



João Carlos Atalaia Cajada

# ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DE DIFERENTES SOLOS COM ADIÇÃO DE FIBRAS DE POLIPROPILENO

CHEMICAL STABILIZATION OF DIFFERENT SOILS WITH ADDITION OF  
POLYPROPYLENE FIBERS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,  
orientada pelo Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira e pelo Professor Doutor António Alberto Santos Correia

Coimbra, 8 de Setembro de 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



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

João Carlos Atalaia Cajada

# **ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DE DIFERENTES SOLOS COM ADIÇÃO DE FIBRAS DE POLIPROPILENO**

## **CHEMICAL STABILIZATION OF DIFFERENT SOILS WITH ADDITION OF POLYPROPYLENE FIBERS**

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,  
orientada pelo Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira e pelo Professor Doutor António Alberto Santos Correia

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.  
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer  
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões  
que possa conter.

Coimbra, 8 de Setembro de 2017

## AGRADECIMENTOS

Finalizado este trabalho, não posso deixar de expressar o meu sincero agradecimento a todas as pessoas, que de algum modo contribuíram para a sua concretização. Assim, um especial agradecimento:

- ao Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira e ao Professor Doutor António Alberto Santos Correia por todos os conhecimentos transmitidos, pelas constantes sugestões e correcções aos problemas que foram surgindo, e ainda, pela orientação, disponibilidade, amizade e incentivo demonstrados na elaboração desta dissertação;
- ao Sr. José António, técnico do laboratório de Geotecnia DEC-UC, pela sua enorme disponibilidade, paciência e sentido prático com que sempre me ajudou nos trabalhos laboratoriais;
- à minha família, em particular aos meus pais, pelo esforço e sacrifício que fizeram, pela compreensão, paciência e motivação que sempre me transmitiram em todas as minhas decisões durante todo este percurso académico;
- aos meus amigos e colegas que me foram apoiando durante este percurso, em especial ao André Silva, João Graça, João Guia, Rui Lopes, Diogo Nunes e Tiago Constantino pela boa disposição, companheirismo e incentivo que sempre demonstraram;
- à Cimpor, na pessoa do Engenheiro Paulo Rocha, pela cedência do ligante utilizado;
- à Biu Internacional, na pessoa do Engenheiro Erik Ulrix pela cedência das fibras utilizadas.

## RESUMO

O crescimento populacional tem conduzido a um aumento da densidade de ocupação do solo, e conseqüentemente à construção em zonas constituídas por solos de fundação com fracas características geotécnicas (nomeadamente reduzida capacidade resistente e elevada deformabilidade). Como resultado, tem-se assistido ao desenvolvimento de técnicas de reforço e melhoramento de solo. Uma dessas técnicas é o Deep Soil Mixing, caracterizada pelo melhoramento/estabilização química de um solo, sendo executada *in situ* mediante a adição de ligantes e a sua mistura com o solo, formando elementos verticais de solo estabilizado.

A técnica de estabilização química de solos é uma das técnicas possíveis de ser utilizada para viabilizar a construção neste tipo de formações geotécnicas, consistindo na mistura do solo natural com agentes estabilizadores, os quais induzem a alteração do comportamento mecânico. Esta técnica é utilizada neste trabalho com o objectivo de se analisar, por via experimental, a influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento de misturas de solo-ligante, tanto em termos de resistência à compressão como de deformabilidade. A utilização de fibras para reforço de solos moles é uma técnica relativamente recente e promissora, em que se pretende criar um novo material com propriedades e características específicas.

A presente dissertação tem como objetivo estudar o comportamento de cinco tipos de solo estabilizados quimicamente, com a inclusão de fibras de polipropileno, quando sujeitos a um carregamento cíclico não confinado: solo mole do Baixo Mondego no estado natural (OM=10%) e após a sua “queima” em estufa durante 48 horas, originando a redução do teor em matéria orgânica (OM) para aproximadamente 2%; areia; silte e uma mistura entre estes dois últimos solos. Para tal, são realizados um conjunto de ensaios à compressão não confinada (monotónico e cíclico) que contemplam a análise da influência da dosagem de fibras e de ligante, assim como da aplicação de carregamento cíclico.

De acordo com os resultados obtidos, a inclusão das fibras induz uma mudança de comportamento ao material compósito, de frágil para dúctil. Os resultados indicam ainda que os provetes após serem submetidos a carregamento cíclico, registam um aumento da resistência à compressão não confinada e aumento de rigidez.

**Palavras-chave:** Resistência à Compressão, Cargas Cíclicas, Deformação Axial Acumulada, Solo Estabilizado, Solo Reforçado, Fibras de Polipropileno, Cimento

## ABSTRACT

Population growth has led to an increase in soil occupancy density and, consequently, to the construction of areas with low geotechnical characteristics (reduced shear strength and high deformability). As a result, we have witnessed the development of soil enhancement techniques. One of these techniques is Deep Soil Mixing, characterized by the improvement / chemical stabilization of a soil, being executed in situ by the addition of binders and their mixture with the soil, forming vertical elements of stabilized soil.

The technique of chemical stabilization of soils is one of the possible techniques to be used to make feasible the construction in this type of geotechnical formations, consisting of the natural soil mixture with stabilizing agents, which induce the change of the mechanical behavior. This technique is used in this work with the objective of analyzing, experimentally, the influence of the addition of polypropylene fibers in the behavior of soil-binder mixtures, both in terms of compressive strength and deformability. The use of fibers as reinforcement of soft soils is a relatively recent and promising technique, in which it is intended to create a new material with specific properties and characteristics.

The present dissertation aims to study the behavior of five different types of soil chemically stabilized with the inclusion of polypropylene fibers when subjected to unconfined cyclic loading: soft soil from Mondego in natural conditions (OM = 10%), and after burning in an oven for 48 hours, resulting in a "burnt" soil with low organic matter (OM) content of approximately 2%; sand; silt and a mixture between these two last soils. For this purpose, a set of unconfined (monotonic and cyclic) compression tests are carried out, which include the analysis of the influence of the fiber and binder dosage, as well as, the cyclic loading application.

According to the results, the inclusion of the fibers induces a behavior change to the composite material, from brittle to ductile. The results indicate that, the test specimens after being subjected to cyclic loading show an increase in unconfined compressive strength and increased stiffness.

**Keywords:** Compressive Strength, Cyclic Load, Permanent Axial Strain, Stabilised Soil, Reinforced Soil, Polypropylene Fibers, Cement

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	ii
ÍNDICE .....	iv
SIMBOLOGIA .....	vi
ABREVIATURAS .....	vi
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Contexto do Trabalho .....	1
1.1. Estrutura da Dissertação .....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	4
2.1. Estabilização Química de Solos.....	4
2.2. Solos Reforçados com Fibras .....	7
2.3. Solos Estabilizados Quimicamente e Reforçados com Fibras de Polipropileno .....	12
2.4. Solos Estabilizados Quimicamente e Reforçados com Fibras sujeitos a Carregamentos Cíclicos.....	18
3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....	21
3.1. Introdução .....	21
3.2. Caracterização Geotécnica.....	21
3.2.1. Composição Granulométrica .....	21
3.2.2. Densidade das Partículas Sólidas.....	24
3.2.3. Limites de Consistência.....	24
3.2.4. Teor em Matéria Orgânica.....	25
3.2.5. Resumo da Caracterização Geotécnica.....	25
3.3. Ligante – Cimento Portland CEM I 42,5 R .....	28
3.4. Fibras .....	29
4. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	31
4.1. Introdução .....	31
4.2. Homogeneização do Solo .....	31
4.2.1. Solo Mole (Solo D).....	31
4.2.2. Solos A, B, C e E .....	33
4.3. Montagem e Preparação dos Provetes .....	35
4.4. Plano de Ensaios .....	39
4.5. Procedimento nos Ensaios Laboratoriais.....	41
4.5.1. Ensaios de Compressão Simples (UCS).....	41
4.5.2. Ensaios de Carga Cíclica (CIC).....	44

---

5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS.....	48
5.1. Introdução .....	48
5.2. Ensaio de Compressão Simples Monotônicos de Referência .....	48
5.3. Ensaio de Carga Cíclico .....	56
5.4. Ensaio de Compressão Simples Monotônicos Pós-Cíclico.....	61
6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....	69
6.1. Considerações Finais .....	69
6.2. Trabalhos Futuros .....	71
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	72

## SIMBOLOGIA

$Al_2O_3$  - Alumina

$A_{corr}$  - Área transversal do provete corrigida tendo em conta a deformação experimentada

$c'$  - Coesão (em tensões efectivas)

CaO - Óxido de cálcio ou cal viva

$C_c$  - Índice de compressibilidade

$C_r$  - Índice de recompressibilidade

DF - Dosagem de fibras

$E_{u50}$  - Módulo de deformabilidade para 50% da carga de rotura

$E_{u50_{med}}$  - Módulo de deformabilidade médio para 50% da carga de rotura

$\epsilon_a$  - Extensão axial

$\epsilon_{a_{rot}}$  - Extensão axial de rotura

$Fe_2O_3$  - Óxido de Ferro

F - Força medida na célula de carga

G - Densidade das partículas sólidas

h - Altura do provete

IP - Índice de plasticidade

MgO - Óxido de magnésio

Solo A - Areia

Solo B - Silte

Solo C - Mistura entre o Solo A e o Solo B

Solo D - Solo Mole com matéria orgânica (estado natural)

Solo E - Solo Mole sem matéria orgânica

OCR - Grau de sobreconsolidação

OM - Teor em matéria orgânica

PVC - Policloreto de polivinila

$q_u$  - Tensão obtida para ensaios UCS

$q_{u_{max}}$  - Resistência máxima ou tensão de rotura obtida para ensaios UCS

$q_{u_{med}}$  - Resistência máxima média ou tensão de rotura média obtida para ensaios UCS

rpm - Rotações por minuto

S - Grau de saturação

$SiO_2$  - Sílica ou Dióxido de silício

w - Teor em água

$w_f$  - Teor em água no final do ensaio

$w_{f_{med}}$  - Teor em água médio no final do ensaio

$w_L$  - Limite de liquidez

$w_P$  - Limite de plasticidade

$\phi'$  - Ângulo de atrito interno (em tensões efectivas)

## ABREVIATURAS

ASTM - American Society for Testing and Materials

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

DSM - *Deep Soil Mixing*

EN - Norma Europeia

FCTUC - Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra

NP - Norma Portuguesa

UCS – Compressão Simples ou Uniaxial (Unconfined Compressive Strength)

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Contexto do Trabalho

Com a evolução da humanidade nas mais diversas áreas (ciência, tecnologia, saúde, indústria, entre outras), o Homem tem-se confrontado com a necessidade de construir infraestruturas de suporte ao desenvolvimento, em elevado número e com diferentes propósitos, tais como: edifícios industriais, vias de comunicação, complexos turísticos, aeroportos, portos marítimos. Influenciado pelos mais variados fatores, a ocupação do solo do nosso planeta assume diferentes características que inevitavelmente obrigam a soluções diferenciadas, levando em determinadas situações à utilização de técnicas especiais para viabilizar a construção. Desta forma, o desenvolvimento latente nas sociedades modernas tem feito com que seja necessário utilizar solos com pobres características geotécnicas.

Exemplos de solos com fracas características geotécnicas, são os solos moles, que se encontram quase sempre abaixo do nível freático, sendo constituídos por partículas de elevada superfície específica (argilas, siltes). São geralmente formados por sedimentação dando origem a depósitos aluvionares. São solos muito pouco funcionais, no que diz respeito ao desempenho como fundação de suporte, dada a baixa capacidade resistente e deformações excessivas quando carregados. Existem no planeta, inclusive em Portugal, diversas zonas onde ocorrem depósitos de solos moles que, fruto da falta de capacidade de carga e de deformações excessivas, têm sido frequentemente preteridos como fundações de estruturas (Venda Oliveira, 2000).

Atualmente, é cada vez mais comum modificar e melhorar as propriedades do solo através de diferentes técnicas, entre as quais se destacam a injeção de materiais estabilizantes, estabilização por processos físico-químicos e reforço de solos com a inclusão de elementos resistentes, criando assim um novo material mais resistente e/ou menos compressível. A escolha da técnica a utilizar numa determinada situação depende de diversos fatores, sendo que o objetivo é otimizar o compromisso técnico-económico face aos requisitos de projeto e à natureza dos solos envolvidos. Outro fator a ter em consideração, e que assume proporções cada vez maiores, é o impacto ambiental, existindo hoje em dia fortes pressões para a sua consideração e respetiva minimização. Nesse ponto de vista, torna-se necessário aproveitar os materiais existentes no local da obra, independentemente da sua qualidade e adequabilidade ao projeto em questão. Neste contexto, surge a técnica de melhoramento ou estabilização química de um solo, que consiste na sua mistura *in situ* com materiais que possuem propriedades aglomerantes (ligantes).

O programa laboratorial em estudo propõe avaliar o potencial de aplicação da técnica de Deep Soil Mixing com a adição de fibras de polipropileno, avaliando a resposta mecânica de um conjunto de provetes construídos laboratorialmente com o objetivo de avaliar a importância da mistura do solo com ligante, bem como a influência do tipo de solo e da adição de fibras. Além do carregamento estático, as estruturas estão constantemente sujeitas a cargas cíclicas, seja devido a sismos, passagem de veículos pesados, transporte ferroviário, entre outros. O programa em análise, contempla para além da resposta mecânica a carregamentos monotónicos, o estudo do comportamento de provetes sob carregamento cíclico e a influência deste tipo de solicitação no comportamento mecânico do solo estabilizado com adição de fibras sintéticas. Este trabalho surge na sequência de outros já efectuados no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, os quais abordam a caracterização geotécnica de solos moles e a aplicação da técnica de Deep Soil Mixing a este tipo de solos (Correia, 2011; Teles, 2013; Porém 2016).

## **1.2. Estrutura da Dissertação**

A dissertação desenvolve-se ao longo de seis capítulos, onde se inclui o presente capítulo, de carácter introdutório, cujo objetivo é descrever e enquadrar de forma sucinta o trabalho desenvolvido. Os restantes capítulos são:

Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica, onde são abordados os conceitos de estabilização química de solos fazendo ainda referência à estabilização química por recurso à técnica Deep Soil Mixing. Neste capítulo é referido ainda o conceito do reforço de solos com fibras, a interação solo-reforço e alguns resultados obtidos noutros estudos experimentais. Segue-se o conceito de solo estabilizado quimicamente com a adição de fibras de polipropileno, terminando com a referência a outros trabalhos já executados com a aplicação de carregamentos cíclicos.

Capítulo 3 - Caracterização dos Materiais, que visa a apresentação e caracterização dos materiais que constituem a mistura em análise. Esta é composta pelos diferentes tipos de solo em estudo, sendo apresentada a caracterização ao nível da granulometria, limites de consistência, teor em matéria orgânica e densidade das partículas sólidas, enquadrando os resultados ainda com estudos anteriores. Por fim, são também descritas as características específicas dos restantes componentes da mistura: o ligante e as fibras.

Capítulo 4 - Procedimento Experimental, que consiste na descrição do processo de homogeneização do solo e de seguida o procedimento laboratorial, onde são apresentados os procedimentos de preparação dos provetes, bem como o plano de ensaios. Por último é apresentada uma breve descrição dos dois tipos de ensaios a realizar no presente estudo.

Capítulo 5 - Análise de Resultados, no qual são apresentados e discutidos os resultados obtidos, através de uma análise detalhada à influência do tipo de solo, das fibras, do ligante e da sua utilização em simultâneo, bem como à importância dos carregamentos cíclicos.

Capítulo 6 - Conclusões e trabalhos futuros, onde se incluem as principais conclusões a reter do estudo realizado, nomeadamente através da análise de resultados realizada no capítulo anterior. São ainda abordadas sugestões de trabalhos que poderão ser desenvolvidos futuramente, de forma a alargar os conhecimentos nesta área.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Estabilização Química de Solos

O crescimento populacional tem conduzido ao desenvolvimento dos centros urbanos, originando uma pressão crescente de construção sobre solos com fracas características geotécnicas, caracterizados por baixa resistência e elevada deformabilidade, o que, conjugado com a evolução da tecnologia e consequente modernização de equipamentos, tem proporcionado o aparecimento de técnicas inovadoras no campo de melhoramento e reforço de solo. O reforço de solos está associado à introdução de elementos resistentes que melhoram o comportamento global, transferindo as solicitações para os elementos de reforço (Cardoso, 1987).

De qualquer forma, o conceito de melhoramento do solo não é algo recente, sendo que já é utilizada pelo Homem desde a antiguidade. É uma técnica que está associada à alteração das propriedades intrínsecas do solo, melhorando a capacidade de resposta do mesmo. De acordo com a história romana, a principal estrada da antiga Roma (“Appian Way”) cuja construção se iniciou em 312 a.C. e ainda hoje se encontra em estado “funcional”, foi construída com recurso a cal, o que a tornou a primeira estrada quimicamente estabilizada (Nicholson, 2014). Segundo Cristelo (2001), a estabilização de solos teve a sua importância histórica durante a Segunda Guerra Mundial, quando se utilizou cimento como aditivo para a estabilização de solos em aeroportos e vias de acesso.

A estabilização química de solos envolve a mistura destes com agentes com propriedades cimentícias ou aglomerantes, designados de ligantes, como por exemplo: o cimento, a cal ou o betume. Fruto desta mistura ocorrem interações físico-químicas entre as partículas de solo, os ligantes e a água presente no solo, originando um novo material composto, com um comportamento mecânico diferente do solo original. De acordo com Sherwood (1993), a principal razão da adição de agentes com propriedades cimentícias ao solo prende-se com o incremento da capacidade resistente que estes lhe conferem. Propriedades como a plasticidade, a compressibilidade e a permeabilidade do solo são também alteradas quando essa adição se realiza.

A crescente necessidade de construir sobre solos com fracas características geotécnicas, aliada à natural evolução tecnológica dos métodos e equipamentos associados à sua estabilização fez com que surgissem novas técnicas para o efeito, tal como referido anteriormente. Desta forma, em meados dos anos 70 do século XX, surge na Suécia e no Japão, a moderna técnica de Deep Soil Mixing (DSM), tendo por base vários estudos laboratoriais que serviram de

suporte às primeiras aplicações práticas (Moseley, 1993). Segundo o mesmo autor, o objetivo desta técnica era melhorar as propriedades mecânicas em solos moles coesivos até profundidades de 50 metros. As primeiras aplicações práticas do método foram realizadas em obras de estruturas portuárias sobre os espessos depósitos de solos moles no litoral nipónico. Inicialmente o agente estabilizador utilizado era a cal viva, mas o uso de cimento Portland, em exclusivo ou associado à cal ou a outros aditivos, como cinzas volantes ou escórias granuladas de alto-forno, foi rapidamente generalizado (Sherwood, 1993).

O campo de aplicação da técnica de estabilização química de solos em profundidade é muito vasto. Inicialmente, a aplicação desta técnica restringia-se ao reforço do solo de fundação e controlo de deformações de aterros sobre solos moles. Contudo, atualmente a técnica é utilizada numa gama alargada de solos e de aplicações, tais como, estruturas de suporte de escavações, sistemas de controlo de percolação, barreiras impermeáveis, diminuição do potencial de liquefação, mitigação da propagação de vibrações, etc. (Correia, 2011).

A técnica de DSM compreende duas fases fundamentais (Figura 2.1). Na primeira fase, o solo é desestruturado e desagregado mecanicamente através de ferramentas de corte compostas por pás misturadoras que rodam em torno de um eixo vertical. A segunda fase inicia-se aquando da extração do equipamento e introdução em simultâneo do ligante, por exemplo a cal ou cimento, na forma seca (*dry mixing*) ou na forma de calda (*wet mixing*), de modo a construir-se elementos verticais de um novo material compósito a que se pode chamar solo-ligante (Figura 2.1). É importante referir que o método seco conduz a melhores resultados, uma vez que o teor em água do solo estabilizado diminui, permitindo assim alcançar melhores resistências com menor quantidade de ligante. No entanto, a via húmida permite uma melhor homogeneização da mistura solo-ligante e uma maior versatilidade quanto à natureza e características do solo, alargando a aplicação do método até às rochas brandas (Correia, 2011).

A tecnologia atual permite alcançar profundidades consideráveis, da ordem de 40m no caso de colunas, podendo chegar aos 70m de profundidade no caso de painéis (Correia, 2011). Segundo o mesmo autor, o cimento e a cal viva são os ligantes mais usuais na técnica do DSM, sendo no entanto possível recorrer a outros ligantes, isolados ou misturados com os primeiros, tais como, escórias granuladas de alto-forno, cinzas volantes, sílica de fumo, entre outros.

De acordo com Terashi (1997) existem 4 grandes grupos de parâmetros que influenciam o comportamento mecânico de um solo estabilizado pela técnica de Deep Soil Mixing: as características do ligante, características e condições do solo de origem, condições da mistura e as condições de cura.

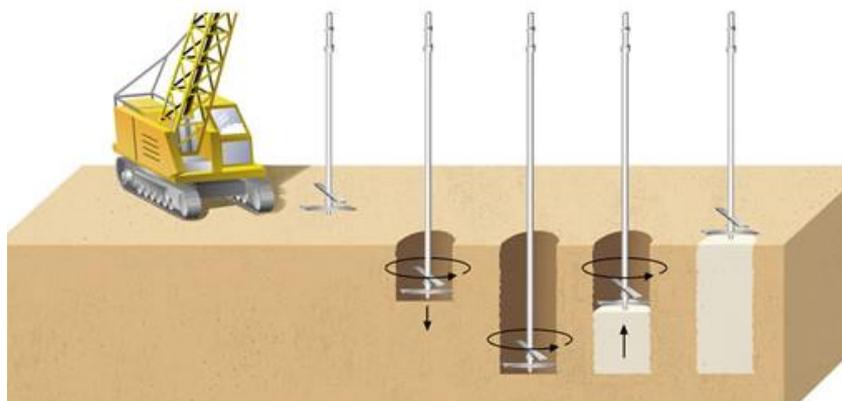


Figura 2.1 – Esquema representativo da aplicação da técnica de Deep Soil Mixing (Hayward Baker Inc., 2013)

Além da técnica de DSM, existe atualmente uma grande diversidade de variantes tecnológicas, das quais se destaca uma das mais recentes, Cutter Soil Mixing (CSM). É uma técnica patenteada pela Bauer e cujo princípio de funcionamento é semelhante à técnica de DSM, sendo que envolve a utilização de máquinas que possuem uma hidrofresa constituída por, no mínimo, duas rodas de corte com eixo horizontal (*cutter*), especialmente vocacionadas para a escavação (Wheeler, 2009). Além desta, também é importante referir a técnica de Jet Grouting, que tem um funcionamento diferente do DSM, envolvendo a injeção de jatos de ar/água a alta pressão, em simultâneo com o ligante. Esta técnica desagrega o solo, promovendo uma maior penetração do ligante (Moseley, 1993).

Onitsuka et al. (2003) analisaram a influência do tempo de cura e das características e quantidade do ligante de provetes constituídos por três tipos de argila estabilizada quimicamente com cimento Portland e cal. Através da análise da Figura 2.2, é possível verificar a influência do tipo de ligante, bem como a sua quantidade (expressa pelo teor de ligante) na capacidade resistente do material compósito resultante. É possível verificar que a capacidade resistente, é superior nos ensaios com a utilização de cimento Portland como ligante. De referir também, a evolução crescente da capacidade resistente à medida que aumenta o tempo de cura, devido ao desenvolvimento no tempo de reações físico-químicas dos ligantes, sendo possível constatar o aumento da resistência com o aumento da dosagem de ligante.

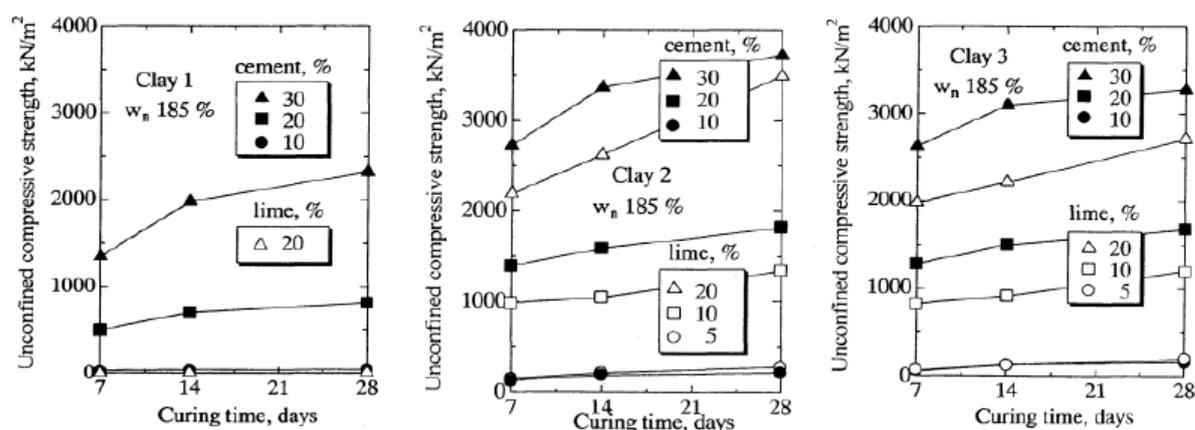


Figura 2.2 – Evolução no tempo da resistência não confinada para diferentes tipos e dosagens de ligante (Onitsuka et al., 2003)

A tentativa de associação de elementos de reforço, tais como fibras dos mais variados materiais, às técnicas de estabilização química de solos, têm sido ponderadas desde o princípio das mesmas. Com o intuito de melhor compreender o mecanismo base de interação das fibras (elementos de reforço) com o solo envolvente, a secção seguinte aborda o princípio de reforço de solos. Posteriormente, são apresentados alguns estudos sobre solos estabilizados e reforçados com fibras (com particular ênfase para as fibras de polipropileno).

## 2.2. Solos Reforçados com Fibras

O reforço de solos surge como resposta à incapacidade que diferentes tipos de solo têm para suportar carregamentos sem sofrer deformações excessivas, assim como a reduzida resistência à compressão/tração/flexão que os mesmos apresentam. Para ultrapassar tais dificuldades, o ser humano tem recorrido a soluções engenhosas, por vezes empíricas, tais como o reforço de solos com estacas de madeira ou a adição de palha ou sabugo a solos argilosos.

Exemplos concretos de solo reforçado com elementos naturais podem ser encontrados na muralha da Mesopotâmia (1400 a.C.), onde camadas de solo foram intercaladas com camadas de raízes, numa construção semelhante a alguns troços já inexistentes da Grande Muralha da China, e em estradas construídas pelos Incas, no Perú, onde a lã de lama serviu de reforço (Casagrande, 2001). Existem dois tipos de fibras: as sintéticas e as naturais. As sintéticas apresentam, em geral, maior resistência e durabilidade quando comparadas com as fibras naturais. As fibras sintéticas podem estar divididas por várias subcategorias, visto que podem ser de polipropileno, nylon, plásticas, fibra de vidro, amianto, metálicas, entre outras. As fibras naturais podem ter origem em frutas, como as fibras de coco e banana, ou em plantas, como as fibras de bambu, sisal ou ainda o cânhamo. O uso de fibras naturais é vantajoso sob o ponto

vista ambiental, no entanto, a maioria destas têm tendência a perder resistência ao longo do tempo quando sujeitas a alterações ambientais. As fibras sintéticas, mais especificamente as de polipropileno (usadas no presente estudo), utilizam-se com frequência devido às suas competentes características.

