



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

# **Comportamento Mecânico do Solo Mole do Baixo Mondego Quimicamente Estabilizado Com Adição de Fibras Metálicas**

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

Autor

**João Manuel Nunes Pereira Cid Teles**

Orientadores

**Professor Doutor António Alberto Santos Correia**

**Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira**

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

**Coimbra, Março, 2013**

---

## AGRADECIMENTOS

Engraçado como após escrever capítulos onde se exige rigor, clareza e coerência, me pareça tão difícil escrever este pequeno texto de gratidão, tantos foram os que me deram o seu melhor e, como retribuição, esperaram o melhor de mim também. Tal dificuldade surge naturalmente quando pretendo agradecer tanto a tantas pessoas, quando inicio o exercício da memória para me lembrar de todos aqueles que para este trabalho contribuíram. Não estaria, no entanto, de consciência tranquila se não fizesse uma menção especial aos que se seguem.

Ao Professor Doutor António Alberto Correia pelo exemplar trabalho de orientação, pelas constantes sugestões e correcções, pela insistência para que melhorasse este ou aquele aspecto, pelas constantes boa disposição e amizade e pela enorme disponibilidade e inesgotável paciência que demonstrou nas incontáveis vezes que solicitei a sua ajuda.

Ao Professor Doutor Paulo José da Venda Oliveira pela irrepreensível orientação, pela grande disponibilidade, pelas muitas correcções e dúvidas esclarecidas, pela paciência que demonstrou ao aguardar por todos estes capítulos, pela amizade e pelo seu sentido de humor contagiante que ajudou a encarar com outro ânimo os desafios constantes.

À minha amiga Dione Custódio, companheira de trabalho com quem partilhei momentos menos fáceis, menos encorajadores, mas com quem soube rapidamente transformá-los em momentos agradáveis.

Ao Senhor José António que sempre se mostrou disponível para ajudar, com dicas e sugestões valiosas e que se revelou de uma disponibilidade gigantesca.

Aos meus pais pelo apoio incondicional e compreensão incomensurável, por me terem dado todas as condições para o sucesso, por terem apoiado as minhas decisões, por sempre acreditarem em mim e, mais importante que tudo, pelo amor que sempre me deram.

À minha irmã, inseparável amiga e confidente, em quem vejo uma futura Grande profissional na sua área.

Aos meus avós, por quem nutro um carinho tão grande e que tanto admiro. Por sempre me ajudarem, com a sua sabedoria, a construir o caminho do sucesso e da felicidade.

Aos meus Grandes amigos Filipe Garcia, João Vinhas, Luís Gaspar, Pedro Casaleiro e Tiago Sardinha, pelo interesse e apoio permanentes.

A Todos o meu MUITO OBRIGADO!

---

## RESUMO

A construção sobre solos com pobres características mecânicas encerra em si toda uma dificuldade que usualmente não se transpõe adoptando técnicas de construção correntes. Como tal, foram idealizadas diversas técnicas que visam melhorar as propriedades do solo, dando-se neste trabalho destaque às técnicas que envolvem a estabilização química do mesmo.

Ainda que misturado com ligante, o comportamento do solo estabilizado quando solicitado a esforços de tracção é medíocre, obrigando, em certos casos, à utilização de dispendiosas armaduras e perfis metálicos que acabam por penalizar fortemente o custo final da obra. Surge pois como solução mais económica, conceber a estabilização do solo com ligante em conjunto com um outro elemento, cujo papel principal será conferir resistência à tracção ao solo melhorado, afastando totalmente ou em parte as ditas armaduras e perfis.

A presente dissertação pretende estudar o comportamento de um solo de pobres características mecânicas (“solo mole” do Baixo Mondego) depois de estabilizado com ligante e melhorado com um segundo elemento: fibras metálicas, face a diferentes solicitações. Para tal, foi definido um plano de trabalho laboratorial composto de quatro tipos de ensaios: Compressão Simples (UCS), Compressão Diametral (CD), Tracção Simples (T) e Flexão Simples (F). Os provetes ensaiados apresentam diferentes teores em ligante e em fibras, procurando-se por este meio caracterizar mecanicamente o solo reforçado e definir aqueles que serão os melhores teores de ligante e de fibras a utilizar em obra.

Findo o estudo, constatou-se que o comportamento do solo reforçado é, sobretudo, regulado pela dosagem de ligante usada na estabilização e não pela dosagem de fibras, ainda que estas sejam responsáveis por significativas mudanças no comportamento do material estabilizado pós rotura. Depreendeu-se ainda que, pelo facto de as fibras se introduzirem aleatoriamente no solo, dificilmente se obtém uma distribuição espacial óptima das mesmas, o que compromete a mobilização da resistência máxima das fibras, pelo que a variabilidade dos resultados obtidos é considerável.

## ABSTRACT

The construction on soils with poor geotechnical characteristics presents difficulties usually not transposed by the current construction techniques. As such, various techniques have been developed to improve the soil properties, standing out on this work, those regarding the chemical stabilization.

Even when mixed with binders, the behavior of the stabilized soil to tensile stresses is poor, requiring, in certain cases, the use of expensive steel reinforcement or metallic beams, which has impacts on the final cost of the work. Thus, for economical reasons, it is desirable to design the soil stabilization in conjunction with another element, whose primary role is to give tensile strength to the improved soil.

The present thesis aims to study the mechanical behavior of a soil with poor geotechnical characteristics ("soft soil" of Baixo Mondego) after being stabilized with binders combined with a second element, metal fibers. To this end, it was defined a laboratory work plan, consisting of four types of tests: Unconfined Compression Strength (UCS), (tensile split strength) (CD), (direct Tensile strength) (T) and (Flexural strength) (F). The samples tested have different binder and fiber contents, which allows the mechanical characterization of the reinforced soil and the definition of those that will be the best binder and fiber contents for use in work.

As a main conclusion of the work, it was found that the behavior of the reinforced soil is mainly governed by the binder quantity used in the stabilization and not by the fiber quantity, although the fibers being responsible for significant changes on the after failure behavior of the stabilized material. It was observed that, because the fibers are randomly introduced into the soil, it is difficult to get an optimal spatial distribution, which compromises the mobilization of maximum resistance of the fibers, justifying the considerable variability of the results.

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
ÍNDICE .....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	vii
ÍNDICE DE QUADROS .....	x
SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS .....	xi
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Contexto Geral do Trabalho .....	1
1.2. Estrutura da Dissertação .....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	3
2.1. Estabilização Química de Solos .....	3
2.2. Princípio de Reforço de Solos.....	4
2.3. Solo Reforçado com Fibras.....	6
3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	12
3.1. Solo .....	12
3.1.1. Caracterização Geotécnica.....	15
3.1.1.1 Introdução .....	15
3.1.1.2 Resultados da Caracterização Geotécnica do Solo.....	16
<i>i) Densidade das Partículas Sólidas .....</i>	16
<i>ii) Composição Granulométrica.....</i>	16
<i>iii) Teor em Matéria Orgânica.....</i>	17
<i>iv) Limites de Consistência.....</i>	18
<i>v) Resumo da Caracterização Geotécnica.....</i>	19
3.2. Ligantes.....	19
3.2.1. Cimento Portland CEM I 42,5 R .....	20
3.2.2. Escória Granulada de Alto-Forno.....	20
3.3. Fibras .....	21

---

3.3.1.	Fibras Metálicas <i>Wiremix W30</i> .....	21
3.3.2.	Fibras Metálicas <i>Dramix RB305</i> .....	22
4.	PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL E PLANO DE ENSAIOS.....	23
4.1.	Introdução.....	23
4.2.	Procedimento Experimental.....	23
4.2.1.	Homogeneização do solo e obtenção dos moldes dos provetes.....	23
4.2.2.	Procedimento laboratorial para a preparação dos provetes.....	24
4.3.	Plano de Ensaios.....	27
4.4.	Procedimento de Ensaio.....	28
4.4.1.	Ensaio de Compressão Simples Não Confinada (UCS).....	28
4.4.2.	Ensaio de Tracção Simples (T).....	29
4.4.3.	Ensaio de Compressão Diametral (CD).....	29
4.4.4.	Ensaio de Flexão Simples (F).....	31
5.	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	32
5.1.	Introdução.....	32
5.2.	Ensaio para a determinação da resistência à compressão não confinada (UCS).....	32
5.2.1.	Ensaio UCS sobre provetes sem fibras.....	36
5.2.2.	Ensaio UCS sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> .....	39
	<i>i) Variação da dosagem de fibras</i> .....	39
	<i>ii) Variação da dosagem de ligante</i> .....	41
5.2.3.	Ensaio UCS sobre provetes com fibras <i>Dramix</i> .....	43
5.2.4.	Resumo dos resultados dos ensaios UCS.....	44
5.3.	Ensaio para a determinação da resistência à tracção.....	45
5.3.1.	Ensaio para a determinação da resistência à tracção simples (T).....	45
5.3.1.1	Ensaio sobre provetes sem fibras.....	47
5.3.1.2	Ensaio sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> .....	49
	<i>i) Variação da dosagem de fibras</i> .....	49
	<i>ii) Variação da dosagem de ligante</i> .....	51
5.3.1.3	Ensaio sobre provetes com fibras <i>Dramix</i> .....	53
5.3.1.4	Resumo dos resultados dos ensaios de tracção simples (T).....	55
5.3.2.	Ensaio de tracção por compressão diametral (CD).....	55

---

---

5.3.2.1 Ensaio sobre provetes sem fibras .....	58
5.3.2.2 Ensaio sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> .....	60
<i>i) Variação da dosagem de fibras</i> .....	60
<i>ii) Variação da dosagem de ligante</i> .....	63
5.3.2.3 Ensaio sobre provetes com fibras <i>Dramix</i> .....	65
5.3.2.4 Resumo dos resultados dos ensaios CD .....	66
5.3.3. Ensaio à flexão (F).....	66
5.3.3.1 Ensaio sobre provetes sem fibras .....	68
5.3.3.2 Ensaio sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> .....	70
<i>i) Variação da dosagem de fibras</i> .....	70
<i>ii) Variação da dosagem de ligante</i> .....	72
5.3.3.3 Ensaio sobre provetes com fibras <i>Dramix</i> .....	74
5.3.3.4 Resumo dos resultados dos ensaios F .....	75
5.4 Comparação de Resultados.....	76
6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....	77
6.1. Conclusões .....	77
6.2. Propostas de trabalhos futuros.....	79
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	81

