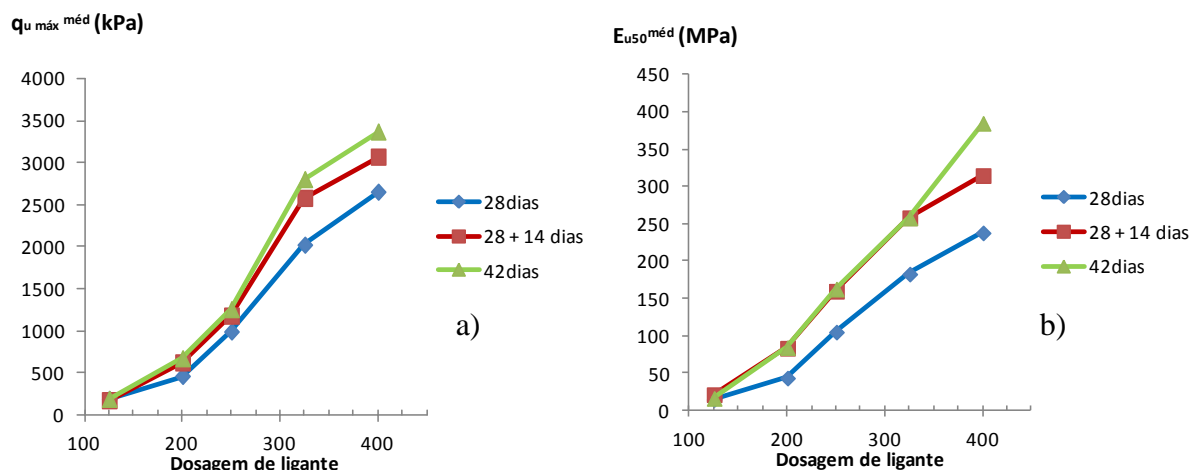


Figura 5.12 - Relação entre a dosagem de ligante (solo no estado natural) obtida em ensaios UCS e: a) $q_{u \text{ máx}}^{\text{méd}}$; b) $E_{u50}^{\text{méd}}$.

5.2.2 Ensaio UCS sobre: variação do teor de matéria orgânica

O estudo para avaliar a influência potencial do teor em matéria orgânica no comportamento mecânico do solo estabilizado foi realizado para uma dosagem de ligante constante, igual a 250 kg/m^3 , recorrendo-se a amostras de solos preparados com diferentes teores em matéria orgânica (conforme apresentado na seção 4.4), os quais variam entre 1,13% e os 19,37%. Seguidamente apresentam-se os resultados obtidos para cada uma de 4 diferentes condições de provetes: a) 28 dias de cura; b) 42 dias de cura contínua; c) 28 + 14 dias de cura e, d) 28 dias de cura – novas técnicas.

a) Provetes com 28 dias de cura

Os resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 28 dias de cura encontram-se resumidos no Quadro 5.4 e nas Figuras 5.13 e 5.14.

Numa análise inicial, é visível um aumento da resistência à compressão com a diminuição de matéria orgânica no solo, sendo tal facto justificado pela maior dificuldade em estabilizar quimicamente o solo devido á presença da matéria orgânica (Capítulo 2.4.2). É de destacar

também a pouca variabilidade dos valores obtidos para a resistência à compressão, tendo como base a norma (NP EN 206-1, 2007), pelo que o procedimento experimental foi seguido e aplicado com sucesso.

Quadro 5.4 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 28 dias de cura (dosagem de ligante de 250 Kg/m³).

OM (%)	Ensaio	$q_{u \text{ máx}}$ (kPa)	$q_{u \text{ méd}}$ (kPa)	ϵ_a (%)	$\epsilon_a^{\text{méd}}$ (%)	E_{u50} (MPa)	$E_{u50}^{\text{méd}}$ (MPa)	w_f (%)	$w_f^{\text{méd}}$ (%)
1,13	MO1_1	2060,7	1957,2	1,126	1,318	234,69	221,86	37,49	37,57
	MO1_2	1853,7	5,29%	1,510	14,55%	209,03	5,78%	37,65	0,21%
3,9	MO4_1	3119,0	3342,2	1,315	1,327	281,77	295,90	42,29	42,29
	MO4_2	3565,5	6,68%	1,339	0,91%	310,03	4,78%	42,28	0,02%
5,6	MO7_1	2815,1	2730,2	1,210	1,131	270,47	276,61	45,34	45,66
	MO7_2	2645,3	3,11%	1,051	7,06%	282,75	2,22%	45,98	0,70%
9,7	MO10_1	2113,2	2078,9	1,633	1,528	176,49	175,82	49,55	49,67
	MO10_2	2044,6	1,65%	1,424	6,85%	175,14	0,38%	49,79	0,24%
14,7	MO13_1	1647,4	1572,3	1,232	1,281	155,08	140,84	50,85	50,90
	MO13_2	1497,1	4,78%	1,331	3,86%	126,60	10,11%	50,95	0,10%
19,37	D4_1	875,4	983,7	1,726	1,614	115,19	105,59	53,68	53,57
	D4_2	1091,9	11,01%	1,501	6,97%	95,99	9,09%	53,46	0,20%

OBSERVAÇÃO: Os valores em percentagem indicam o desvio percentual face ao valor médio.

Uma análise cuidada aos dados obtidos permite concluir que a resistência à compressão não confinada ($q_{u \text{ máx}}$) e o módulo de deformabilidade (E_{u50}), decrescem com o aumento do teor de matéria orgânica presente no solo. Tal facto é justificado pelos efeitos da matéria orgânica na estabilização química de solos (conforme analisado na seção 2.4.2). A partir da Figura 5.14a) e b), é possível constatar que a tendência acima descrita não é válida para o ensaio MO_1, associado a um teor em matéria orgânica de 1,13%. Tal deve-se muito provavelmente ao facto de para este solo ter sido difícil a determinação dos limites de consistência (w_L e w_P), os quais poderão conter erros com impacto na definição do teor em água do solo (40,92%) associado ao índice de liquidez objetivo (1,08). Na verdade, aquando da mistura solo-ligante-água para este solo, verificou-se que a qualidade da mistura era má em termos de homogeneidade, apresentando-se a mistura da aspecto seco, com insuficiente teor em água inicial (40,92%), o que dificultou a moldagem do provete, com reflexos óbvios na qualidade final do provete (Figura 5.15).

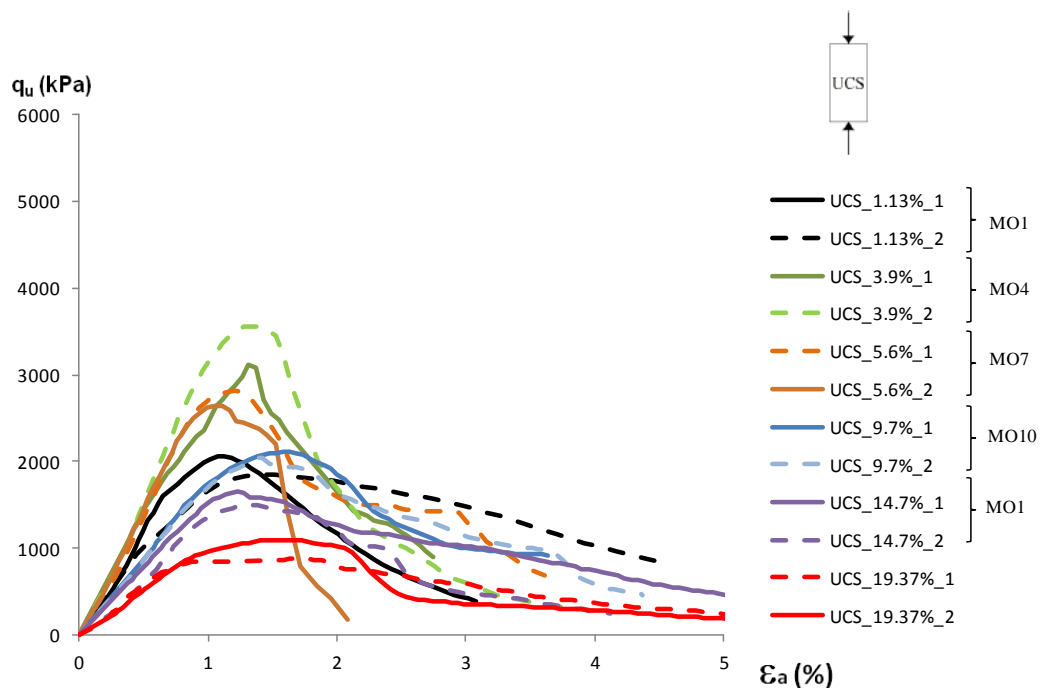


Figura 5.13 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 28 dias de cura (solo com uma dosagem de 250 kg/m³ de ligante) por variação do teor de matéria orgânica.

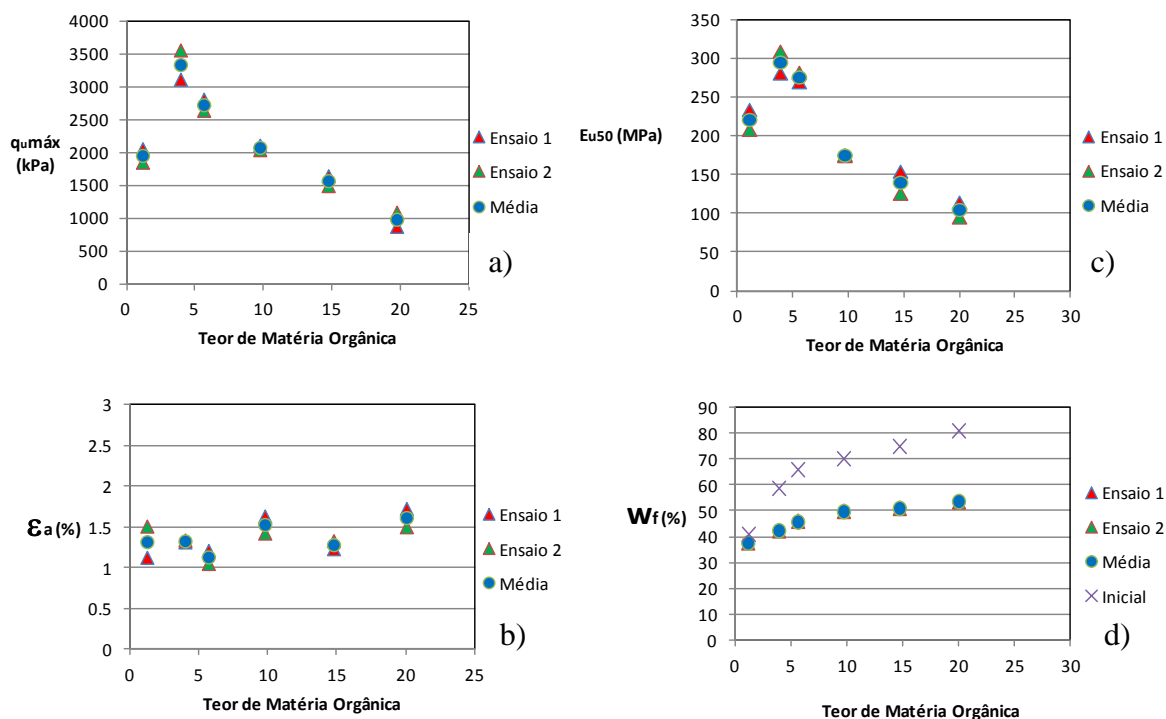


Figura 5.14 - Ensaios UCS executados sobre provetes com 28 dias de cura (solo com uma dosagem de 250 kg/m³ de ligante) – análise da evolução de: a) $q_{u\text{ máx}}$; b) ϵ_a ; c) E_{u50} ; d) w_f com a variação do teor em matéria orgânica.