Genericamente pode dizer-se que o princípio de reforço de solos consiste na introdução de elementos resistentes, que contribuem para o melhoramento das propriedades mecânicas do solo. De acordo com Silva Cardoso (2005), a introdução de elementos de reforço nos maciços terrosos, convenientemente orientados, tem como consequência o aumento da capacidade destes resistirem às solicitações exteriores, bem como a diminuição da deformabilidade dos mesmos. Segundo o mesmo autor, o princípio de reforço de solos passa por colocar os elementos de reforço na direcção onde se desenvolvem as deformações principais de tração, inibindo o desenvolvimento dessas deformações nessa direcção.

Por outro lado, a utilização de fibras distribuídas aleatoriamente possui duas grandes vantagens em relação aos solos reforçados com fibras orientadas: minimiza o efeito da anisotropia e não provoca planos preferenciais de fraqueza (Maher & Gray, 1990). Esta melhoria deve-se à interação entre as partículas de solo e as fibras, de natureza friccionais e de encaixe/amarração. Estas interações são a base do mecanismo solo-fibras, dando origem à transferência de tensões aplicadas no solo para as fibras aleatoriamente distribuídas, mobilizando as fibras à tração. Ou seja, as fibras enquanto elemento de reforço do solo, devem possuir suficiente capacidade resistente à tração e adequadas características friccionais (Saran, 2010).

As características pretendidas com a inclusão de fibras nem sempre dizem respeito a um aumento da capacidade de suporte do material, visto que existem outros aspetos a ter em conta, tais como: maior capacidade de absorção de energia (maior resistência ao impacto), queda na redução de resistência pós-pico (para o caso de materiais mais frágeis) e maior capacidade de absorver deformações até atingir a resistência última.

MCGown et al. (1978) estabeleceram uma analogia entre o elemento de reforço de solo e sistemas de estacas, podendo existir estacas comprimidas ou tracionadas (Figura 2.3), que induzem deformações ao solo. Por outro lado, no sistema de solo reforçado ocorre o contrário, sendo que, os carregamentos externos de compressão ou alívio de tensões provocam deformações internas no solo, e conseqüentemente, esforços para os elementos de reforço. Porém, as deformações internas do solo envolvidas nestas condições não são analogamente correspondentes às envolvidas no sistema de estacas. As fibras, ao serem submetidas a esforços de tração, transferem esforços para o solo adjacente provocando uma redistribuição de tensões e uniformizando as deformações na matriz do solo.

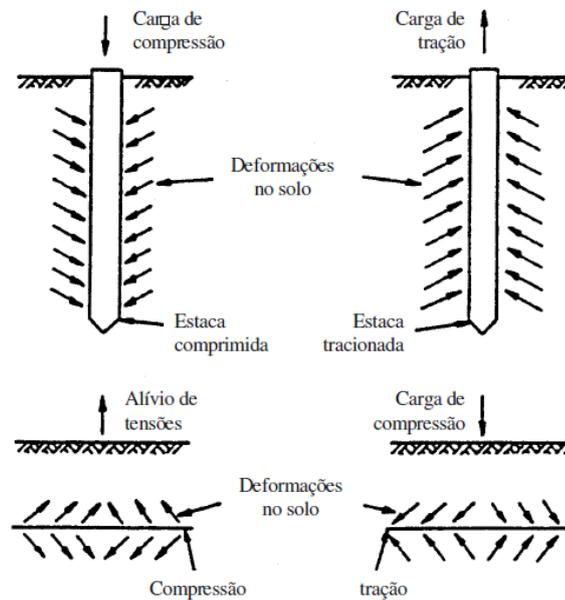


Figura 2.3 – Comparação de estaca com elemento de reforço de solo (McGown et al., 1978)

Mais recentemente, Tang et al. (2007) apresentaram um esquema que evidencia o mecanismo desenvolvido entre as fibras e o solo. Através de análises ao microscópio eletrônico, de amostras de solo com 0,25% de fibras, foi definido o esquema que pode ser observado na Figura 2.4. Através deste estudo, foi possível concluir que existem partículas de argila que ficam coladas à superfície das fibras, contribuindo assim para o aumento da resistência friccional entre o solo e as fibras. Desta forma, as fibras são impedidas de deslizar, mobilizando a sua resistência à tração, o que impede a formação contínua de superfícies de rotura. A distribuição aleatória e uniforme das fibras, forma uma rede tridimensional que liga a matriz do solo, reforçando-o.

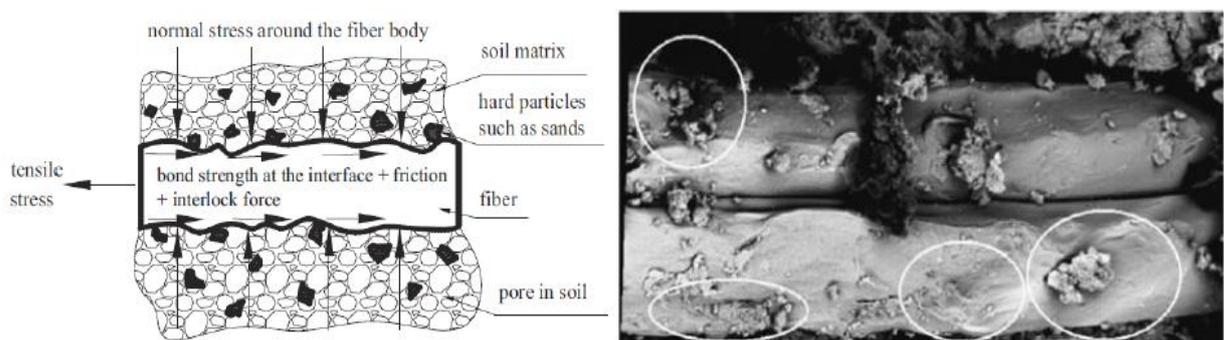


Figura 2.4 – Esquema do comportamento mecânico de interface entre a superfície das fibras e a matriz do solo envolvente (Tang et al., 2007)

Jiang et al. (2010) realizaram ensaios de compressão uniaxial sobre provetes de solo argiloso reforçado com fibras curtas de polipropileno, dispostas aleatoriamente, procurando compreender o efeito do comprimento e do teor em fibras nas propriedades mecânicas do

solo. Os mesmos autores, constataram que a resistência à compressão uniaxial melhorava com o incremento do teor em fibras usado até um valor de 0,30% relativo à massa do solo, decrescendo a partir desse valor, conforme pode ser observado na Figura 2.5. Na mesma figura é igualmente perceptível que o comprimento das fibras influencia os resultados, concluindo-se que o comprimento ótimo das mesmas é 15mm.

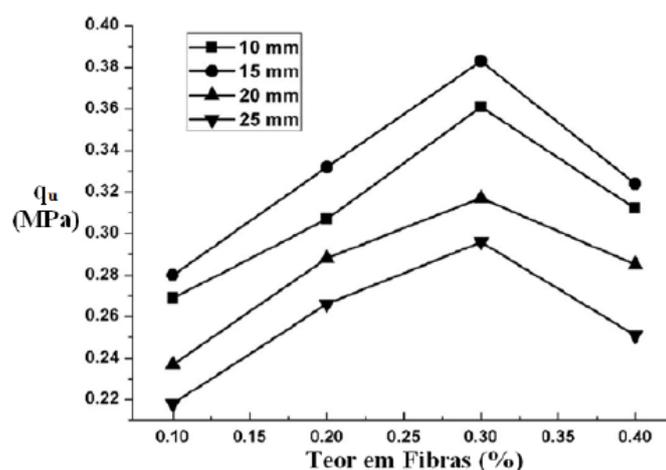


Figura 2.5 –Efeito do comprimento e do teor em fibras na resistência à compressão simples de um solo argiloso (Jiang et al., 2010)

Jiang et al (2010) verificaram ainda, que o teor em fibras tinha influência considerável no ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) e na coesão ( $c'$ ) em termos de tensões efectivas do solo reforçado, ocorrendo ganhos significativos nestes parâmetros com o incremento do teor das mesmas, novamente até um valor de 0,30% relativo à massa de solo (Figura 2.6). Após esse valor, verificou-se novamente um decréscimo, tanto no ângulo de atrito interno como na coesão, tal como tinha sido observado anteriormente com a resistência à compressão uniaxial.

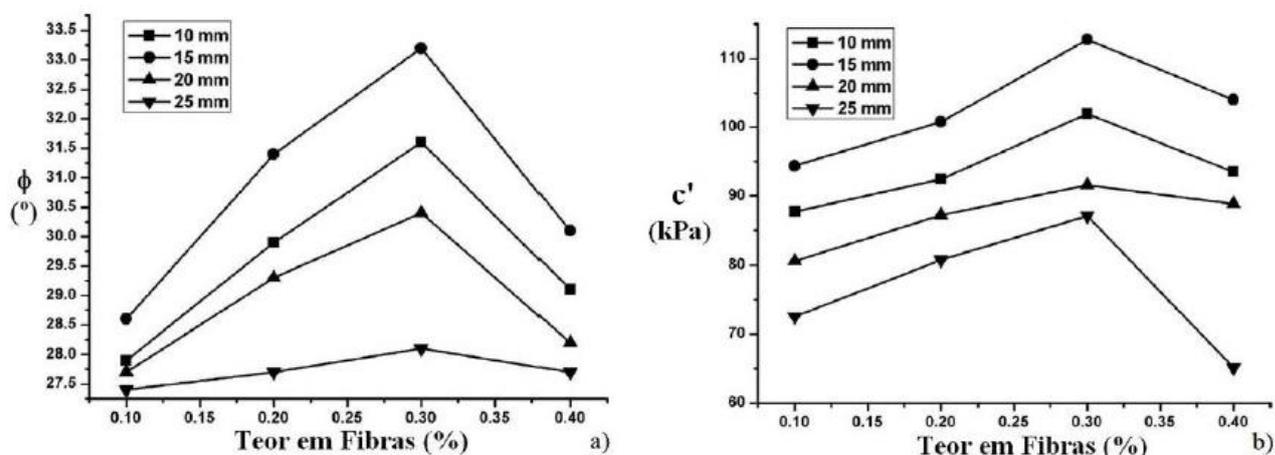


Figura 2.6 – Efeito do teor em fibras e do seu comprimento: a) no ângulo de atrito interno; b) na coesão do solo (Jiang et al., 2010)

Complementarmente aos trabalhos anteriormente referidos, apresentam-se seguidamente (por ordem cronológica) as principais conclusões de outros estudos.

Relativamente ao teor de fibras, Taylor (1994) demonstra que quanto maior for o teor em fibras, maior será a resistência pós-fissuração e menor será a dimensão das fissuras, desde que essas fibras tenham a capacidade de absorver as cargas adicionais provocadas pela fissura.

Maher e Ho (1994) estudaram as propriedades mecânicas de uma amostra de caulinite reforçada com fibras de polipropileno, vidro e celulose. Foram realizados ensaios de compressão não confinada, de compressão diametral e de flexão. Verificaram que a inclusão aleatória das fibras aumentou a resistência e a ductilidade da amostra, sendo que este aumento é mais notório para teores de humidade mais baixos. Outro aspecto analisado pelos autores foi o tamanho das fibras, sendo possível concluir que, as fibras mais curtas contribuem para um maior aumento da resistência, visto que se encontram em maior quantidade dentro da matriz de solo, existindo uma maior probabilidade destas estarem presentes na superfície de rotura.

Estudos experimentais realizados por Casagrande & Consoli (2003) em areias siltosas, reforçadas igualmente com fibras de polipropileno, mostraram um crescimento constante da resistência com a deformação axial, caracterizando um comportamento elasto-plástico de endurecimento.

No que toca à rigidez, o efeito do reforço fibroso na rigidez inicial do material compósito, depende das características do mesmo. Michalowski & Cermák (2003) observaram que a adição de fibras sintéticas num solo arenoso causou uma queda significativa da rigidez inicial, enquanto, a adição de fibras de aço aumentou a rigidez inicial.

Kumar e Tabor (2003) estudaram o comportamento de provetes de argila siltosa, reforçada com fibras de nylon em termos de resistência à compressão simples e constataram que a adição de fibras se repercutia em ganhos na resistência de pico e conferia resistências residuais significativas. Verificaram também, que o aumento da quantidade de fibras originava maiores deformações de pico.

Miller e Rafai (2004) utilizaram fibras de polipropileno de 12,5mm de comprimento, misturadas num solo argiloso. Determinaram as curvas de compactação para diferentes dosagens de fibras e, avaliaram as características da fissuração após cada ciclo de molhagem e secagem. Concluíram que, com o aumento de fibras (de 0,2% para 0,8%), ocorre uma diminuição significativa da fissuração (de 12,28% para 88,57% respetivamente), devido ao aumento na resistência à tração das amostras.

Através dos estudos apresentados, é possível concluir que a adição das fibras inibe e condiciona os processos de formação de fissuras, melhorando assim as propriedades mecânicas do material. Contudo, esta melhoria vai depender das características da interação solo-fibras, envolvendo parâmetros relacionados tanto com o solo como com as fibras. Assim sendo, a sua empregabilidade é bastante vasta, podendo ser encontrada em diversas aplicações, tais como a estabilização de solos, estruturas de contenção, entre outros.

### 2.3. Solos Estabilizados Quimicamente e Reforçados com Fibras de Polipropileno

Após a análise do comportamento de um solo estabilizado quimicamente e de solos reforçados com fibras, nesta secção são mencionados alguns estudos científicos que englobam os dois efeitos em simultâneo, relacionando a resistência da mistura com algumas variáveis, nomeadamente o tipo de solo e de ligante, a sua dosagem e o tempo de cura. Como abordado anteriormente, a melhoria de solos com recurso a agentes estabilizadores, confere um comportamento mais rígido e resistente. Por outro lado, a inclusão de fibras no solo, confere maior ductilidade e igualmente maior resistência.

Feuerharmel (2000) comparou o comportamento de três solos, argila, areia e areia-siltosa, com e sem adição de cimento, reforçados com fibras de polipropileno. Nas misturas sem cimento (Figura 2.7), concluiu que a adição de fibras de polipropileno originou um acréscimo de resistência, sendo mais evidente para os solos mais granulares. Relativamente à resistência ao corte, estabeleceu três fases no comportamento dos solos reforçados sem cimento. Numa primeira fase, o comportamento é controlado pela matriz do solo. Na segunda fase, é controlado pelo conjunto, matriz e reforço e, por fim, na última fase, o comportamento é comandado pelas fibras.

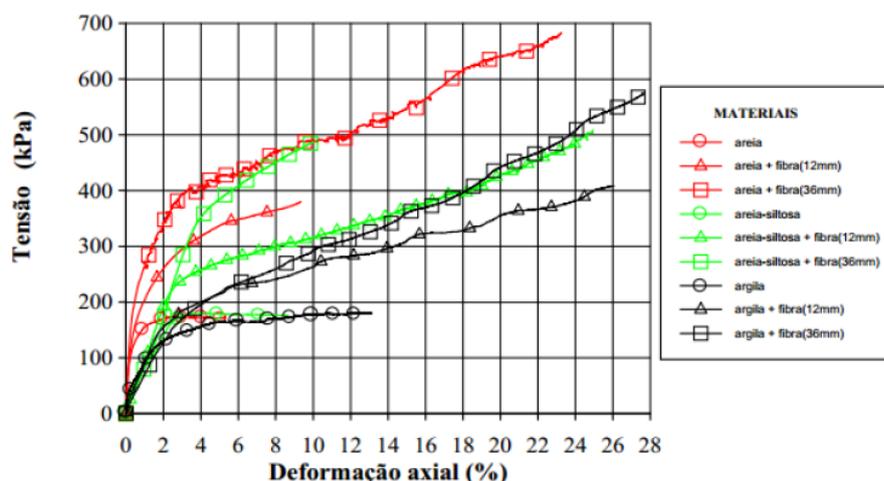


Figura 2.7 – Curvas tensão-deformação axial das misturas sem cimento (Feuehermel, 2000)

Segundo o mesmo autor, nas misturas com cimento, e para a mesma dosagem de ligante, é possível observar diferentes valores de resistência para os três solos (Figura 2.8), sendo que esse facto se deve à forma como o cimento e o solo entram em contacto. Por fim, constatou igualmente que, a introdução de fibras de polipropileno origina uma mudança no comportamento pós-pico, justificando tal mudança pela adesão da fibra à matriz (interacção fibra-matriz sólida).

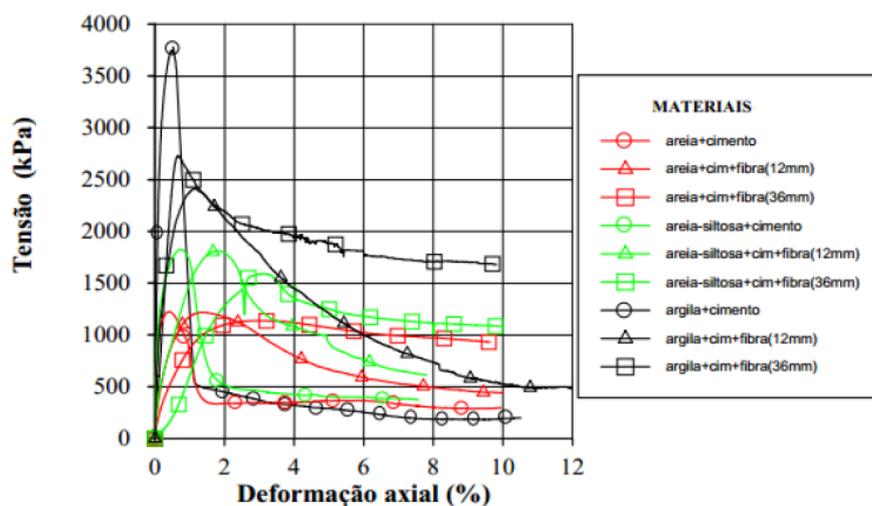


Figura 2.8 – Curvas tensão-deformação axial das misturas com cimento (Feuehermel, 2000)

Apesar de todos os tipos de solo poderem ser estabilizados com cimento, os solos arenosos são os que se mostram mais eficientes por exigirem reduzidas dosagens de cimento. Quanto maior a percentagem de silte e argila, maior será a dosagem de cimento exigido. Assim, a dosagem de cimento vai influenciar a resistência da mistura solo-cimento (Consoli, 2010).

Tal como já foi referido na secção anterior, Tang et al. (2007) estudaram o comportamento de amostras de silte e argila, estabilizado quimicamente com cimento Portland. Foram ainda adicionadas fibras de polipropileno de 12mm de comprimento em diferentes quantidades. As amostras foram submetidas a ensaios de compressão não-confinada e de corte direto após 7, 14 e 28 dias de cura, variando a dosagem de fibras e de cimentos.

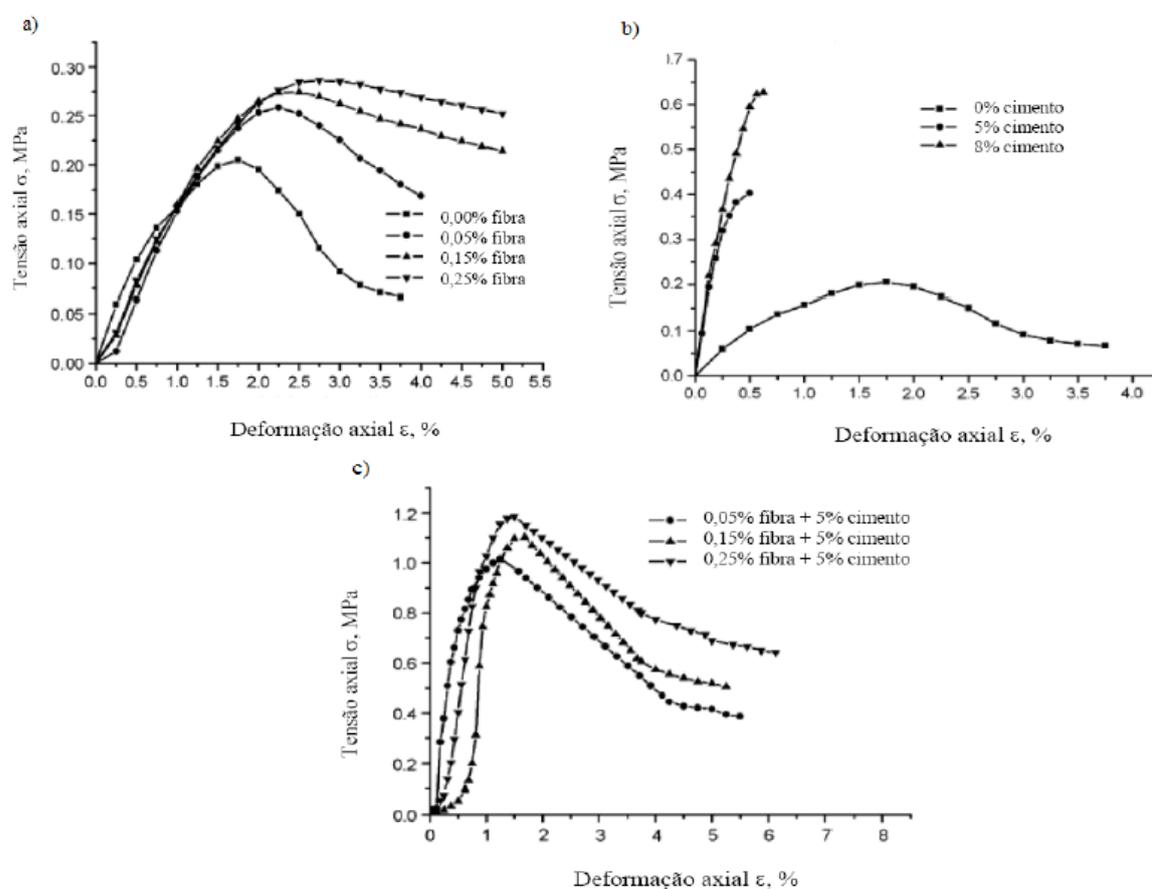


Figura 2.9 – Curvas tensão-deformação: a) amostras não-cimentadas reforçadas com fibras de diferentes dosagens após 28 dias de cura; b) amostras não reforçadas cimentadas com diferentes dosagens de cimento após 28 dias de cura; c) amostras cimentadas com 5% de cimento reforçadas com diferentes dosagens de fibras após 28 dias de cura (Tang et al., 2007)

Os resultados dos ensaios de compressão simples mostram um aumento da resistência à compressão não confinada com o aumento da dosagem de fibras (Figura 2.9), sendo igualmente observado o aumento da extensão de rotura e da resistência residual. Verificaram ainda uma diminuição da rigidez e uma perda menos acentuada da resistência pós-pico, comparativamente com provetes sem fibras, tornando o material mais dúctil. Observou-se que as partículas coladas por adsorção às fibras são maioritariamente cimentícias e, como se sabe, estas têm maior resistência que as partículas de argila. Desta forma, o mecanismo de interação entre as fibras e a matriz solo-cimento será mais forte.

Consoli et al. (2009) estudaram a introdução de fibras de polipropileno numa areia estabilizada quimicamente com cimento Portland (Figura 2.10). Os resultados obtidos evidenciam uma maior eficácia com a introdução de fibras para os provetes sem ligante. As fibras contribuem para o aumento da resistência de pico para baixos teores de ligante, até 4%,

sendo que esse efeito se perde com o aumento do teor em ligante. Este facto deve-se à necessidade de deformação do material para que a resistência à tração das fibras seja mobilizada, sendo este efeito potenciado em solos não estabilizados.

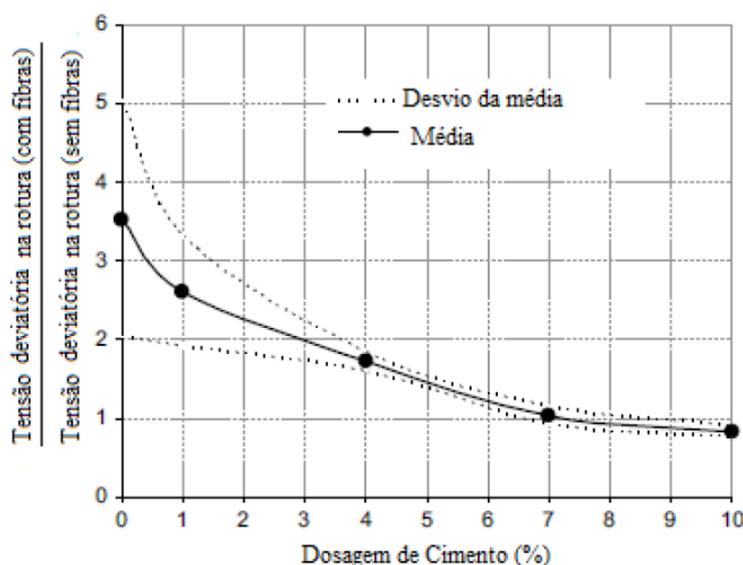


Figura 2.10 – Efeito do reforço com fibras na tensão de pico desviatória com a dosagem de fibras (Consoli et al., 2009)

Consoli et al. (2009) constataram ainda que, nos provetes sem ligante, as fibras conseguem aumentar a resistência para deformações elevadas (Figura 2.11a). Nos provetes com baixa dosagem de ligante, o cimento aumenta a resistência de pico e a rigidez, no entanto, as deformações são grandes o suficiente para mobilizar a resistência das fibras, contribuindo estas para o aumento da tensão de pico (Figura 2.11b). Quanto maior for o teor de ligante, ou seja, quanto mais rígido for o provete, menor será a mobilização da resistência das fibras, logo menor será a contribuição destas para a resistência de pico. Para teores de ligante superiores a 4% (Figuras 2.11c) e d)), a rotura ocorre para deformações pequenas, por isso não existe a mobilização da resistência das fibras antes da rotura, não contribuindo para o aumento da resistência de pico.