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Efeito dos elementos de reforço sobre o solo reforçado: a) tensão tangencial nas interfaces solo-elemento de reforço e b) confinamento do solo induzido pelas tensões de corte.....	6
Figura 2.2 - Influência do teor em fibras metálicas na: a) resistência à compressão não confinada; b) extensão de rotura de uma argila consolidada inorgânica (adaptado de Al-Azzo et al, 2006).....	7
Figura 2.3 – Efeito do teor em água e do teor de fibras na resistência à compressão simples de provetes com fibras de 2cm de comprimento, dobradas em ângulos de 120° (adaptado de Kalhor, 2008).....	8
Figura 2.4 – Efeito do teor em fibras dobradas em diferentes ângulos e com 2cm de comprimento na resistência à compressão simples (w=20%) (adaptado de Kalhor, 2008).....	8
Figura 2.5 – Efeito do comprimento e do teor em fibras na resistência à compressão simples do solo argiloso de Xiashu (adaptado de Jiang, 2010).....	9
Figura 2.6 – Efeito do teor em fibras e do seu comprimento: a) no ângulo de atrito interno e b) na coesão do solo (adaptado de Jiang, 2010).....	10
Figura 2.7 – Influência da dosagem de cimento Portland tipo III na resistência à compressão uniaxial de um solo arenoso quimicamente estabilizado, reforçado ou não com fibras de polipropileno (adaptado de Consoli et al, 2010).....	11
Figura 3.1 – Aspecto geral dos solos moles presentes na zona em estudo. Nesta imagem é nítida uma camada superficial (cor clara) em que OCR>1.....	14
Figura 3.2 – Estimativa do Grau de Sobreconsolidação (Coelho, 2000); Variação do teor em matéria orgânica em profundidade para o solo mole do Baixo Mondego (Coelho, 2000).....	14
Figura 3.3 – Curva granulométrica do solo em estudo (desenhada a preto) e curva granulométrica obtida pelo estudo de Correia, 2011 (desenhada a vermelho)...	17
Figura 3.4 – Classificação de Feret para o solo em estudo. ....	19
Figura 3.5 – Geometria das Fibras <i>Wiremix W30</i> (Wiremix (2001)). ....	22
Figura 3.6 – Geometria das Fibras <i>Dramix RB305</i> (Dramix (2010)). ....	22
Figura 4.1 – Aparato relativo a ensaios de compressão simples: a) misturadora Samic <i>BM11</i> ; b) prensa universal WYKEHAM FARRANCE LTD <i>Tristar 5000kg</i> e c) Proвете UCS375_1. ....	29
Figura 4.2 – Aparato relacionado com ensaios de tracção simples: a) desmoldagem do provete T375_W50_2; prensa de ensaios SERVOSIS MUF 404/100 e c) ensaio do provete T375_W50_2.....	30
Figura 4.3 – Aparato relacionado com o ensaio de compressão diametral do provete CD375_W100_2: a) desmoldagem; b) final de ensaio e c) aspecto da distribuição e disposição das fibras Wiremix na superfície de rotura.....	30
Figura 4.4 – Aparato relacionado com os ensaios de flexão simples: a) Moldes; b) Proвете F375_1 durante o respectivo ensaio e c) rotura do provete F375_1.....	31

---

Figura 5.1 – Aspecto geral de um ensaio UCS (após a conclusão do ensaio UCS375_W150_1).....	34
Figura 5.2 – Gráfico do ensaio UCS375_W50_1: a) antes da correcção do bedding-error representado dentro da elipse; b) após correcção do bedding-error. ....	34
Figura 5.3 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes sem fibras por variação da dosagem de ligante. ....	36
Figura 5.4 – Ensaio UCS realizados sobre provetes sem fibras – análise da evolução de: a) $q_u^{máx}$ ; b) $\epsilon_a$ ; c) $E_{u50}$ e d) $w_f$ com a variação da dosagem de ligante.....	37
Figura 5.5 – Variação da resistência máxima à compressão simples com a dosagem de ligante: a) Aproximação polinomial de 2º grau em gráfico de escala decimal; b) aproximação linear em gráfico de escala semi-logarítmica. ....	38
Figura 5.6 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> por variação da dosagem de fibras (dosagem de ligante = 375 kg/m³).39	
Figura 5.7 – Ensaio UCS realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> e igual dosagem de ligante (375 kg/m³) – análise da evolução de: a) $q_u^{máx}$ ; b) $\epsilon_a$ ; c) $E_{u50}$ e d) $w_f$ com a variação da dosagem de fibras. ....	40
Figura 5.8 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> por variação da dosagem de ligante (dosagem de fibras = 50 kg/m³)..	42
Figura 5.9 – Ensaio UCS realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> (na dosagem de 50kg/m³): análise da evolução de: a) $q_u^{máx}$ ; b) $\epsilon_a$ ; c) $E_{u50}$ e d) $w_f$ com a variação da dosagem de ligante.....	42
Figura 5.10 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com e sem incorporação de fibras metálicas de dois tipos: <i>Wiremix</i> e <i>Dramix</i> (dosagem de fibras = 50kg/m³; dosagem de ligante = 375 kg/m³). ....	44
Figura 5.11 – Curvas tensão-extensão de ensaios T realizados sobre provetes sem fibras por variação da dosagem de ligante. ....	47
Figura 5.13 – Curvas tensão-extensão de ensaios T realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> por variação da dosagem de fibras (dosagem de ligante = 375 kg/m³).49	
Figura 5.14 – Ensaio T realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> e igual dosagem de ligante (375 kg/m³) – análise da evolução de: a) $q_t^{máx}$ ; b) $\epsilon_a$ ; c) $E_{u50}$ e d) $w_f$ com a variação da dosagem de fibras. ....	50
Figura 5.15 – Aspecto de superfícies de rotura obtidas em ensaios T: a) rotura do provete T375_W50_1; b) disposição “correcta” de fibras no provete T375_W50_1; c) rotura do provete T375_W25_2.....	51
Figura 5.16 – Curvas tensão-extensão de ensaios T realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> por variação da dosagem de ligante (dosagem de fibras = 50kg/m³)..	52
Figura 5.17 – Ensaio T realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> (50kg/m³) – análise da evolução de: a) $q_t^{máx}$ ; b) $\epsilon_a$ ; c) $E_{u50}$ e d) $w_f$ com a variação da dosagem de ligante. ....	52
Figura 5.18 – Curvas tensão-extensão de ensaios T realizados sobre provetes com e sem incorporação de fibras metálicas de dois tipos: <i>Wiremix</i> e <i>Dramix</i> (dosagem de fibras = 50 kg/m³; dosagem de ligante = 375 kg/m³). ....	54
Figura 5.19 – Aspecto da superfície de rotura de dois provetes: a) T375_W50_1 e b) T375_D50_1.....	54
Figura 5.20 – Ensaio de compressão diametral: a) esquema de funcionamento do ensaio (adaptado de Costa (2012)); b) ensaio sobre o provete CD125_1.....	56

---

---

Figura 5.21 – Curvas força-deslocamento vertical de ensaios CD realizados sobre provetes sem fibras por variação da dosagem de ligante.....	58
Figura 5.22 – Ensaios CD realizados sobre provetes sem fibras – análise da evolução de: a) $f_{ct}$ ; b) $\delta_v$ e c) $w_f$ com a variação da dosagem de ligante. ....	59
Figura 5.23 – Variação linear da resistência máxima à tracção por compressão diametral com a dosagem de ligante.....	59
Figura 5.24 – Curvas força-deslocamento vertical de ensaios CD realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> por variação da dosagem de fibras (dosagem de ligante = 375 kg/m <sup>3</sup> ). ....	60
Figura 5.25 – Ensaios CD realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> para igual dosagem de ligante (375 kg/m <sup>3</sup> ) – análise da evolução de: a) $f_{ct}$ ; b) $\delta_v$ e c) $w_f$ com a variação da dosagem de fibras. ....	61
Figura 5.26 – Ensaio CD realizado sobre o provete CD375_W150_2: a) Momento da rotura; b) Aspecto da distribuição das fibras <i>Wiremix</i> no interior do provete.....	62
Figura 5.27 – Curvas força-deslocamento vertical de ensaios CD realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> por variação da dosagem de ligante (dosagem de fibras = 50 kg/m <sup>3</sup> ). ....	63
Figura 5.28 – Ensaios CD realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> (na dosagem de 50kg/m <sup>3</sup> ): análise da evolução de: a) $f_{ct}$ ; b) $\delta_v$ e c) $w_f$ com a variação da dosagem de ligante. ....	64
Figura 5.29 – Curvas tensão-extensão de ensaios CD realizados sobre provetes com e sem incorporação de fibras metálicas de dois tipos: <i>Wiremix</i> e <i>Dramix</i> (dosagem de fibras = 50kg/m <sup>3</sup> ; dosagem de ligante = 375 kg/m <sup>3</sup> ). ....	65
Figura 5.30 – Esquema de ensaio F, adaptado da norma EN 12390-5 (2009): 1) rolete de aplicação da carga (susceptível de rotação e de inclinação); 2) rolete de apoio; 3) rolete de apoio (susceptível de rotação e de inclinação). ....	67
Figura 5.31 – Curvas força-flecha de ensaios F realizados sobre provetes sem fibras por variação da dosagem de ligante. ....	69
Figura 5.32 – Ensaios F realizados sobre provetes sem fibras – análise da evolução de: a) $f_{cf}$ ; b) flecha e c) $w_f$ com a variação da dosagem de ligante. ....	69
Figura 5.33 – Curvas força-flecha de ensaios F realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> por variação da dosagem de fibras (dosagem de ligante = 375 kg/m <sup>3</sup> ). ....	70
Figura 5.34 – Ensaios F realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> e igual dosagem de ligante (375 kg/m <sup>3</sup> ) – análise da evolução de: a) $f_{cf}$ ; b) flecha e c) $w_f$ , com a variação da dosagem de fibras. ....	71
Figura 5.35 – Ensaio F375_W150_1: a) Fim do ensaio; b) Aspecto geral da superfície de rotura.....	72
Figura 5.36 – Curvas força-flecha de ensaios F realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> por variação da dosagem de ligante (dosagem de fibras = 50 kg/m <sup>3</sup> ). ....	73
Figura 5.37 – Ensaios F realizados sobre provetes com fibras <i>Wiremix</i> (na dosagem de 50kg/m <sup>3</sup> ): análise da evolução de: a) $f_{cf}$ ; b) flecha e c) $w_f$ com a variação da dosagem de ligante.....	73
Figura 5.38 – Curvas força-flecha de ensaios F realizados sobre provetes com e sem incorporação de fibras metálicas de dois tipos: <i>Wiremix</i> e <i>Dramix</i> (dosagem de fibras = 50kg/m <sup>3</sup> ; dosagem de ligante = 375 kg/m <sup>3</sup> ). ....	75