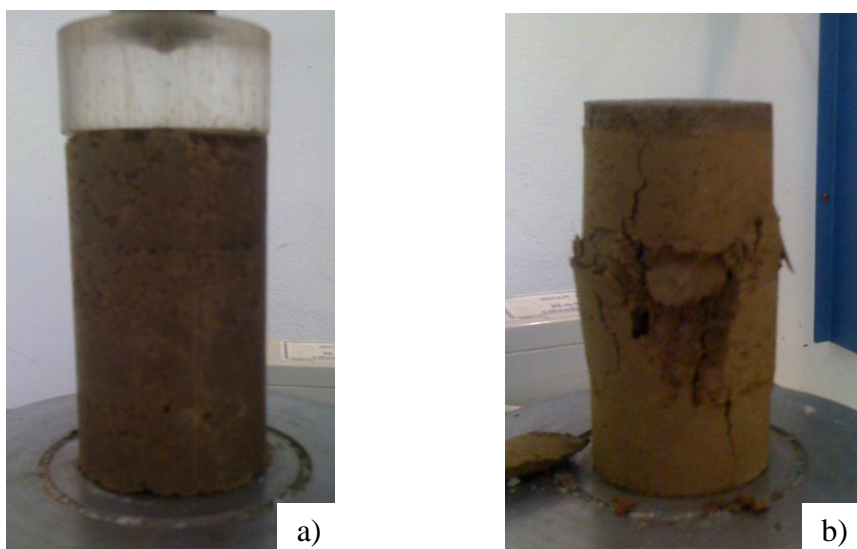


Figura 5.15 - Provete MO_1 referente ao solo com um teor de matéria orgânica de 1,13%: a) antes e, b) após ensaio UCS.

Quanto á extensão axial de rotura (ϵ_a), verifica-se não existir grande variabilidade nos valores obtidos, ocorrendo a rotura por volta da mesma extensão axial ($1,13\% \pm 0,3\%$). No que diz respeito ao teor em água dos solos após estabilização (w_f), verifica-se o seu decréscimo com a redução do teor em matéria orgânica, refletindo a variação do teor em água inicial. Interessante é a observação de que o “consumo” de água nas reações cimentícias, expresso pela relação ($w_{inicial} - w_f$), decresce com a redução do teor em matéria orgânica. Este facto põe claramente em evidência o efeito da presença da matéria orgânica sobre a superfície das partículas, inibindo o estabelecimento das ligações cimentícias (e por conseguinte a formação de uma matriz rígida), não obstante o facto de existirem, muito provavelmente maior quantidade de produtos das reações cimentícias.

Finalmente é de registar o aumento da ductilidade do solo estabilizado com a diminuição do teor em matéria orgânica.

Se não se considerar o ensaio MO1, respeitante ao teor em matéria orgânica de 1,13%, o que é justificável pelas razões atrás apontadas, é possível constatar a existência de uma relação quase linear da resistência máxima à compressão não confinada ($q_{u\ máx}$) com o teor em matéria orgânica (Figura 5.14a) e 5.16), quer a representação seja feita em escala decimal, quer em escala semi-logarítmica (para esta última a aproximação exhibe melhor qualidade conforme o atesta o maior valor do coeficiente de correlação, R^2).

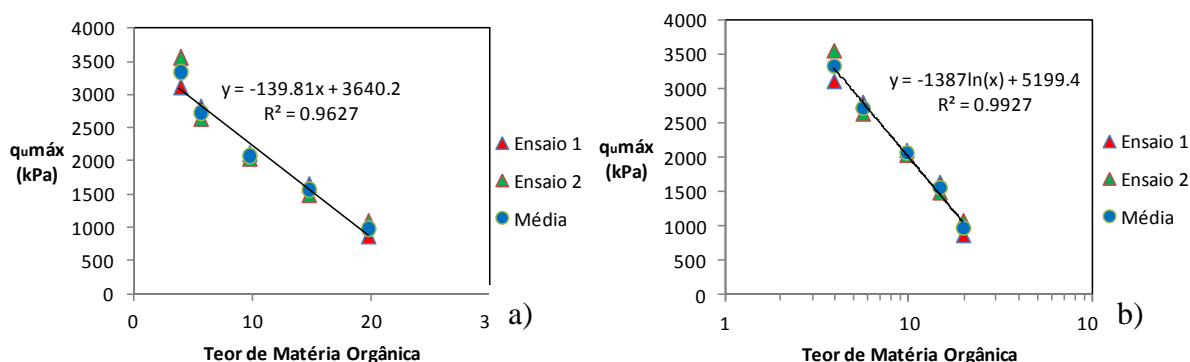


Figura 5.16 - Variação da resistência máxima á compressão simples de provetes com 28 dias de cura (dosagem de ligante de 250 kg/m³) com variação do teor de OM: a) aproximação linear; b) aproximação em gráfico semi-logarítmico.

b) Provetes com 42 dias de cura contínua

Os resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 42 dias de cura contínua encontram-se resumidos no Quadro 5.5 e nas Figuras 5.17 e 5.18.

Quadro 5.5 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 42 dias de cura contínua (dosagem de ligante de 250 Kg/m³).

OM (%)	Ensaio	q_u máx (kPa)	q_u méd (kPa)	ϵ_a (%)	ϵ_a méd (%)	E_{u50} (MPa)	E_{u50} méd (MPa)	w_f (%)	w_f méd (%)
1,13	MO3_1	2444,9	2481,7	1,277	1,308	348,31	330,48	36,39	36,44
	MO3_2	2518,5	1,48%	1,339	2,40%	312,65	5,40%	36,49	0,14%
3,9	MO6_1	5174,7	5095,9	1,168	1,308	526,13	532,30	40,40	41,02
	MO6_2	5017,1	1,55%	1,447	10,69%	538,47	1,16%	41,64	1,51%
5,6	MO9_1	3600,6	3493,6	1,043	1,129	370,54	365,68	45,03	44,96
	MO9_2	3386,5	3,06%	1,216	7,68%	360,82	1,33%	44,89	0,16%
9,7	MO12_1	3110,0	3031,9	1,117	1,173	304,04	293,08	47,41	47,28
	MO12_2	2953,7	2,58%	1,229	4,76%	282,12	3,74%	47,15	0,28%
14,7	MO15_1	2155,1	2280,7	1,067	1,120	248,64	253,83	49,89	50,51
	MO15_2	2406,3	5,51%	1,172	4,70%	259,01	2,04%	51,13	1,23%
19,37	D6_1	1289,8	1250,0	1,198	1,100	160,11	163,19	54,45	54,89
	D6_2	1210,2	3,18%	1,001	8,97%	166,28	1,89%	55,33	0,80%

OBSERVAÇÃO: Os valores em percentagem indicam o desvio percentual face ao valor médio.

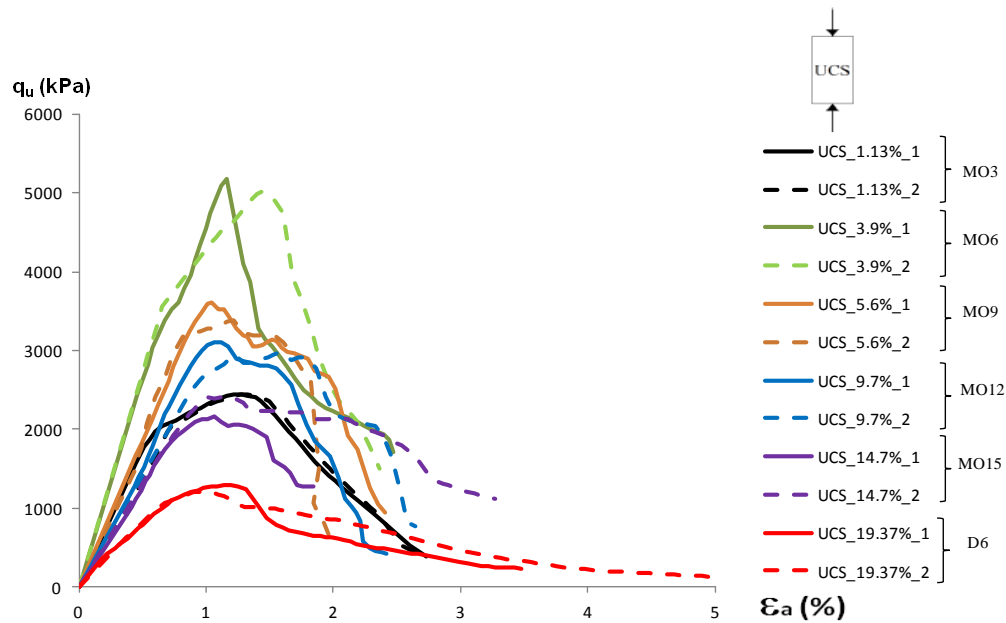


Figura 5.17 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 42 dias de cura contínua (solo com uma dosagem de 250 kg/m^3 de ligante) por variação do teor de matéria orgânica.

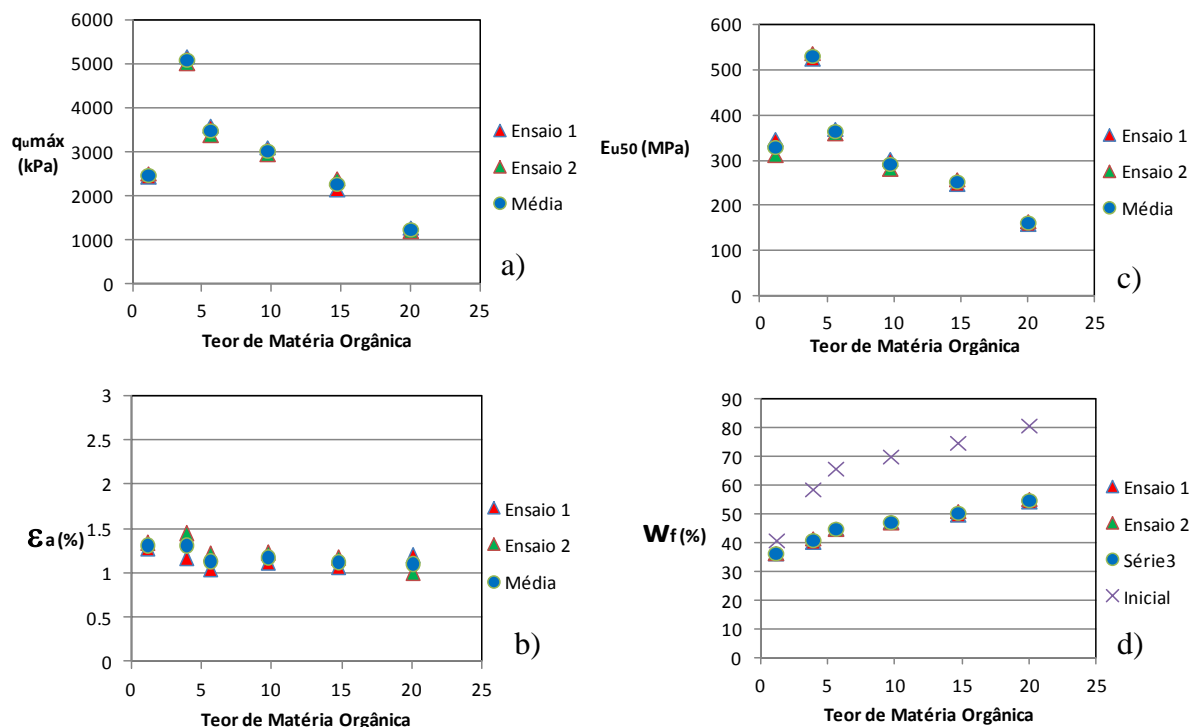


Figura 5.18 - Ensaios UCS executados sobre provetes com 42 dias de cura contínua (solo com uma dosagem de 250 kg/m^3 de ligante) – análise da evolução de: a) $q_{u \text{ máx}}$; b) ϵ_a ; c) E_{u50} ; d) w_f com a variação do teor em matéria orgânica.