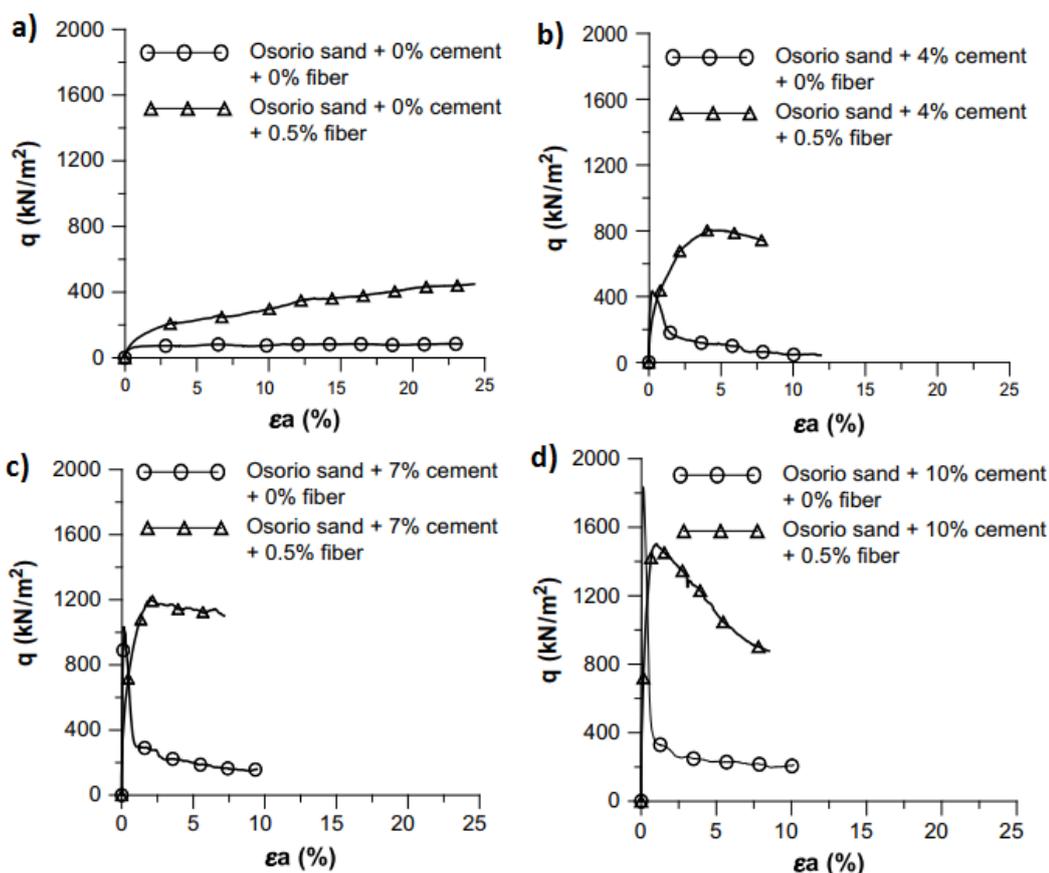


Figura 2.11 – Cuvas tensão- extensão sem fibras e com 0,5% de fibras: a) sem cimento; b) com 4% de cimento; c) com 7% cimento; d) com 10% de cimento (Consoli et al., 2009)

Num outro estudo, Consoli et al (2010) avaliaram o efeito do reforço com fibras de polipropileno de um solo arenoso estabilizado com cimento Portland. A dosagem de fibras utilizada foi de 0,5% relativo à soma da massa do solo seco e cimento. Os resultados, suportados pela Figura 2.12, demonstram o acréscimo significativo de resistência à compressão não confinada com o aumento da dosagem de cimento, independentemente do reforço ou não com fibras. A mesma figura permite ainda perceber que, qualquer que seja o teor de cimento, a presença de fibras gera resistências mais elevadas e o incremento que estas experimentam face aos provetes sem fibras é tanto maior quanto maior for o teor de cimento usado na estabilização. Constata-se igualmente que a incorporação de fibras tem um efeito benéfico, originado o incremento da resistência à compressão uniaxial independentemente do teor em água do solo (Figura 2.13)

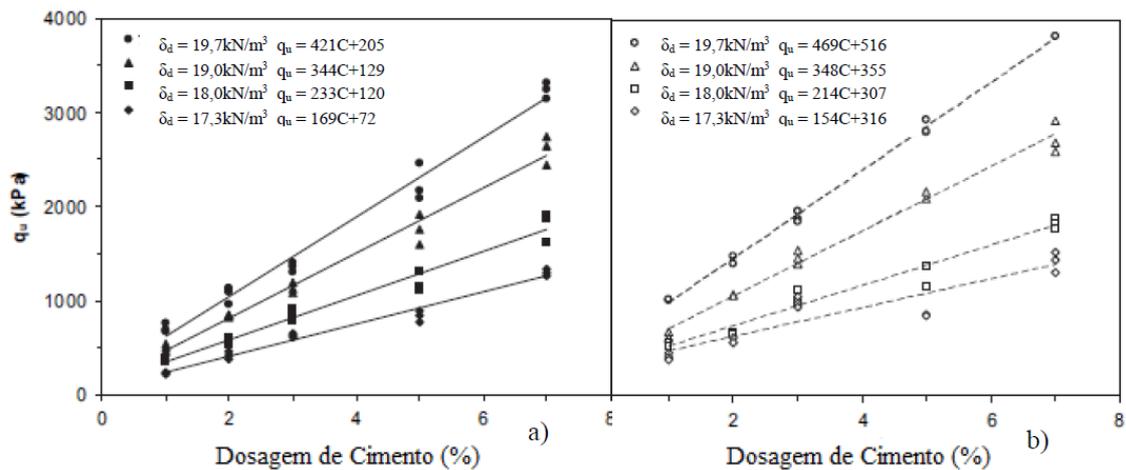


Figura 2.12 – Variação da resistência à compressão com a dosagem de cimento: a) sem fibras; b) com fibras (Consoli et al., 2010)

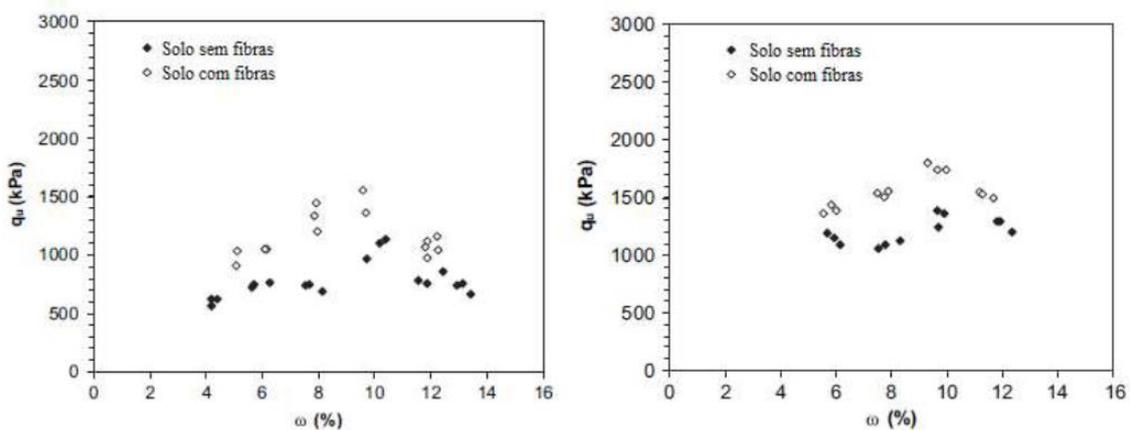


Figura 2.13 – Variação da resistência à compressão com o teor em água: a) dosagem de cimento de 2%; b) dosagem de cimento de 4% (Consoli et al., 2010)

Mais recentemente, Venda Oliveira et al. (2014) analisaram a resistência à tração do solo mole do Baixo Mondego quimicamente estabilizado com ligantes e reforçado com fibras sintéticas (polipropileno). Foram realizados ensaios de compressão diametral, onde foi analisado o efeito da variação da dosagem de ligante e de fibras na resistência à tração. Conclui-se que, o aumento da dosagem de fibras condiciona o comportamento pós-rotura, nomeadamente para níveis de deformação elevados, observando-se para dosagens mais elevadas, um ligeiro aumento da resistência à tração (Figura 2.14). O reforço com fibras de polipropileno induz a alteração de comportamento, de frágil (sem fibras) para dúctil (com fibras).

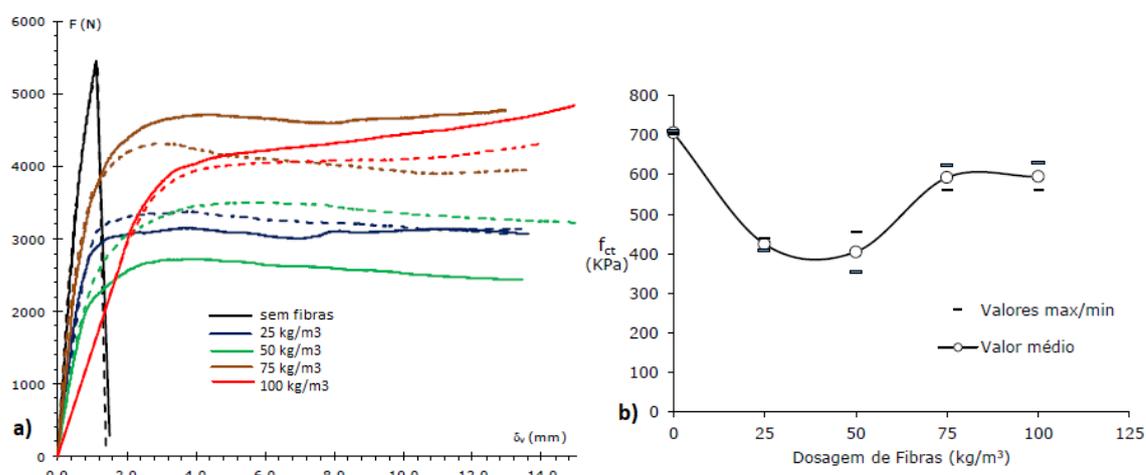


Figura 2.14 – a) Curvas força-deslocamento vertical de ensaios CD realizados em provetes com fibras Duomix M12 com variação da dosagem de fibras (DL = 375 kg/m³); b) Influência da dosagem de fibras na resistência à tração (fct) para 375 kg/m³ de ligante (Venda Oliveira et al., 2014)

As conclusões parecem ser unânimes e, como tal, o efeito esperado da adição aleatória de fibras a solos implica uma melhoria do comportamento mecânico, traduzido pelo aumento da resistência residual, assim como pelo carácter “mais dúctil” exibido pelo solo reforçado.

#### 2.4. Solos Estabilizados Quimicamente e Reforçados com Fibras sujeitos a Carregamentos Cíclicos

Ao longo dos tempos têm sido idealizadas várias soluções para melhorar o comportamento mecânico dos solos com pobres características geotécnicas. Para sustentar esta natural evolução, têm sido realizados diversos estudos experimentais e/ou teóricos centrados na análise do comportamento do solo (principalmente a sua capacidade de carga e a sua deformabilidade) quando sujeito a carregamento monotónico. Por outro lado, a análise do comportamento cíclico dos solos estabilizados e reforçados com fibras, apesar de pouca investigada, é de extrema importância, visto que são diversas as estruturas fundadas neste tipo de materiais e sujeitas a carregamentos cíclicos, como é o caso de vias férreas, estradas, estruturas industriais, entre outras.

Chauhan et al. (2008) analisaram o carregamento cíclico em aparelho triaxial, onde aplicaram 70 ciclos por minuto sob um carregamento até 70% da carga estática. Foi estudada uma areia siltosa estabilizada com cinzas volantes e reforçada com fibras de polipropileno. Constatou-se a existência de um patamar de deformações permanentes durante os primeiros ciclos, e que estas tendem a aumentar de forma bastante significativa com o incremento do número de ciclos, aumentando aproximadamente para o dobro entre os 1 000 e os 10 000 ciclos (Figura 2.15).

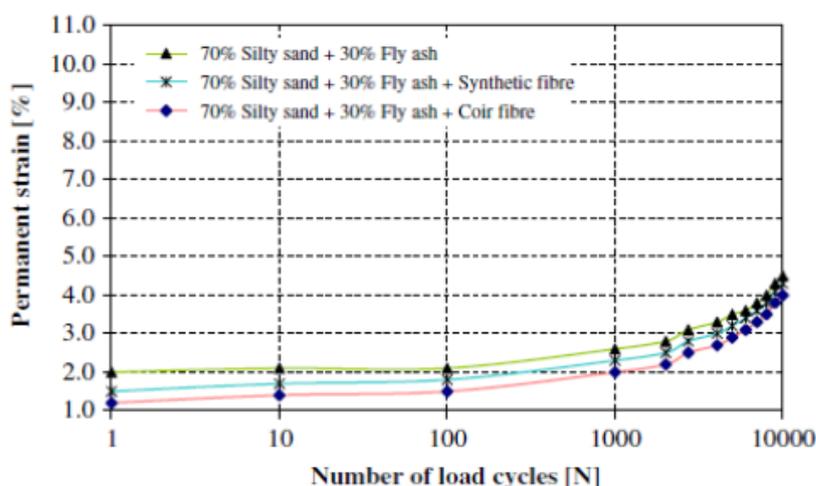


Figura 2.15 – Curvas da deformação vertical acumulada-nº de ciclos (Chauhan et al., 2008)

Viana da Fonseca et al. (2013) realizaram vários ensaios triaxiais cíclicos drenados e não-drenados, com uma frequência de aplicação de 1 Hz, sobre provetes de uma areia siltosa estabilizada com a adição de cimento Portland. Os autores concluíram que tanto para ensaios drenados como para ensaios não drenados, as deformações permanentes acumuladas apenas começavam a ser significativas depois de aplicados 10 000 ciclos (Figura 2.16).

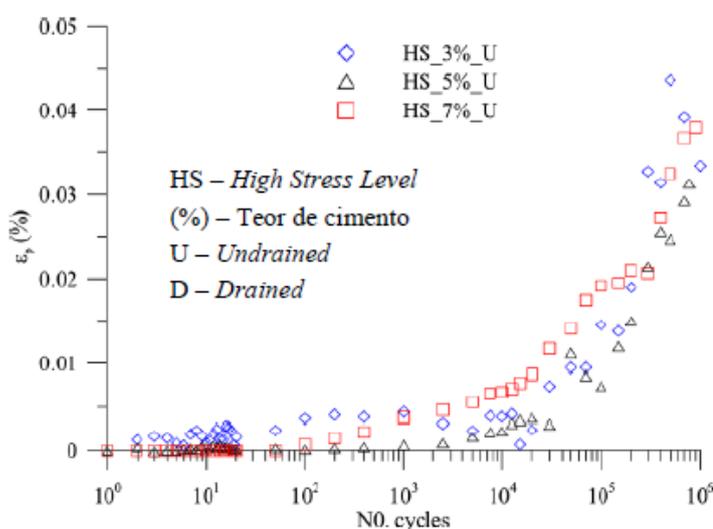


Figura 2.16 – Evolução das deformações verticais permanentes acumuladas com número de ciclos, para provetes com diferentes dosagens de ligante (3%, 5% e 7%), e para ensaios drenados e não drenados (Viana da Fonseca et al., 2013)

Por fim, Venda Oliveira et al. (2017) analisaram o efeito de cargas cíclicas no comportamento de um solo mole estabilizado quimicamente e reforçado com fibras de aço. Inicialmente, os provetes foram submetidos a carregamento cíclico para diferentes números de ciclos, sendo que, após estes carregamentos, foram executados ensaios de resistência à compressão não

confinada. Após a realização destes ensaios foi possível concluir que, a deformação axial acumulada aumenta com o número de ciclos, principalmente para os primeiros ciclos, indicando uma degradação das ligações cimentícias do esqueleto sólido do material compósito. Por outro lado, para mais de 5 000 ciclos a deformação axial tende a ficar constante, tal como pode ser observado na Figura 2.17.

Segundo os mesmos autores, verifica-se um aumento da resistência à compressão não confinada com o aumento do número de ciclos, nomeadamente, para os primeiros carregamentos cíclicos (Figura 2.18). Este comportamento está associado ao incremento da deformação axial acumulada, sendo que, a rotura das ligações cimentícias durante o ensaio cíclico é amplamente compensada pela mobilização da resistência à tração das fibras de aço.

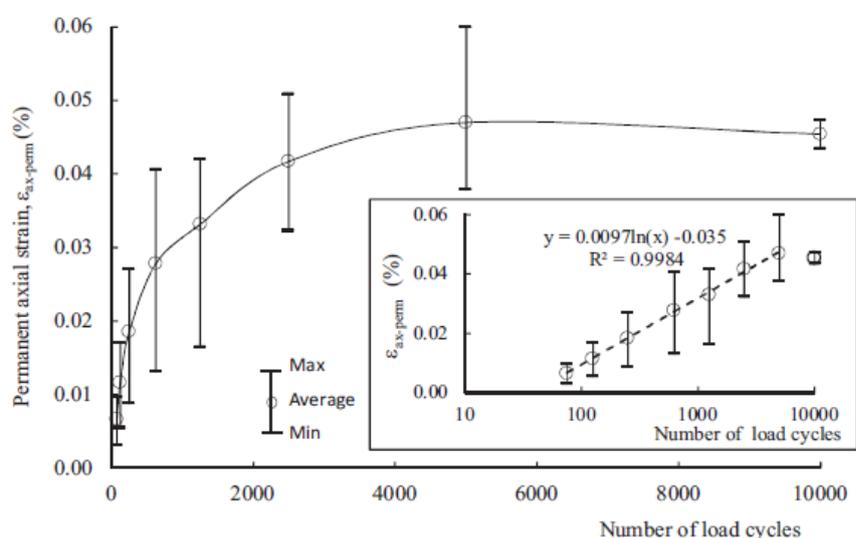


Figura 2.17 – Evolução da deformação axial acumulada com o número de ciclos (Venda Oliveira et al., 2017)

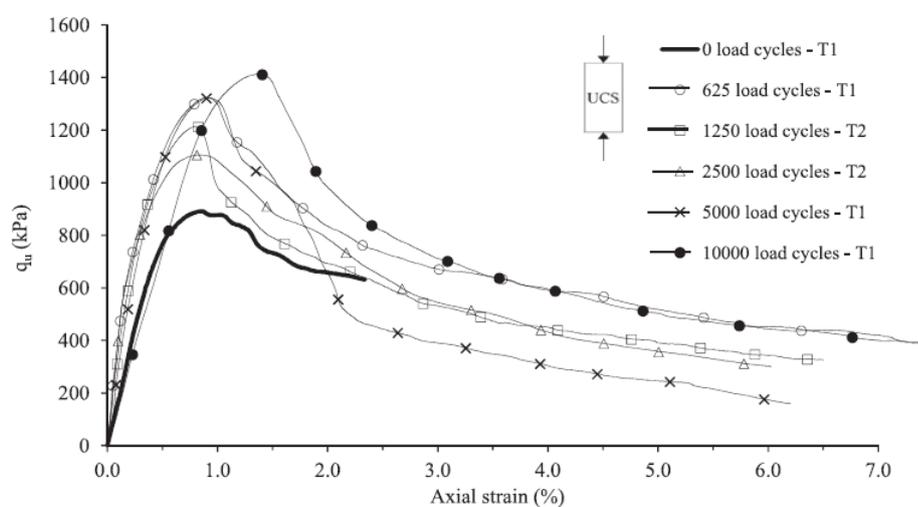


Figura 2.18 – Efeito do número de ciclos nas curvas tensão-extensão nos ensaios UCS (Venda Oliveira et al., 2017)

### 3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

#### 3.1. Introdução

O presente estudo pretende comparar o comportamento mecânico de cinco solos diferentes, estabilizados com cimento Portland e reforçados com fibras de polipropileno. Os solos utilizados foram:

- **Solo A:** areia pertencente ao designado Lote I, recolhido na Quinta da Portela, Coimbra (Dias Santos, 2015);
- **Solo B:** silte proveniente de Taveiro, Coimbra;
- **Solo C:** solo constituído pela mistura dos solos A e B
- **Solo D:** solo mole natural recolhido na Quinta da Foja, junto à auto-estrada A14 entre a Figueira da Foz e Coimbra (Coelho, 2000; Correia, 2011);
- **Solo E:** solo mole “queimado”, de forma a eliminar/reduzir a matéria orgânica.

#### 3.2. Caracterização Geotécnica

##### 3.2.1 Composição Granulométrica

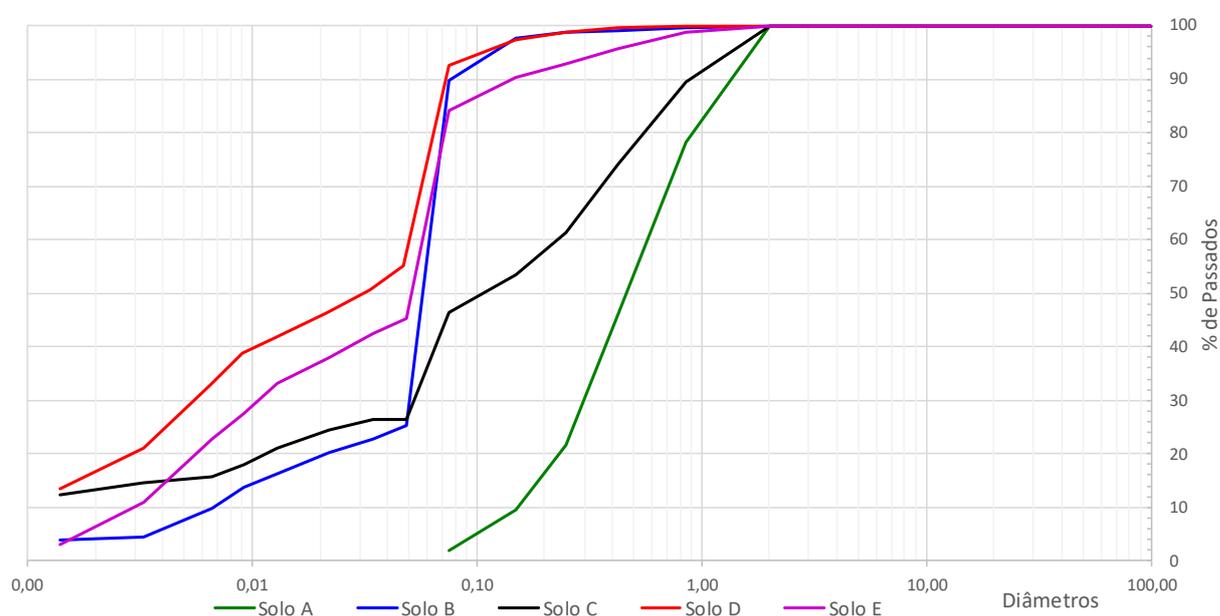
A composição granulométrica de um dado solo expressa a distribuição em percentagem, relativa ao peso total das partículas desse solo, em função das suas dimensões. Da representação gráfica da mesma, obtém-se a curva granulométrica do solo que estabelece a percentagem em peso das partículas inferiores a uma dada dimensão. Este processo tem o intuito de conhecer quantitativamente a distribuição das dimensões das partículas constituintes de um solo.

Para tal, foram executados os passos especificados na norma E 196-1966 do LNEC, que descreve quais as condições em que o estudo da granulometria deve ser realizado para cada tipo de solo, nomeadamente a peneiração (tratamento da fração grossa) e a sedimentação (tratamento da fração fina), consoante as dimensões das partículas constituintes do solo.

Para as partículas de maiores dimensões, o método usado para a determinação da composição granulométrica é a peneiração, onde o solo é obrigado passar por um conjunto de peneiros de malha quadrada, cada vez mais apertada, dispostos em série. Este método pode ser mecânico ou manual. Já para as partículas de menores dimensões é usado, geralmente, o método da sedimentação. Em ambos os casos, os peneiros são submetidos a movimentos de rotação e translação, alternando os sentidos várias vezes. De seguida são pesadas as frações retidas em cada peneiro e são calculadas as percentagens de material passado, relacionando com as

dimensões das malhas. A malha de menores dimensões corresponde ao peneiro nº 200 da série ASTM, com malha 0,075 milímetros. Este peneiro separa a fração grosseira da fração fina, sendo esta constituída fundamentalmente por silte e argila. A fração de solo que passou no peneiro nº 200 é analisada através da sedimentação, consistindo na avaliação da velocidade da sedimentação das partículas, com base na lei de Stokes.

De referir que, no caso da areia, devido à reduzida percentagem de finos, apenas se utilizou o método da peneiração (via seca), enquanto que nos restantes solos foram utilizados os dois métodos. As curvas granulométricas referentes aos diferentes tipos de solos podem ser observadas na Figura 3.1



Todas estas percentagens relativas à composição de cada solo podem ser observadas no Quadro 3.2. Utilizando a informação obtida através das curvas granulométricas é possível, através do Triângulo de Feret (Figura 3.2), classificar os solos da seguinte forma:

- Solo A (Verde): Areia
- Solo B (Azul): Silte Arenoso
- Solo C (Preto): Areia Siltosa
- Solo D (Vermelho): Silte Arenoso
- Solo E (Roxo): Silte Arenoso

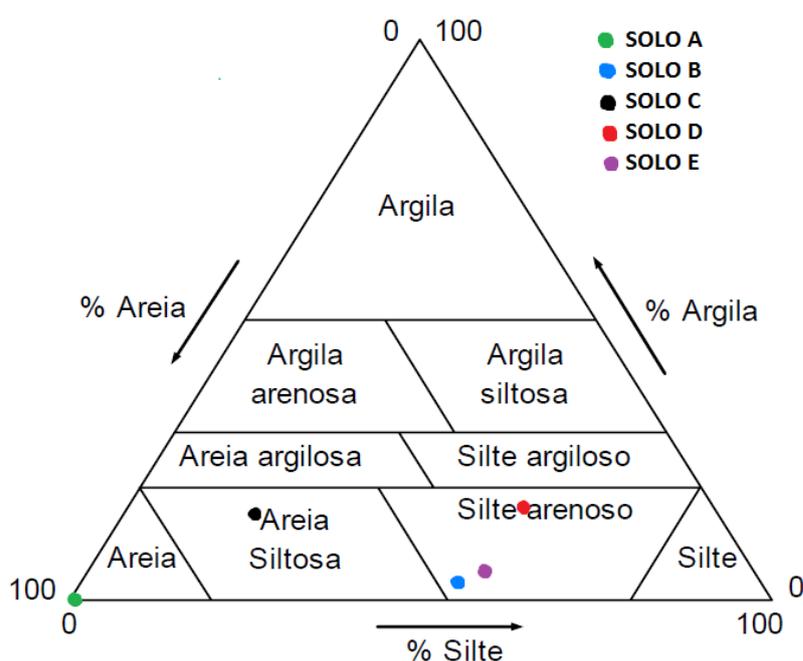


Figura 3.2 – Classificação granulométrica dos diferentes solos pelo triângulo de Feret

É importante referir que, as cores utilizadas para a identificação dos solos no Triângulo de Feret (Figura 3.2), serão as cores utilizadas na análise de resultados (Capítulo 5), mais concretamente, na representação gráfica das curvas de cada tipo de solo.

### 3.2.2 Densidade das Partículas Sólidas

A densidade das partículas sólidas ( $G$ ) é dada, pelo quociente entre o peso volúmico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ ) e o peso volúmico da água ( $\gamma_w$ ), destilada a 20°C. A determinação da densidade das partículas sólidas ( $G$ ) foi efetuada de acordo com a norma NP 83 (1965). A partir do resultado de três amostras definiu-se o valor médio de  $G = 2,60$  para o solo mole natural, que é um pouco superior ao valor obtido por Correia (2011) de aproximadamente 2,56. Segundo o mesmo autor, e baseado em Coelho (2000), o baixo valor medido é reflexo da existência de matéria orgânica em proporções significativas neste solo. Para o solo mole sem matéria orgânica, o valor obtido foi bastante superior ( $G = 2,77$ ), devido à eliminação da matéria orgânica. Para os restantes solos os valores podem ser observados no Quadro 3.2.