---

---

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Quadro resumo com as principais características do solo mole do Baixo Mondego, determinadas por Coelho (2000), Correia (2011), e no presente estudo, para uma profundidade de 2,5m.....	15
Quadro 3.2 – Composição Química dos ligantes utilizados (conforme dados do fabricante).	20
Quadro 4.1 – Plano de ensaios. ....	28
Quadro 5.1 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples (UCS).....	35
Quadro 5.2 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de tracção simples (T).....	46
Quadro 5.3 – Resumo dos resultados obtidos para os ensaios de CD. ....	57
Quadro 5.4 – Resumo dos resultados obtidos para os ensaios de F.....	68
Quadro 5.5 – Comparação entre resistências obtidas para ensaios UCS, T, CD e F, para diferentes dosagens de ligante e diferentes tipos e dosagens de fibras metálicas. ....	76

## SIMBOLOGIA

### **Alfabeto Latino:**

$Al_2O_3$  - Alumina

$c'$  - Coesão

$Ca^{2+}$  - Ião cálcio

$CaO$  - Cal viva (ou óxido de cálcio)

$Ca(OH)_2$  - Hidróxido de cálcio

$C_c$  - Índice de compressibilidade

$C_r$  - Índice de recompressibilidade

$c_u$  - Resistência não drenada

$C_\alpha$  - Coeficiente de consolidação secundária

$e$  - Índice de vazios

$E$  - Módulo de deformabilidade (ou módulo de elasticidade de Young)

$E_{50}$  - Módulo de deformabilidade definido para 50% da tensão de rotura

$E_u$  - Módulo de deformabilidade não drenado

$f_{cf}$  - Resistência à flexão (ensaios F)

$f_{ct}$  - Resistência à tracção por compressão diametral (ensaios CD)

$Fe_2O_3$  - Óxido de ferro

$G$  - Densidade das partículas sólidas

$h$  - Altura

$H_2O$  - Água

$I_p$  - Índice de plasticidade

$OCR$  - Grau de sobreconsolidação

$OM$  - Teor em matéria orgânica

$P_{cápsula}$  - Tara da cápsula

$P_s^{50^\circ c}$  - Peso da cápsula + amostra de solo após exposição do mesmo à temperatura de referência de 50°C

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

$q_u$  - Tensão obtida para ensaios UCS

$q_u^{máx}$  - Resistência máxima ou tensão última ou de rotura obtida para ensaios UCS

$q_t$  - Tensão obtida para ensaios T

$q_t^{máx}$  - Resistência máxima ou tensão última ou de rotura obtida para ensaios T

$S$  - Grau de saturação

$SiO_2$  - Sílica (ou dióxido de silício)

$SO_4^{2-}$  - Ião sulfato

$w$  - Teor em água

$w_{campo}$  - Teor em água de campo

$w_L$  - Limite de liquidez

$w_p$  - Limite de plasticidade

### **Alfabeto Grego:**

$\gamma$  - Peso volúmico

$\gamma'$  - Peso volúmico submerso

$\gamma_{sat}$  - Peso volúmico saturado

$\phi$  - Diâmetro

$\sigma'_p$  - Tensão de pré-consolidação.

## **ABREVIATURAS**

*ASTM* - American Society for Testing and Materials

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

*CD* - Compressão Diametral

*CST* - Cutter Soil Mixing

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

*E* - Escória

*EN* - Norma Europeia (European Norm)

*EAF* - Escória(s) de Alto-Forno

*F* - Flexão

*FCTUC* - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

*LNEC* - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

*NP* - Norma Portuguesa

*PVC* - Policloreto de Vinilo

*SCH* - Silicato de Cálcio Hidratado

*T* - Tracção

*UC* - Universidade de Coimbra

*UCS* - Compressão Simples ou Uniaxial (Unconfined Compressive Strength)

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Contexto Geral do Trabalho

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). No entanto, por motivos sócio-económicos, geográficos, políticos e coadjuvados por desenvolvimentos técnicos, tem-se assistido a uma progressiva utilização desses locais. De facto e a título de exemplo, são diversos os edifícios industriais, vias de comunicação, complexos turísticos, viadutos, aeroportos e portos marítimos e fluviais que, por questões de falta de espaço em zonas de solo de melhor qualidade, por especulação imobiliária ou pela real impossibilidade de os implantar noutro sítio, têm sido realizados sobre este tipo de depósitos aluvionares.

Para acompanhar a crescente demanda pela construção sobre depósitos de solos moles e outros tipos de solos de pobres características geotécnicas urgiu uma evolução natural dos métodos e tecnologia de construção nos mesmos, tendo surgido técnicas de melhoramento e reforço de solos, onde se inclui a estabilização química do solo (citem-se as técnicas de *deep mixing*, de *Cutter Soil Mixing (CSM)* ou de *jet-grouting*) que envolvem a mistura de solo com ligante, resultando num material de melhor comportamento mecânico face ao solo original. O solo assim estabilizado apresenta-se como um material de construção adequado às cargas e níveis de deformação associados às estruturas nele assentes.

Para além da referida aplicação no reforço da capacidade de carga e controlo de deformações de um solo de fundação, outras utilizações menos óbvias podem ser atribuídas às técnicas de estabilização química de solo, como sejam a construção de barreiras impermeabilizantes de aterros de materiais tóxicos ou a execução de paredes de contenção em obras de escavação. Neste último caso, o solo estabilizado é solicitado a esforços de flexão e, conseqüentemente de tracção, e uma vez que a sua resistência a esforços desta natureza é baixa, existe a necessidade de o “armar/reforçar” com perfis e armaduras metálicas, o que poderá penalizar fortemente o custo final da obra, podendo mesmo inviabilizar tal solução.

Pretende-se pois com este trabalho, estudar o comportamento do solo mole do Baixo Mondego depois de quimicamente estabilizado por mistura com ligante e um segundo elemento, fibras metálicas. Espera-se, com a introdução destas fibras, que o material reforçado adquira uma maior resistência a esforços de tracção, complementando ou mesmo

substituindo os anteriormente referidos perfis e armaduras metálicas e que, em última instância, o seu uso possa motivar uma optimização do custo final. Com base num plano de ensaios laboratoriais que contempla quatro tipos de ensaios e através da variação dos teores de ligante e de fibras incorporados nos provetes, almeja-se caracterizar a resistência à compressão e à tracção do material estabilizado, assim como optimizar os teores de ligante e de fibras a aplicar no processo de estabilização.

## **1.2. Estrutura da Dissertação**

A presente Dissertação desenvolve-se ao longo de sete capítulos, incluindo o capítulo presente, Capítulo 1, de carácter introdutório, cuja pretensão é a de descrever e enquadrar de forma sucinta o trabalho desenvolvido. Os demais capítulos são:

Capítulo 2: Revisão Bibliográfica - Neste capítulo percorrem-se as bases teóricas necessárias à compreensão e ao fundamento do estudo presentemente desenvolvido, ao passo que também são citadas ideias decorrentes de alguns estudos conduzidos por diversos autores na área do reforço e estabilização química de solos.

Capítulo 3: Caracterização dos Materiais - Este capítulo ocupa-se em descrever as principais características do solo mole do Baixo Mondego, bem como dos ligantes e das fibras que vão constituir as misturas representativas do solo melhorado. Inclui-se também a caracterização geotécnica do solo, onde são expostos e comentados os resultados da caracterização geotécnica da amostra de solo efectivamente utilizada para as misturas que conduziram aos provetes ensaiados.

Capítulo 4: Procedimento Experimental e Plano de Ensaio - É feita uma descrição dos diversos passos executados para a preparação dos provetes e é exposto o plano de ensaios que orientou os trabalhos laboratoriais a esta dissertação acomedidos.

Capítulo 5: Análise de Resultados - A este capítulo cabe a análise e discussão dos resultados obtidos a partir dos quatro tipos de ensaios laboratoriais contemplados.

Capítulo 6: Conclusões e Trabalhos Futuros - Apresentam-se as principais conclusões a reter do estudo realizado ao longo desta dissertação, com forte incidência naquelas proporcionadas pela análise dos resultados realizada no capítulo anterior. São ainda lançadas propostas para trabalhos futuros na continuação natural do estudo aqui realizado.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Estabilização química de solos

A estabilização química de solos envolve a mistura destes com agentes com propriedades cimentícias (ligantes) como o cimento, a cal ou o betume. 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 perpetua. Na maior parte dos casos, o cimento Portland e a cal surgem como os agentes estabilizadores utilizados, embora, actualmente já exista no mercado uma vasta variedade de outros agentes (Kitazume e Terashi, 2001; Moseley, 1993).

A estabilização química de solos é já utilizada pelo Homem desde a antiguidade. Como apontamento histórico, e segundo Moseley (1993), a Via Ápia romana, cuja construção remonta ao terceiro século a.C., é tida como a primeira estrada quimicamente estabilizada (com recurso a cal). No entanto, o moderno conceito de estabilização química de solos surgiu apenas no início do século XX, nos Estados Unidos da América, como resposta à necessidade de melhorar a capacidade de suporte de solos de fundação de estradas e aeroportos, cuja construção foi fortemente incrementada pelo desenvolvimento a que as indústrias automóvel e aeronáutica foram naqueles anos votadas.