No geral, podem ser tecidos comentários iguais aos elaborados para os provetes com 28 dias de cura. De destacar que a tendência não é válida para o ensaio MO_3, associado a um teor em matéria orgânica de 1,13%, tal como descrito no ponto 5.2.2a). Destaca-se também, face aos provetes com 28 dias de cura, um aumento da resistência à compressão não confinada e do módulo de deformabilidade, consequência do maior número de ligações cimentícias criadas num maior tempo de cura. Tal facto justifica também o andamento dos gráficos $\sigma - \epsilon$ (Figura 5.17), agora com um pico mais pronunciado e mais definido.

Se não se considerar o ensaio MO3, que diz respeito ao teor em matéria orgânica de 1,13%, o que é justificável pelas razões referidas anteriormente, é possível constatar a existência de uma relação quase linear da resistência máxima à compressão não confinada ($q_{u \text{ máx}}$) com o teor em matéria orgânica (Figura 5.18a) e 5.19), quer a representação seja feita em escala decimal, quer em escala semi-logarítmica. Saliente-se que as tendências obtidas não são tão elevadas, quando comparadas com os 28 dias de cura, devido essencialmente ao ensaio MO9, respeitante ao teor em matéria orgânica de 5,6%.

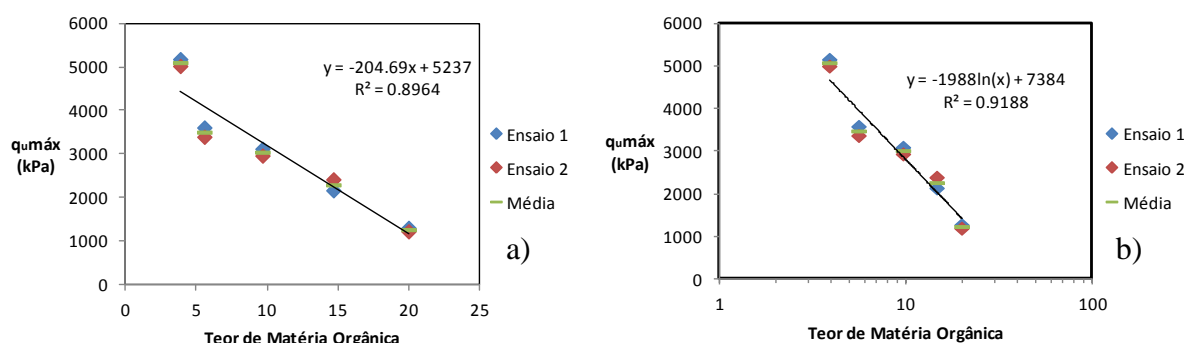


Figura 5.19 - Variação da resistência máxima á compressão simples de provetes com 42 dias de cura contínua (dosagem de ligante de 250 kg/m^3) com variação do teor de OM: a) aproximação linear; b) aproximação em gráfico semi-logarítmico.

c) Provetes com 28 + 14 dias de cura

Os resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 28 +14 dias de cura encontram-se resumidos no Quadro 5.6 e nas Figuras 5.20 e 5.21.

Uma cuidada análise aos resultados obtidos permite observar que, tal como acontecia aos 28 e aos 42 dias, com a diminuição do teor em matéria orgânica existe uma melhoria no comportamento mecânico do solo, traduzindo-se num aumento da resistência à compressão

Quadro 5.6 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios UCS realizados em provetes com 28 + 14 dias de cura (dosagem de ligante de 250 Kg/m³).

OM (%)	Ensaio	Carga (kPa)		q _u máx (kPa)	q _u méd (kPa)	ε _a (%)	ε _a méd (%)	E _{u50} (MPa)	E _{u50} méd (MPa)	w _f (%)	w _f méd (%)
		28 dias	14 dias								
1,13	MO1_1	48	767,2	1537,3	1680,2	0,696	0,779	302,47	293,82	35,31	34,72
	MO1_2	48	767,2	1823,1	8,51%	0,862	10,69%	285,17	2,94%	34,13	1,70%
3,9	MO4_1	48	1310,2	4902,3	4904,9	1,128	1,141	507,27	486,18	39,62	39,33
	MO4_2	48	1310,2	4907,6	0,05%	1,154	1,15%	465,09	4,34%	39,05	0,72%
5,6	MO7_1	48	1070,2	3306,4	3296,5	1,395	1,260	345,98	339,09	45,34	45,66
	MO7_2	48	1070,2	3286,7	0,30%	1,124	10,74%	332,19	2,03%	45,98	0,70%
9,7	MO10_1	48	814,9	2826,8	2826,8	1,097	1,097	297,96	297,96	49,67	49,67
	MO10_2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14,7	MO13_1	48	616,3	2451,2	2269,8	1,212	1,136	248,69	249,00	53,68	53,27
	MO13_2	48	616,3	2088,5	7,99%	1,060	6,66%	249,30	0,12%	52,87	0,75%
19,37	D4_1	48	385,6	1271,8	1172,4	1,319	1,153	160,81	160,30	53,45	53,94
	D4_2	48	385,6	1073,0	8,48%	0,986	14,46%	159,80	0,31%	54,43	0,90%

OBSERVAÇÃO: Os valores em percentagem indicam o desvio percentual face ao valor médio.

(-) : Valores perdidos no decorrer da realização do ensaio.

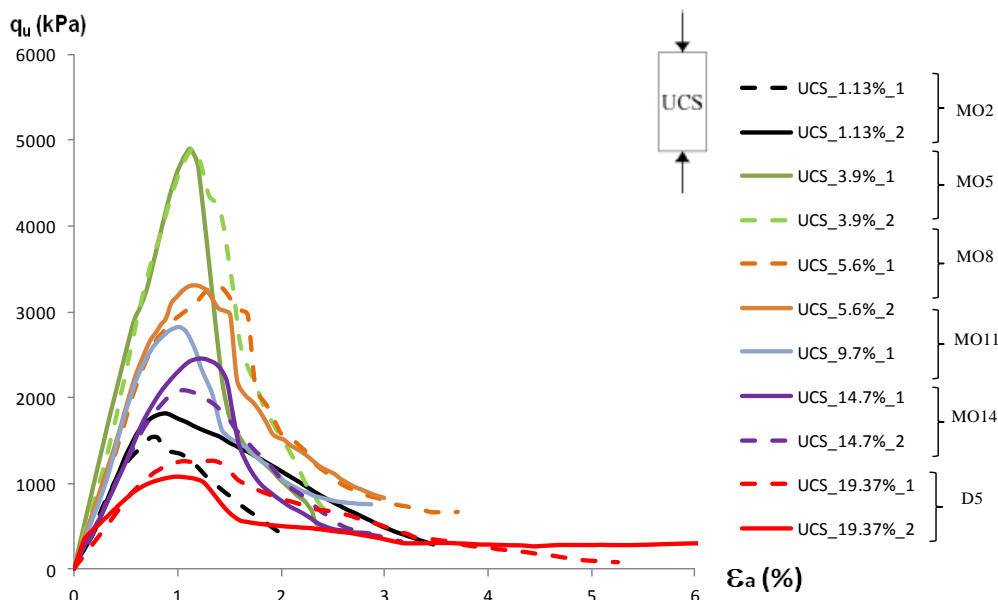


Figura 5.20 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 28 + 14 dias de cura (solo com uma dosagem de 250 kg/m³ de ligante) por variação do teor de matéria orgânica.

não confinada (q_u máx) e do módulo de deformabilidade (E_{u50}), justificando-se tal facto pelas mesmas razões atrás referidas. No que toca á extensão axial na rotura, verifica-se que a mesma é constante qualquer que seja a dosagem de ligante, excetuando para o ensaio MO2,

devido à má homogeneização do provete (conforme já referido). Outro aspecto relevante, tal como acontece para os 28 e 42 dias de cura, é o “consumo” de água, que decresce com a redução do teor em matéria orgânica (tal como já explicado).

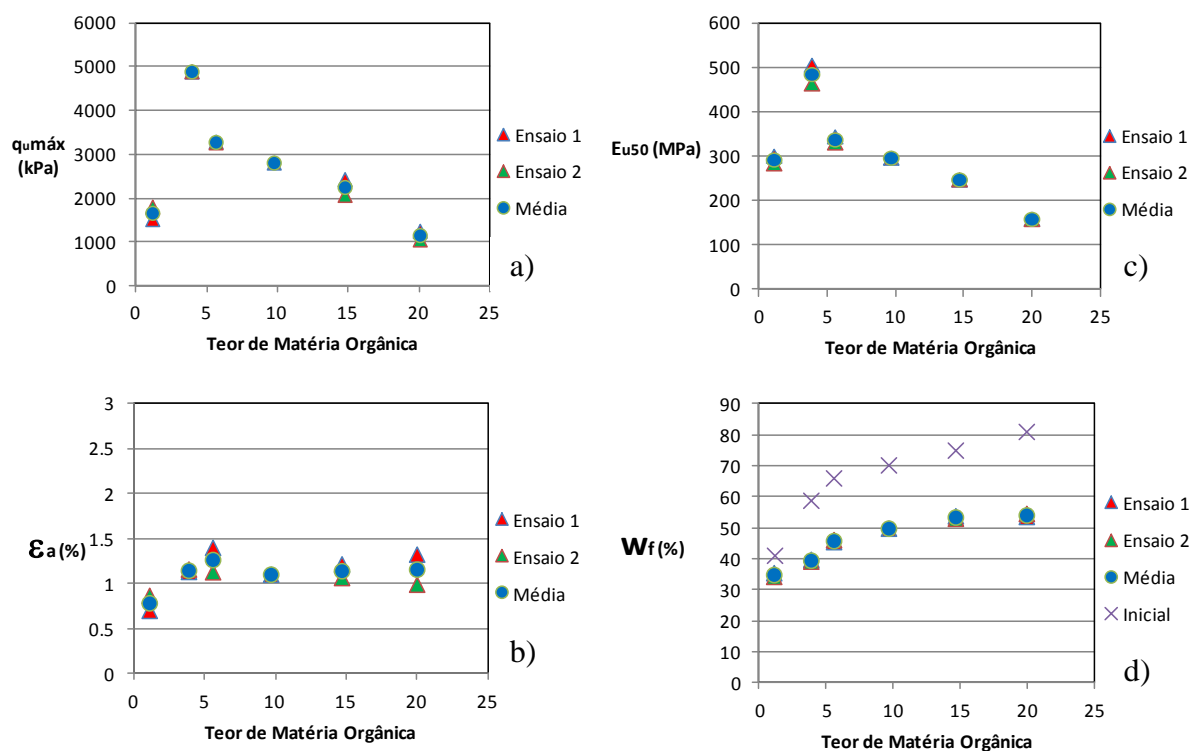


Figura 5.21 - Ensaios UCS executados sobre provetes com 28 + 14 dias de cura (solo com uma dosagem de 250 kg/m^3 de ligante) – análise da evolução de: a) $q_{u\text{ máx}}$; b) ϵ_a ; c) E_{u50} ; d) w_f com a variação do teor em matéria orgânica.