### 3.2.3 Limites de Consistência

Os limites de consistência ou limites de Atterberg correspondem aos teores em água que estabelecem a fronteira entre diferentes tipos de comportamento do solo. O limite de liquidez ( $w_L$ ) define a fronteira entre o comportamento fluido e moldável do solo enquanto o limite de plasticidade ( $w_P$ ) define a fronteira entre o comportamento moldável e friável do solo. Por último, existe ainda o limite de retração ( $w_R$ ) que define a o teor em água máximo para o qual o solo seca a volume constante, no entanto, no presente estudo apenas se determinaram os dois primeiros, sendo que a sua determinação foi regida pela norma NP 143 (1969).

Como resultados da mesma, para o solo mole natural (solo D), o limite liquidez ( $w_L$ ) obtido é igual a 72%, enquanto o limite plástico ( $w_P$ ) obtido é igual a 48,8%, que se encontram dentro do intervalo expectável quando comparado com o estudos de Correia (2011) e Coelho (2000). Por outro lado, para o solo mole sem matéria orgânica (solo E), o limite liquidez ( $w_L$ ) obtido é de 44%, enquanto o limite plástico ( $w_P$ ) obtido é igual a 42%.

No entanto, devido à grande quantidade de silte (e reduzida % finos) presente no solo B foi impossível determinar os limites de liquidez e plasticidade, sendo por isso, uma “argila” não-plástica. De referir também, que no caso da areia (solo A), visto que é não-plástica, não teria qualquer significado o cálculo dos limites de plasticidade. Sendo impossível a determinação para estes dois solos, como é expectável, também não foi possível determinar os limites para o Solo C.

### 3.2.4 Teor em Matéria Orgânica

O teor em matéria orgânica (OM) de um solo é uma medida da quantidade de resíduos de plantas e animais em vários estágios de decomposição presentes no solo, bem como dos microorganismos que se ocupam desse processo (Coelho, 2000).

Segundo Correia (2011), o teor em matéria orgânica (OM) é um parâmetro que influencia significativamente as características físicas e de plasticidade do material. A matéria orgânica interfere no desenvolvimento das reações físico-químicas entre o solo e o ligante, sendo que o comportamento mecânico é influenciado pela quantidade de OM existente no solo. Para determinação do teor de matéria orgânica adotou-se a técnica das perdas por ignição, descrito na especificação E 201 de 1967 do LNEC, sendo 50°C a temperatura de referência e 400°C a temperatura de ignição. Não é aconselhável que esta temperatura seja superior a 400°C, pois acima deste valor verifica-se uma perda de água de hidratação dos minerais (Coelho, 2000).

O teor em matéria orgânica do solo mole natural (solo D) foi de 10,26 %, valor este relativamente acima dos valores obtidos por Correia (2011) de 7,96% e Coelho (2000) de 8,50%. No entanto, e de acordo com a Figura 3.1 este valor pode variar significativamente até aos 4 metros, encontrando-se dentro dos limites de variação espectáveis. Mesmo após a “queima” do solo mole (solo E), o teor em matéria orgânica residual para este solo é de 2,07%.

### 3.2.5 Resumo da Caracterização Geotécnica

Após a realização da caracterização geotécnica dos diferentes solos em estudo, é possível afirmar que, o solo mole (solo D) é um solo de matriz predominantemente siltosa, embora as componentes arenosa e, sobretudo, a argilosa não sejam desprezáveis. No que toca à plasticidade do solo, verifica-se a forte influência da matéria orgânica sobre esta, o que advém sobretudo da forte capacidade de retenção de água que os compostos orgânicos apresentam.

O solo E mostra que, após a queima do solo mole, verifica-se uma redução significativa da matéria orgânica (sendo difícil eliminá-la por completo), o que provoca um decréscimo acentuado no índice de plasticidade do solo. O solo B devido à elevada percentagem de silte (57%), define-se como uma “argila” não-plástica, sendo caracterizada como um silte arenoso, segundo o Triângulo de Feret. É impossível determinar os seus limites de consistência, tal como para o solo A, que é constituído por areia na sua totalidade.

No Quadro 3.1 são apresentados alguns dos principais resultados obtidos nos estudos de Coelho (2000) e Correia (2011) para o solo mole (solo D), sendo que na coluna da direita é possível observar com maior relevância, os resultados obtidos no presente estudo. No que diz respeito aos restantes solos, no Quadro 3.2 apresentam-se os principais índices geotécnicos.

Quadro 3.1 – Resumo da caracterização geotécnica do solo do Baixo Mondego utilizado para o presente estudo e comparação com caracterização do mesmo solo dos autores Coelho (2000) e Correia (2011)

Índices Geotécnicos		Coelho (2000)	Correia (2011)	Presente estudo
Composição Granulométrica	% Argila	13-30	8-12	16
	% Silte	54-73	71	57
	% Areia	14-16	17-21	27
Peso volúmico saturado	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,80	14,56	-
Teor em água natural	W (%)	81	80,87	80,87
Densidade das partículas sólidas	G	2,58	2,55	2,60
Índice de Vazios	e	2,1	2,11	-
Grau de Saturação	S (%)	100	98,10	-
Teor em matéria Orgânica	OM (%)	8,50	7,96	10,26
Limites de Consistência	W <sub>P</sub> (%)	40	42,80	48,8
	W <sub>L</sub> (%)	77	71,03	72
Grau de sobreconsolidação	OCR	3,3	3,3	-
Limites de Compressibilidade e Recompressibilidade	C <sub>c</sub>	0,63	0,57	-
	C <sub>r</sub>	0,08	0,065	-
Resistência ao Corte Não Drenada	c <sub>u</sub> (kPa)	-	20	-

Quadro 3.2 – Resumo da caracterização geotécnica dos restantes solos em estudo

Índices Geotécnicos		Solo A	Solo B	Solo C	Solo E
Composição Granulométrica	% Argila	0	4	13	6
	% Silte	0	52	22	58
	% Areia	100	44	65	36
Peso volúmico seco	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,86	15,84	17,66	9,85
Peso volúmico saturado	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	-	-
Teor em água natural	W (%)	-	-	-	-
Densidade das partículas sólidas	G	2,68	2,73	2,70	2,77
Teor em matéria Orgânica	OM (%)	-	-	-	2,07
Limites de Consistência	W <sub>P</sub> (%)	-	-	-	42
	W <sub>L</sub> (%)	-	-	-	44

Por fim, e para se ter alguma comparação com os resultados obtidos no Triângulo de Feret, optou-se por utilizar o Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM, 1983), tal como pode ser observado na Figura 3.3.

Para os solos A e C foi utilizada a secção do quadro referente aos solos grossos, uma vez que se tratam de areias. No que toca aos solos D e E, e após ter sido calculado o Índice de Plasticidade (IP), foi possível classificar ambos os solos na secção que diz respeito aos solos finos.

CRITÉRIOS PARA DETERMINAÇÃO DOS SUBGRUPOS E NOMES DOS GRUPOS USANDO ENSAIOS DE LABORATÓRIO				CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS		
				SÍMBOLO GRUPO	NOME DO GRUPO	
Solos Grossos	Pedregulhos mais que 50% da fração grossa retida na peneira 4,8mm (# 4)	Pedregulhos limpos $P_{p,200} < 5\%$ [3]	$Cu \geq 4$ e $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Pedregulho bem graduado 5	
			$Cu < 4$ e/ou $1 > Cc > 3$	GP	Pedregulho mal graduado 5	
	Pedregulhos com finos $P_{p,200} > 12\%$ [3]	Finos classificados como	ML	GM	Pedregulho siltoso 5, 6, 7	
			MH			
	Areias mais que 50% da fração grossa passa na peneira 4,8mm (#4)	Areias limpas $P_{p,200} < 5\%$ [4]		$Cu \geq 6$ e $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Areia bem graduada 8
				$Cu < 6$ e/ou $1 > Cc > 3$	SP	Areia mal graduada 8
Areias com finos $P_{p,200} > 12\%$ [4]		Finos classificados como	ML	SM	Areia siltosa 6, 7, 8	
			MH			
Solos Finos	Siltes e argilas $LL < 50\%$	Inorgânicos	$IP > 7$ , pontos sobre ou acima da linha A [9]	CL	Argila pouco plástica 10, 11, 12	
			$IP < 4$ , pontos abaixo da linha A [9]	ML	Silte 10, 11, 12	
Solos Finos	Siltes e argilas $LL < 50\%$	Orgânicos	$LL_{seco} < 0,75 LL_{natural}$	OL	Argila orgânica 10, 11, 12, 13 Silte orgânico 10, 11, 12, 14	
	Siltes e argilas $LL \geq 50\%$	Inorgânicos	Pontos sobre ou acima da linha A	CH	Argila muito plástica 10, 11, 12	
			Pontos abaixo da linha A	MH	Silte elástico 10, 11, 12	
Solos altamente orgânicos		Orgânicos	$LL_{seco} < 0,75 LL_{natural}$	OH	Argila orgânica 10, 11, 12, 15 Silte orgânico 10, 11, 12, 16	
			Principalmente matéria orgânica, cor escura e cheiro	PT	Turfa	

Figura 3.3 – Critérios do Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM, 1983)

Após esta classificação é possível catalogar todos os solos em estudo, quanto ao nome do seu grupo e às suas propriedades, tal como pode ser observado no Quadro 3.3. De referir que, os resultados obtidos através da Classificação Unificada foram iguais aos do Triângulo de Feret, à excepção do Solo B. Segundo os critérios utilizados para a Classificação Unificada, este solo foi denominado uma “areia siltosa”.

Quadro 3.3 – Propriedades dos solos D e E com base nos Critérios do Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM, 1983)

Solo	Símbolo	Permeabilidade quando compactado	Resistência ao corte quando compactado e saturado	Compressibilidade quando compactado e saturado	Trabalhabilidade como material de construção
A	SP (Areia mal graduada)	Permeável	Boa	Muito baixa	Razoável
B	SM (Areia siltosa)	Semi-permeável a impermeável	Boa	Baixa	Razoável
C	SM (areia siltosa)	Semi-permeável a impermeável	Boa	Baixa	Razoável
D	ML (Silte)	Semi-permeável a impermeável	Razoável	Média	Razoável
E	ML (Silte)	Semi-permeável a impermeável	Razoável	Média	Razoável

### 3.3. Ligante – Cimento Portland CEM I 42,5 R

Os ligantes a utilizar na estabilização química de um solo são um fator determinante, visto que são eles que promovem as interações físico-químicas com as partículas do solo e a água envolvente, conferindo ao material compósito resultante a melhoria do seu comportamento mecânico. Para efetuar a estabilização química dos diferentes tipos de solo utilizou-se o cimento Portland CEM I 42,5 R. Cimento Portland é a denominação técnica do material usualmente conhecido na construção civil como cimento. Esta designação foi atribuída em 1824 por um construtor inglês, chamado Joseph Aspdin, devido às construções em Inglaterra nessa altura serem em pedra de cor acinzentada originária de Portland. Segundo Branco (2009) é um material inorgânico finamente moído, que quando misturado com água forma uma pasta que ganha presa devido a reações de hidratação, e depois de endurecida a mistura mantém a sua resistência, mesmo que seja humedecida ou imersa em água.

Segundo Teles (2013), a estabilização química através do uso do cimento Portland é conseguida através de reações de hidratação do mesmo, sendo que, é possível distinguir dois estágios na hidratação do cimento. Na 1ª fase, designada por hidratação primária, ocorrem reações de hidratação quase instantâneas, responsáveis por um significativo decréscimo do

teor em água. Por outro lado, a 2ª fase, designada por hidratação secundária, contempla reações de hidratação mais lentas e com um consumo muito menor da água disponível, sendo que, os produtos resultantes vão incrementar a resistência, sendo esta tanto maior, quanto maior o tempo de cura. Por fim, também podem ocorrer reações pozolânicas entre o solo e o cimento, dependendo das características dos solos a serem estabilizados. Estas reações resultam na formação de diversos compostos de cimentação, que aumentam a resistência e a durabilidade da mistura (Goularte & Pedreira, 2009).

Para a produção do cimento Portland, recorre-se a processos de moagem, mistura e fragmentação de calcários, argila ou xisto argiloso, ou a partir de margas ou calcários margosos, daí resultando o clínquer, que é mais tarde pulverizado, obtendo-se então o cimento. Este último tem uma composição variada, da qual se destacam, a cal viva (CaO), a sílica (SiO<sub>2</sub>), a alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) e o óxido de ferro (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), entre outros. No Quadro 3.4 é apresentada a composição química do cimento Portland utilizado no presente estudo.

Quadro 3.4 – Composição química do cimento Portland utilizado (conforme dados do fabricante)

Componentes	CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	Sup. esp. Blaine (m <sup>2</sup> /kg)
Conteúdo (%)	62,84	19,24	4,93	3,17	2,50	3,35	349,0

### 3.4. Fibras

As características de comportamento de cada tipo de fibra estão intimamente relacionadas com a matéria-prima base e o seu processo de fabrico (Feurharmel, 2000).

Um dos objetivos do presente estudo é avaliar o efeito do carregamento cíclico sobre diferentes tipos de solo estabilizados quimicamente com adição de fibras de polipropileno. As fibras de polipropileno são constituídas por um tipo de plástico que adquire uma consistência plástica com o aumento da temperatura, denominado termoplástico (Hollaway, 1994). De acordo com Taylor (1994), estas fibras possuem uma grande flexibilidade, sendo que o seu módulo de elasticidade é aproximadamente 8 GPa.

Para a realização dos ensaios foram escolhidas fibras sintéticas, compostas por multifilamentos extremamente finos de polipropileno. São um produto do fabricante BEKAERT, sendo que foi utilizado o modelo de fibras DUOMIX M12 (Figura 3.4), que apresentam um comprimento de 12mm com uma densidade de 110 milhões de fibras/kg. O catálogo do fabricante indica ainda o uso destas fibras para inclusão em betão armado com o

fim último de minimizar os problemas de fendilhação, referindo também a facilidade com que são misturadas, através de bombeamento ou spray. As propriedades geométricas e mecânicas das fibras encontram-se resumidas no Quadro 3.5

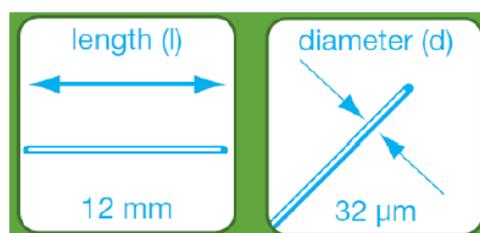


Figura 3.4 – Características geométricas das fibras de polipropileno (retirado do catálogo da empresa Bekaert, 2010)

Quadro 3.5 - Propriedades gerais das fibras (conforme dados do fabricante BEKAERT)

<b>Caracterização das Fibras (DUOMIX M12)</b>	
Polímero	Polipropileno
Comprimento (mm)	12
Diâmetro ( $\mu\text{m}$ )	32
Densidade (milhões/kg)	110
Resistência à tração ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	250
Ponto de fusão ( $^{\circ}\text{C}$ )	165
Ponto de ignição ( $^{\circ}\text{C}$ )	$\geq 330$

## 4. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

### 4.1. Introdução

No presente capítulo é descrito todo o processo laboratorial inerente à construção dos provetes, assim como os ensaios laboratoriais efetuados para a caracterização do comportamento mecânico do material compósito resultante, com os diferentes tipos de solo. Estes ensaios são realizados com provetes preparados laboratorialmente segundo normas e procedimentos que garantam critérios de uniformidade (Correia 2011).

A descrição do processo de laboratorial inicia-se com a homogeneização do solo mole, seguindo-se a abordagem às três principais fases do processo de produção dos provetes: preparação da mistura, moldagem e cura dos provetes e por fim a sua desmoldagem. Por último, refere-se detalhadamente a forma como foram ensaiados os provetes e o respetivo plano de ensaios.

### 4.2. Homogeneização do Solo

De modo a garantir a reprodutibilidade dos resultados é necessário assegurar que as amostras exibem propriedades semelhantes, sendo que se procedeu de forma prévia à homogeneização do solo.

#### 4.2.1. Solo Mole (Solo D)

O solo mole utilizado no presente estudo, provém do depósito de solos moles do Baixo Mondego, que tem vindo a ser objeto de estudo nos últimos anos pelo Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC.

De acordo com o estudo realizado por Coelho (2000), apresenta-se na Figura 4.1 a evolução em profundidade do grau de sobreconsolidação (OCR), da densidade das partículas sólidas e do teor em matéria orgânica, este último com forte impacto sobre as propriedades do solo. Segundo o mesmo autor, até aos 4 metros de profundidade, o teor em matéria orgânica é altamente variável pelo que a OM da amostra retirada para o presente estudo poderá apresentar variações em relação aos resultados médios obtidos pelos estudos anteriores. O solo apresenta-se normalmente consolidado a partir de profundidades entre os 4 e os 6 metros, encontrado-se a camada mais superficial ligeiramente sobreconsolidada, devido às variações do nível freático e às necessidades agrícolas (cultivo de arroz).

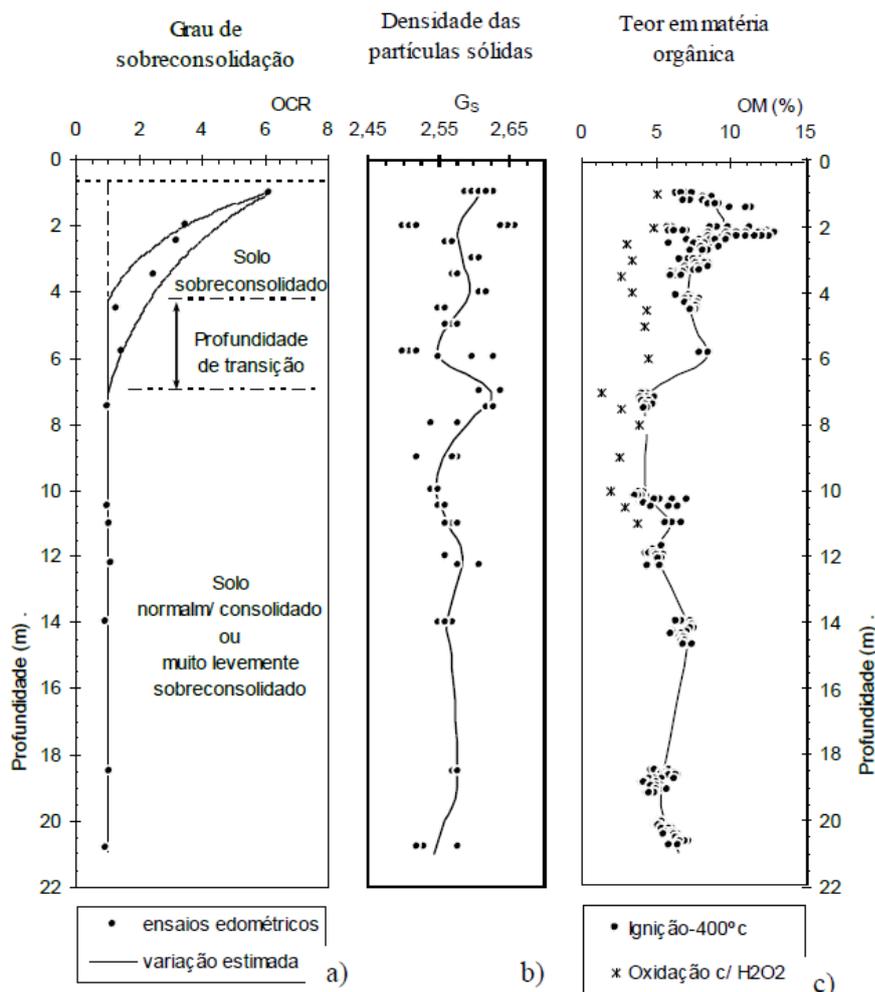


Figura 4.1 – Solo mole do Baixo Mondego: a) grau de sobreconsolidação em profundidade; b) densidade das partículas sólidas; c) teor em matéria orgânica (Coelho, 2000)

Uma amostra de solo de grande volume foi recolhida a uma profundidade de 2,5 metros, tendo sido posteriormente dividida em porções de 500 kg, por vários contentores. De um desses contentores, foram separados para o presente estudo cerca de 100 kg deste solo.

Inicialmente, foi realizada a homogeneização destes 100 kg, sujeita a períodos de mistura manual, alternados com mistura mecânica, por intermédio de uma betoneira de eixo vertical (IMER – Mix-240). Seguidamente, os 100 kg de solo já pré-homogeneizados, foram divididos em dois recipientes, os quais foram isolados com película aderente e armazenados numa câmara termo-higrométrica à temperatura de  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  e humidade relativa de  $95 \pm 5\%$ , até à data da sua utilização, com objetivo de minimizar as perdas de água. Diariamente, o solo era misturado manualmente, com objetivo de distribuir a água que se acumula à superfície devido a fenómenos de segregação/consolidação.

Durante este processo foi, por vezes, necessário retirar alguns materiais orgânicos, tais como conchas e raízes de arroz não decompostas e que poderiam influenciar o comportamento da amostra. Complementarmente, o teor em água era controlado e corrigido se necessário de modo a obter o valor natural ( $\approx 80,9\%$ ).

A preparação dos provetes compreende uma homogeneização complementar de frações individuais de 3 a 5 kg de solo (Figura 4.2), através de uma misturadora mais pequena (Sammic BM11). Durante este processo o teor de água do solo era novamente controlado de modo a obter o valor medido *in situ* (80,9%).



Figura 4.2 – Modo de preparação do solo D (solo mole)

#### 4.2.2. Solos A, B, C e E

No que diz respeito aos solos A, B e C, a sua preparação foi feita de forma manual, não necessitando de homogeneização por frações, nem do controlo do teor em água.

Para o Solo A, que é classificado como uma areia (através da análise do Triângulo de Feret), procedeu-se à sua peneiração através do peneiro nº 10 (malha 2 mm), sendo que, apenas foi utilizado o solo que passou neste peneiro.

Relativamente ao solo B, caracterizado como um silte arenoso (elevada percentagem de silte e areia, cerca de 52% e 44%, respetivamente), foi necessário proceder à destruição dos blocos de maiores dimensões com o auxílio de um martelo. Seguidamente, utilizando um rolo de cozinha, reduziu-se ainda mais a dimensão das partículas, e por fim, com a ajuda de um almofariz, procedeu-se à desestruturação do solo, de forma a quebrar todas as ligações entre partículas, tal como é possível observar na Figura 4.3.

O Solo C obteve-se através da mistura dos Solos A e B, e segundo o Triângulo de Feret, é caracterizado como uma areia siltosa.

Por fim, para a obtenção do solo E, solo mole sem matéria orgânica, procedeu-se à “queima” do Solo D. Inicialmente, o solo foi colocado no forno a 50°C durante 24 horas e em seguida a 400°C, nas 24 horas seguintes. Após as 48 horas no forno, seguiu-se o mesmo procedimento que para o Solo B, utilizando um martelo para proceder à destruição dos blocos de maiores dimensões (Figura 4.4). Em seguida, foi utilizado um moinho de esferas não metálicas para a desestruturação do solo (individualização das partículas).



Figura 4.3 – Modo de preparação solo B (silte arenoso)



Figura 4.4 – Modo de preparação do solo E (solo mole sem matéria orgânica)

### 4.3. Montagem e Preparação dos Provetes

Após ser feita a homogeneização do solo mole e, previamente à execução dos provetes, o teor em água do solo mole foi elevado para 113%. Este aumento é feito para um melhor compromisso trabalhabilidade/qualidade dos provetes (Correia, 2011). De modo a permitir a comparação de resultados, em todos os solos utilizados na presente investigação foi utilizadas relações de água/cimento de 5,30 e de cimento/fibras de 17,5. A preparação de amostras contempla o seguinte procedimento experimental:

- 1: Preparação dos moldes de PVC (D=70mm, H=140mm) revestidos com vaselina na superfície interior para facilitar a desmoldagem e colocação de fita adesiva (fazendo os respetivos furos) e geotêxtil na base de cada molde (Figura 4.5);
  - 2: Pesagem de todos os materiais constituintes da amostra: solo, ligante e fibras e água;
  - 3: Separação das fibras com ar comprimido (Figura 4.6);
  - 4: Mistura manual do solo, de modo a garantir a qualidade da homogeneização, no caso da preparação dos moldes com o solo mole natural;
  - 5: Preparação da calda de ligante correspondente à dosagem requerida;
  - 6: Mistura de solo, ligante e fibras (com adição de água de forma faseada) no balde da misturadora (Figura 4.7a)), de forma a evitar perdas de material por projeção, já que sem existir um mínimo envolvimento dos componentes, uma vez ligada a misturadora, a água, as fibras e o ligante soltos tendiam a ser expelidos para fora do baldes;
  - 7: Posteriormente, inicia-se a mistura da amostra utilizando a misturadora automática, Sammic BM11 (Figura 4.7b)), com 142 rp) durante 6 minutos, com paragem aos 2 e aos 4 minutos para remover a mistura das paredes laterais do balde e da pá misturadora;
  - 8: Montagem faseada do provete dentro do molde de PVC em três camadas com aproximadamente 300g cada uma. Cada camada é compactada da seguinte forma:
    - i. Aplicação de vibração manual através de 10 batimentos leves da base do provete na bancada de forma a redistribuir a mistura e eliminar alguns vazios iniciais;
    - ii. Aplicação de 20 pancadas com uma placa circular (compactação dinâmica);
    - iii. Apiloamento com um varão de ferro de forma a eliminar alguns possíveis vazios;
    - iv. Aplicação de 20 pancadas com a placa circular para compactação final;
    - v. Nova aplicação de vibração manual com 10 batimentos leves da base do provete na bancada, de forma a melhor redistribuir a mistura e eliminar alguns vazios ainda existentes;
    - vi. Por fim é feita uma correção do topo, com auxílio de uma espátula tornando a superfície superior lisa e perpendicular ao eixo vertical do provete;
- Por cada preparação são construídos dois provetes com o mesmo método. Ambos são executados nos 30 minutos a seguir à primeira mistura de ligante;

9: Os dois provetes são colocados no interior de um saco de plástico (Figura 4.8) e guardados na câmara termo-higrométrica durante 28 dias à temperatura de  $20\pm 2^{\circ}\text{C}$  e humidade relativa de  $95\pm 5\%$ ;

10: Após o tempo de cura de 28 dias é feita a desmoldagem do provete do molde de PVC com o auxílio de um extrator hidráulico (Figura 4.9);

11: Se necessário, procede-se à correção do topo inferior/superior com serrote e uma espátula, para otimizar a geometria cilíndrica e assim minimizar eventuais excentricidades quando submetido a carregamento axial, obtendo-se assim os provetes prontos para ensaiar (Figura 4.10).

Como referido, cada ensaio corresponde a um conjunto de 2 provetes, preparados em simultâneo, procurando-se desta forma assegurar condições de reprodutibilidade, asseguradas através do critério de conformidade especificado na norma NP EN 206-1 (2007). Segundo esta norma, um ensaio é válido se os resultados individuais obtidos por cada amostra se encaixarem dentro de um intervalo de variação de  $\pm 15\%$  em relação à média dos resultados. Dada a ausência de documentos que definam os critérios de conformidade para o ensaio do material em estudo, considera-se como válidos os critérios especificados para o betão.