A crescente necessidade de construir sobre solos com pobres características geotécnicas aliada à natural evolução tecnológica dos métodos e equipamentos associados à sua estabilização fez com que surgissem novas técnicas para o efeito. Desta forma, Moseley (1993) afirma que no início da década de 1970, surge no Japão, a moderna técnica de *deep mixing* com o desígnio de melhorar as propriedades mecânicas em solos moles coesivos até profundidades de 50m. 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 aditivos como cinzas pozolânicas ou escórias granuladas de alto-forno, foi rapidamente generalizado (Sherwood, 1993). Pela mesma altura, o uso desta técnica alastrou-se aos países do Norte da Europa e aos Estados Unidos da América.

O processo de execução da técnica *deep mixing* consiste em penetrar o solo até à profundidade pretendida, por meio de pás giratórias presentes na extremidade de um braço

telescópico, de funcionamento hidráulico, posicionado na vertical. Segue-se o movimento ascensional desse braço, durante o qual, com as pás a rodar, o ligante é injectado, por via seca ou húmida (em calda) através de orifícios existentes junto às pás, sendo este misturado com o solo, formando-se colunas de solo-ligante. A mistura solo-ligante obtida, depois de ganhar presa, torna-se mecanicamente mais resistente que o solo original (Kitazume e Terashi, 2001). As colunas assim criadas podem ser dispostas isoladamente ou em conjunto (em banda, em grelha ou em bloco), tirando-se partido da sua presença por efeito de arco. A técnica de *deep mixing* encontra aplicações diversas, como sejam a estabilização de aterros rodoviários, a estabilização de taludes e fundos de escavações, estruturas de suporte de escavações, mitigação da propagação de vibrações, controlo de percolação, a construção de barreiras impermeáveis para controlo da contaminação de solos, etc.

Outras técnicas de estabilização química de solos foram desenvolvidas. Aluda-se, entre outras, às técnicas de *Jet Grouting* e *Cutter Soil Mixing (CSM)*. O princípio do *Jet Grouting* envolve a injeção de jactos de ar e/ou água a alta pressão conjugados com ligante, fracturando a estrutura inicial do solo e possibilitando uma maior penetração desse mesmo ligante, conduzindo, depois de este ganhar presa, a uma alteração favorável das propriedades do solo (Moseley, 1993). Já o *Cutter Soil Mixing (CSM)*, variante da técnica *deep mixing*, patenteado pela *Bauer* e cujo princípio de funcionamento é semelhante ao daquela técnica, 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, desde solos moles heterogéneos até maciços rochosos com grau de alteração não inferior a W3 (Wheeler, 2009). Como resultado da sua aplicação obtêm-se painéis de secção rectangular, semelhantes a paredes moldadas.

A tentativa de associação de elementos de reforço, como fibras dos mais variados materiais, às técnicas de estabilização química de solos abordadas na presente secção tem sido ponderada desde o advento das mesmas. Com o intuito de melhor compreender o mecanismo base de interacção das fibras (elementos de reforço) com o solo envolvente, a secção seguinte aborda o princípio de reforço de solos. Na última secção do Capítulo são apresentados alguns estudos sobre o reforço de solos com fibras conjugado ou não com estabilização química (dando-se particular ênfase às fibras metálicas, objecto de estudo do presente trabalho).

## **2.2. Princípio de reforço de solos**

O reforço de solos surge como resposta à incapacidade que diferentes tipos de solo têm para suportar carregamentos sem experimentar deformações excessivas, assim como à ausência de resistência à tracção que os mesmos apresentam. Para ultrapassar tais dificuldades, a Humanidade tem recorrido a soluções engenhosas, por vezes empíricas, tais como o reforço

de solos com estacaria 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 por camadas de raízes, numa construção idêntica à de alguns troços já inexistentes da Grande Muralha da China, e em estradas construídas pelos incas no Perú, onde lã de lama serviu de reforço (Casagrande, 2001). Para além de fibras naturais, armaduras e fibras metálicas, fibras de vidro, fibras de polipropileno, geotêxteis e geogrelhas, entre outros, têm constituído os elementos de reforço.

Genericamente pode-se dizer que o princípio de reforço de solos consiste na introdução de elementos resistentes que contribuem para o melhoramento das propriedades mecânicas do solo. Silva Cardoso (2005), refere que a introdução de elementos de reforço, convenientemente orientados, nos maciços terrosos, 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 tracção, inibindo o desenvolvimento dessas deformações nessa mesma direcção. O princípio é usado em sistemas como pregagens em solos ou muros de terra armada, onde se utilizam solos granulares com baixa percentagem de finos e onde são empregues armaduras metálicas ou de outro material dispostas em diversos níveis, com espaçamento controlado e comprimento tal que se prolongue para lá das possíveis superfícies de deslizamento. Contudo, este princípio de funcionamento pode ser extrapolado para outros sistemas de reforço, como sejam a incorporação de fibras metálicas ou de outros materiais aleatoriamente distribuídas em diversos tipos de solo (Al-Azzo, 2006; Michalowski & Zhao, 1996; Kalhor, 2008). Para uma melhor compreensão do princípio de reforço de solos, apresenta-se a Figura 2.1, onde se encontram representadas as tensões tangenciais mobilizadas nas interfaces solo-reforços.

Silva Cardoso (2005) explica que os elementos de reforço ao impedirem, pelo menos parcialmente, o desenvolvimento de deformações de tracção, ficam sujeitos a tensões tangenciais que os traccionam (assumem o sentido representado na Figura 2.1a)). Por sua vez, o solo compreendido entre reforços é actuado por tensões tangenciais com os sentidos opostos, aumentando o confinamento do mesmo (Figura 2.1b)) e conduzindo naturalmente a um aumento da capacidade resistente do solo. Dependendo fortemente da possibilidade de se mobilizarem as resistências necessárias nas interfaces entre o solo e os reforços, ou seja da interacção entre ambos, o mecanismo apresentado é influenciado pelas características do solo e pelas características dos elementos de reforço, mormente pela sua deformabilidade, rugosidade e orientação.

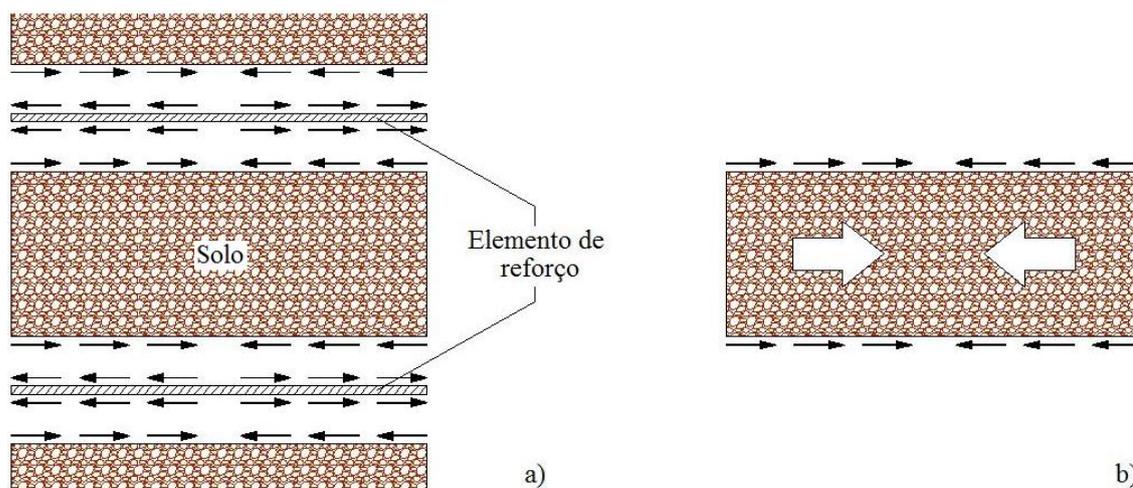


Figura 2.1 – Efeito dos elementos de reforço sobre o solo reforçado: a) tensão tangencial nas interfaces solo-elemento de reforço e b) confinamento do solo induzido pelas tensões de corte.

### 2.3. Solo reforçado com fibras

Nos últimos anos tem-se assistido a várias tentativas de melhorar as propriedades geotécnicas de diversos tipos de solos, com aquilo que Michalowski e Zhao (1996) chamam de elementos de reforço não tradicionais, tais como fibras curtas ou filamentos contínuos que tomam forma nos mais diversos materiais. Em consequência, vários autores (Michalowski e Cermak (2003); Kumar e Tabor (2003); Tang et al (2006); Consoli et al (2002, 2010); Al-Azzo et al (2006); Kalhor (2008), Jiang et al (2010)) e investigadores se têm debruçado sobre o assunto, procurando estudar o comportamento do solo reforçado, sobretudo realizando testes experimentais sobre provetes que visam replicar a aplicação de tais elementos de reforço em obra. Acresça-se que, por vezes os estudos laboratoriais realizados contemplam não só a incorporação de fibras nos provetes, como também a sua estabilização química com recurso aos mais diversificados tipos de ligante. São disso exemplo alguns estudos que de seguida vão ser sucintamente abordados. Refira-se no entanto que, na pesquisa bibliográfica realizada, foram poucos os trabalhos encontrados que estudaram fibras metálicas como elementos de reforço do solo, não se tendo encontrado nenhum trabalho que conjugasse simultaneamente a estabilização química e o reforço com fibras metálicas.

Al-Azzo et al (2006), conduziram uma série de ensaios de compressão não confinada (UCS) sobre provetes de solo (argila consolidada inorgânica) sem ligante, com e sem diferentes quantidades de fibras metálicas, visando o estudo da resistência de pico e da extensão de rotura. Os resultados mostraram que quando a um solo com determinado teor em água é misturada uma quantidade de fibras pré-determinada, a matriz do solo vai ganhar coesão e resistência à tracção. Os autores concluíram igualmente que a um aumento do teor de fibras adicionado ao solo corresponde um aumento generalizado da resistência de pico à compressão

não confinada,  $q_u$ , e da extensão de rotura,  $\epsilon$  (sendo o aumento desta última, indicativo de maior ductilidade na mistura solo-fibras). A Figura 2.2 mostra a variação destes dois parâmetros com os diferentes teores de fibras metálicas adoptados no estudo de Al-Azzo et al (2006).