Se não se tiver em conta o ensaio MO2, respeitante ao teor em matéria orgânica de 1,13%, é possível constatar a existência de uma relação quase linear da resistência máxima à compressão não confinada ($q_{u\text{ máx}}$) com o teor em matéria orgânica (Figura 5.22), excepto no ensaio MO9 (respeitante a um teor de matéria orgânica de 5,6%), independentemente da representação apresentada (em escala decimal e em escala logarítmica).

a) Provetes com 28 dias de cura – novas Técnicas

Tal como referido aquando da descrição do procedimento laboratorial para a preparação de amostras (seção 4.3), os problemas associados à preparação dos provetes com o solo com o mais baixo teor em matéria orgânica (1,13%) conduzem à adoção de 2 novas variantes ao procedimento laboratorial base: Técnica 1 (aumento do tempo de mistura para 9 min); Técnica T2 (tapping). Seguidamente apresentam-se os resultados obtidos referentes a provetes com 28 dias de cura (solo com teor de matéria orgânica de 1,13%; dosagem de ligante de

250kg/m³). Devido à escassez de solo com teor em matéria orgânica de 1,13%, foi decidido realizar apenas um provete para cada uma das Técnicas em análise. O Quadro 5.7 e a Figura 5.23 resumem os resultados obtidos nos ensaios UCS.

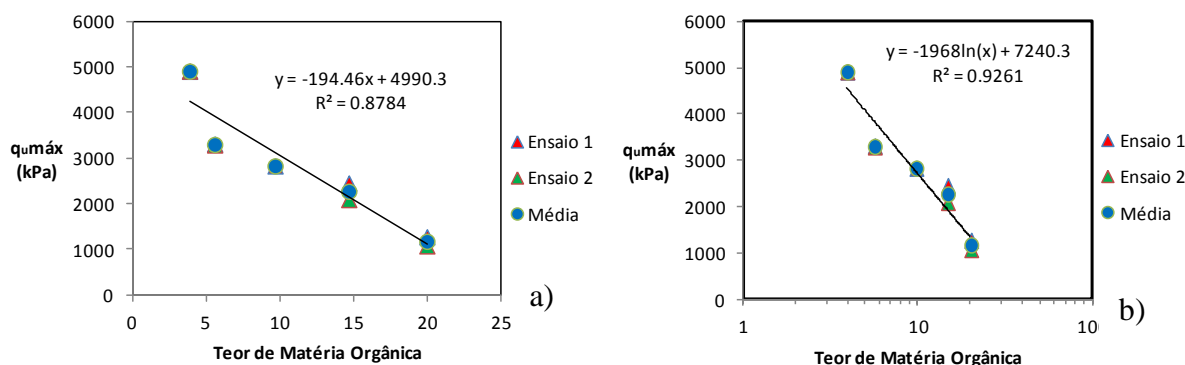


Figura 5.22 - Variação da resistência máxima á compressão simples de provetes com 28 + 14 dias de cura (dosagem de ligante de 250 kg/m³) com variação do teor de OM: a) aproximação linear; b) aproximação em gráfico semi-logarítmico.

Quadro 5.7 - Resumo dos resultados obtidos para em ensaios UCS realizados em provetes com 28 dias de cura (dosagem de ligante de 250 Kg/m³; teor em matéria orgânica de 1,13%) variando a Técnica de preparação dos provetes.

Técnica	Ensaio	q _u máx (kPa)	q _u méd (kPa)	ε _a (%)	ε _a méd (%)	E _{u50} (MPa)	E _{u50} méd (MPa)	w _f (%)	w _f méd (%)
Base	MO1_1	2060,7	1957,2	1,126	1,318	234,69	221,86	37,49	37,57
	MO1_2	1853,7	5,29%	1,510	14,55%	209,03	5,78%	37,65	0,21%
Tempo de mistura: 9min	T1	5265,8	-	0,849	-	647,21	-	33,65	-
Tapping	T2	641,5	-	0,928	-	99,99	-	38,37	-

OBSERVAÇÃO: Os valores em percentagem indicam o desvio percentual face ao valor médio.

(-) : Apenas executado 1 ensaio.

Uma cuidada análise aos resultados obtidos permite concluir que a Técnica 1 melhora sobremaneira o comportamento mecânico da estabilização, traduzindo-se essa melhoria no aumento da resistência à compressão não confinada (q_u máx), e do módulo de deformabilidade (E_{u50}), indicando que o aumento do tempo de mistura de 3 para 9 min origina uma massa onde, muito provavelmente, as partículas dos ligantes se encontram melhor distribuídas e com a totalidade da superfície em contacto com a água, o que potencia/acelera as reações cimentícias (a este facto não é alheio o menor teor em água final, w_f = 33,65 %, indicador de

que houve um maior “consumo” de água nas reações cimentícias). O material estabilizado pela Técnica 1 exibe um comportamento marcadamente frágil (Figura 5.23).

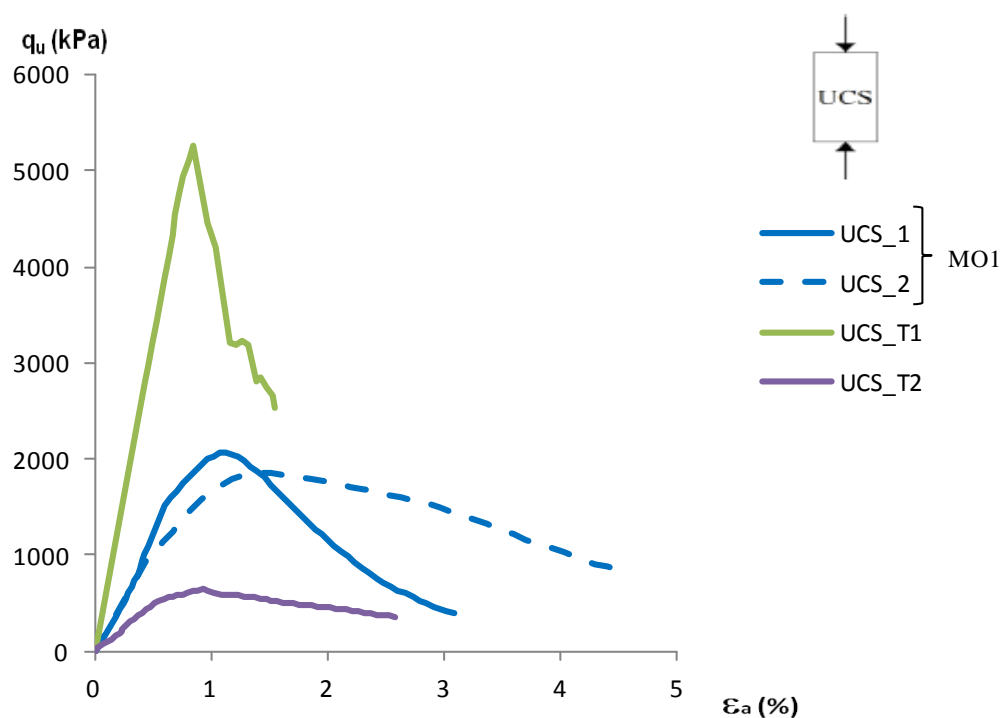


Figura 5.23 - Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com 28 dias de cura (solo com uma dosagem de 250 kg/m^3 de ligante; teor em matéria orgânica de 1,13%) por variação da Técnica de mistura.

O provete preparado com a Técnica 2 (tapping) exibe um deficiente comportamento mecânico, a que não é alheio a qualidade do provete (Figura 5.24), o qual apresentava a face externa e o interior com vazios de dimensões consideráveis. A presença dos vazios é igualmente observável a partir da leitura dos pesos volúmicos dos provetes preparados com as 3 Técnicas: base – provete MO1 = $16,40 \text{ KN/m}^3$; T1 = $17,85 \text{ KN/m}^3$; T2 = $14,75 \text{ KN/m}^3$.

Deste estudo pode-se concluir que a alteração do procedimento laboratorial base para a Técnica 1 conduziria, muito provavelmente, à obtenção de melhores resultados no que ao estudo do teor em matéria orgânica diz respeito. No entanto este aspecto carece de melhor avaliação experimental.



Figura 5.24 - Provetes laboratoriais preparados com as novas Técnicas: Técnica 2 (tapping).

b) Conclusões relativas ao teor em matéria orgânica

A partir do conjunto de ensaios UCS realizados em provetes por variação do teor em matéria orgânica, para diferentes tempos de cura e, diferentes pressões verticais aplicadas, é possível concluir que com exceção dos provetes preparados para o mais baixo teor de matéria orgânica, verifica-se existir uma melhoria do comportamento mecânico com a redução do teor em matéria orgânica, ou com o aumento do tempo de cura,, qualquer que seja a pressão vertical aplicada durante a cura (Figura 5.25).

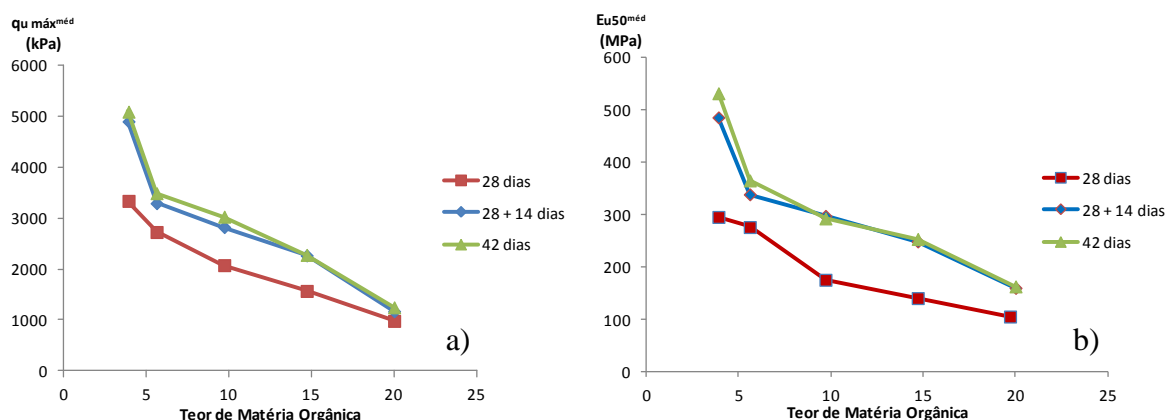


Figura 5.25 - Relação entre $q_{u\ máx}^{méd}$ e $E_{u50}^{méd}$ e o teor em matéria orgânica (dosagem de ligantes de 250 kg/m^3) obtida em ensaios UCS.