Durante o processo de montagem/ preparação dos provetes utilizam-se os seguintes utensílios:

- Moldes cilíndricos em PVC
- Misturadora SAMMIC BM11
- Tabuleiro
- Balança
- Cápsulas
- Sacos de Plástico
- Colher de pedreiro
- Varão metálico
- Espátulas
- Proveta
- Fita-adesiva
- Vaselina
- Geotêxtil
- Luvas

Materiais reagentes utilizados na mistura:

- Cimento Portland CEM I 42,5 R
- Fibras de Polipropileno (DUOMIX M12)
- Água



Figura 4.5 - Moldes em PVC revestidos com fita adesiva e respectivo geotêxtil a colocar na base



Figura 4.6 – Separação das fibras com auxílio de uma pistola de ar comprimido

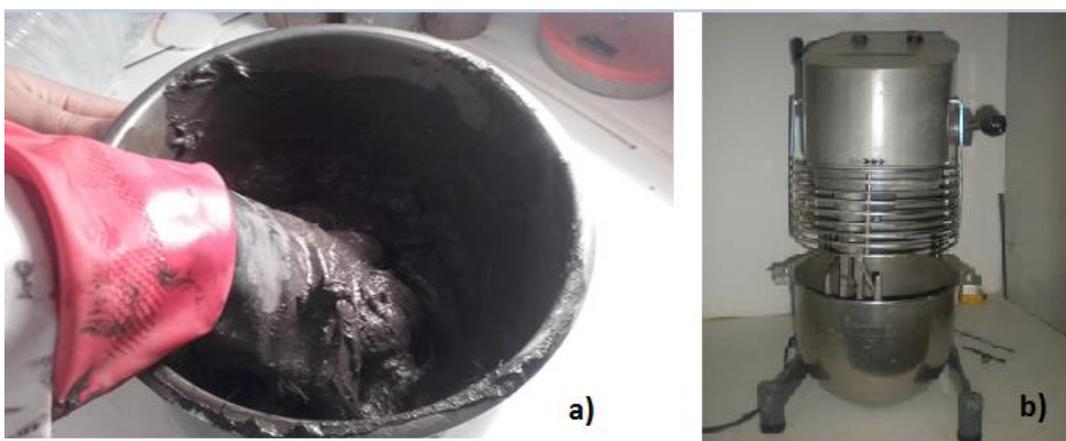


Figura 4.7 - a) Mistura manual do solo, ligante, fibras e água no balde da mistura b) Misturadora Samic BM 11



Figura 4.8 - Apresentação final dos provetes de solo natural dentro dos moldes de PVC antes de serem fechados dentro de um saco de plástico e entrar na câmara termohigrométrica



Figura 4.9 - Extrator hidráulico utilizado para a desmoldagem dos provetes



Figura 4.10 - Apresentação final dos provetes, após desmoldagem e correção dos topos

#### 4.4. Plano de Ensaios

Com o objetivo de estudar a influência da adição de fibras e do carregamento cíclico no comportamento mecânico de diferentes tipos de solos estabilizados quimicamente com cimento Portland e reforçados com fibras de polipropileno, foram definidos os planos de ensaios apresentados nos Quadros 4.1 e 4.2, para os ensaios de compressão simples não confinados (UCS) e ensaio cíclicos (CIC), respectivamente. No Quadro 4.3 apresentam-se os parâmetros base dos ensaios cíclicos, sendo o nível de tensão ( $q_u/q_{u\_max}$ ) e a amplitude de carga ( $\Delta q_u/q_{u\_max}$ ) definidos em função da resistência à compressão não confinada obtida em ensaios UCS.

Por forma a facilitar a identificação e designação dos provetes foi adotada a seguinte nomenclatura: 'Ensaio\_Solo\_Fibras\_Provete'. Quanto ao tipo de ensaio e de solo, estes encontram-se descritos na Simbologia. No que diz respeito às fibras, apenas existem duas opções: "C/FIBRAS" ( $DF=10 \text{ kg/m}^3$ ) e "S/FIBRAS" ( $DF=0 \text{ kg/m}^3$ ). Para a designação dos provetes, estes são identificados segundo o número do provete de cada par de ensaios, ou seja, 1 ou 2.

Quadro 4.1 – Plano de ensaios de referência (UCS)

Tipo de Solo	Designação do Ensaio	Condições Base	Dosagem de ligante (kg/m <sup>3</sup> )	Dosagem de fibras (kg/m <sup>3</sup> )
Solo A	UCS_SOLO A_C/FIBRAS_1/2	Ligante + Fibras	175	10
	UCS_SOLO A_S/FIBRAS_1/2	Ligante		0
Solo B	UCS_SOLO B_C/FIBRAS_1/2	Ligante + Fibras		10
	UCS_SOLO B_S/FIBRAS_1/2	Ligante		0
Solo C	UCS_SOLO C_C/FIBRAS_1/2	Ligante + Fibras		10
	UCS_SOLO C_S/FIBRAS_1/2	Ligante		0
Solo D	UCS_SOLO D_C/FIBRAS_1/2	Ligante + Fibras		10
	UCS_SOLO D_S/FIBRAS_1/2	Ligante		0
Solo E	UCS_SOLO E_C/FIBRAS_1/2	Ligante + Fibras		10
	UCS_SOLO E_S/FIBRAS_1/2	Ligante		0

Quadro 4.2 – Plano de ensaios Cíclicos (CIC)

Tipo de Solo	Designação do Ensaio	Condições Base	Dosagem de ligante (kg/m <sup>3</sup> )	Dosagem de fibras (kg/m <sup>3</sup> )	Amplitude de Carga (%)	Frequência de aplicação da carga (Hz)
Solo A	CIC_SOLO A_C/FIBRAS_1/2	Ligante + Fibras	175	10	7,5	0,25
	CIC_SOLO A_S/FIBRAS_1/2	Ligante		0		
Solo B	CIC_SOLO B_C/FIBRAS_1/2	Ligante + Fibras		10		
	CIC_SOLO B_S/FIBRAS_1/2	Ligante		0		
Solo C	CIC_SOLO C_C/FIBRAS_1/2	Ligante + Fibras		10		
	CIC_SOLO C_S/FIBRAS_1/2	Ligante		0		
Solo D	CIC_SOLO D_C/FIBRAS_1/2	Ligante + Fibras		10		
	CIC_SOLO D_S/FIBRAS_1/2	Ligante		0		
Solo E	CIC_SOLO E_C/FIBRAS_1/2	Ligante + Fibras		10		
	CIC_SOLO E_S/FIBRAS_1/2	Ligante		0		

Quadro 4.3 – Parâmetros base a utilizar nos ensaios cíclicos

Parâmetros Ensaio	
Nº de ciclos	3 000
Frequência de aplicação da carga (Hz)	0,25
Nível de Tensão, $q_u/q_{u_{max}}$ (%)	50%
Amplitude da carga, $\Delta q_u/q_{u_{max}}$ (%)	$\pm 7,5\%$
Dosagem de ligante (kg/m <sup>3</sup> )	175
Dosagem de fibras (kg/m <sup>3</sup> )	10
Tempo de cura (dias)	28

## 4.5. Procedimento nos Ensaios Laboratoriais

De modo a se estimar o nível de tensão e a amplitude de carga a aplicar durante o carregamento cíclico, realizaram-se ensaios de compressão simples (UCS) prévios para avaliação da resistência à compressão não confinada em condições monotónicas. Posteriormente, foram realizados os ensaios cíclicos numa prensa cíclica. Após a fase de carregamento cíclico, os provetes são descarregados e posteriormente submetidos a ensaios UCS (ensaio pós-cíclico, UCSpc). Esta sequência de ensaios pretende investigar o efeito do carregamento cíclico no comportamento mecânico do material em estudo.

### 4.5.1. Ensaios de Compressão Simples (UCS)

Após o tempo de cura de 28 dias na câmara termohigrométrica, os provetes são desmoldados com auxílio do extrator hidráulico, sendo determinadas a altura, diâmetro e massa dos provetes.

Os ensaios de compressão simples não confinados monotónicos foram executados numa prensa (Tristar 5000kg Stepless Compression Test Machine do fabricante Wykeham Farrance - England) a uma velocidade de deformação constante de 0,35mm/min (0,25%/min em relação à altura do provete). Este valor foi adotado de forma conservativa, uma vez que as normas ASTM D2166 (2000) e BS 1377-7 (1990) indicam valores entre 0,5 e 2%/min, dado que quanto maior a velocidade de deformação maior a resistência mecânica (Teles, 2013).

Todos os provetes foram submetidos a ensaios à compressão simples, contudo, podem-se separar dois tipos de provetes ensaiados, os de referência (UCS) que foram desmoldados e imediatamente ensaiados, e os previamente solicitados ciclicamente (CIC) e só depois submetidos a ensaios UCS finais (UCSpc). Após rotura são retiradas duas amostras de cada provete para a determinação do teor em água final.

Durante o ensaio são registadas, de forma automática, os valores da força (N) e deformação vertical (mm) em intervalos de 3 segundos, com o auxílio de uma célula de carga e de um transdutor de deslocamento, respetivamente. A prensa utilizada para a realização destes ensaios pode ser observada na Figura 4.11.



Figura 4.11 – Prensa Tristar 5000kg Stepless Compression Test Machine

Através dos ensaios UCS avalia-se a resistência à compressão não confinada ( $q_u$ ), extensão axial ( $\epsilon_a$ ) e módulo de deformabilidade não drenado secante definido para 50% da carga de rotura ( $E_{u50}$ ). Complementarmente regista-se o teor em água final para cada um dos provetes ( $w_f$ ).

A partir dos valores registados durante os ensaio UCS, com leituras de intervalos a cada 3 segundos da força (N) e da deformação vertical (mm), pode ser calculada a  $q_u$  através do quociente entre a força aplicada (F) e a área transversal do provete (A), a qual é corrigida em função da deformação axial experimentada pelo provete durante o ensaio (Head, 1985).

$$q_u = \frac{F}{A_{corr}} \text{ (kPa)} \quad (1)$$

Ou seja, a amostra ao ser carregada axialmente sem qualquer confinamento lateral, vai sofrer deformações radiais, às quais corresponderá uma nova área transversal definida pela equação seguinte.

$$A_{corr} = \frac{\pi * D^2}{4 * \left(1 - \frac{\epsilon}{100}\right)} \quad (2)$$

A força máxima registada no decorrer do ensaio corresponde à resistência máxima dos provetes à compressão ( $q_{u\_max}$ ), parâmetro este que se reveste de importância primordial para a caracterização do comportamento do solo quimicamente estabilizado quando sujeito a esforços de compressão. Por fim, é necessário calcular a extensão axial, através do quociente entre a variação do deslocamento vertical ( $\Delta\delta v$ ) e a altura inicial do provete ( $h$ ), assumindo-se a hipótese simplificativa de distribuição uniforme da deformação no provete.

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta\delta v}{h} \times 100 \% \quad (3)$$

Após o cálculo destes parâmetros, é possível representar a curva tensão-extensão ( $q_u$ - $\varepsilon_a$ ) para cada um dos provetes submetidos a ensaios UCS. A rotura é caracterizada pelo valor máximo de tensão de compressão do provete, sendo representada por  $q_{u\_max}$ . Para a generalidade dos gráficos tensão-extensão apresentados foi necessário corrigir o erro inicial (*bedding error*), originado pelo ajuste inicial entre a prensa e o provete. Na Figura 4.12 apresentam-se dois gráficos, antes e após a correcção do *bedding error*.

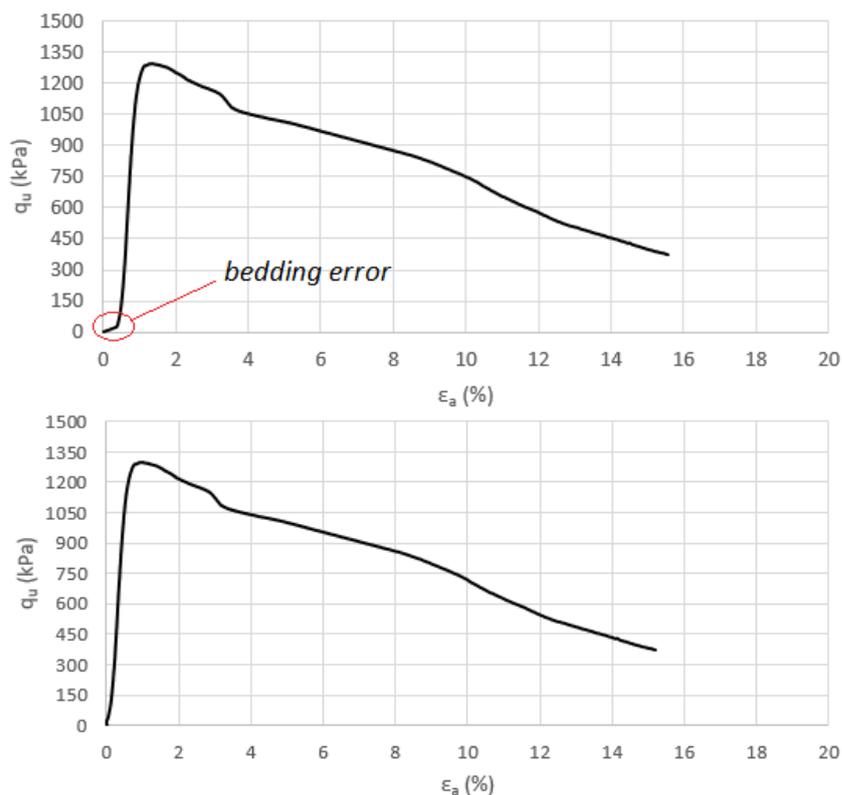


Figura 4.12 - Comparação entre curvas tensão-extensão com e sem correcção do “*bedding error*”, para o provete UCSpc\_SOLO E\_C/FIBRAS\_2

Graficamente, o “*bedding error*” é bem perceptível no início do traçado da curva tensão-extensão em que se verifica a não linearidade dos pontos. Refira-se que desta correção não resulta qualquer alteração de  $q_{u\_max}$ .

Ao longo desta análise para os diferentes tipos de solo, serão apresentados quadros resumo, onde para além da resistência à compressão não confinada ( $q_{u\_max}$ ) e extensão axial de rotura ( $\epsilon_{a-rot}$ ), incluem-se os valores do módulo deformabilidade ( $E_{u50}$ ) e de teor em água ( $w_f$ ). São apresentados os valores obtidos em cada provete e respetiva média, incluindo ainda o desvio percentual face ao valor médio, avaliando-se desta forma o cumprimento do critério de conformidade.

#### 4.5.2. Ensaios Cíclicos (CIC)

Os ensaios cíclicos são executados numa prensa de marca Servosis equipada com uma célula de carga com capacidade de 200 kN e precisão de  $\pm 0,1$ kN.

O ensaio cíclico começa com o carregamento do provete até um dado nível de tensão e em seguida inicia-se o carregamento cíclico. Através do software ‘PCD 2K’ é possível definir a amplitude de carga, frequência de carga e número de ciclos. No Quadro 4.3 apresentam-se os valores de referência destes parâmetros. A obtenção de dados é feita através do mesmo software, que regista a força (kN) e deslocamento vertical (mm) ao longo do tempo. Na Figura 4.13 é possível observar a prensa onde decorreram os ensaios cíclicos.



Figura 4.13 – Prensa Servosis (célula de carga com capacidade de 200 kN e precisão  $\pm 0,1$ kN)

De forma a analisar o comportamento cíclico dos diferentes tipos de solo em análise foram realizados ensaios de carga cíclicos, tendo-se, tal como nos ensaios UCS, registado automaticamente as leituras da força e os deslocamentos verticais.

De acordo com o Quadro 4.3 todos os provetes foram submetidos a um nível de tensão médio de 50% e uma amplitude de carga  $\pm 7,5\%$ , ambas relativas a  $q_{u\_max}$ . Os provetes foram sujeitos a 3 000 ciclos com uma frequência de 0,25Hz, correspondendo a uma duração do ensaio cíclico de 12 000 segundos ( $\approx 3,33$  horas).

Dos solos em estudo na presente dissertação, aquele que registou maior valor de resistência à compressão não confinada ( $q_{u\_max}$ ) foi o solo mole sem matéria orgânica (solo E). Na Figura 4.14 é possível observar o gráfico força-tempo referente a um ensaio cíclico do solo sem a adição de fibras. Este gráfico ilustra a variação da força aplicada (neste caso, cerca de 2,7 kN) e, conseqüentemente, a precisão da prensa utilizada. Para uma melhor visualização da oscilação do carregamento aplicado, encontra-se destacado na mesma figura, um zoom de 300 segundos, onde é possível constatar um comportamento bastante positivo relativamente ao modo como a prensa aplicou os carregamentos cíclicos ao longo do tempo.

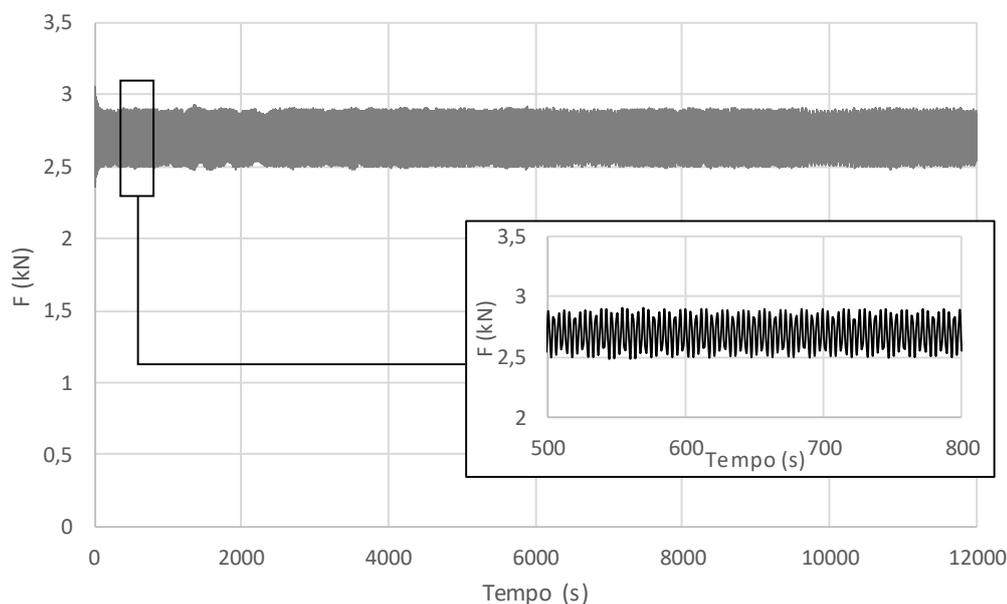


Figura 4.14 - Curva tipo de carregamento cíclico força-tempo para o provete CIC\_SOLO E\_S/FIBRAS\_2

Com a realização destes ensaios de carga cíclicos, além da variação da força aplicada, é de extrema importância analisar a deformação vertical acumulada durante o carregamento cíclico, tal como ilustrado na Figura 4.15. Encontra-se ainda traçada uma linha representativa da média dos deslocamentos para este ensaio, a qual será utilizada para a análise comparativa entre os diferentes solos no capítulo 5. Optou-se por colocar um zoom entre os 750 e os 1000 ciclos, de modo a analisar o deslocamento sofrido pelo provete. Tanto para a Figura 4.14 como para Figura 4.15, é visível uma boa precisão de aplicação da carga pretendida, concluindo-se que a prensa consegue aplicar uma força com amplitude contante ao longo do tempo. Contudo, nesta última figura, verifica-se que há fases do ensaio em que os deslocamentos sofridos pelo provete têm maior variação do que noutras.

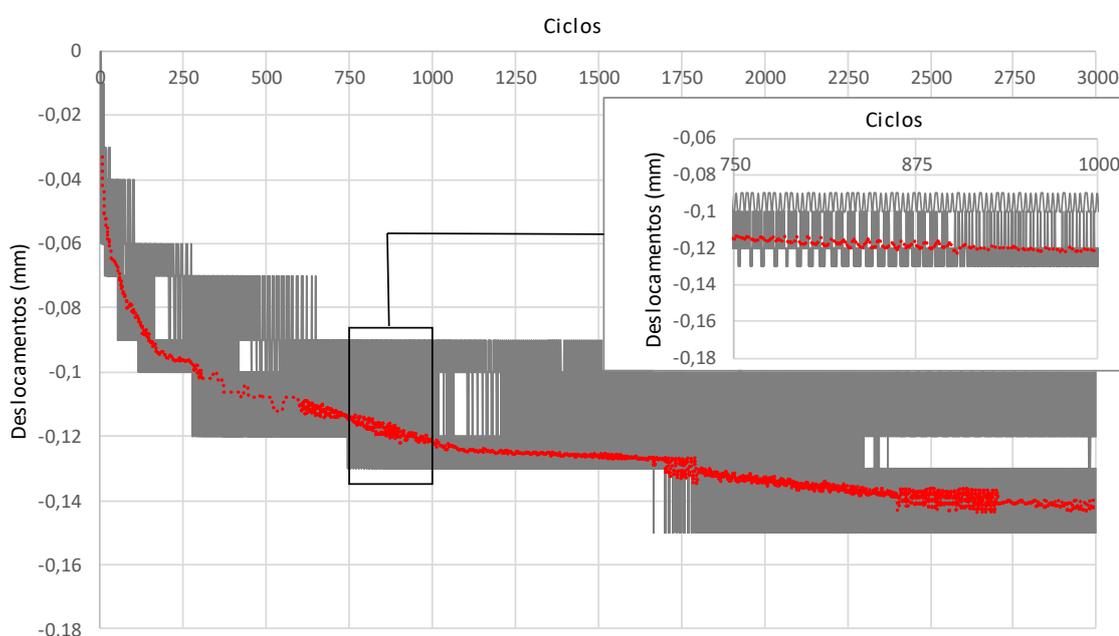


Figura 4.15 - Curva tipo deslocamento-tempo para o provete CIC\_SOLO E\_S/FIBRAS\_2

De um modo geral, após a execução de todos os ensaios cíclicos, é possível concluir que a prensa teve um comportamento bastante satisfatório para os diferentes tipos de solo em estudo. No entanto, para os solos com menor resistência, a prensa não conseguiu ter um comportamento tão preciso, uma vez que esta é equipada com uma célula de carga com capacidade de 200 kN e com precisão de  $\pm 0,1$  kN. Logo, quando são ensaiados os provetes de menor resistência, a prensa tem alguma dificuldade em aplicar com precisão os carregamentos desejados, devido a serem valores demasiado reduzidos.

De forma mais concreta, é possível observar na Figura 4.16, a curva força-tempo referente a um provete de silte (solo B) sem fibras. Este foi o solo que atingiu menores valores de resistência nos ensaios à compressão simples não-confinada e, conseqüentemente, o solo onde foi aplicado o menor carregamento no ensaio cíclico, cerca de 0,29 kN (com uma amplitude de 0,1 kN). Devido a esse facto, é possível verificar algumas oscilações na variação da força aplicada durante o carregamento cíclico.

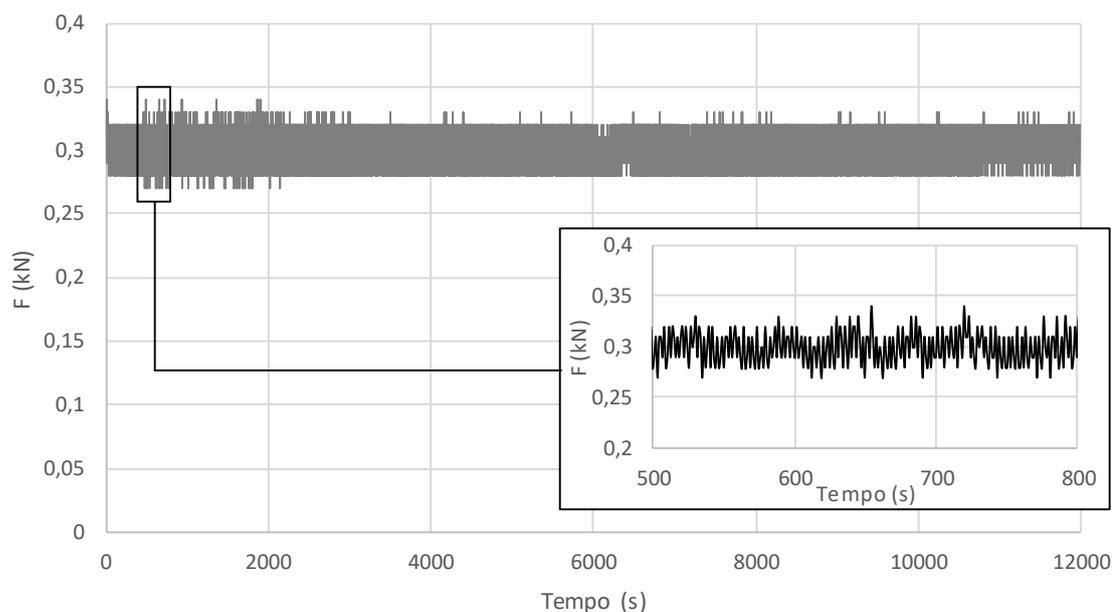


Figura 4.16 - Curva tipo deslocamento-tempo para o provete CIC\_SOLO B\_S/FIBRAS\_2

Por fim, importa referir que apesar do comportamento satisfatório da prensa, é visível que esta não consegue aplicar a amplitude desejada. Este facto deve-se provavelmente à elevada capacidade da célula de carga (200 kN), não sendo propriamente indicada para a aplicação de cargas reduzidas como as usadas no presente estudo, dado que o provete mais resistente registou um valor inferior a 3 kN (Figura 4.14).

## 5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

### 5.1. Introdução

No presente capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos no presente trabalho. Numa primeira fase, analisam-se os diferentes tipos de solo em estudo em termos dos resultados dos ensaios de compressão simples de referência (UCS). De seguida, são analisados os resultados dos ensaios cíclicos (CIC) e por fim, dos ensaios de compressão simples pós-cíclicos (UCSp). A discussão dos resultados é centrada na influência do tipo de solo e da adição de fibras.

De acordo com o plano de ensaios (secção 4.4), foram produzidos uma série de provetes para ensaios de compressão simples monotónicos de referência e pós-cíclicos. Foram utilizados os cinco diferentes tipos de solo em análise, estabilizados quimicamente com adição de cimento ( $DL=175\text{kg/m}^3$ ), sendo que em metade dos provetes foram introduzidas fibras de polipropileno ( $DF=10\text{kg/m}^3$ ).

### 5.2. Ensaios de Compressão Simples Monotónicos de Referência

Os resultados dos ensaios UCS de referência relativos aos diferentes tipos de solo são apresentados no Quadro 5.1. Este quadro contempla os valores obtidos para a resistência à compressão simples ( $q_{u\_max}$ ), extensão axial de rotura ( $\epsilon_{a-rot}$ ), módulo de deformabilidade secante definido para um nível de tensão de 50% da tensão máxima ( $E_{u50}$ ) e o teor em água final ( $w_f$ ) medido após a realização dos ensaios UCS. Acrescentam-se ainda os valores médios dos parâmetros mencionados, uma vez que foram realizados dois provetes para cada mistura, e ainda o desvio percentual face ao valor médio.