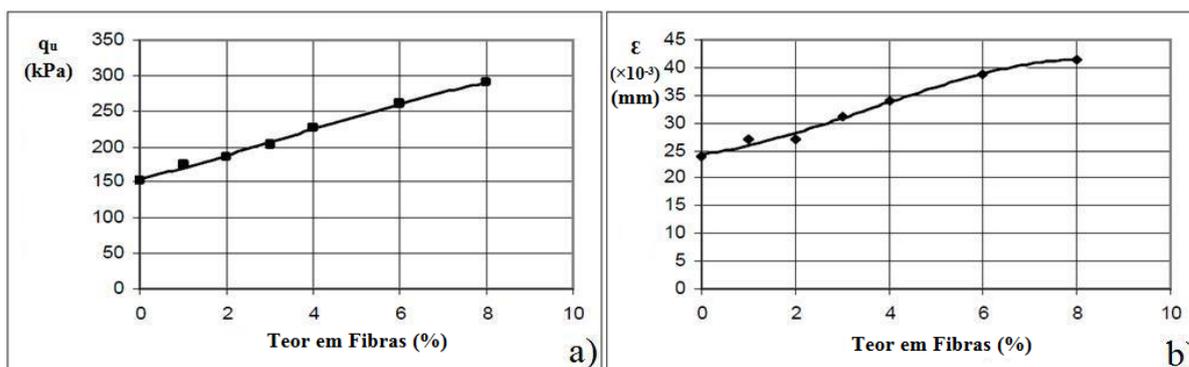


Figura 2.2: Influência do teor em fibras metálicas na: a) resistência à compressão não confinada; b) extensão de rotura de uma argila consolidada inorgânica (adaptado de Al-Azzo et al, 2006).

Kalhor (2008) efectuou pesquisas laboratoriais sobre um solo argiloso com predominância de caulinite, ao qual foram adicionadas fibras metálicas com diversas dosagens, diferentes comprimentos e dobradas em diferentes ângulos, não tendo sido adicionado qualquer tipo de ligante. Foram testados dois teores em água ( $w = 20\%$  e  $25\%$ ). Depois de realizar vários ensaios de compressão simples, o autor depreendeu que o uso de fibras metálicas tende a incrementar a resistência do solo e que a grandeza desse incremento depende do comprimento e dimensões das fibras, do ângulo no qual se apresentam dobradas e do teor (em massa seca) com que estas são adicionadas ao solo. Com o incremento do teor em fibras incorporado, o autor verificou acréscimos de resistência à compressão simples, o que, segundo o mesmo, será devido à existência de um maior número de fibras a intersectar a superfície de rotura. Concluiu ainda que as fibras metálicas contribuem para o crescimento da resistência face à do solo natural devido ao aumento do confinamento e à distribuição das cargas. As Figuras 2.3 e 2.4 mostram um claro crescimento da resistência à compressão simples com o aumento do teor em fibras incorporado nos provetes. Kalhor (2008) afirma ainda que a introdução de fibras no solo é responsável pelo decréscimo da sua expansibilidade. A Figura 2.3, em concreto, representa um exemplo de obtenção de maiores resistências para provetes com o teor em água mínimo ensaiado ( $w = 20\%$ ), enquanto a Figura 2.4 mostra a influência que o ângulo de dobragem das fibras com um comprimento de 2cm tem sobre a resistência, permitindo concluir que os ângulos de  $90^\circ$  e  $120^\circ$  maximizam os valores da mesma. À frente de cada curva encontra-se o teor em fibras relativo à massa seca do solo.

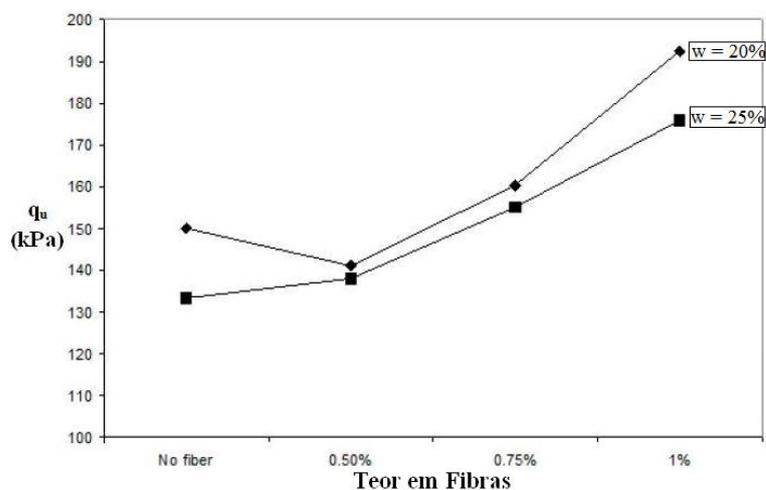


Figura 2.3 – Efeito do teor em água e do teor de fibras na resistência à compressão simples de provetes com fibras de 2cm de comprimento, dobradas em ângulos de 120° (adaptado de Kalhor, 2008).

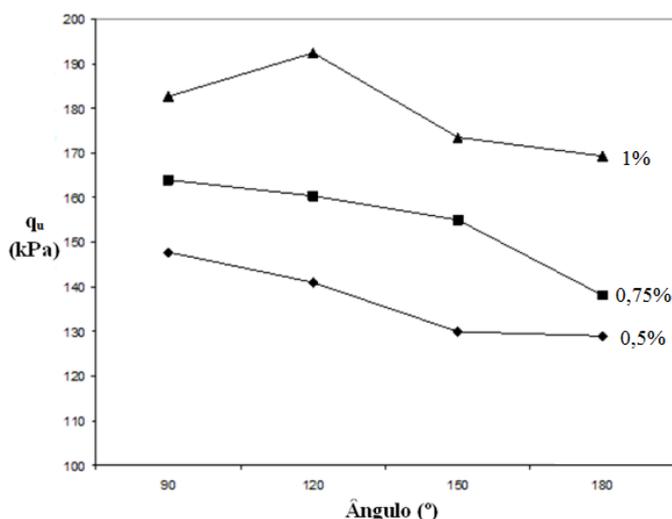


Figura 2.4 – Efeito do teor em fibras dobradas em diferentes ângulos e com 2cm de comprimento na resistência à compressão simples (w=20%) (adaptado de Kalhor, 2008).

Outros autores debruçaram-se sobre aspectos intrínsecos das fibras metálicas, normalmente realizadas em aço, e são unânimes em considerar como uma das grandes desvantagens do uso de fibras deste tipo de material, problemas relacionados com a corrosão das mesmas, dependendo do meio onde estão inseridas (Kalhor, 2008; Casagrande, 2001). A fim de minimizar tal problema, Taylor (1994) aponta o banho de níquel como uma técnica adequada.

Michalowski e Cermak (2003) concluíram que a adição de pequenas quantidades de fibras sintéticas é responsável pelo crescimento da tensão de rotura do solo arenoso com essas fibras reforçado, enquanto Miller e Rifai (2004) depreenderam que a incorporação de fibras em solo argiloso compacto reduz a fissuração e a permeabilidade.

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 a um aumento da quantidade de fibras incorporada correspondiam maiores deformações de pico.

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 assim melhorado. 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 de então, conforme observável na Figura 2.5. Na mesma Figura é igualmente perceptível que o comprimento das fibras influencia os resultados, depreendendo-se que o comprimento óptimo das mesmas é 15mm.

Jiang et al (2010) verificaram ainda que o teor em fibras tinha influência considerável no ângulo de atrito interno e na coesão ( $c'$ ) do solo reforçado, ocorrendo ganhos nestes parâmetros com o incremento do teor das mesmas até um valor de 0,30%, (referido à massa de solo), decrescendo a partir de então (Figura 2.6). Os aumentos verificados para estes dois parâmetros são explicados pelo principio de reforço de solos, tal como visto na secção 2.2.

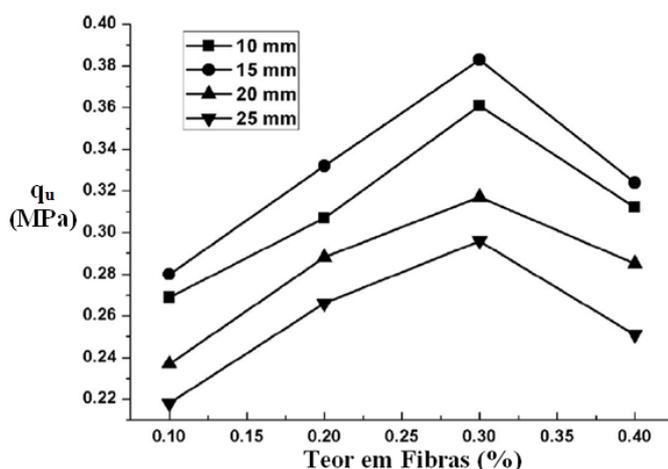


Figura 2.5 –Efeito do comprimento e do teor em fibras na resistência à compressão simples de um solo argiloso (adaptado de Jiang et al, 2010).

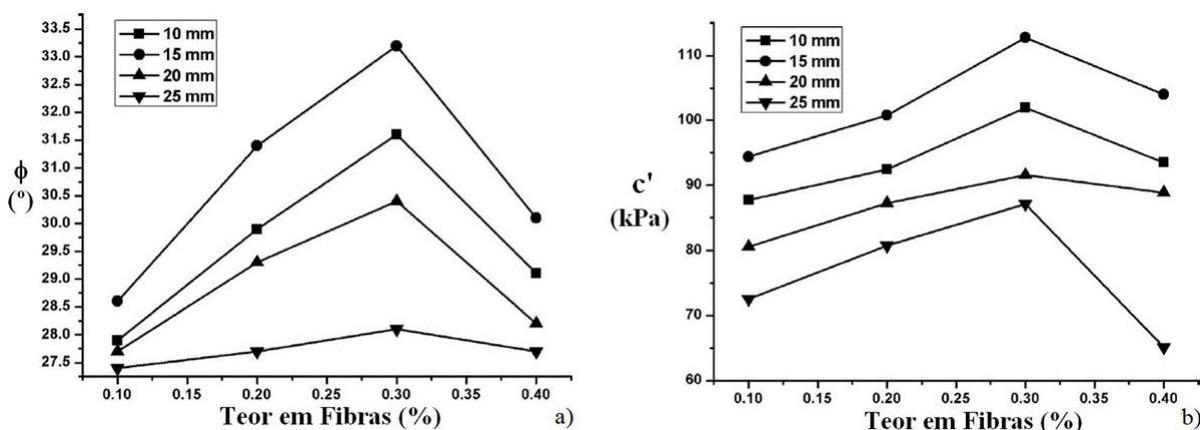


Figura 2.6 – Efeito do teor em fibras e do seu comprimento: a) no ângulo de atrito interno e b) na coesão do solo (adaptado de Jiang, 2010).