O estudo realizado parece induzir que a matéria orgânica não impede sobremaneira o desenvolvimento das reações cimentícias, como demonstrado nas Figuras 5.14d), 5.18d) e

5.21d), relativas ao “consumo de água”, embora estas não promovam a ligação às partículas sólidas do solo, ou seja, impedem a formação de uma matriz sólida rígida.

5.3 Ensaio para a determinação do coeficiente de consolidação secundária

Conforme o indicado no Capítulo 4 (seção 4.5.2), a caracterização do comportamento do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente sob solitação de fluência é efetuado a partir de ensaios edométricos não confinados

Para a realização deste tipo de ensaios, foram utilizados provetes cilíndricos com 37 mm de diâmetro e 76 mm de altura, preparados em laboratório segundo o procedimento base descrito no capítulo 4. Após o período de cura de 28 dias, sob pressão vertical de 48kPa, os provetes foram extraídos dos moldes e montados nas células edométricas, conforme procedimento descrito na seção 4.5.2. Aplicava-se então ao provete uma pressão vertical equivalente a 39,2% da $q_{u\text{ máx}}^{28\text{dias}}$, a qual era mantida constante durante 14 dias (fluência). Durante os ensaios registou-se a evolução no tempo da deformação vertical dos provetes não confinados, a partir da qual é possível quantificar o coeficiente de consolidação secundária em condições de não confinamento, parâmetro aqui designado por C_{α^*} , e cujo cálculo é feito a partir da Equação 5.4.

$$C_{\alpha^*} = \frac{\Delta e}{\Delta \log(t)} \quad (\text{Eq. 5.4})$$

onde, Δe representa a variação do índice de vazios ocorrido no intervalo de tempo, $\Delta \log(t)$.

De seguida são apresentados os resultados obtidos para os ensaios edométricos não confinados (ED) realizados, quer por variação da dosagem de ligante, quer por variação do teor em matéria orgânica.

5.3.1 Consolidação primária vs. consolidação secundária

Para a correta determinação do coeficiente de consolidação secundária em condições de não confinamento, C_{α^*} , é necessário identificar o ponto associada ao fim da consolidação primária (EOP). A figura 5.26 apresenta, a título exemplificativo, o procedimento adotados na determinação do ponto EOP para o ensaio ED2, respeitante a uma dosagem de ligante de 259 kg/m³ (solo no estado natural). Atendendo à evolução da deformação vertical no tempo, foi decidido avaliar o ponto EOP através da representação $\Delta H - \sqrt{t}$ por aplicação do método de Taylor. Do exposto, constata-se que a consolidação primária associada à aplicação da carga utilizada na fase de fluência é quase instantânea.

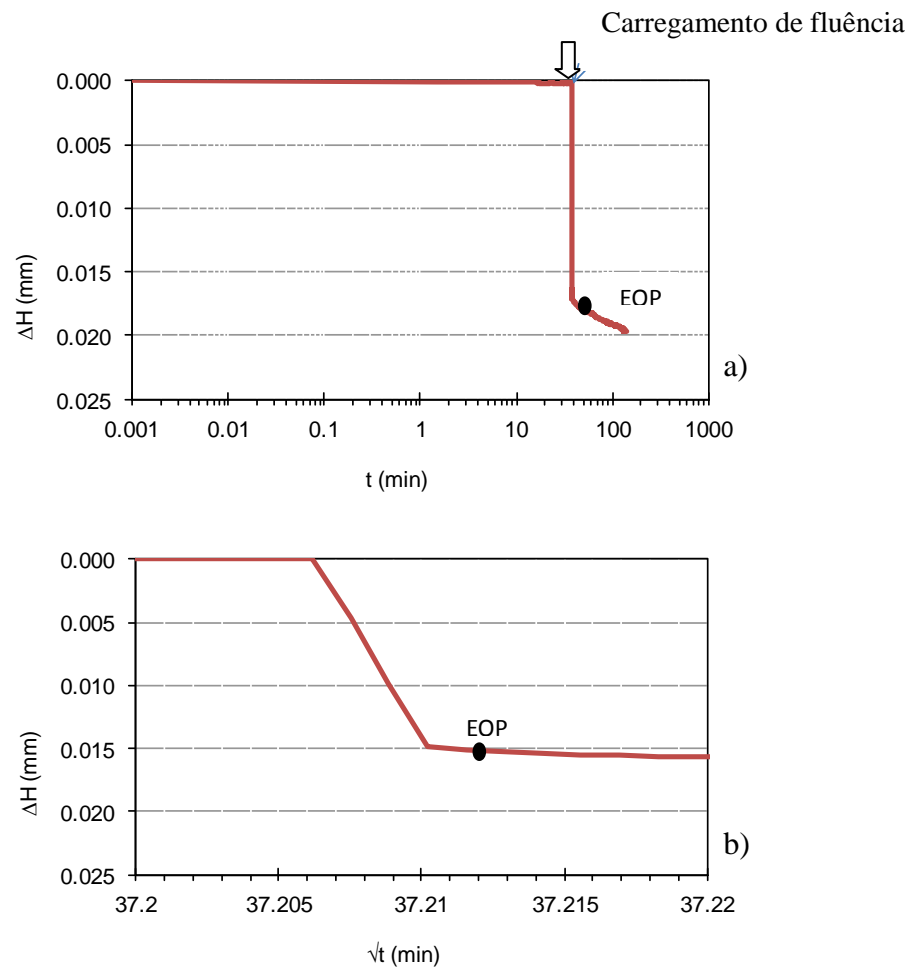


Figura 5.26 - Evolução da deformação no tempo para o ensaio edométrico não confinado ED2: a) apresentação ΔH -log t; b) apresentação ΔH - \sqrt{t} (ampliação para a zona com interesse).

Na fase de fluência, a evolução do índice de vazios com o logaritmo do tempo nem sempre é descrita por um único valor de C_{α^*} , conforme o atesta a Figura 5.27. Nestes casos foi decidido calcular 2 valores de C_{α^*} , um no troço inicial de fluência (C_{α^*1}), outro na zona final (C_{α^*2}).

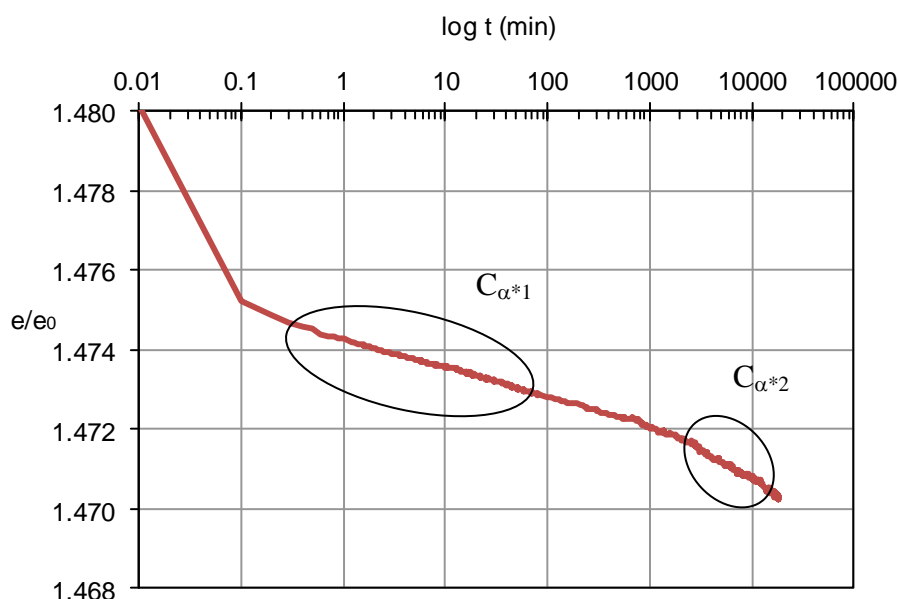


Figura 5.27 - Curva $e/e_0 - \log t$ para o ensaio edométrico não confinado, ED2.

5.3.2 Ensaio edométrico não confinados: variação da dosagem de ligante

Os resultados obtidos em ensaios edométricos não confinados realizados sobre provetes preparados com diferentes dosagens de ligantes encontram-se resumidos no Quadro 5.8 e nas Figuras 5.28 a 5.30. Por forma a facilitar a leitura e a compreensão das Figuras 5.28 e 5.29, foi decidido apresentar apenas 1 ensaio para cada dosagem de ligante (para as dosagens de 125 e 400 kg/m³ não existe o par de ensaios por razões de logística e de falta de tempo).

Quadro 5.8 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios edométricos não confinados por variação da dosagem de ligante (solo no estado natural).

	Dosagem (kg/m ³)							
	125		200		250		325	
Ensaio	ED1	ED4_1	ED4_2	ED2_1	ED2_2	ED5_1	ED5_2	ED3
$C_{\alpha*1}$	0,000717	0,000564	0,000527	0,000583	0,000747	0,000382	0,000298	0,000479
$C_{\alpha*2}$	0,002777	0,002321	0,002051	0,001753	0,002119	0,00164	0,001469	0,001007

A leitura da Figura 5.28 permite concluir que o índice de vazios decresce com o aumento da dosagem de ligante, indicando que a uma maior dosagem de ligante corresponde a produção de mais produtos provenientes das reações cimentícias, os quais preenchem “melhor” os vazios do solo, dando origem a uma matriz sólida mais densa e mais rígida.

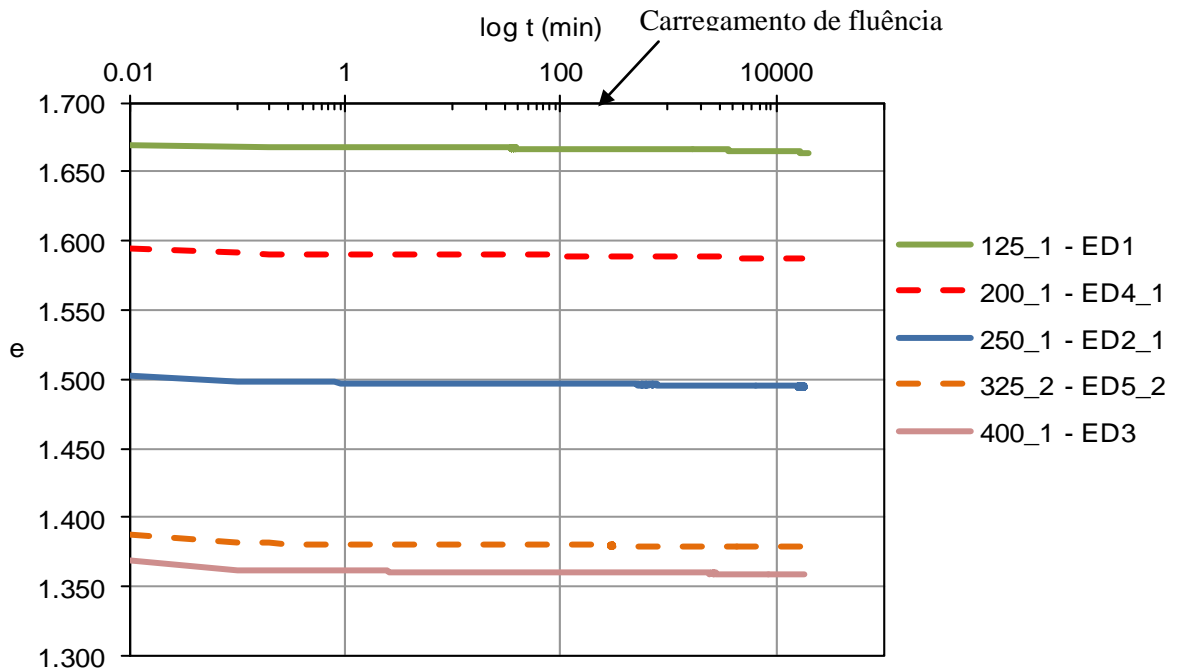


Figura 5.28 - Curvas $e - \log t$ referentes a ensaios edométricos não confinados por variação da dosagem de ligante.