De um modo geral, verifica-se que os resultados obtidos para os pares de provetes (ensaiados em condições idênticas) são semelhantes, tanto em termos da evolução da curva  $q_u-\epsilon_a$  (Figuras 5.1 a 5.5) como da resistência máxima (Quadro 5.1), o que evidencia a boa qualidade dos provetes e, conseqüentemente, a garantia de reprodutibilidade dos resultados. Na generalidade dos pares de provetes, a variação dos resultados face ao valor médio enquadra-se no intervalo de variação referido na norma NP EN 206-1, que estabelece como critério de conformidade uma variação máxima de 15% em relação à média do par de ensaios.

Quadro 5.1 – Resumo dos resultados obtidos para ensaios UCS de referência referentes aos diferentes tipos de solo com e sem adição de fibras

Ensaio UCS de Referência									
Solo	Tipo de Provede	Q <sub>u,max</sub> (kPa)	Q <sub>u,med</sub> (kPa)	ε <sub>arot</sub> (%)	ε <sub>arot,med</sub> (%)	E <sub>u50</sub> (MPa)	E <sub>u50,med</sub> (MPa)	w <sub>f</sub> (%)	w <sub>f,med</sub> (%)
A	Com Fibras	978,60	987,18	3,104	3,78	93,66	80,57	14,08	15,16
		995,75	(0,87%)	4,452	(17,84%)	67,48	(16,25%)	16,23	(7,09%)
	Sem Fibras	891,17	897,69	0,802	0,84	107,97	108,13	12,18	12,44
		904,20	(0,73%)	0,876	(4,41%)	108,28	(0,14%)	12,69	(2,05%)
B	Com Fibras	193,23	189,89	2,042	2,41	28,56	27,46	44,44	44,73
		186,55	(1,76%)	2,787	(15,43%)	26,36	(4,02%)	45,01	(0,64%)
	Sem Fibras	163,93	148,525	2,515	2,27	16,46	19,01	43,44	42,52
		133,12	(10,37%)	2,015	(11,04%)	21,56	(13,41%)	41,59	(2,18%)
C	Com Fibras	199,93	193,68	5,331	4,77	30,01	31,50	37,47	37,36
		187,43	(3,23%)	4,202	(11,84%)	32,98	(4,72%)	37,25	(0,29%)
	Sem Fibras	170,52	171,25	0,937	0,96	35,60	31,73	37,43	37,00
		171,97	(0,42%)	0,989	(2,70%)	27,85	(12,21%)	36,57	(1,16%)
D	Com Fibras	414,89	404,72	5,255	5,04	41,89	41,45	82,80	82,23
		394,54	(2,51%)	4,819	(4,33%)	41,01	(1,06%)	81,66	(0,69%)
	Sem Fibras	323,36	324,41	2,348	2,78	33,32	33,67	85,73	85,94
		325,45	(0,32%)	3,220	(15,66%)	34,02	(1,04%)	86,15	(0,24%)
E	Com Fibras	1359,60	1324,49	1,012	0,95	140,80	157,75	70,61	70,14
		1289,37	(2,65%)	0,891	(6,36%)	174,71	(10,75%)	69,67	(0,67%)
	Sem Fibras	1309,22	1377,92	0,933	0,95	148,12	156,42	73,78	73,52
		1446,62	(4,99%)	0,964	(1,63%)	164,73	(5,31%)	73,25	(0,36%)

(...) variação percentual

Das curvas tensão-extensão representadas para cada par de provetes, com e sem adição de fibras, para os diferentes tipos de solo (Figuras 5.1 a 5.5), é possível visualizar o efeito das fibras de polipropileno na alteração do comportamento mecânico do material, em especial na fase pós-rotura. É evidente uma notória alteração de comportamento com a adição de fibras, passando de frágil (caracterizado por um pico de resistência seguido de uma queda brusca) para dúctil, com mobilização de significativa resistência residual.

No que diz respeito à resistência pós-pico, para provetes sem fibras, é visível a perda total desta resistência ainda antes da extensão axial atingir os 5%. De referir que, no caso do solo B, apesar da perda da resistência pós-pico, o par de provetes sem fibras continua a deformar-se até uma extensão axial de 15%, com uma resistência média de aproximadamente 50 kPa.

Por outro lado, com a adição de fibras, a perda de resistência pós-rotura é muito menos significativa, existindo mesmo a estabilização da resistência pós-cedência para os solos B, C e D, sendo que, estes foram os solos que apresentaram valores mais baixos de resistência. De

facto, a inclusão de fibras origina o aumento da resistência pós-rotura, devendo-se esse facto à mobilização da resistência à tração das fibras. Assim, a sua presença origina uma redistribuição de esforços para zonas vizinhas, permitindo que estas contribuam para uma maior resistência global e, conseqüentemente, alteração do modo de rotura, tal como pode ser observado nos provetes da Figura 5.6. Por outro lado, no que diz respeito ao solo E, ao contrário do que se verificou para os restantes solos, é visível uma diminuição da resistência pós-rotura com a adição de fibras.

A Figura 5.6 exemplifica os dois modos de rotura para os diferentes tipos de solo em estudo, com e sem adição de fibras. Os provetes sem fibras ( $DF=0\text{kg/m}^3$ ) rompem segundo uma superfície de rotura do tipo planar, enquanto nos provetes com adição de fibras ( $DF=10\text{kg/m}^3$ ) é visível uma rotura do tipo global e generalizada do material, sendo que o provete tem uma deformação tipo “barrica”, verificando-se a formação de várias superfícies de rotura, que contribuem para uma rotura global. Para o provete referente ao solo E com adição de fibras, a rotura já não é tão generalizada, sendo que este apresenta uma superfície de rotura planar preferencial.

Estes resultados estão de acordo com o mecanismo de interação solo-ligante-fibras proposto por Tang et al. (2007), conforme analisado no Capítulo 2, onde foi possível concluir que as partículas de solo que ficam coladas à superfície das fibras contribuem para o aumento da resistência friccional entre o solo e estas.

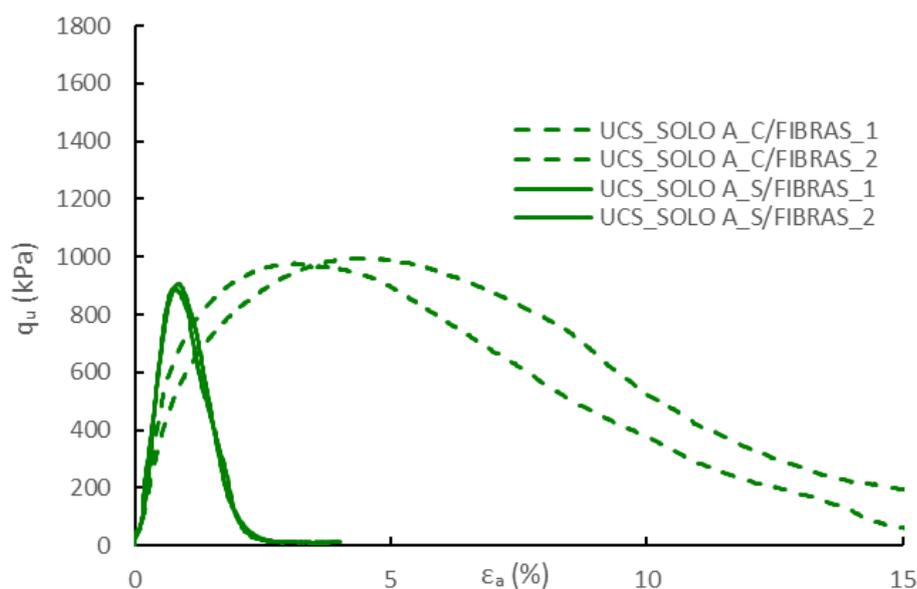


Figura 5.1 – Curvas tensão-extensão representantes do ensaio UCS de referência para o Solo A com e sem adição de fibras

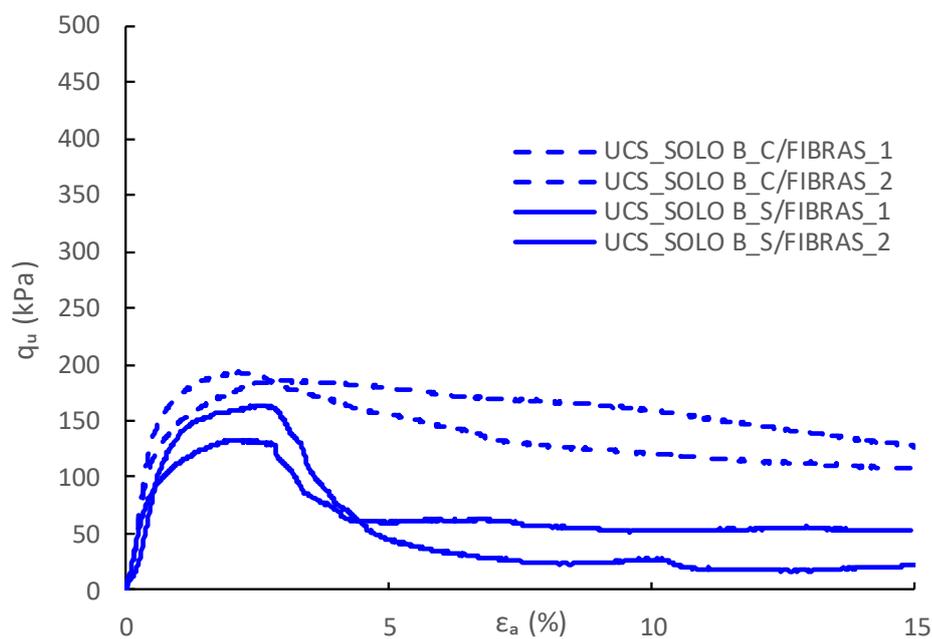


Figura 5.2 – Curvas tensão-extensão representantes do ensaio UCS de referência para o Solo B com e sem adição de fibras

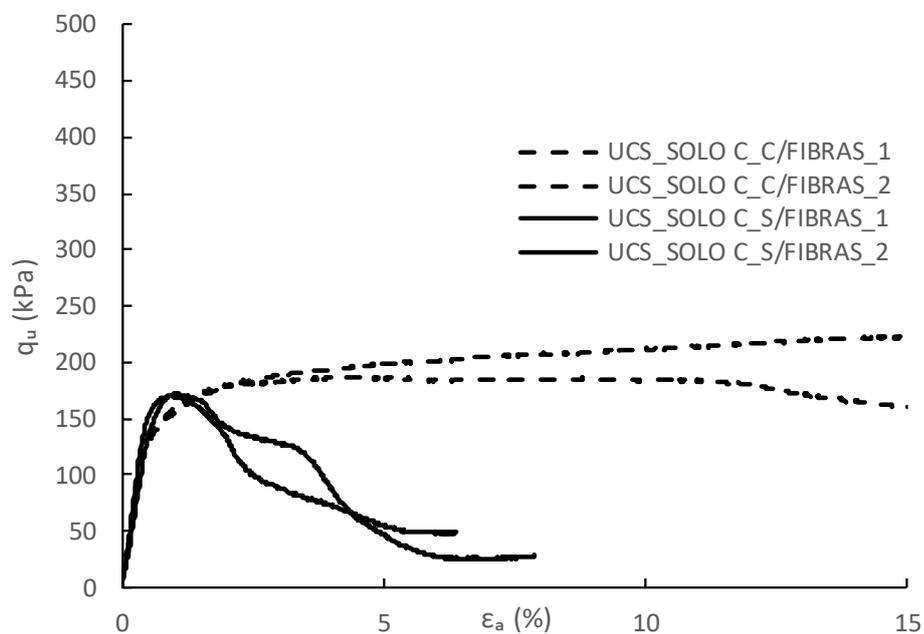


Figura 5.3 – Curvas tensão-extensão representantes do ensaio UCS de referência para o Solo C com e sem adição de fibras

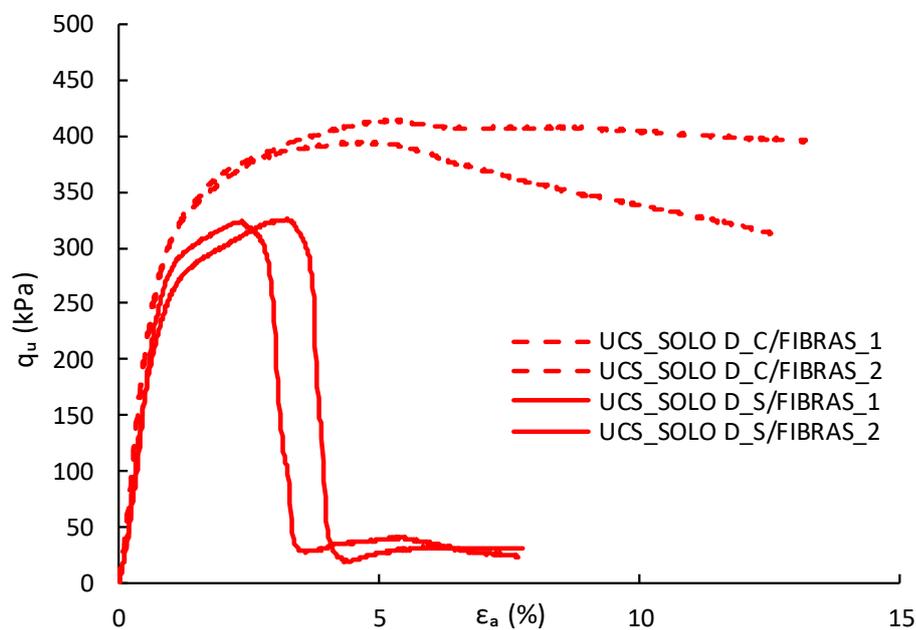


Figura 5.4– Curvas tensão-extensão representantes do ensaio UCS de referência para o Solo D com e sem adição de fibras

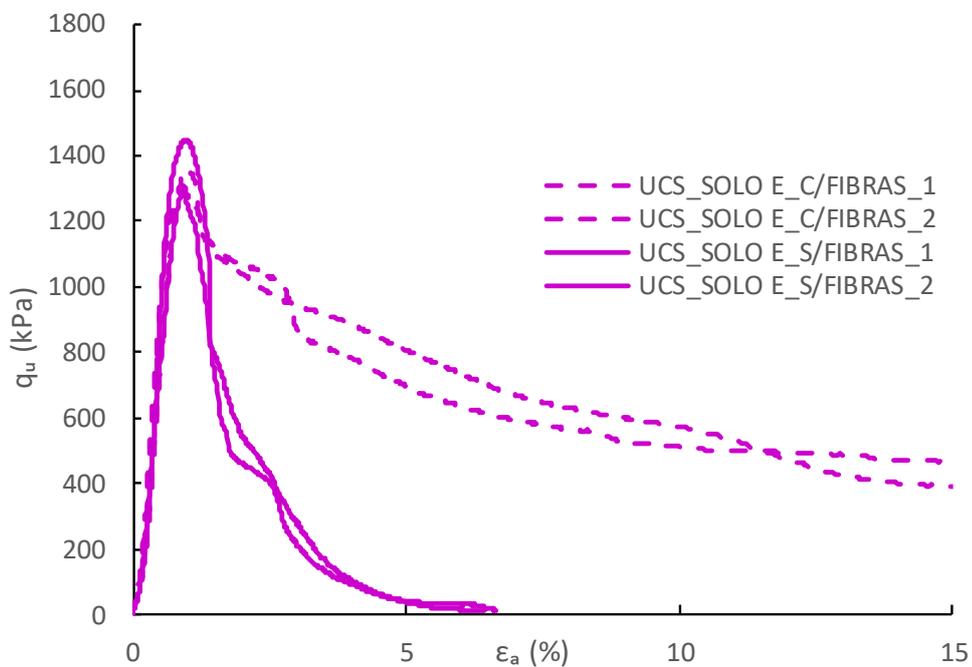


Figura 5.5 – Curvas tensão-extensão representantes do ensaio UCS de referência para o Solo E com e sem adição de fibras



Figura 5.6 – Modo de rotura para os provetes dos diferentes solos: a) sem adição de fibras, b) com adição de fibras ( $10 \text{ kg/m}^3$ )

Relativamente ao módulo de deformabilidade, através da análise do Quadro 5.1, verifica-se que a adição de fibras não se repercute de igual forma em todos os solos. No que toca aos solos B e D, é visível o aumento no módulo de deformabilidade fruto da adição de fibras, enquanto que no solo A o efeito é oposto, sendo o decréscimo do módulo de deformabilidade com a adição de fibras bastante significativo. Nos solos C e E a influência das fibras pode-se considerar negligenciável, ou seja, o comportamento é ditado fundamentalmente pelas ligações cimentícias.

Porém (2016) obteve uma diminuição do módulo de deformabilidade para dosagens fibras superiores ( $30$  e  $50 \text{ kg/m}^3$ ), visto que, a presença de fibras impede o estabelecimento de algumas ligações cimentícias, sendo este efeito mais preponderante com o aumento da dosagem de fibras. Contudo, no presente estudo, não é possível relacionar a adição de fibras com o módulo de deformabilidade. Um dos factos que poderá explicar a variação obtida, para os diferentes tipos de solo, é a dosagem de fibras não ser muito elevada ( $10 \text{ kg/m}^3$ ), ou seja, a inclusão das mesmas, não é suficiente para induzir uma significativa diminuição de ligações cimentícias.

Quanto ao teor em água final, tal como o módulo de deformabilidade, não apresenta um comportamento igual para todos os solos. Para os solos A, B e C verifica-se um ligeiro aumento do teor em água final para provetes com fibras. Por outro lado, nos solos D e E (com maior percentagem de finos) constata-se o oposto, em consequência da “substituição” de solo mais fino (com maior capacidade de absorção de água) por fibras (inertes à água).

Por fim, analisando as curvas tensão-extensão apresentadas, juntamente com o Quadro 5.1, conclui-se que a extensão axial e a resistência à compressão não-confinada apresentam valores mais elevados nos provetes com adição de fibras. Contudo, para o solo E, a extensão axial é igual para provetes com e sem adição de fibras e em relação à resistência à compressão não confinada média verifica-se que até é ligeiramente superior para um dos provetes sem adição de fibras. Este comportamento parece ser ditado pela elevada rigidez destes provetes, assim a deformação na rotura parece não ser suficiente para mobilizar a resistência à tração das fibras.

No que diz respeito à influência do tipo de solo, a forma mais adequada é comparar os solos A (areia), B (silte arenoso) e C (areia siltosa), verificando assim qual a importância de uma maior ou menor percentagem de finos nos resultados finais. No que toca à resistência à compressão não confinada e ao módulo de deformabilidade, é possível verificar que para os três solos referidos, o solo A, constituído na sua totalidade por areia, é o que regista maior valor para ambos os parâmetros. Através da análise dos gráficos de barras das Figuras 5.7 e 5.8, é visível uma redução significativa destes parâmetros para os solos B e C, em consequência da sua maior percentagem de finos, tornando estes solos muito menos resistentes.

Quanto aos solos D e E, ambos classificados como siltes arenosos, importa analisar a influência da matéria orgânica. O solo D possui um elevado teor em matéria orgânica, enquanto que o solo E (obtido através da “queima” do solo D) possui um valor de matéria orgânica residual (aproximadamente 2%). Tanto para resistência à compressão não confinada, como para o módulo de deformabilidade, é notório um aumento muito significativo (cerca de 3 vezes) para o solo E. Ou seja, a presença de matéria orgânica torna o solo bastante menos resistente e menos rígido, tal como é possível verificar observar nos resultados para o solo D.

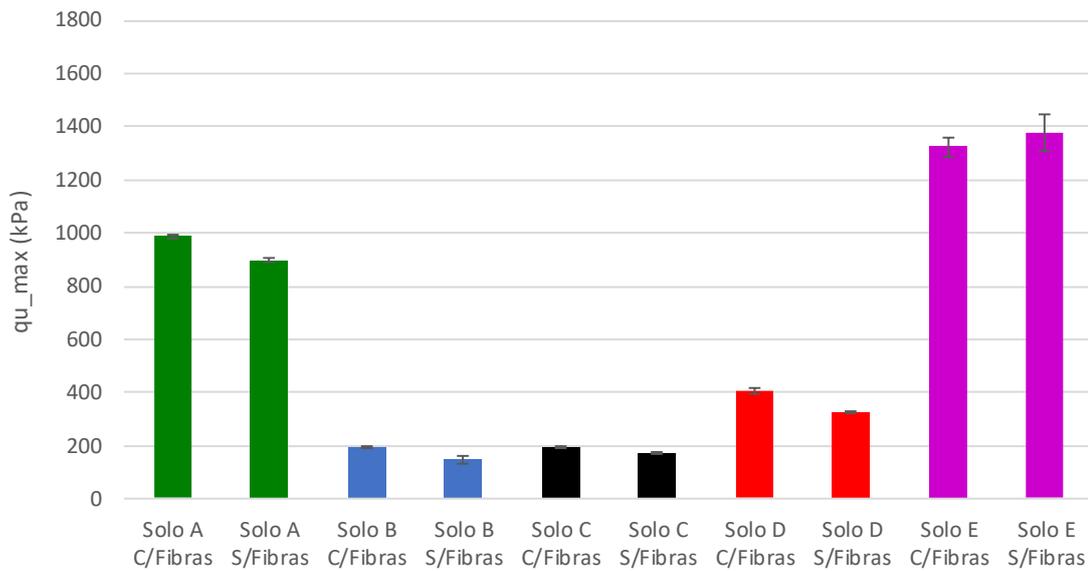


Figura 5.7 – Variação de  $q_{u\_max}$  entre os ensaios UCS de referência para os diferentes tipos de solo com e sem adição de fibras

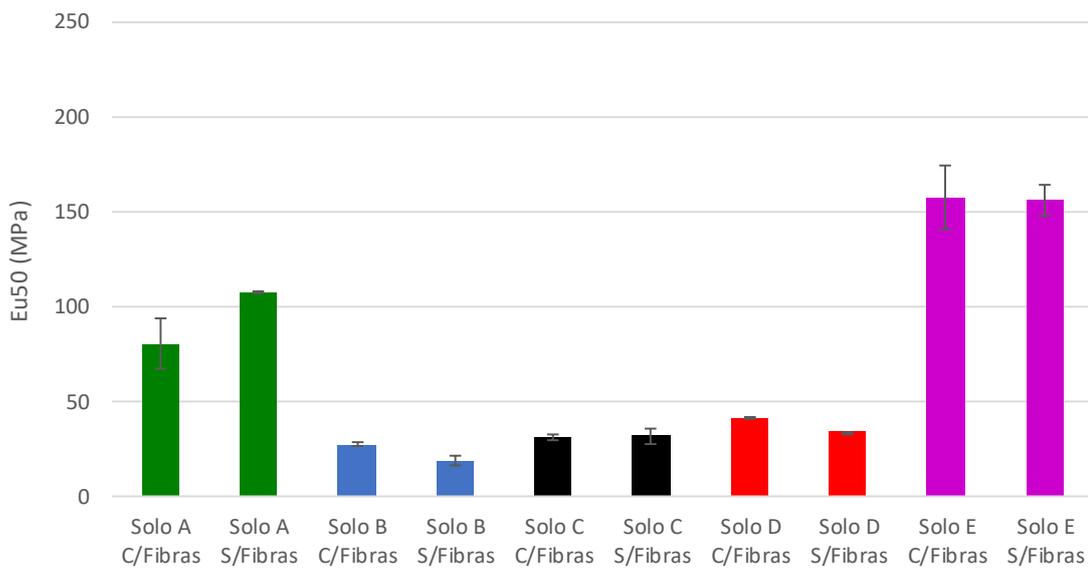


Figura 5.8 – Variação de  $E_{u50}$  entre os ensaios UCS de referência para os diferentes tipos de solo com e sem adição de fibras

### 5.3. Ensaios de Carga Cíclico

Tal como foi descrito na secção 4.4, os ensaios cíclicos foram executados para 3 000 ciclos, com um nível de tensão de 50% da carga de rotura ( $q_{u\_max}$ ), amplitude de  $\pm 7,5\%$ , e frequência de 0,25 Hz. O Quadro 5.2 resume as condições dos ensaios cíclicos para provetes relativos aos diferentes tipos de solo com e sem adição de fibras. Nas Figuras 5.9 a 5.13 representam-se a evolução das deformações axiais acumuladas durante o número de ciclos do ensaio para os diferentes tipos de solo em estudo.