Tang et al (2006) realizaram ensaios de compressão simples e ensaios de corte directo sobre provetes de caulinite reforçada com fibras curtas de polipropileno, estabilizada ou não com cimento Portland, tendo concluído que o aumento da dosagem de fibras tende a incrementar a resistência à compressão, a resistência ao corte e a extensão axial de rotura, dotando o solo de maior ductilidade. Tang et al (2006) verificaram precisamente que os incrementos de resistência causados no solo reforçado e/ou estabilizado pela associação simultânea de cimento Portland e fibras são maiores que aqueles verificados para o solo melhorado com esses dois materiais separadamente. Testes microscópicos à interface solo-fibra permitiram-lhes ainda concluir que aqueles parâmetros dependem da tensão normal na zona de influência das fibras, das propriedades coesivas do solo e da rugosidade da superfície das fibras em contacto com o solo.

Consoli et al (2002) realizaram ensaios de compressão uniaxial, de tracção por compressão diametral e triaxiais drenados sobre provetes de areia reforçada com fibras de polipropileno, estabilizada ou não com cimento Portland de cura rápida, tendo verificado que as fibras causavam importantes alterações no comportamento do solo, melhorando as suas propriedades mecânicas, o que ainda era mais nítido quando era também utilizado cimento Portland na estabilização.

Consoli et al (2010) também conduziram ensaios de compressão uniaxial sobre provetes de solo arenoso proveniente da zona de Porto Alegre, Brasil, quimicamente estabilizado com diferentes teores de cimento Portland Tipo III, reforçado ou não com fibras de polipropileno, adicionadas no teor de 0,5% relativa à massa seca conjunta do solo e do cimento. Nas suas conclusões, suportadas pela Figura 2.7, consta que para o solo estabilizado com ou sem fibras, o aumento do teor de ligante se traduz no crescimento da resistência à compressão simples (esta varia de forma linear com o aumento do teor de ligante). A Figura 2.7 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.

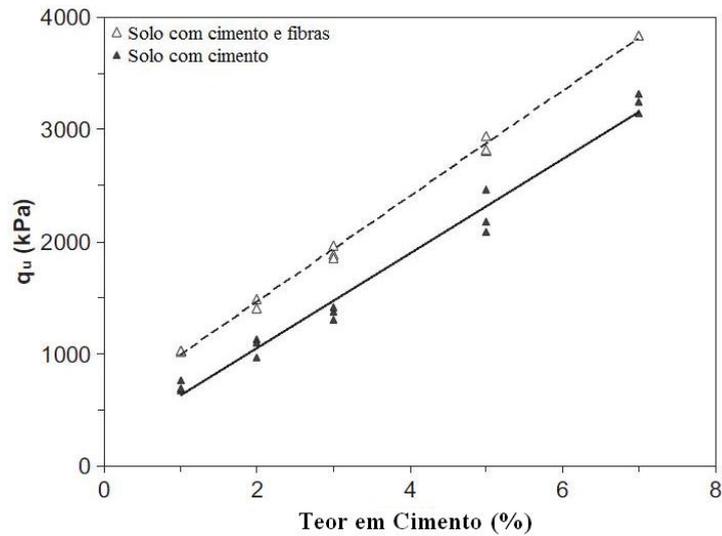


Figura 2.7 – Influência da dosagem de cimento Portland tipo III na resistência à compressão uniaxial de um solo arenoso quimicamente estabilizado, reforçado ou não com fibras de polipropileno (adaptado de Consoli et al, 2010).

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 quer da resistência de pico, quer da resistência residual, assim como pelo carácter “mais dúctil” exibido por este.

### 3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

#### 3.1. Solo

De acordo com Coelho (2000), “a definição de solos moles abrange um elevado número de depósitos, predominantemente constituídos por silte e argila, e cuja formação ocorreu num passado geologicamente recente”. Segundo o mesmo autor, resultado do seu processo de formação, de natureza sedimentar, este tipo de solos exhibe uma significativa variação espacial das suas propriedades físicas e mecânicas, como sejam o índice de vazios, o teor em água, a granulometria, os índices (limites) de consistência, a compressibilidade e a resistência não drenada. Ainda relativamente à definição de solos moles, alguns autores propuseram critérios que visam reduzir ambiguidades relacionadas com definições tão abrangentes quanto a anterior. Citem-se neste contexto, Terzaghi e Peck (1967) que propõem que apenas caibam na definição de solos moles aqueles que apresentem uma resistência não drenada ( $C_u$ ) inferior a 50kPa e Christoulas et al (1987), que, a par do critério anterior, sugerem que o solo tenha permeabilidade relativamente baixa. Existe contudo, uma concordância generalizada entre a maioria dos autores de que os solos moles possuem, de um modo geral, elevada compressibilidade, reduzida resistência, baixa permeabilidade e baixa compacidade. Do ponto de vista geotécnico são solos fracos, o que dificulta a construção de qualquer estrutura sobre eles (Coelho, 2000).

O depósito de solos moles do Baixo Mondego é um depósito geologicamente muito recente, de formação posterior à última fase da época Plistocénica do período Quaternário, tendo menos de 20000 anos (Correia, 2011). Preenchendo uma planície aluvionar, atinge uma espessura máxima da ordem dos 40m em alguns locais (Soares, 1966), embora o solo recolhido para o estudo laboratorial, o tenha sido numa zona em que a espessura do estrato se estima em 23m (Correia, 2011). De facto, o vale fluvial em que assenta o depósito foi escavado durante a última glaciação (Würm), altura em que outras condições climatéricas se verificavam na Terra, estando cerca de 30% da sua superfície coberta por glaciares. Como grande parte da água existente no planeta se encontrava “aprisionada” nesses glaciares, o nível médio das águas do mar encontrava-se cerca de 120 metros abaixo do nível actual. O processo erosivo dos rios é controlado por jusante e, como a cota da foz era bastante reduzida, uma acção erosiva tremenda modelou a superfície terrestre, escavando grandes vales junto à foz dos rios (Leroueil et al, 1990). Novas mudanças climatéricas conduziram a um aquecimento global que concretizou um grande degelo (final do Würm), reduzindo-se os glaciares e proporcionando uma nova subida do nível do mar (Transgressão Flandrina). Com

---

o espaço escavado pelos anteriores processos erosivos nos vales junto à foz dos rios por preencher e com a alteração do perfil longitudinal destes, a velocidade da corrente dos rios no seu terço final decresceu, favorecendo a sedimentação e a formação de depósitos aluvionares litorais, sendo disso exemplo o depósito de solos moles do Baixo Mondego.

Ao nível da composição granulométrica, vários foram os estudos incidentes no solo mole do Baixo Mondego, destacando-se, entre outros, os realizados por Coelho (2000) e Correia (2011). Em concordância com o primeiro autor que, para o efeito, estudou diversas amostras de diferentes profundidades, para profundidades superiores a 7m, todas as amostras se situavam num fuso granulométrico bem definido, sendo este "...marcado pela predominância da componente siltosa, com a fracção argilosa a variar de 15 a 30% e a arenosa a revelar-se inferior a 35%.". Já Correia (2011) assentou o seu estudo da composição granulométrica em diversas amostras recolhidas à profundidade de 2,5m e concluiu que o solo "...exibe um fuso granulométrico marcado pela predominância da fracção siltosa ( $\approx 71\%$ ), com a fracção argilosa a variar de 8 a 12%, e, a arenosa compreendida entre os 17 e os 21% (composta essencialmente por areia fina)". Como a fracção predominante não é a argilosa, seria expectável que o solo apresentasse baixa plasticidade, algo que os referidos autores não verificaram. O elevado teor de Matéria Orgânica (OM) surge pois como a causa da sua elevada plasticidade. Assim Coelho (2000) refere que a matéria orgânica influencia significativamente o comportamento do solo segundo vários aspectos, sobretudo em termos de plasticidade, o que é fruto da capacidade de retenção de água inerente à mesma.

Também os índices de compressibilidade ( $C_c$ ) e recompressibilidade ( $C_r$ ), exibem, em média, valores elevados e bastante variáveis, o que também será devido ao elevado OM (Coelho, 2000).

Acrescente-se por último que o solo mole do Baixo Mondego se apresenta normalmente consolidado (a partir de profundidades da ordem dos 4 a 6m), habitualmente saturado ( $S=100\%$ ) e frequentemente abaixo do nível freático, existindo contudo variações sazonais da posição do mesmo, determinadas por necessidades agrícolas que têm que ver com o cultivo de arroz na região. Estas variações, acrescidas das variações experimentadas no passado, impostas pela inconstância do nível médio das águas do mar, reflectem-se numa camada superficial sobreconsolidada, conforme visível nas Figuras 3.1 e 3.2 (que também dá conta da variação de OM em profundidade), cujo OCR máximo ronda 6.



Figura 3.1 – Aspecto geral dos solos moles presentes na zona em estudo. Nesta imagem é nítida uma camada superficial (cor clara) em que  $OCR > 1$ .