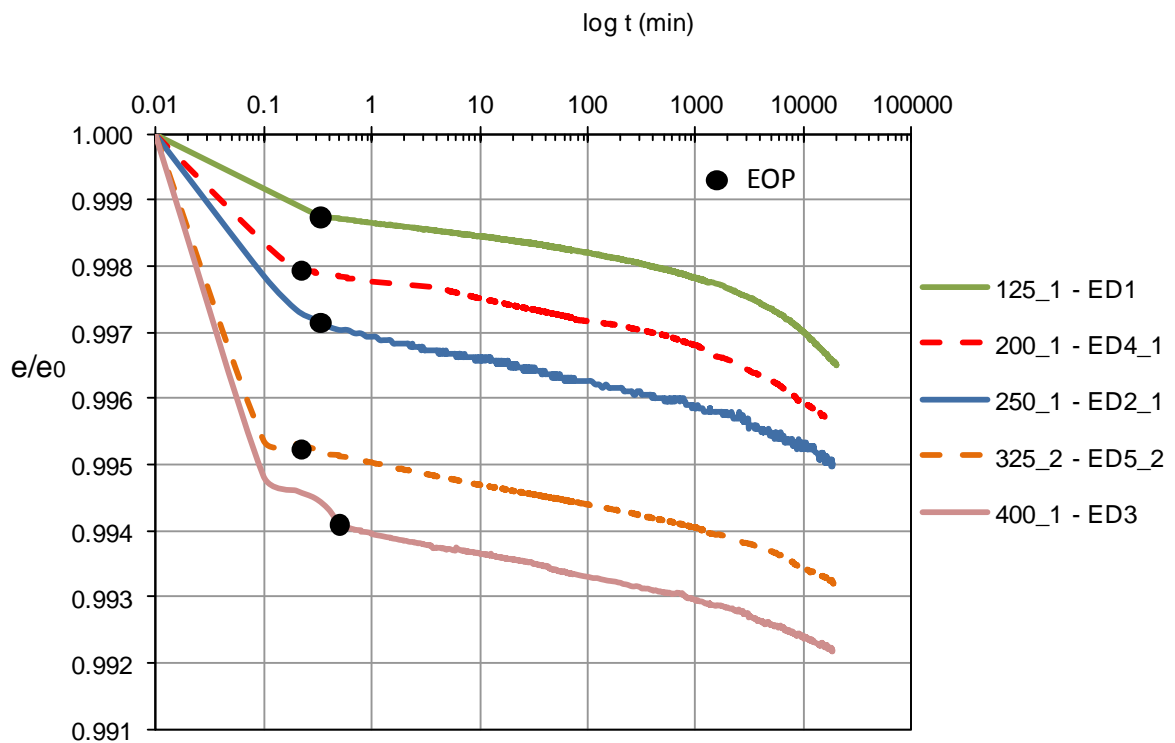


Figura 5.29 - Curvas $e/e_0 - \log t$ após a aplicação da carga de fluência nos ensaios edométricos não confinados por variação da dosagem de ligante.

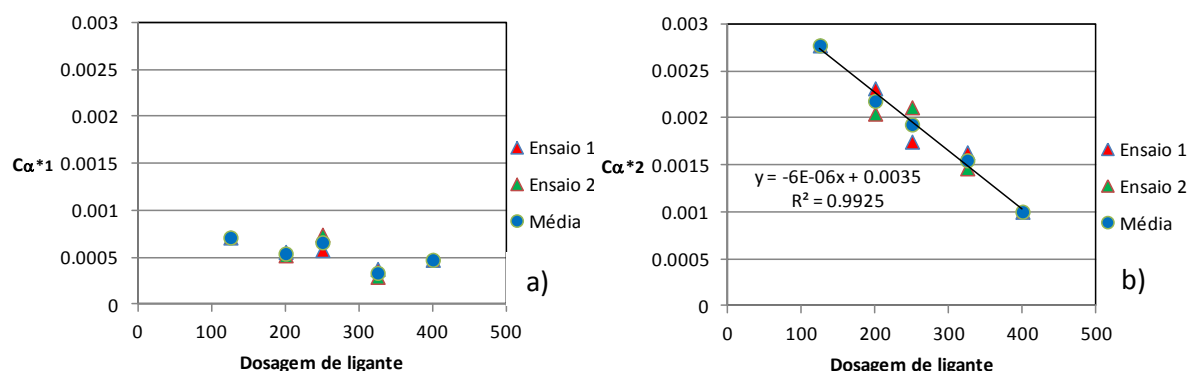


Figura 30 - Variação do coeficiente de consolidação secundária não confinado com a dosagem de ligante: a) C_{α^*1} ; b) C_{α^*2} .

A consequência direta é que o material estabilizado com maior dosagem de ligante se torna menos deformável (isto é, exibe um menor valor de C_{α^*}), como o atesta as Figuras 5.29 e 5.30 e o Quadro 5.8. A figura 5.30b) ilustra claramente este efeito, podendo-se observar que a variação de C_{α^*2} com a dosagem de ligante é bem descrita por uma aproximação do tipo linear. Também se constata que a influência da dosagem é mais expressiva no segundo tramo de fluência (C_{α^*2}), aumentando as diferenciações entre C_{α^*1} e C_{α^*2} à medida que a dosagem de ligante diminui.

5.3.3 Ensaios edométricos não confinados: variação do teor de matéria orgânica

Os resultados obtidos em ensaios edométricos não confinados realizados sobre provetes preparados com uma dosagem de ligante constante, igual a 250 kg/m^3 , recorrendo-se a amostras de solo preparadas com diferentes teores em matéria orgânica (conforme apresentado na seção 4.4), encontram-se resumidos no Quadro 5.9 e nas Figuras 5.31 a 5.33.

Quadro 5.9 - Resumo dos resultados obtidos em ensaios edométricos não confinados por variação do teor em OM (dosagem de ligantes de 250 kg/m^3).

	OM (%)									
	3,9		5,6		9,7	14,7		19,37		
Ensaio	ED7_1	ED7_2	ED8_1	ED8_2	ED9	ED10_1	ED10_2	ED2_1	ED2_2	
C_{α^*1}	0,00003	0,00003	0,00032	0,00041	0,00053	0,00038	0,00030	0,00058	0,00075	
C_{α^*2}	0,00007	0,00006	0,00085	0,00106	0,00131	0,00164	0,00147	0,00175	0,00212	

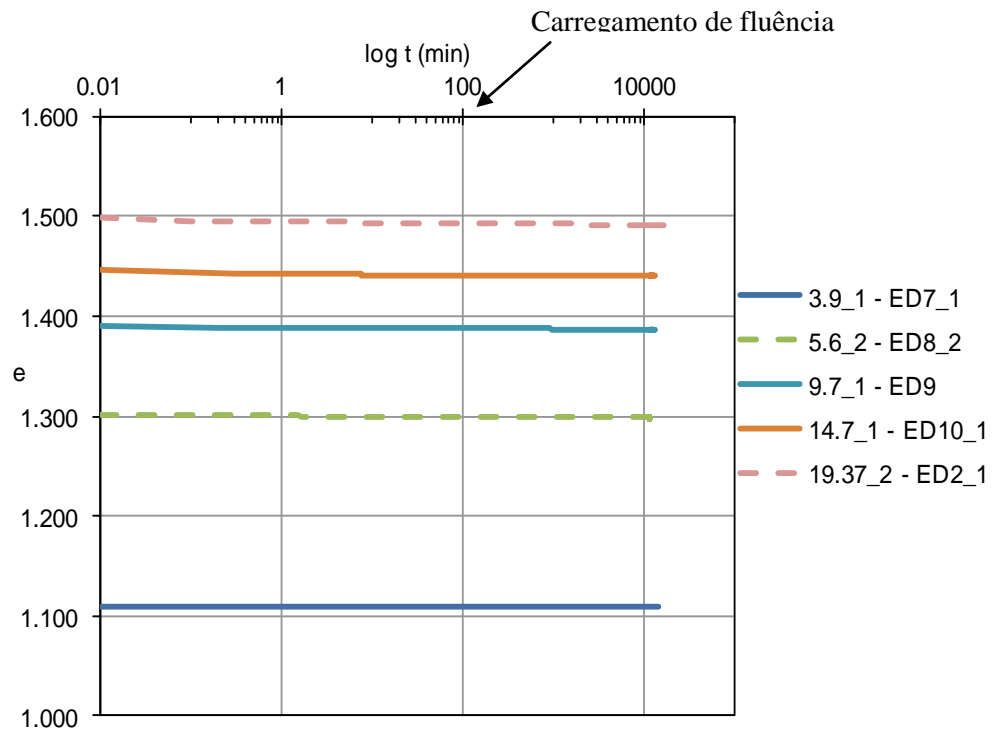


Figura 5.31 - Curvas $e - \log t$ referentes a ensaios edométricos não confinados por variação do teor em OM (dosagem de ligante de 250 kg/m^3).

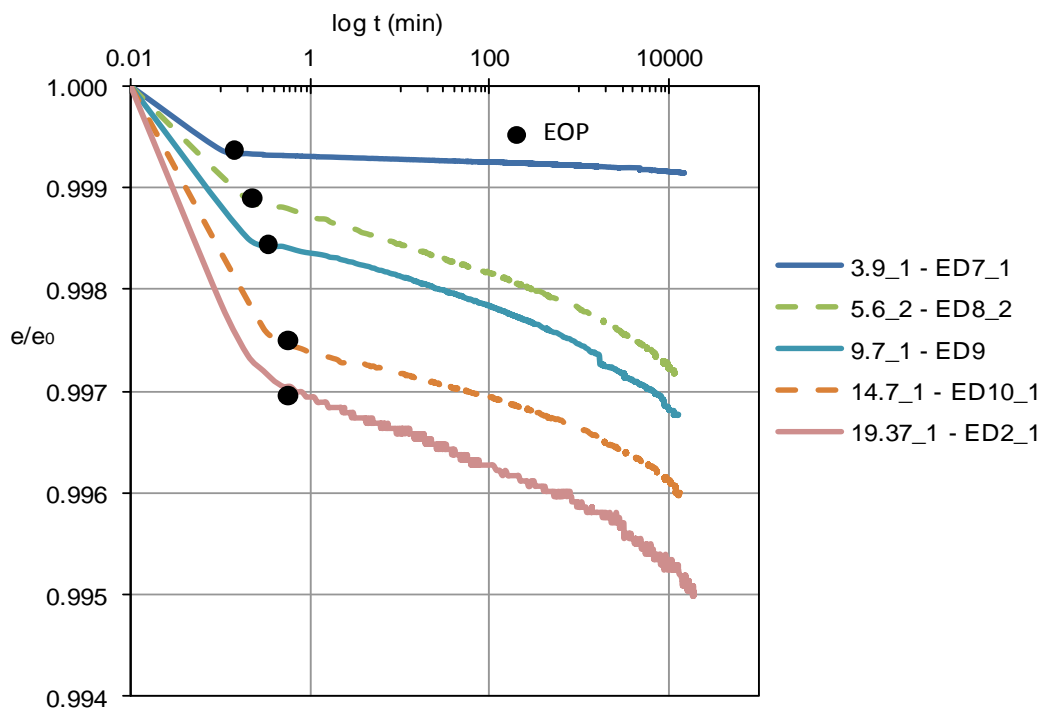


Figura 5.32 - Curvas e/e_0 após a aplicação da carga de fluência nos ensaios edométricos não confinados por variação do teor em OM (dosagem de ligante de 250 kg/m^3).