Quadro 5.2 - Valores aplicados nos ensaios cíclicos para os diferentes tipos de solo com e sem adição de fibras

Solo	Tipo de Proвете	ENSAIO UCS		ENSAIO CIC			
		$F_{max}$ (N)	$q_{u\_max}$ (kPa)	50% $F_{max}$ (kN)	Amplitude: $\pm 7,5\% F_{max}$ (kN)	$F_{max}$ (kN)	$F_{min}$ (kN)
A	Com Fibras	3818,99	978,60	1,92	0,29	2,21	1,63
		38883,71	995,75				
	Sem Fibras	3515,42	891,17	1,76	0,26	2,02	1,50
		3515,67	904,20				
B	Com Fibras	750,66	193,23	0,37	0,06	0,43	0,31
		726,14	186,55				
	Sem Fibras	634,32	163,94	0,29	0,04	0,33	0,25
		518,46	133,12				
C	Com Fibras	724,17	199,93	0,35	0,05	0,40	0,30
		682,28	187,43				
	Sem Fibras	629,52	170,52	0,31	0,05	0,36	0,26
		629,89	171,97				
D	Com Fibras	1537,93	414,89	0,76	0,11	0,87	0,65
		1448,04	394,54				
	Sem Fibras	1190,62	323,36	0,60	0,09	0,69	0,51
		1196,57	325,45				
E	Com Fibras	5298,35	1359,60	2,58	0,39	2,97	2,19
		5018,94	1289,37				
	Sem Fibras	5106,35	1309,22	2,69	0,40	3,09	2,29
		5661,48	1446,62				

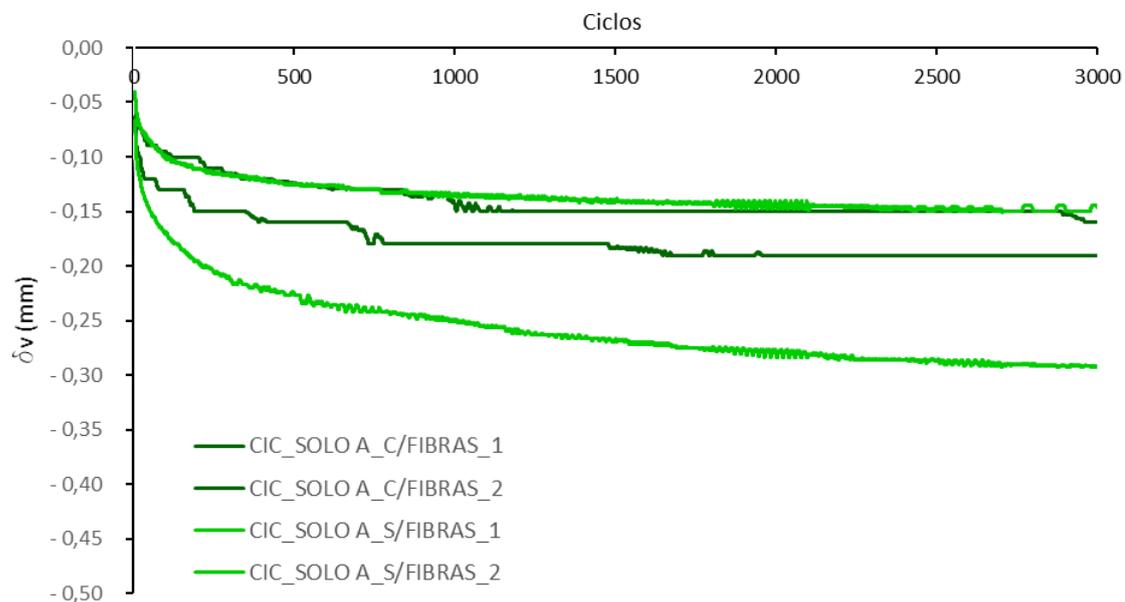


Figura 5.9 – Curvas representativas da deformação vertical acumulada ao longo do número de ciclos do ensaio cíclico representantes para o Solo A com e sem adição de fibras

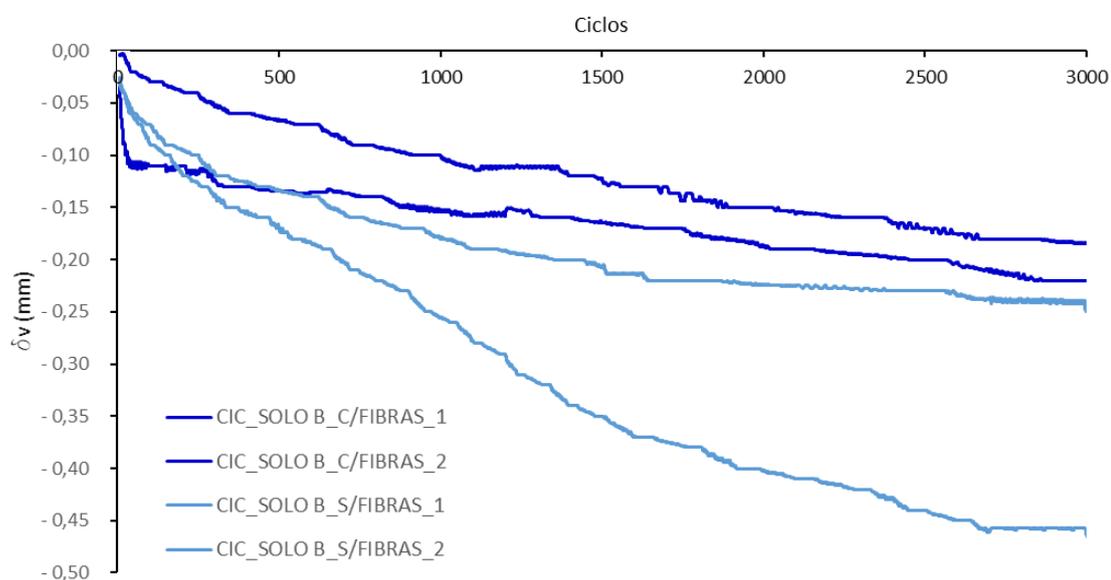


Figura 5.10 – Curvas representativas da deformação vertical acumulada ao longo do número de ciclos do ensaio cíclico representantes para o Solo B com e sem adição de fibras

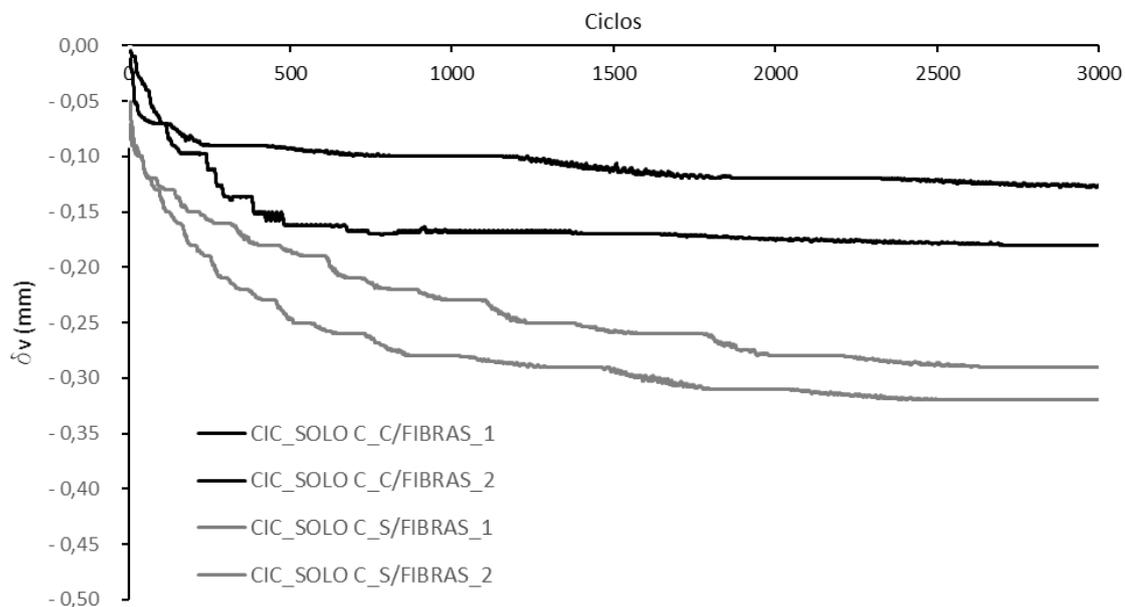


Figura 5.11 – Curvas representativas da deformação vertical acumulada ao longo do número de ciclos do ensaio cíclico representantes para o Solo C com e sem adição de fibras

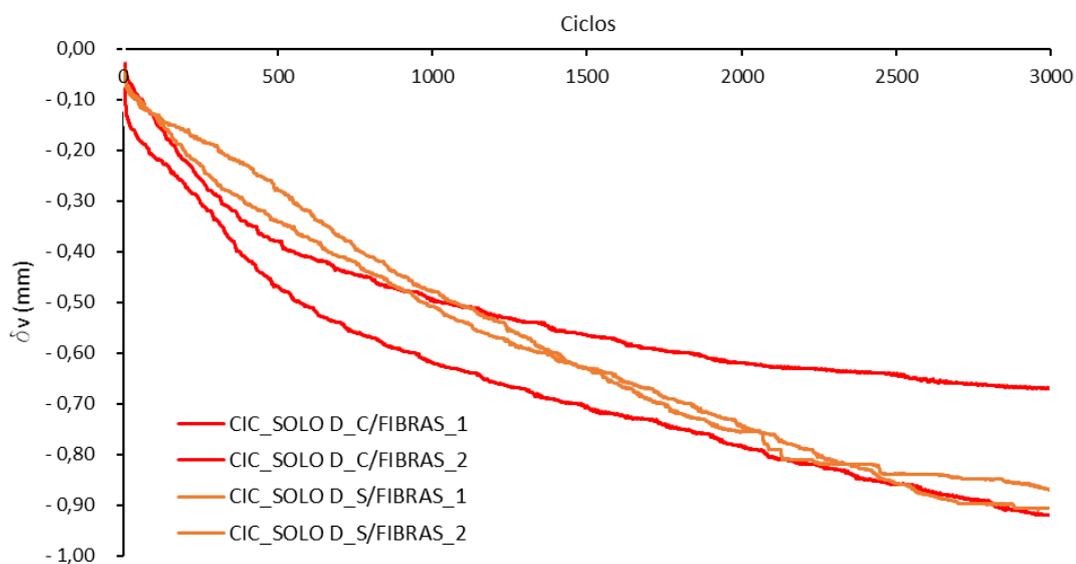


Figura 5.12 – Curvas representativas da deformação vertical acumulada ao longo do número de ciclos do ensaio cíclico representantes para o Solo D com e sem adição de fibras

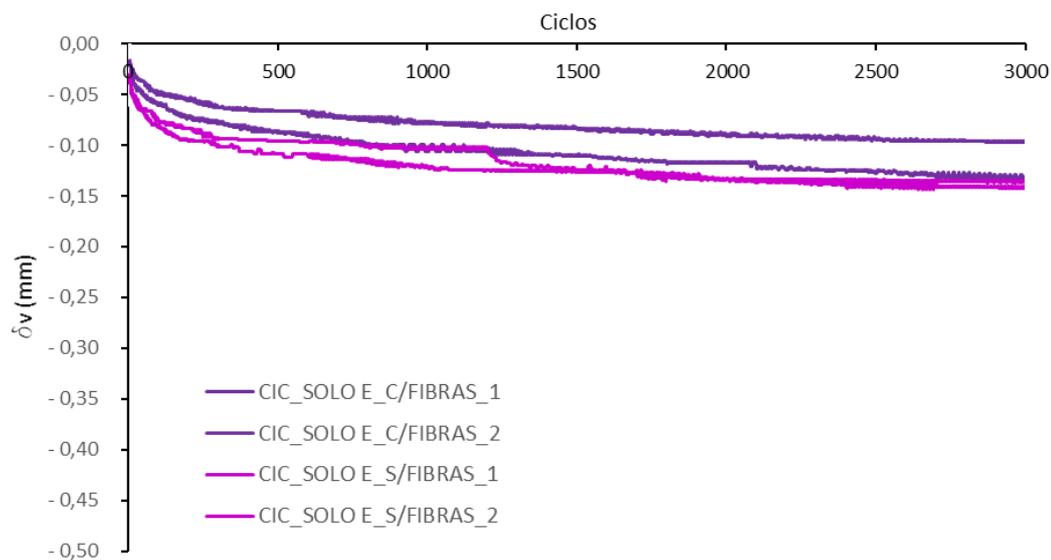


Figura 5.13 – Curvas representativas da deformação vertical acumulada ao longo do número de ciclos do ensaio cíclico representantes para o Solo E com e sem adição de fibras

Para a generalidade dos solos em estudo (solos A, B, C e E), a evolução das deformações verticais acumuladas até aos primeiros 500 ciclos, caracteriza-se por uma descida abrupta na fase inicial do ensaio cíclico, seguida de uma tendência de estabilização com o incremento do número de ciclos. Quanto ao solo mole natural (solo D) o mesmo não se verifica, sendo que, desde o início do ensaio, a deformação segue uma evolução quase linear, não exibindo tendência de estabilização ao longo do ensaio. Este comportamento poderá ser explicado pelo elevado teor em matéria orgânica presente no solo D, que tende a induzir deformações de fluência de elevada magnitude.

No que toca aos solos A, B e C também é possível tirar algumas conclusões relativamente à influência do tipo de solo na sua deformação, sendo que, para estes três solos as deformações finais com e sem adição de fibras foram bastante próximas. Contudo, o comportamento durante o ensaio é diferente, tal como é possível observar nos gráficos das figuras anteriores. Para o solo A (areia) é visível uma estabilização da deformação logo no início do ensaio cíclico (nos primeiros 500 ciclos). No entanto, para os solos B e C, onde a percentagem de finos é bastante significativa, observa-se uma deformação mais acentuada nos primeiros 1 000 ciclos, sendo que a sua estabilização só ocorre aproximadamente a meio do ensaio cíclico.

Através da análise do Quadro 5.3 e das curvas representadas nas figuras anteriores, verifica-se que para todos os solos em estudo, a deformação vertical acumulada ( $\delta_{\text{final}}$ ) é inferior (em média) para os provetes com adição de fibras, indicando que as fibras melhoram o

comportamento dos solos sob solitação cíclica. Ao contrário dos solos B, C e E, em que os pares de provetes com e sem adição de fibras tiveram um comportamento semelhante, os solos A e D revelam alguma oscilação de valores entre os pares de provetes.

Para o solo A a deformação registada para o par de provetes com fibras é semelhante, enquanto que um dos provetes sem fibras registou aproximadamente o dobro do outro. No que toca ao solo D (solo mole), são notórias duas fases durante o carregamento cíclico. Numa fase inicial, aproximadamente até aos 1 000 ciclos, o deslocamento vertical acumulado para o solo com adição de fibras é superior ao solo sem fibras. No entanto, no final do ensaio o mesmo não se verifica, sendo que a deformação média registada sem adição de fibras é superior ao solo com fibras, seguindo a tendência dos restantes solos. De referir que, para um dos provetes com adição de fibras (CIC\_SOLO D\_C/FIBRAS\_1), a deformação vertical acumulada registou um valor bastante superior ao do seu par e ainda ligeiramente superior ao par de provetes sem fibras, tal como pode ser observado na Figura 5.10. A deformação vertical acumulada para este provete foi de aproximadamente 0,92 mm, sendo que foi a máxima deformação registada. Estas variações podem ter origem na preparação (podem existir zonas com maior ou menor quantidade de ligante e/ou fibras) e/ou desmoldagem do provete, ou até mesmo em pequenos erros de ajuste na prensa durante o ensaio cíclico.

Quadro 5.3 – Resumo dos resultados obtidos para a deformação vertical acumulada nos ensaios cíclicos para os diferentes tipos de solo com e sem adição de fibras

Solo	Tipo de Provede	$\delta_{\text{final}}$ (mm)	$\delta_{\text{final\_med}}$ (mm)
A	Com Fibras	-0,16	-0,18
		-0,19	
	Sem Fibras	-0,16	-0,24
		-0,31	
B	Com Fibras	-0,22	-0,21
		-0,19	
	Sem Fibras	-0,47	-0,36
		-0,25	
C	Com Fibras	-0,18	-0,16
		-0,13	
	Sem Fibras	-0,32	-0,31
		-0,29	
D	Com Fibras	-0,92	-0,80
		-0,67	
	Sem Fibras	-0,87	-0,89
		-0,91	
E	Com Fibras	-0,10	-0,13
		-0,15	
	Sem Fibras	-0,14	-0,15
		-0,15	

#### 5.4. Ensaio de compressão simples monotônicos pós-cíclicos

Após os ensaios cíclicos, os provetes são descarregados e levados para o Laboratório de Geotecnia para serem submetidos a ensaios de compressão simples monotônicos, designados por UCS pós-cíclico (UCS<sub>pc</sub>), de forma a comparar os seus resultados com os ensaios de referência, ou seja, sem carregamento cíclico. Os resultados dos ensaios pós-cíclicos são apresentados no Quadro 5.4. Tal como nos ensaios de compressão simples monotônicos de referência, na generalidade dos pares de provetes, a variação dos resultados face ao valor médio enquadra-se no intervalo de variação máxima em relação à média do par de ensaios (15%) referido na norma NP EN 206-1.

Quadro 5.4 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios UCS pós-cíclicos referentes aos diferentes tipos de solo com e sem adição de fibras

Ensaio UCS pós-cíclico									
Solo	Tipo de Provede	q <sub>u_max</sub> (kPa)	q <sub>u_med</sub> (kPa)	ε <sub>arot</sub> (%)	ε <sub>arot_med</sub> (%)	E <sub>u50</sub> (MPa)	E <sub>u50_med</sub> (MPa)	w <sub>f</sub> (%)	w <sub>f_med</sub> (%)
A	Com Fibras	1160,36	1135,36 (2,20%)	4,010	4,25 (5,64%)	98,81	107,02 (7,67%)	13,74	13,86 (0,83%)
		1110,35		4,489		115,23		13,97	
	Sem Fibras	1426,59	1315,08 (8,48%)	0,867	0,87 (0,63%)	185,79	164,10 (13,22%)	8,99	10,53 (14,58%)
		1203,56		0,878		142,40		12,06	
B	Com Fibras	217,10	217,97 (0,40%)	2,264	2,22 (1,80%)	35,46	40,20 (11,79%)	45,06	44,40 (1,50%)
		218,84		2,184		44,94		43,73	
	Sem Fibras	188,63	219,2 (13,95%)	2,788	2,81 (0,71%)	40,48	38,71 (4,56%)	41,31	41,56 (0,59%)
		249,77		2,327		36,95		41,80	
C	Com Fibras	251,54	234,64 (7,20%)	4,895	5,20 (5,87%)	35,42	46,55 (23,90%)	33,37	33,98 (1,80%)
		217,73		5,505		57,68		34,59	
	Sem Fibras	268,11	269,82 (0,63%)	1,665	1,60 (3,77%)	80,85	78,91 (2,46%)	34,30	34,28 (0,06%)
		271,52		1,544		76,97		34,26	
D	Com Fibras	442,86	462,38 (4,22%)	3,670	3,39 (8,16%)	69,64	71,13 (2,10%)	78,20	78,74 (0,69%)
		481,90		3,116		72,63		79,28	
	Sem Fibras	415,99	400,39 (3,90%)	3,342	2,84 (17,80%)	72,31	65,23 (10,85%)	82,71	82,62 (0,11%)
		384,78		2,332		58,15		82,52	
E	Com Fibras	1381,78	1340,18 (3,10%)	0,907	0,95 (4,02%)	199,51	194,62 (2,51%)	68,44	67,42 (1,52%)
		1298,57		0,983		189,73		66,39	
	Sem Fibras	1610,41	1628,58 (1,12%)	1,428	1,55 (7,90%)	217,34	207,35 (4,81%)	69,19	68,92 (0,40%)
		1646,75		1,673		197,37		68,64	

(...) variação percentual

No Quadro 5.5 comparam-se os resultados dos ensaios UCS pós-cíclicos (Quadro 5.4) com os de referência (Quadro 5.1), através da variação percentual dos valores médios de q<sub>u\_med</sub> e de E<sub>u50\_med</sub>, calculada por intermédio do quociente (UCS<sub>pc</sub> – UCS)/(UCS).

Quadro 5.5 – Variação dos parâmetros obtidos nos ensaios UCS pós-cíclicos *versus* ensaios UCS de referência para os diferentes tipos de solos

Variação nos parâmetros (UCS <sub>pc</sub> -UCS <sub>ref</sub> )/UCS <sub>ref</sub>					
Solo	Tipo de Provette	$\Delta q_{u\_med}$ (kPa)	$\Delta \epsilon_{arot\_med}$ (%)	$\Delta E_{u50\_med}$ (MPa)	$\Delta w_{f\_med}$ (%)
A	Com Fibras	15,0%	15,0%	38,1%	-8,2%
	Sem Fibras	46,6%	4,2%	51,8%	-15,6%
B	Com Fibras	14,8%	-5,4%	47,3%	-0,7%
	Sem Fibras	51,3%	13,2%	108,7%	-2,2%
C	Com Fibras	21,0%	11,4%	46,5%	-9,0%
	Sem Fibras	57,6%	66,9%	151,7%	-7,3%
D	Com Fibras	14,4%	-32,8%	71,7%	-4,2%
	Sem Fibras	23,4%	7,4%	94,0%	-3,9%
E	Com Fibras	1,2%	0,0%	25,1%	-3,9%
	Sem Fibras	18,4%	63,3%	33,3%	-6,3%

Nas Figuras 5.14 a 5.18 comparam-se das curvas tensão-extensão dos ensaios UCS de referência e dos ensaios UCS pós-cíclico, com (Figuras 5.14a) a 5.18a)) e sem adição de fibras (Figura 5.14b) a 5.18b)).

Contrariamente ao expectável, verifica-se a existência de um acréscimo da resistência ( $q_{u\_max}$ ) após o ensaio cíclico, para todos os solos em estudo. Ou seja, a expectável deterioração da estrutura, através da quebra de algumas ligações estruturais, devido à aplicação de solicitação cíclica, parece não ter efeitos prejudiciais, sendo possível observar um acréscimo da rigidez do provete após carregamento cíclico. A eventual quebra de algumas dessas ligações, permite a mobilização de um maior atrito nas superfícies de rotura, devido à granulometria mais “grosseira” do material e à “entrada em serviço” das fibras, mobilizando zonas vizinhas e aumentando assim a resistência do provete. Importa referir que, este acréscimo de resistência e rigidez resultante do ensaio cíclico, foi muito mais significativo para os provetes sem adição de fibras, para todos os solos em estudo, tal como pode ser verificado na variação positiva de  $q_{u\_med}$  e  $E_{u50\_med}$ .

Tal como já foi referido, a melhoria do comportamento mecânico observado após os ensaios cíclicos (UCS<sub>pc</sub>) suscitou algumas dúvidas. Ainda que se assuma como válida a hipótese de que, as fibras estão a influenciar o comportamento do provete sob ações cíclicas, aumentando a resistência não confinada pós-cíclica, verifica-se que esta hipótese não se aplica a provetes sem adição de fibras, tendo estes provetes registado uma maior variação positiva de resistência e módulo de deformabilidade (Quadro 5.5).

Através do estudo realizado por Porém (2016), e após a realização de ensaios de despistagem do efeito de carga cíclica, concluiu-se que o aumento de resistência nos ensaios UCSpc não está relacionado com a aplicação da carga cíclica, mas sim, com o facto de o provete ter sido carregado a um nível de tensão que impõe deformações plásticas, mobilizando zonas vizinhas do material que entram “mais cedo” em serviço aquando do carregamento pós-cíclico, provocando assim um endurecimento do material compósito.

No estudo realizado por Davies & Fendukly (1994) foi utilizado um solo quimicamente estabilizado, onde foram aplicadas vários níveis de cargas cíclicas inferiores à carga de rotura, com uma frequência de 5 Hz. Verificou-se que para existir rotura dos provetes durante o ensaio cíclico, teriam de ser impostos níveis de carga relativamente elevados, muito próximos de 90% da resistência não confinada, valor este que diminui à medida que a dosagem de cimento aumenta, ou seja, à medida que o provete assume um comportamento mais rígido.

No entanto, o nível de tensão que foi aplicado no presente estudo é certamente um fator relevante para este fenómeno. De referir que, não se verificou nenhuma rotura ao longo do ensaio cíclico pois nunca foram atingidos níveis de carga tão elevados, sendo que as condições base estavam estabelecidas com um nível de tensão médio de 50% de  $q_{u\_max}$  e amplitude de  $\pm 7,5\%$   $q_{u\_max}$ , o que no máximo leva o provete a um pico de 57,5% de  $q_{u\_max}$ .

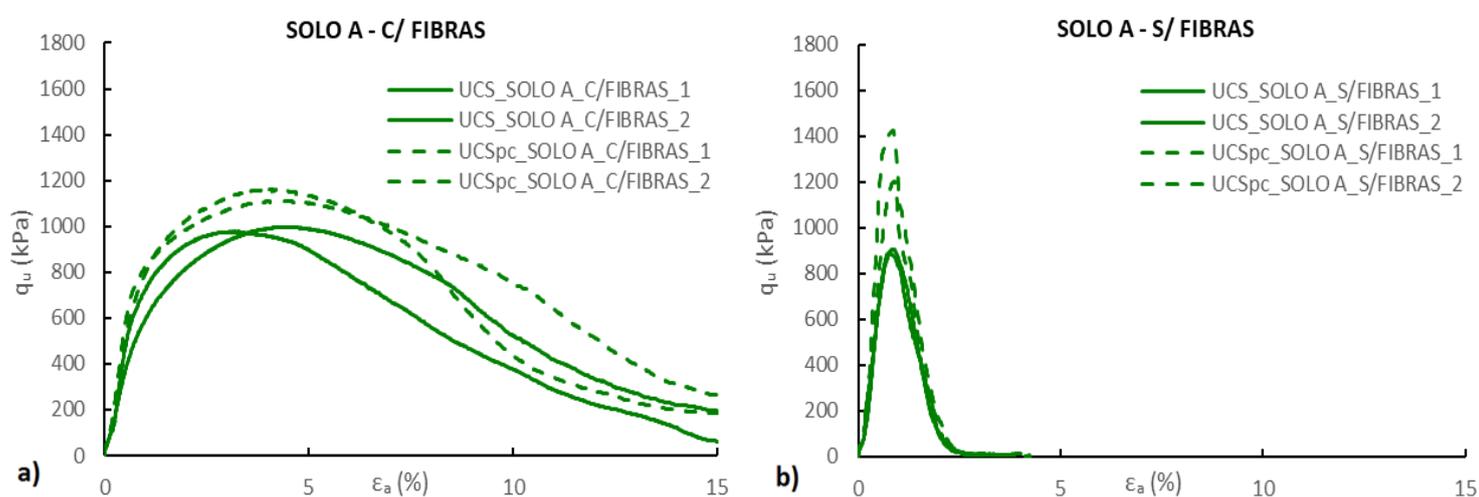


Figura 5.14 – Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes de referência e provetes pós-cíclico para o Solo A: a) com adição de fibras; b) sem adição de fibras

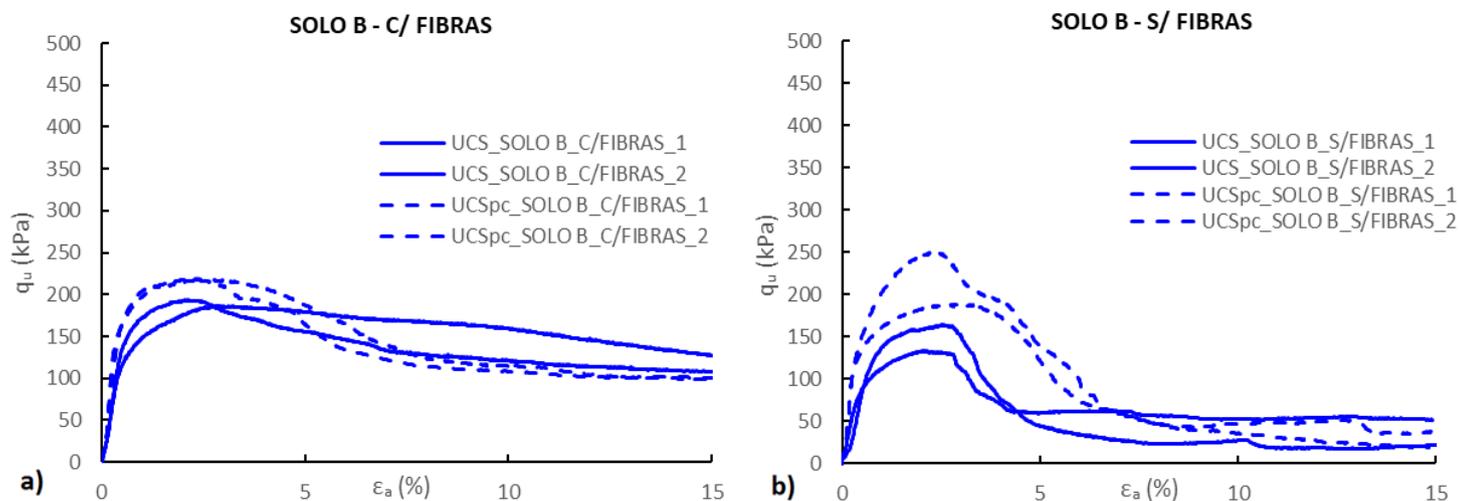


Figura 5.15 – Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes de referência e provetes pós-cíclico para o Solo B: a) com adição de fibras; b) sem adição de fibras