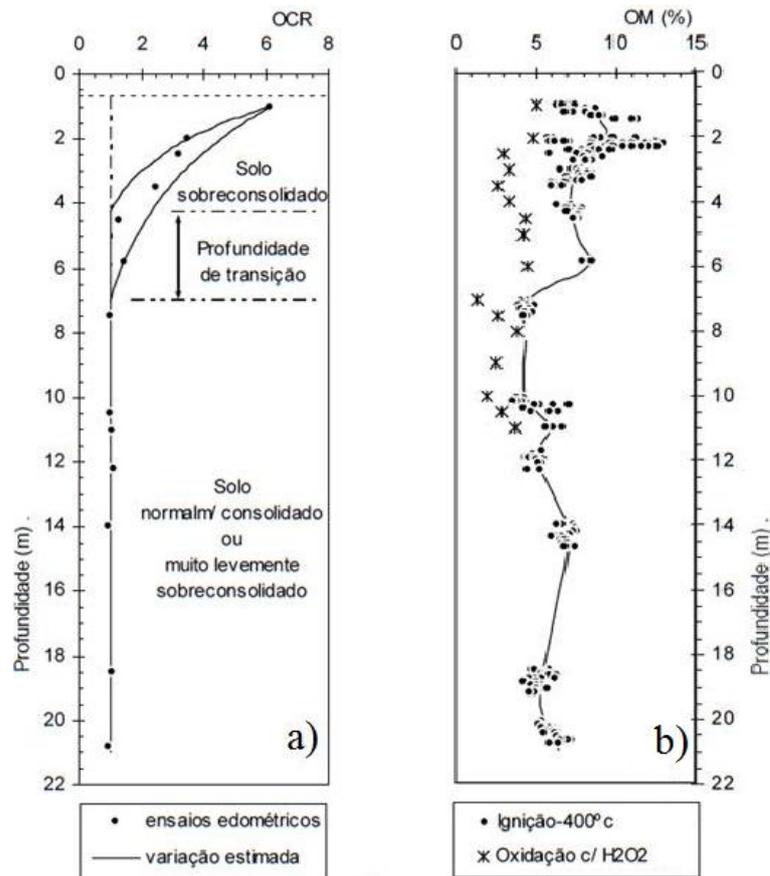


Figura 3.2 – a) Estimativa do Grau de Sobreconsolidação (Coelho, 2000); b) Variação do teor em matéria orgânica em profundidade para o solo mole do Baixo Mondego (Coelho, 2000).

O Quadro 3.1 resume as principais características do solo mole do Baixo Mondego determinadas por Coelho (2000) e Correia (2011), para uma profundidade de 2,5m.

Quadro 3.1 – Quadro resumo com as principais características do solo mole do Baixo Mondego, determinadas por Coelho (2000), Correia (2011), e no presente estudo, para uma profundidade de 2,5m.

Características do Solo		Coelho (2000)	Correia (2011)	Presente Estudo
Composição Granulométrica	Argila (%)	13 - 30	8 - 12	25
	Silte (%)	54 - 73	71	61
	Areia (%)	14 - 16	17 - 21	14
Peso Volúmico Saturado	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,80	14,56	-
Densidade das Partículas Sólidas	G	2,58	2,555	2,559
Teor em Água Natural	w (%)	81	80,87	80,87
Índice de Vazios	e	2,1	2,11	-
Grau de Saturação	S (%)	100	98,10	-
Teor em Matéria Orgânica	OM (%)	8,50	7,96	13,05
Limites de Consistência	w <sub>p</sub> (%)	40	42,80	41,9
	w <sub>L</sub> (%)	77	71,03	68
Grau de Sobreconsolidação	OCR	3,3	3,3	-
Índices de Compressibilidade e Recompressibilidade	C <sub>c</sub>	0,08	0,065	-
	C <sub>r</sub>	0,63	0,57	-
Coefficiente de Consolidação secundária	C <sub><math>\alpha</math></sub>	0,006	0,02	-

### 3.1.1. Caracterização Geotécnica

#### 3.1.1.1 Introdução

A fim de conhecer as características do solo natural a ser intervencionado, torna-se fulcral proceder à respectiva caracterização geotécnica. De facto, é com base nesta que, nas fases de projecto e de obra, se vão enquadrar grande parte das decisões relativas às soluções usadas na estabilização de um solo mole.

O solo em estudo, que vai servir de base às misturas solo-ligante-fibras, é o solo mole do Baixo Mondego. Uma amostra remexida e de grande volume do mesmo encontrava-se disponível no Laboratório de Geotecnia do DEC-UC. Esta havia sido recolhida do local experimental Quinta da Foja, tendo sido retirada de uma profundidade de 2,5m, com auxílio a retroescavadora. Atente-se que a amostra se diz “remexida”, pois aquando da sua recolha, o solo sofreu distorções e alterações volumétricas, tendo-se alterado o seu estado de tensão. A mesma amostra havia já sido caracterizada por Correia (2011), pelo que os valores por este autor determinados (ver Quadro 3.1) vão servir de termo de comparação aos valores aqui obtidos.

### **3.1.1.2 Resultados da Caracterização Geotécnica do Solo**

Os ensaios de caracterização e identificação geotécnica realizados contemplaram a determinação da granulometria, do teor em Matéria orgânica (OM), dos limites de consistência ( $w_p$  e  $w_L$ ) e da densidade das partículas sólidas (G).

Mencione-se que o teor em água do solo foi elevado em laboratório a 80,87%, por ser este o teor natural determinado por Correia (2011) para o mesmo. Este valor foi periodicamente controlado ao longo do tempo de realização dos trabalhos experimentais, como forma de simular iguais condições de campo para todas as misturas efectuadas. A sua verificação foi sempre conseguida, sendo que os cálculos foram efectuados em consonância com a norma NP 84 (1965).

#### ***i) Densidade das Partículas Sólidas***

Uma possível definição para densidade das partículas Sólidas de um solo corresponderá ao quociente da massa de um dado volume dessas partículas à temperatura de ensaio, pela massa de igual volume de água destilada a 20°C.

Para a determinação da densidade das partículas sólidas (G) foi adoptada a norma NP 83 (1965). Como resultado dos ensaios foi obtido:  $G = 2,559 \approx 2,56$ . Atendendo ao valor de  $G = 2,555 \approx 2,56$  determinado por Correia (2011), constata-se que nenhuma anomalia aconteceu e o resultado dos ensaios corresponde ao esperado. 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.

#### ***ii) 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.

A determinação da composição granulométrica foi efectuada atendendo à especificação do LNEC E196 (1966) e a curva granulométrica resultante é observável na Figura 3.3.

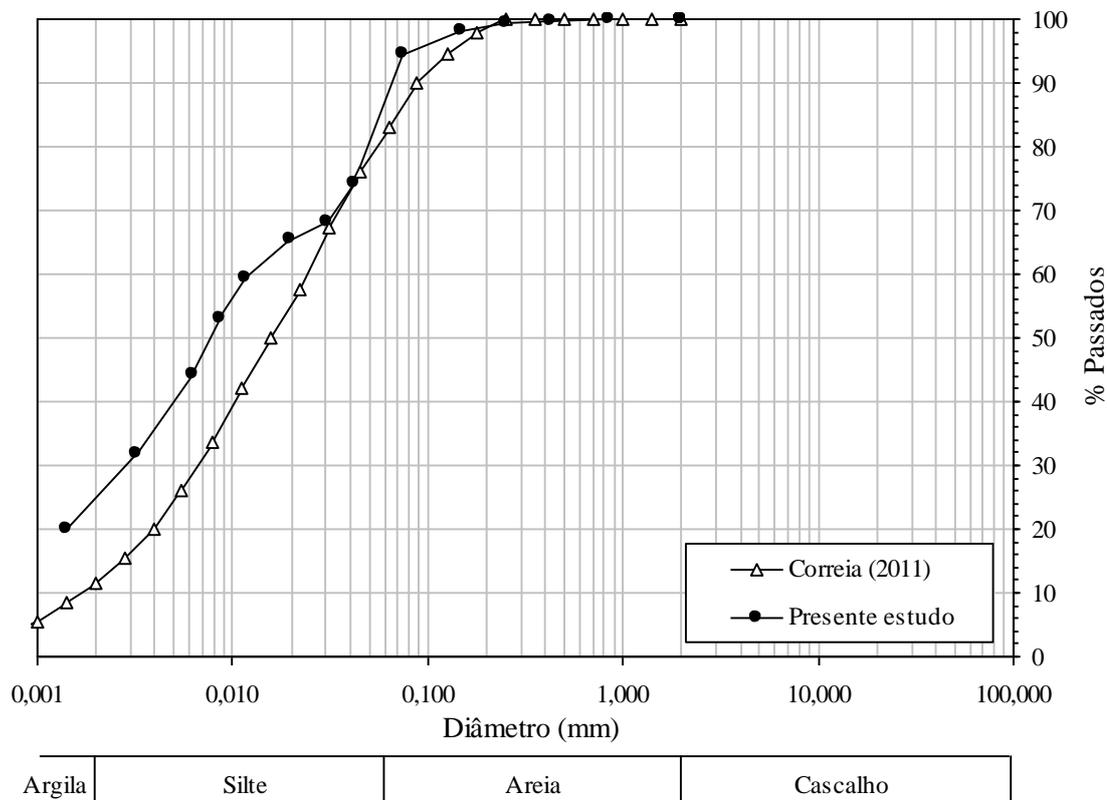


Figura 3.3 – Curva granulométrica do solo em estudo (desenhada a preto) e curva granulométrica obtida pelo estudo de Correia, 2011 (desenhada a vermelho).

Do estudo da granulometria do solo, percebeu-se que este é predominantemente siltoso ( $\approx 61\%$ ), possuindo uma fracção argilosa que representa 25% da massa total e uma fracção arenosa que se estabelece em cerca de 14%. Se comparados com a granulometria obtida por Correia (2011) (Quadro 3.1), estes valores exibem algumas diferenças, o que será devido à natural variabilidade espacial do solo em estudo.

### ***iii) 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), exercendo esta enorme influência sobre a plasticidade do solo, como já referido em 3.1. A matéria orgânica assume também um papel nefasto no processo de estabilização química, já que a sua presença pode inibir o desenvolvimento das reacções físico-químicas que se estabelecem entre o solo e os ligantes adicionados (Correia, 2011).

Para o cálculo do OM, enveredou-se pela técnica das perdas na ignição, adoptando 50°C como temperatura de referência e 400°C por temperatura de ignição. Estas são as mesmas temperaturas adoptadas por Correia (2011). Alguma controvérsia surge em torno dos valores das temperaturas a adoptar para a realização deste tipo de ensaios, principalmente no que toca à escolha do valor da temperatura de ignição. No entanto, a temperatura de 400°C parece ser adequada tendo em conta que para temperaturas inferiores, Franklin et al (1973) afirmam persistir alguma matéria orgânica, enquanto que, para temperaturas superiores a 450°C, os mesmos autores indicam que pode ser ultrapassada a temperatura de desidratação de alguns minerais.

O cálculo foi conduzido por uso da equação 4.1, baseada na norma BS 1377-3 (1990).

$$OM = \frac{P_S^{50^\circ C} - P_S^{400^\circ C}}{P_S^{50^\circ C} - P_{cápsula}} \quad (\text{Eq. 4.1})$$

O valor obtido para OM foi de 13,05%. Atendendo a este valor e estabelecendo comparação com o resultado devido a Correia (2011), OM=7,96%, conclui-se que a diferença entre ambos se deve à grande heterogeneidade do depósito de solos moles do Baixo Mondego, particularmente à forte variabilidade de OM à profundidade de 2,5m, como é perceptível por observação da Figura 3.2b).