Os resultados respeitantes ao ensaio ED6, associado a um teor em matéria orgânica de 1,13%, não são aqui apresentados pelo facto de as amostras exibirem má qualidade (tal como anteriormente explicado), impossibilitando a análise dos resultados. As Figuras 5.31 e 5.32 exibem apenas um ensaio para cada teor em matéria orgânica por vista a facilitar a leitura e compreensão dos mesmos. Para o teor em matéria orgânica de 9,7% (ED9) não se realizou o par de ensaios por razões de logística e de falta de tempo.

A partir da Figura 5.31 é possível observar que o índice de vazios inicial decresce com a redução do teor em matéria orgânica, consequência do facto de o índice de vazios de um solo orgânico estar diretamente relacionado com o teor em matéria orgânica. Assim sendo, a redução registada no índice de vazios inicial com o decréscimo do teor em matéria orgânica, não é diretamente relacionável com a quantidade de produtos formados nas reações cimentícias associadas à estabilização química, estando antes relacionado com as características iniciais das amostras do solo de origem (não estabilizado). Anulando-se o efeito do índice de vazios inicial, Figura 5.32, é possível observar que a redução do teor em matéria orgânica dá origem a um material estabilizado menos deformável em fluência, como o atesta os valores de $C_{\alpha*2}$ (Figura 5.33 e Quadro 5.9). Ou seja, o efeito principal da matéria orgânica é o impedir a formação de uma matriz sólida rígida, uma vez que se impede o estabelecimento das ligações cimentícias com as partículas sólidas do solo. Também se observa que a influência do OM é muito mais expressiva em termos de $C_{\alpha*2}$ que de $C_{\alpha*1}$.

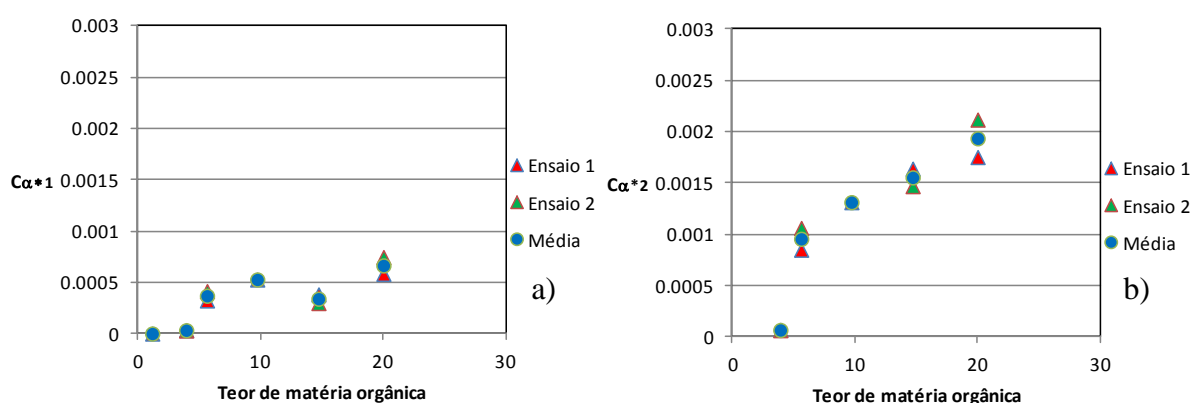


Figura 5.33 - Variação do coeficiente de consolidação secundária não confinado com a variação do teor de OM (dosagem de ligantes de 250 kg/m³): a) $C_{\alpha*1}$; b) $C_{\alpha*2}$.

5.4 Relações entre a resistência á compressão e o coeficiente de consolidação secundária em condições de não confinamento

Uma vez finalizado o estudo experimental, é possível estabelecer relações entre as principais grandezas determinadas em cada um dos dois tipos de ensaios realizados: $q_{u\text{ máx}}$ obtido em ensaios de compressão não confinada; C_{α^*2} avaliado em ensaios edométricos não confinados. As figuras 5.34 e 5.35 apresentam essas relações, uma para o parâmetro dosagem de ligante, outra para o teor em matéria orgânica, respectivamente.

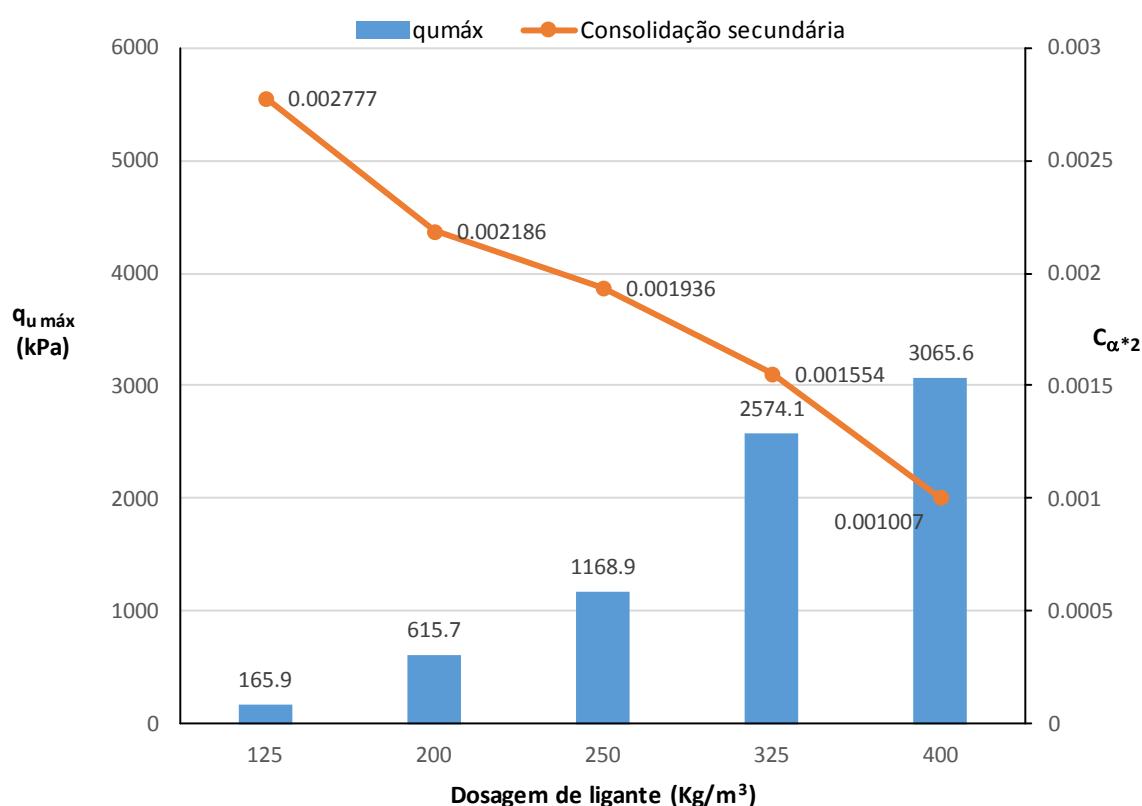


Figura 5.34 - Relação entre $q_{u\text{ máx}}$ e C_{α^*2} com a dosagem de ligante (solo no estado natural).

Através da Figura 5.34 é possível observar que o aumento da dosagem de ligante conduz à formação de um esqueleto sólido muito resistente e mais rígido, consequências direta da existência de mais produtos das reações cimentícias, e do estabelecimento de ligações cimentícias em maior número e densidade. Assim e de acordo com o expectável, os resultados revelam que associado a uma maior resistência dos provetes ($q_{u\text{ máx}}$) existe o aumento da deformabilidade em fluência (C_{α^*2})

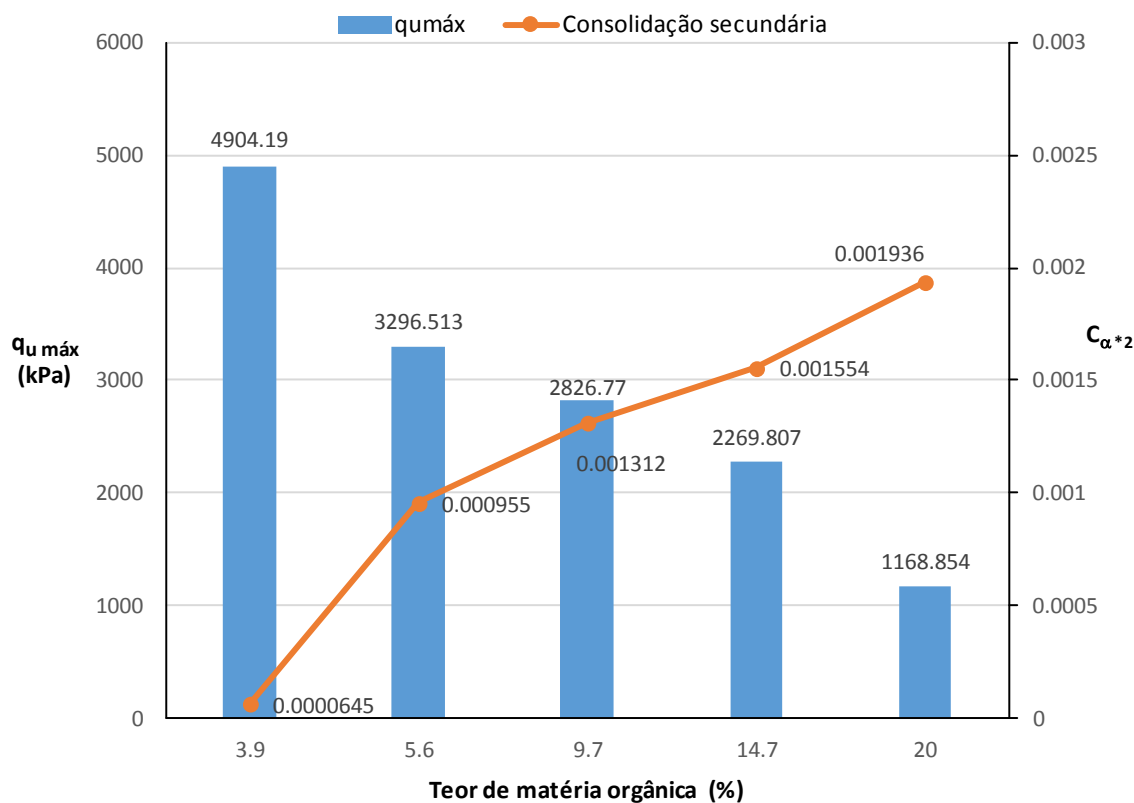


Figura 5.35 - Relação entre $q_{u \text{ máx}}$ e $C_{\alpha*2}$ com o teor em matéria orgânica (dosagem de ligante de 250 kg/m^3).