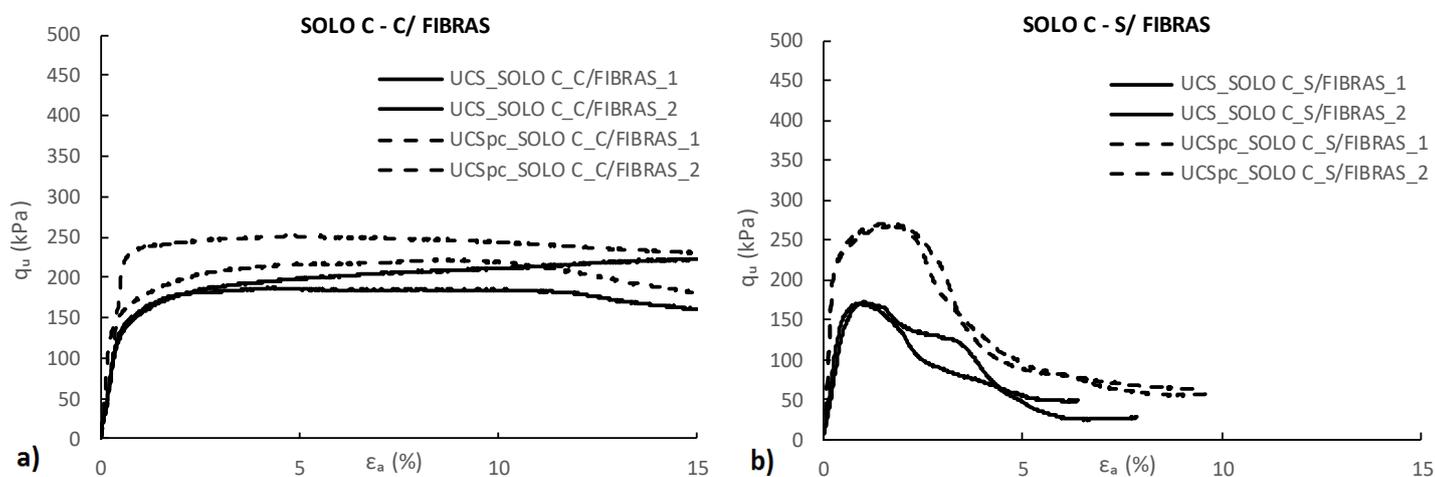


Figura 5.16 – Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes de referência e provetes pós-cíclico para o Solo C: a) com adição de fibras; b) sem adição de fibras

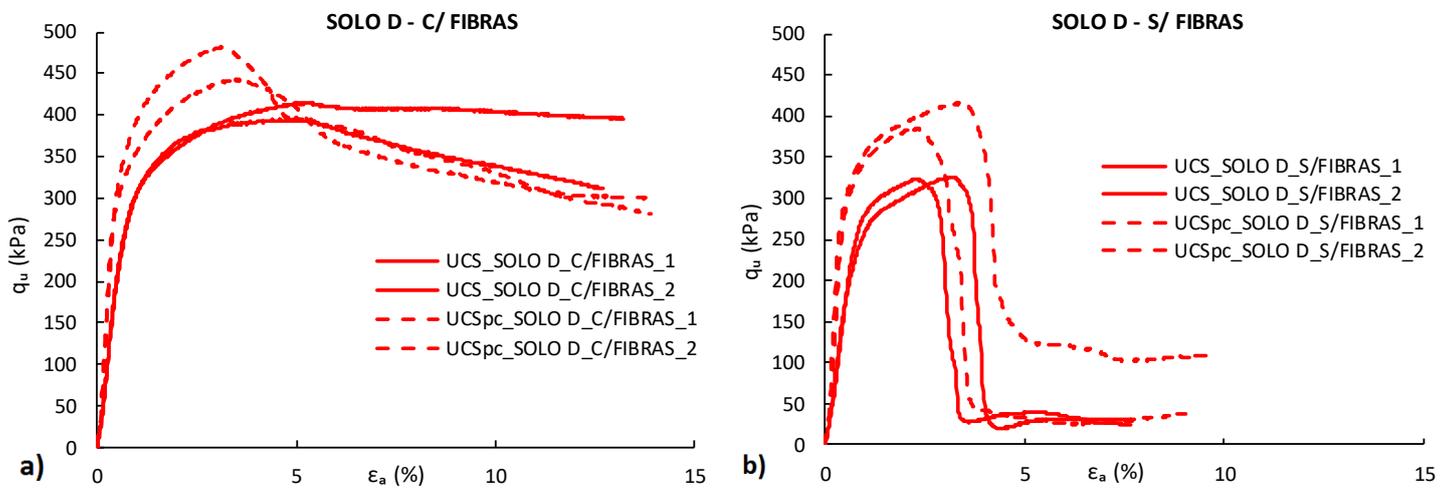


Figura 5.17 – Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes de referência e provetes pós-cíclico para o Solo D: a) com adição de fibras; b) sem adição de fibras

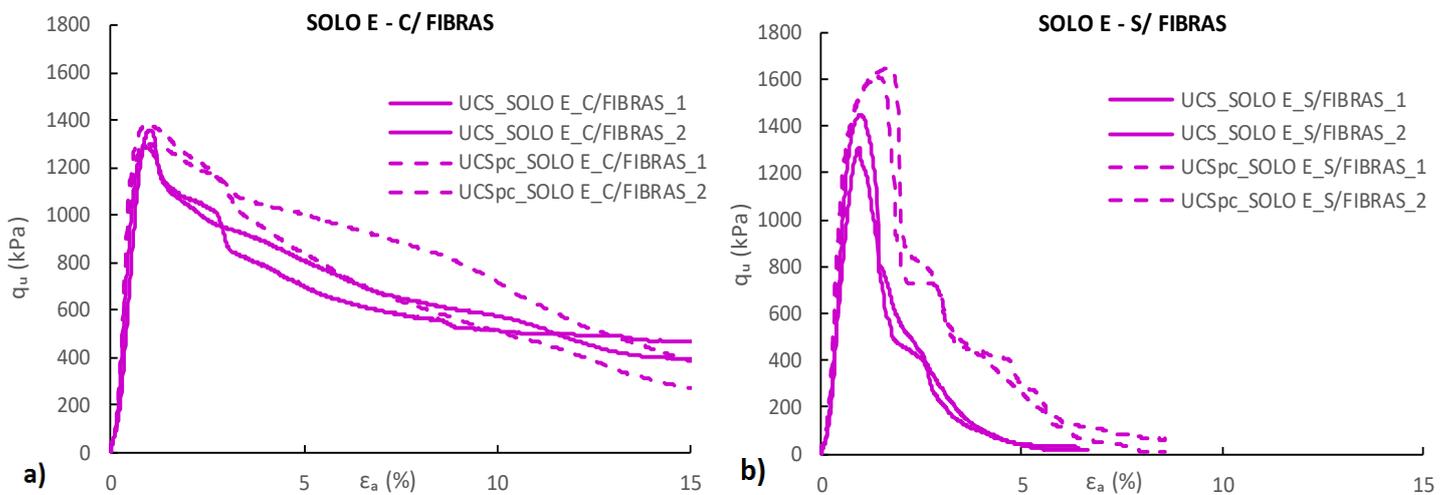


Figura 5.18 – Comparação das curvas tensão-extensão dos provetes de referência e provetes pós-cíclico para o Solo E: a) com adição de fibras; b) sem adição de fibras

Tal como foi registado com a resistência não confinada, em relação ao módulo de deformabilidade ( $E_{u50}$ ), também é possível verificar um aumento em relação aos provetes de referência, ou seja, o nível de carregamento aplicado durante o ensaio cíclico provoca o endurecimento do material compósito resultante, tal como observado por Vartuki (2015). Torna-se relevante mencionar que este fenómeno é independente da presença de fibras.

Quanto ao teor em água final, para os ensaios UCS pós-cíclicos, verifica-se que estes não apresentam um comportamento igual para todos os solos, tal como nos ensaios UCS de referência. Para os solos A e B verifica-se um ligeiro aumento do teor em água final para provetes com adição de fibras, sendo que no solo C esse valor é idêntico para provetes com e sem fibras. Por outro lado, nos solos D e E constata-se o oposto, ou seja, um maior valor do teor em água final, possivelmente devido à presença da matéria orgânica e da fração mais fina. No que diz respeito à variação observada no teor em água (Quadro 5.5), verifica-se a sua diminuição (variação negativa) após solicitação cíclica para todos os solos em estudo, independentemente da adição ou não de fibras. Como as fibras são quimicamente “inertes” em relação à água, estes resultados parecem indicar a perda de alguma água durante o carregamento cíclico, indiciando que as fibras podem constituir-se em caminhos preferenciais de percolação para a água, facilitando a sua drenagem para o exterior do provete.

Relativamente à extensão axial, em geral, constata-se que após o ensaio cíclico, a rotura ocorre para um nível de deformação superior, já que se observa uma variação positiva deste parâmetro (Quadro 5.5). De referir que, este comportamento foi obtido para todos os solos sem presença de fibras. Para os solos B e D com adição de fibras, verificou-se uma diminuição da extensão axial relativamente aos provetes de referência, sendo que, no caso do solo D, este facto pode ser consequência da presença de OM, a qual existe em menor quantidade no solo E. Quanto a este último solo, com adição de fibras observou-se a mesma extensão axial.

Analisando a influência do tipo de solo, e através da análise dos gráficos de barras das Figuras 5.19 e 5.20, é possível concluir que, para o solo A (constituído na sua totalidade por areia) é visível uma maior resistência à compressão e um maior valor do módulo de deformabilidade relativamente aos solos B e C, que se caracterizam por uma elevada percentagem de finos. No que diz respeito aos solos D e E, onde a análise é feita de modo a comparar a influência da matéria orgânica, verifica-se que, tal como nos ensaios UCS de referência, a presença de matéria orgânica faz com que o solo seja muito menos resistente, sendo possível observar variações muito significativas em ambos os parâmetros analisados nas figuras seguintes.

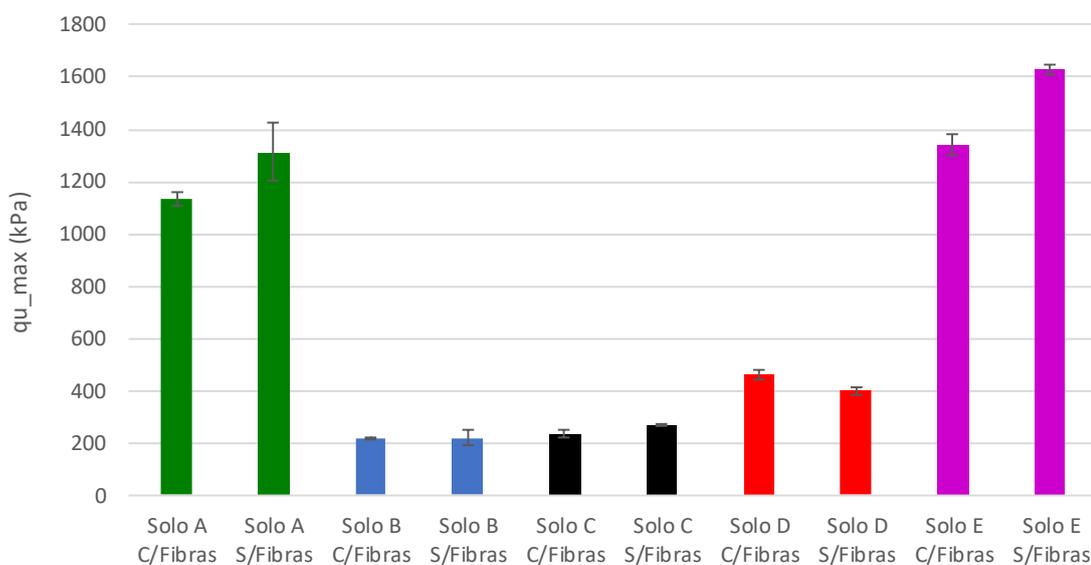


Figura 5.19 – Variação de  $q_{u\_max}$  entre os ensaios UCS pós-cíclico para os diferentes tipos de solo com e sem adição de fibras

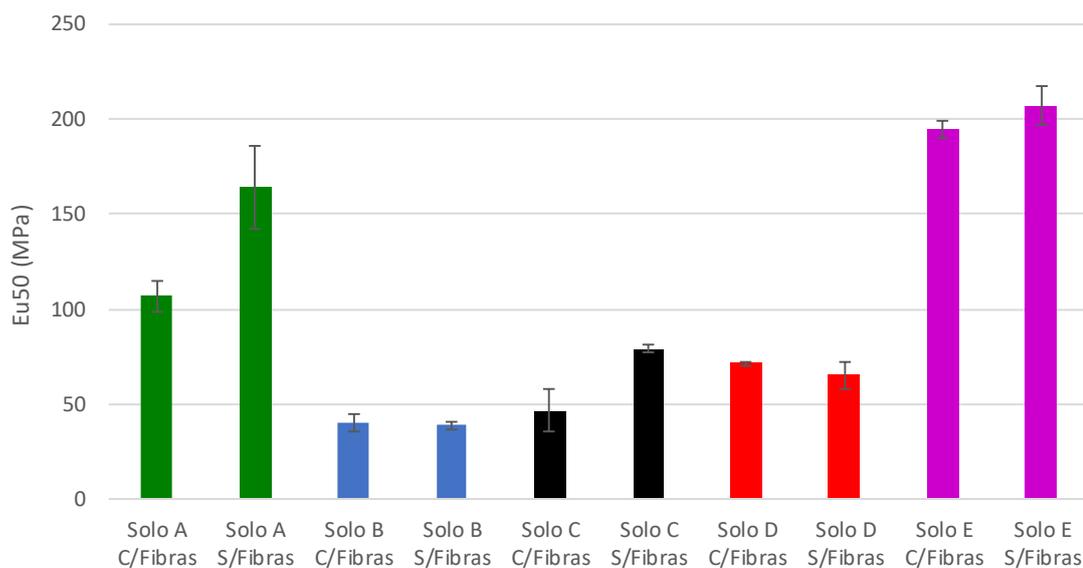


Figura 5.20 – Variação de  $E_{u50}$  entre os ensaios UCS pós-cíclico para os diferentes tipos de solo com e sem adição de fibras

Por fim, e para uma melhor percepção do efeito da adição de fibras, apresenta-se na Figura 5.21 o modo de rotura de um provete do solo E após o ensaio cíclico, UCSpc, observando-se a mobilização da resistência à tração das fibras ao longo do plano de rotura, promovendo o confinamento do provete.



Figura 5.21 – Modo de rotura para o provete UCSpc\_SOLO E\_C/FIBRAS\_2

## 6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

### 6.1. Considerações Finais

A presente dissertação procurou estudar o efeito de solicitação cíclica no comportamento mecânico do material composto por diferentes solos estabilizados quimicamente com cimento Portland e reforçados com fibras de polipropileno. Desta forma, estabeleceu-se um plano de ensaios, constituído por ensaios de compressão simples não confinados (UCS) e ensaios de compressão com carregamentos cíclicos (CIC), sendo que metade dos ensaios UCS foram monotónicos e a outra metade sujeitos a carregamento cíclico. Através destes ensaios pretendeu-se estudar a influência do tipo de solo e da adição de fibras no comportamento mecânico de cinco diferentes solos quando submetidos a solicitação cíclica. Para o efeito compararam-se os resultados obtidos com provetes sujeitos a cargas monotónicas com provetes sujeitos a cargas cíclicas prévias. Nestes ensaios, manteve-se o mesmo número de ciclos (3 000), amplitude ( $\pm 7,5\%$   $q_{u\_max}$ ) e frequência de aplicação de carga cíclica (0,25 Hz).

Quanto à influência do tipo de solo, verificou-se que, entre os solos A, B e C, o que verificou maior resistência à compressão não confinada foi o solo A, constituído na sua totalidade por areia, ou seja, o aumento da percentagem de finos no solo (solos B e C) conduz a uma menor resistência. Quanto à presença da matéria orgânica, analisando os solos D e E, verifica-se que após a “queima” da matéria orgânica (solo E), a resistência à compressão não confinada aumenta cerca de três vezes, confirmando o efeito nefasto da matéria orgânica.

Da análise da influência da adição de fibras, concluiu-se que, com a inclusão das fibras de polipropileno, a perda de resistência pós-pico não é tão significativa quando comparado com o provete sem fibras. De facto, nos provetes sem fibras constata-se a perda total desta resistência pós-rotura antes da extensão axial atingir os 5%. Para alguns solos, nomeadamente B, C e D (solos que apresentaram os valores mais baixos de resistência), com a inclusão de fibras observa-se uma reduzida perda de resistência pós-rotura, verificando-se mesmo a sua estabilização. Quanto à resistência à compressão não confinada, verifica-se que os provetes com inclusão de fibras registam valores ligeiramente superiores. No entanto, esta conclusão não se verifica em todos os solos, visto que, para o solo E (solo mole sem matéria orgânica), a resistência à compressão é superior para provetes sem adição de fibras.

No que diz respeito ao comportamento do material durante o carregamento cíclico, constata-se que, a evolução das deformações verticais acumuladas até aos primeiros 500 ciclos se caracteriza por uma descida abrupta na fase inicial do ensaio cíclico, seguida de uma tendência de estabilização com o incremento do número de ciclos. Este comportamento

---

apenas não se verificou no solo D (solo mole natural), onde não se registou uma tendência de estabilização ao longo do ensaio, o que parece ser uma consequência directa da presença de matéria orgânica.

Relativamente ao comportamento do material após o carregamento cíclico, verificou-se um aumento da resistência à compressão não confinada relativamente aos ensaios UCS de referência, o que sugere um fenómeno de endurecimento do material, visto que, existe um aumento da rigidez. O solo C (resultante da mistura dos solos A e B) foi o que registou um maior aumento da resistência, aproximadamente 58%, para provetes sem adição de fibras.

No que toca à presença de fibras no material compósito, observou-se a redução das deformações acumuladas com a adição de fibras para a generalidade dos solos (A, B, C e E). No que toca ao solo E (solo mole sem matéria orgânica), estas deformações são bastante semelhantes para provetes com e sem adição de fibras. Este comportamento deve-se ao facto de, o nível de tensão e amplitude de carga aplicada, se encontrarem muito provavelmente dentro da fase 'elástica'. Contudo, para o solo D (solo mole natural) verificou-se uma deformação acumulada inferior para provetes com adição de fibras, ou seja, neste caso a inclusão de fibras não tem qualquer relevância, sendo visível a importância da matéria orgânica, tal como anteriormente mencionado. De referir que, este foi o solo que registou as maiores deformações verticais acumuladas, cerca de 0,89 mm (0,64% em relação à altura do provete), para provetes sem adição de fibras.

Por fim, conclui-se que, o comportamento do solo quimicamente estabilizado, com ou sem incorporação de fibras, tem duas fases distintas: a primeira corresponde à fase pré-rotura, sendo essencialmente comandado pela resistência das ligações cimentícias; e o segundo referente à fase pós-rotura onde a presença de fibras, confere ao material um carácter mais dúctil ao material compósito.

## 6.2. Trabalhos Futuros

Após a análise de resultados e respectivas conclusões, algumas questões sobre o comportamento do material compósito em análise ficaram ainda por estudar. De forma a completar o presente estudo, propõem-se alguns trabalhos futuros de modo a para aprofundar os conhecimentos sobre a temática em análise:

- Estudar o comportamento mecânico do material estabilizado quimicamente com outros tipos de ligante (cal) e reforçado com diferentes fibras (metálicas), variando a sua dosagem;
- Estudar a estabilização química dos solos em estudo com cimento Portland CEM I 42,5 R, juntamente com cinzas volantes, visto que é uma combinação bastante utilizada e tem a vantagem da incorporação de um subproduto industrial (melhor sob o ponto de vista ambiental);
- Analisar a influência do aumento do comprimento das fibras, utilizando as fibras *DuomixM20* e comparando com os resultados obtidos;
- Estudar a estabilização química dos diferentes solos em estudo através do uso de nanomateriais cimentícios combinados ou não com fibras;
- Analisar a influência do número de ciclos aplicado ao material, já que existem estudos que demonstram que este fator é determinante nas deformações verticais acumuladas;
- Estudar a influência do nível de tensão, frequência e amplitude de carga;
- Analisar a viabilidade prática da técnica de estabilização química com introdução de fibras *in situ*, confrontando com os resultados obtidos em laboratório;
- Realizar ensaios de corte directo com diferentes solos estabilizados quimicamente e reforçados com adição de fibras, dispendo-as segundo diferentes ângulos relativamente ao plano de corte imposto, para assim estudar a influência da orientação das fibras na resistência ao corte;
- Estudar o comportamento cíclico do material compósito com outro tipo de ensaios (triaxial, flexão, tração).

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 2166 (2000). “Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil”. *American Society for Testing and Materials*.
- Bekaert (2010). *Product Datasheet DUOMIX M12*.
- Cardoso, A. J. M. S. (1987). “A Técnica Das Pregagens em Solos Aplicada em Escavações”. *Dissertação de Doutoramento, Dep. de Eng<sup>a</sup> Civil da FEUP, Universidade do Porto, Porto*.
- Casagrande, M. D. T. (2001). “Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais”. *Dissertação apresentada para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre*.
- Chauhan, M.S., Mittal, S. & Mohanty, B. (2008). Performance evaluation of silty sand subgrade reinforced with fly ash and fibre. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(5), pp.429–435.
- Coelho, P.A.L.F. (2000). Caracterização Geotécnica de Solos Moles: Estudo do Local Experimental da Quinta da Foja. *Dissertação de Mestrado, Dep. de Eng<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra*.
- Consoli, N. C., Vendruscolo, M. A., Fonini, A., & Rosa, F. D. (2009). “Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range”. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 27, pp.196-203.
- Consoli, N. C., Bassani, M. A. A., Festugato, L. (2010). “Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils”. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, pp.344-351.
- Correia, A. A. S. (2011). “Aplicabilidade da Técnica de Deep Mixing aos Solos Moles do Baixo Mondego”. *Dissertação de Doutoramento, Dep. de Eng<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Universidade de Coimbra*.
- Cristelo, N.M.C. (2001). “Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal”. *Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, Braga*.

- Davies, J. & Fendukly, L.M. (1994). “Behaviour of soil-cement specimens in unconfined dynamic compression”. *Journal of Materials Science*, 29(12), pp.3255–3260.
- E196 (1966). “Solos - Análise Granulométrica.” *Especificações do LNEC, Lisboa, Portugal*.
- E201 (1967). “Solos - Determinação do teor em matéria orgânica.” *Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal*.
- Feuerharmel, M.R. (2000). “Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno”. *Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação, UFRGS, Porto Alegre*.
- Goularte, C. L. & Pedreira, C. L. S. (2009). “Estabilização química de solo com adição de cimento ou cal como alternativa de pavimento”. *Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Rio Grande, Rio Grande*.
- Hayward Baker Inc. (2013). Dry soil mixing. *www.HaywardBaker.com*, pp.1–6
- Head, K. H. (1985). “Manual of soil laboratory testing”. Vols. 1, 2 e 3, Pentech Press, London.
- Jiang, H., Cai, Y., Liu, J. (2010). “Engineering properties of soils reinforced by short discrete polypropylene fiber”. *Journal of Material in Civil Engineering*, ASCE, Vol.22, No. 12, pp. 1315-1322.
- Kumar, S. and Tabor, E. (2003). “Strength characteristics of silty clay reinforced with randomly oriented nylon fibers”. *The Electronical Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.8.
- Maher, M.H.; Gray, D.H. (1990). “Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers”. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.116, n.11, p.1661-1677.
- Maher, M.H., HO, Y.C. (1994). “Mechanical properties of fiber soil composite”. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.120, No.8, pp. 1381-1393.
- McGown, A.; Andrawes, K.Z.; Al-Hasani, M.M. (1978). “Effect of inclusion properties on the behavior of sand”. *Geotechnique*, London, v.28, n.3, p.327-346.
- Michalowski, R. L. and Cermak, J. (2003). “Triaxial Compression of sand reinforced with fibers”, *Journal of Geotechnical Geoenvironment Engineering*, Vol.129, pp. 125-136.

- 
- Miller, C. J. and Rifai, S. (2004). “Fiber reinforcement for waste containment soil liners”. *Journal of Environment Engineering*, Vol.130, pp. 891-895.
- Morel, J.C. and Gourc, J.P. (1997). “Mechanical Behavior of Sand Reinforced with Mesh Elements”. *Geosynthetics International*, Vol. 4, No. 5, pp. 481-508.
- Moseley, M. P. (1993). “Ground Improvement”. Chapman & Hall, London, UK.
- Nicholson, P.G. (2014). *Soil Improvement and Ground Modification Methods* Butterworth-Heinmann, ed.
- NP 143 (1969). “Solos - Determinação dos limites de consistência.” *Norma Portuguesa Definitiva*.
- NP 83 (1965). “Solos - Determinação da densidade das partículas sólidas.” *Norma Portuguesa Definitiva*.
- NP EN 12390-3 (2011). “Ensaio do betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão de provetes.” *Norma Portuguesa*.
- NP EN 206-1 (2007). “Betão. Parte I: Especificação, desempenho, produção e conformidade.” *Norma Portuguesa*.
- Onitsuka, K. et al. (2003). Effect of Organic Matter on Lime and Cement Stabilized Ariake Clays. *J. Geotech. Eng.*, 729(III-62), pp.1–13.
- Porém, M. V. D. (2016). “Comportamento Cíclico de um Solo Mole Estabilizado Quimicamente com Adição de Fibras de Polipropileno”. *Dissertação de Mestrado, Dep. de Eng<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra*.
- Teles, J. M. N. P. C. (2013). “Comportamento Mecânico do Solo Mole do Baixo Mondego Quimicamente Estabilizado com Adição de Fibras Metálicas”. *Dissertação de Mestrado, Dep. De Eng<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra*.
- Saran, S. (2010). *Reinforced Soil and Its Engineering Applications* I. K. International Pvt Ltd, ed.
- Sherwood, P.T. (1993). *Soil Stabilization with Cement and Lime* Great Britain Transport Research Laboratory, ed., H.M. Stationery Office.
- Silva Cardoso, A. (2005). Apontamentos da disciplina “Estruturas de Suporte de Aterros”.

- Tang, C. et al. (2007). Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(3), pp.194–202.
- Taylor (1994). “Materials in Construction”. 2ed London: Longman Scientific & Technical, p284.
- Teles, J. M. N. P. C. (2013). “Comportamento Mecânico do Solo Mole do Baixo Mondego Quimicamente Estabilizado com Adição de Fibras Metálicas”. *Dissertação de Mestrado, Dep. de Eng<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra*.
- Terashi, M. (1997). Theme lecture: Deep Mixing Method - Brief state of the art. 14 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany, 4, pp.2475–2478.
- Varkuti, H.R. (2015). Influence of Cyclic Loading on the Bearing Capacity of Treated Soil. Faculty of Civil Engineering, Bauhaus University Weimar.
- Venda Oliveira, P. J. (2009). “Apontamentos das aulas da disciplina de Obras de Terra”. *Dep. de Eng<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra*.
- Venda Oliveira, P. J., Custódio, D.G., Correia, A.A.S. (2014) “Resistência à tração do solo mole do baixo Mondego quimicamente estabilizado e reforçado com fibras sintéticas”. *XVI Congresso Nacional de Geotecnia, Artigo n<sup>o</sup> AM12, Covilhã*.
- Venda Oliveira, P. J., Correia, A. S. S., Teles, J. M. N. P. C., Pedro, A. M. G. (2017). “Effect of cyclic loading on the behaviour of a chemically stabilised soft soil reinforced with steel fibres”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 92 Journal, pp.122-125.
- Viana da Fonseca, A. et al. (2013). Fatigue cyclic tests on artificially cemented soil. *Geotechnical Testing Journal*, 36(2), pp.0–9.
- Wheeler, P. (2009). “Soil mix piles - Mix Factor”. European Foundations, Autumn 2009, pp 10-11.