A partir da figura 5.35 é possível efetuar idênticas leituras, usando agora como parâmetro a redução do teor em matéria orgânica. No entanto, e ainda que a Figura 5.35 não o expresse, do estudo anterior conclui-se que o principal efeito da presença de matéria orgânica, não é reduzir a formação dos produtos das reações cimentícias, antes sim o de impedir o estabelecimento de ligações cimentícias com as partículas sólidas do solo, impedindo desta forma a formação de uma matriz sólida resistente e rígida. Tal como observado na Figura 5.34, os resultados obtidos revelam que solos menos resistentes também apresentam um comportamento em fluência mais deficiente.

6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

6.1. Conclusões

Finalizado o estudo conduzido ao longo desta dissertação, é possível concluir alguns aspetos no que toca quer à otimização da estabilização do solo mole do Baixo Mondego, especificamente em relação à quantidade de ligante a utilizar, quer à influencia da matéria orgânica na estabilização química.

A análise dos resultados obtidos em ensaios UCS com variação da dosagem, demonstrou que, independentemente da pressão vertical aplicada durante a cura, com o aumento da dosagem de ligante ou com o aumento do tempo de cura, existe uma melhoria das características mecânicas do solo estabilizado, nomeadamente no que toca á resistência à compressão, $q_u \text{ máx}$, e ao módulo de deformabilidade, E_{u50} . Outro aspecto interessante verificado é o efeito estabilizador associado ao tempo de cura ser tanto maior quanto maior for a dosagem de ligante, estando este facto relacionado com o desenvolvimento no tempo das reações pozolânicas.

Quanto aos ensaios UCS com variação do teor em matéria orgânica, constata-se que existe uma melhoria do comportamento mecânico, nomeadamente de $q_u \text{ máx}$ e de E_{u50} , com a redução do teor em matéria orgânica, ou com o aumento do tempo de cura, independentemente da pressão vertical aplicada, levando a concluir que a matéria orgânica não impede o desenvolvimento das reações cimentícias, impedindo sim o estabelecimento de ligações cimentícias com as partículas sólidas do solo.

Em relação aos ensaios edométricos não confinados realizados é também possível retirar algumas conclusões. No que diz respeito à variação da dosagem de ligante, verifica-se que o material estabilizado com maior dosagem de ligante se torna menos deformável, refletindo-se num menor valor de $C_{\alpha*}$, uma vez que a uma maior dosagem de ligante correspondem mais produtos das reações cimentícias, o que provoca um menor índice de vazios traduzindo-se numa matriz mais sólida. Em relação à variação da matéria orgânica, verifica-se que a redução deste teor dá origem a um material estabilizado menos deformável estando este facto relacionado com a matéria orgânica impedir a formação de uma matriz sólida rígida.

Por fim, e relacionando o $q_u \text{ máx}$ e $C_{\alpha*2}$ obtidos, constata-se que os provetes mais resistentes são aqueles que também são menos deformáveis em fluência, evidenciando que a existência

de um esqueleto sólido mais resistente origina uma menor deformabilidade do material ao longo do tempo. Quanto à variação da matéria orgânica, observando os valores de $q_{u\text{ máx}}$ e $C_{\alpha*2}$, verifica-se que o principal efeito da presença de matéria orgânica não é reduzir a formação dos produtos das reações cimentícias, mas sim o de impedir o estabelecimento de ligações cimentícias com as partículas sólidas, impedindo assim a formação de uma matriz sólida rígida.

6.2. Propostas de trabalhos futuros

De modo a completar o estudo efetuado nesta dissertação e a se obter um melhor conhecimento da técnica do Deep Mixing, nomeadamente para o solo mole do Baixo Mondego, seria importante estudar os seguintes aspetos em trabalhos futuros:

- i. estudar e otimizar o procedimento laboratorial de preparação de amostras;
- ii. estudar a influência do limite de liquidez, w_L , na estabilização química do solo mole do Baixo Mondego;
- iii. estudar a estabilização química do solo em estudo com a utilização de nonomateriais cimentícios, combinado ou não com outros ligantes, nomeadamente escória granulada de alto forno;
- iv. estudar a técnica de “Deep Mixing” aplicada a outros tipos de solos, nomeadamente em areias e argilas;
- v. complementar o estudo da fluência com a realização de ensaios triaxiais de fluência, bem como a análise da influência de diversos tipos de ligantes;

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 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 Lind, Sweden.
- Amaryan, L.S. (1993). Soft soil properties and testing methods. Geotechnika 7, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.
- ASTM D 2166 (2000). “Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil”. American Society for Testing and Materials.
- Axelsson K, Johansson S.E. and Anderson R. (2002) – “Stabilization of organic soils by cement and puzzolanic reactions – Feasibility study”. Swedish Deep Stabilization Research Centre, Report. (English translation).
- Bowles, J.E. (1988). “Foundation Analysis and Design”.
- Bruce, D. A. (2000). “An introduction to the deep soil mixing methods as used in geotechnical applications”. US Department of Transportation. Federal Highway Administration, Vol. 1.
- BS 1377-3 (1990). “Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 3: chemical and electro-chemical tests”. British Standards Institution, London.
- BS 1377-7 (1990). “Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 7: Shear strength tests (total stress)”. British Standards Institution, London.
- Christoulas, S., Kalteziotis, N., Tsiambaos, G. & Sabatakakis, N. (1987). “Engineering geology of soft clays. Examples from Greece”. Embankments on soft clays. Special publication, bulletin of the public works research center, Athens.
- Coelho, P. (2000). “Caracterização Geotécnica de Solos Moles: Estudo do Local Experimental da Quinta da Foja (Baixo Mondego)”. Dissertação de Mestrado, Dep. de Eng^a Civil da FCTUC, Coimbra.
- Correia, A. A. S. (2011). “Aplicabilidade da técnica de Deep Mixing aos solos moles do Baixo Mondego”. Dissertação de doutoramento, Dep. de Eng^a Civil da FCTUC, Coimbra.
- Coutinho, A. S. (1988). “Fabrico e propriedades do betão”. Vol. 1, 2^a edição, LNEC; Lisboa, p.401.
- Din EN 14679, Deutsche Norm. July, 2005.
- E196 (1966). “Solos – Análise granulométrica”. Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- Edil, T.B. and Bosscher, P.J. (1994). “Engineering properties of tire chips and soil mixtures.
- Edil, T.B. and Staab, D.A. (2005). “Practitioner’s guide for deep-mixed stabilization of organic soils and peat”. Final Report, The National Deep Mixing Research Program, Project Number NDM302, p.60.

- EN 14679 (2005). "Execution of special geotechnical work – Deep Mixing". CEN. English version, April of 2005.
- EuroSoilStab – Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils. Project NO: BE 96-3177.
- Garcia, M. R. (2010) "Estudo da fluência de colunas solo-ligantes". Dissertação de Mestrado, Dep. de Eng^a Civil da FCTUC, Coimbra.
- Franklin, A. G., Orozco, L. F. and Semrau, R. (1973). "Compaction and strength of slightly organic soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.99, No. SM7, pp. 541-557.
- Hans, J. (1994). "Factors of Soil Formation". A system of Quantitative Pedology. New York.
- Hansbo, S. (1994). Foundation engineering" Developments in Geotechnical Engineering: 75, Elsevier, p. 519.
- Head, K. H. (1985). "Manual of soil laboratory testing". Vols. 1, 2 e 3, Pentech Press, London.
- Hight, D.W.; Jardine, R.J.; Gens, A. (1987). "The behaviour of soft soils clays. Embankments on soft soils clays. "Special publication, bulletin of the public works research center, Athens.
- Horpibulsuk, S. And Miura, N. (2001). "A new approach for studying behaviour of cement stabilized clays". 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, Vol. 3, p.1759-1762.
- Kawasaki, T; Niina, A.; Saith, S. And Honjyo, Y. (1981). "Deep mixing method using cement hardening agent". Proceeding of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 3, p. 721-724.
- Janz, M and Johansson, S.E. (2002). "The function of different binding agents en depp stabilization". Swedish Deep Stabilization Research Centre, Report 9, Lunköping, Sweden, p.47.
- John, V. M. (1995). "Cimentos de Escória Ativada com Silicatos de Sódio". Tese para a Obtenção do Título de Doutor em Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Kitazume, M. and Terashi, M. (2001). "The Deep Mixing Method: Principle, Design and Construction". Coastal Development Institute of Technology (CDIT), Japan.
- Leroueil, S.; Magnan, J.P. and Tavenas, F. (1990). "Embankments on soft clays", Ellis Horwood, London, England, pp.360.
- Lowe, J. (1994). "New concepts in consolidation and settlements analysis" Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings ASCE, vol. 100, no. GT6, p.574-612. [citado por Coelho].
- Mesri, G. And Castro, A. (1987). " C_{α}/C_c concept and k_0 during secondary compression". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No.3, p.230-247

-
- Miura, N.; Taesiri, Y; Koga, Y.; Nishida, K. (1988). “Practice of improvement of Ariake clay by mixing admixtures”. International Symposium on shallow Sea and Low Land, Saga University, Saga, Japan p. 59-68.
- Moseley, M. P. (1993). “Ground Improvement”. Chapman & Hall, London, UK.
- 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 143 (1969). “Solos – Determinação dos limites de consistência”. Norma Portuguesa Definitiva.
- NP EN 12390-3 (2011). “Ensaio do betão endurecido – Parte 3: Resistência à compressão de provetes”. Norma Portuguesa.
- NP EN 206-1 (2007). “Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade”. IPQ, edição de Junho de 2007.
- Sherwood, P. (1993). “Soil stabilization with soil and lime”. HMSO, London, UK.
- Silva, J.M.G.G. (2013). “Estabilização química de solos: fatores que influenciam o comportamento mecânico”. Dissertação Mestrado, Dep. de Eng^a Civil da FCTUC, Coimbra.
- Terashi, M. (1997). “Theme lecture: deep mixing method – Brief state of the art”. 14th International Conference and soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany Vol. 4, p. 2475-2478.
- Terzaghi, K. e Peck, R. (1967). “Soil mechanics in engineering practice”. John Wiley, New York.
- Uddin, K. (1994). “Strength and deformation behaviour of cement treated Bangkok clay”. PhD Thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Venda Oliveira, P. J. (2000). “Aterros sobre solos moles: modelação numérica”. Dissertação de doutoramento, Dep. de Eng^a Civil da FCTUC, Coimbra.
- Venda Oliveira, P.J.; Correia, A.A.S.; Garcia, M.R. (2012). “Effect of Organic Matter Content and Curing Conditions on the Creep Behavior of an Artificially Soil”.
- Young, I.M. and Mullins, C.E. (1991). “Facts affecting the strength of undisturbed cores from soils with low structural stability”. Journal of Soil Science, 42: p.205-217.