#### **iv) Limites de Consistência**

Os limites de consistência ou de Atterberg correspondem aos teores em água que estabelecem a fronteira entre diferentes tipos de comportamento do solo. Compreendem, por ordem decrescente, o limite de liquidez ( $w_L$ ), correspondente ao teor em água acima do qual o solo se comporta como um líquido; o limite de plasticidade ( $w_p$ ), que estabelece o limite entre as zonas de comportamento moldável e friável; e o limite de retracção ( $w_s$ ), coincidente com o teor em água abaixo do qual o solo seca a volume constante.

Os ensaios da presente caracterização geotécnica incidiram apenas no cálculo de  $w_L$  e  $w_p$ , sendo que a sua determinação foi regida pela norma NP 143 (1969). Como resultados da mesma, foram obtidos os valores:  $w_L = 68\%$  e  $w_p = 41,9\%$ , que se encontram próximos dos limites determinados por Correia (2011), visíveis no Quadro 3.1.

#### **v) Resumo da Caracterização Geotécnica**

Após a realização da caracterização geotécnica do solo mole em estudo, é possível afirmar que o mesmo é um solo de matriz predominantemente siltosa, embora as componentes

arenosa e, sobretudo a argilosa, não sejam desprezáveis. Por uso do triângulo de Feret, visível na Figura 3.4, o mesmo solo pode ser classificado como um silte argiloso.

Ao que concerne à plasticidade do solo, reitera-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. A referida capacidade de retenção de água conferida pela matéria orgânica, aliada à forte capacidade que os minerais argilosos apresentam em adsorver água permite ainda constatar que o solo em causa tem carácter expansivo, o que se torna, de todo, indesejável numa qualquer obra de engenharia civil.

O Quadro 3.1, já apresentado, resume os resultados da caracterização geotécnica do solo mole do Baixo Mondego.

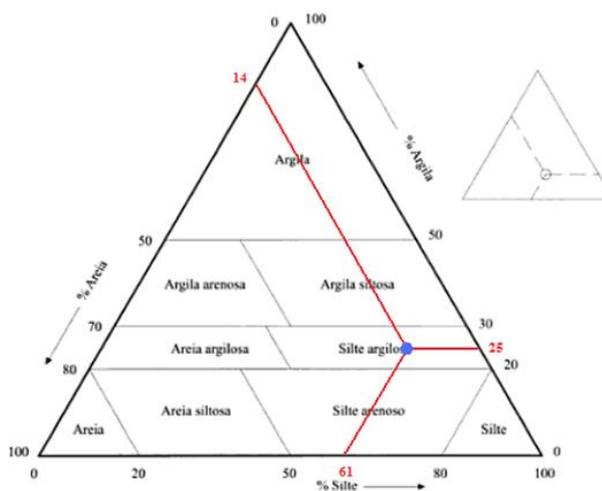


Figura 3.4 – Classificação de Feret para o solo em estudo.

Doravante, qualquer valor de outro parâmetro necessário não determinado neste capítulo será tomado como igual ao respectivo parâmetro determinado por Correia (2011).

## 3.2. Ligantes

Para a realização das misturas solo-ligante que estiveram na base dos provetes ensaiados, estabeleceu-se uma proporção entre cimento e escória, relativa à massa seca, de 3:1, respectivamente.

### 3.2.1. Cimento Portland CEM I 42,5 R

O cimento Portland constitui um material chave na generalidade das obras de Engenharia Civil. Para a produção do mesmo, 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. A composição química do cimento Portland CEM I 42,5 R utilizado encontra-se resumida no Quadro 3.2.

A estabilização química por uso de cimento Portland é conseguida através de reacções de hidratação do mesmo. Podem-se distinguir dois estágios na hidratação do cimento; ao primeiro, correntemente designado por hidratação primária, correspondem reacções de hidratação quase instantâneas, responsáveis por um significativo decréscimo do teor em água, enquanto que ao segundo se associam reacções de hidratação mais lentas e com um consumo muito menor da água disponível. Neste último estágio, conhecido por hidratação secundária, os produtos resultantes vão incrementar a resistência, sendo esta tanto maior, quanto maior o tempo de cura.

Quadro 3.2 – Composição Química dos ligantes utilizados (conforme dados do fabricante).

Ligante	Simbologia	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)
Cimento Portland CEM I 42,5 R	CEM I 42,5 R	62,84	19,24	4,93	3,17	2,50	3,35	349,0
Escória Granulada de Alto Forno	E	37,02	38,74	11,59	0,85	6,75	0,33	363,0

### 3.2.2. Escória Granulada de Alto-Forno

As escórias granuladas de alto-forno, doravante chamadas apenas de escórias, são um subproduto não metálico resultante da produção de ferro fundido ou do aço em alto-forno, sendo obtidas pela fusão das impurezas do minério de ferro com cinzas do coque e materiais fundentes (calcário e dolomite). Ainda em estado líquido, e devido à sua insolubilidade e baixa densidade, a escória sobrenada no ferro e é separada deste, sendo conduzida para locais onde é arrefecida. O processo de arrefecimento pode ser tão simples quanto arrefecer a escória ao ar livre, que desta forma cristaliza, ou pode envolver a condução da escória fundida a equipamentos designados granuladores, no seio dos quais esta é arrefecida por injeção de água a elevadas pressões. Neste segundo processo, o arrefecimento da escória processa-se de forma brusca, não existindo tempo suficiente para a formação de cristais, pelo que a escória granula, vitrificando. Segundo John (1995), é neste estado vitrificado que a escória apresenta propriedades aglomerantes.

Composta essencialmente por cal viva (CaO), óxido de Magnésio (MgO) e sílica (SiO<sub>2</sub>), a escória de alto-forno possui carácter básico e hidraulicidade latente e é frequentemente combinada com cimento Portland em obras de Engenharia Civil (consultar Quadro 3.2 para

ver a composição química da escória de alto-forno utilizada). Uma vez em presença de água, são libertados pelo cimento iões  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{SO}_4^{2-}$ . Estes conferem alcalinidade ao meio e funcionam como activadores da escória, proporcionando a dissolução do  $\text{SiO}_2$  e do  $\text{Al}_2\text{O}_3$  nela presentes, o que conduz à precipitação de produtos hidratados altamente ricos em silicatos (mormente Silicato de Cálcio Hidratado, SCH). A longo prazo verificam-se ganhos na resistência das misturas onde a escória está presente (John, 1995).

### 3.3. Fibras

A presente subsecção apresenta os dois tipos de fibras metálicas (*Wiremix W30* e *Dramix RB350*) que nesta dissertação são estudadas como elemento de reforço do solo mole do Baixo Mondego. Por simplificação, os dois tipos de fibras serão designados somente por *Wiremix* e *Dramix*.

#### 3.3.1. Fibras Metálicas *Wiremix W30*

As fibras *Wiremix W30* são fibras de aço frisadas produzidas pela BEKAERT, projectadas para uso em soluções de reforço de betão, argamassas e outros materiais compósitos, com especial aplicabilidade em reforço de pavimentos industriais e de armazéns, assim como de estruturas de suporte concebidas com betão projectado.

A presente dissertação estuda a adição das mesmas fibras como meio de reforço de solos moles quimicamente estabilizados com cimento e escória. Para tal, foram seguidas diversas recomendações estabelecidas pelo fabricante na ficha técnica do produto, tais como, na realização experimental das misturas, nunca adicionar as fibras como primeiro componente da mistura.

As fibras metálicas *Wiremix W30* (Figura 3.6) possuem um comprimento de 30mm e uma largura de 2,1 mm e a sua forma frisada foi estudada para garantir uma maior superfície de contacto com o material envolvente, maximizando o atrito desenvolvido com o mesmo e, consequentemente a resistência conferida ao conjunto reforçado. Segundo o fabricante, estas fibras apresentam uma resistência à tracção de pelo menos 800MPa.

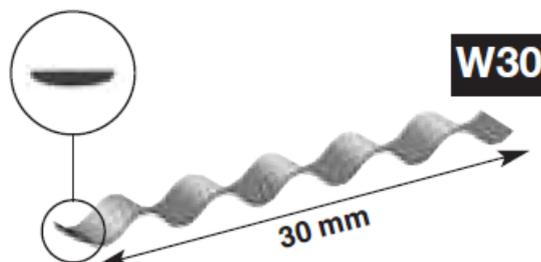


Figura 3.5 – Geometria das Fibras *Wiremix W30* (Wiremix (2001)).

### 3.3.2. Fibras Metálicas *Dramix RB305*

As fibras *Dramix RB305*, do fabricante BEKAERT, são fibras feitas de arame de aço enformado a frio e possuem pontas em gancho para maximizar a capacidade de ancoragem e, por conseguinte, o atrito desenvolvido com o material que as envolve. De acordo com a ficha técnica das mesmas, possuem um comprimento de 30mm, diâmetro de 0,55mm, um módulo de elasticidade de 210GPa e uma resistência à tracção de 1 345MPa. As suas características geométricas apresentam-se na Figura 3.6.

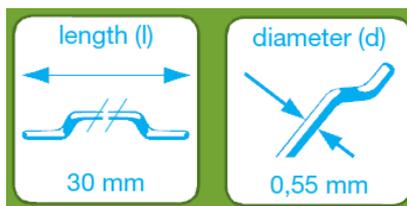


Figura 3.6 – Geometria das Fibras *Dramix RB305* (Dramix (2010)).

A BEKAERT cita como possíveis aplicações deste tipo de fibras, as mesmas já referidas para as fibras *Wiremix* acrescidas da possibilidade destas serem também usadas para controlo de fendilhação do betão. Refira-se ainda que a respectiva ficha técnica salienta a ductilidade e a capacidade para suportar cargas elevadas que estas fibras conferem ao betão.

## 4. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL E PLANO DE ENSAIOS

### 4.1. Introdução

O capítulo presente ocupa-se da descrição dos trabalhos laboratoriais efectuados em suporte ao estudo desenvolvido nesta dissertação, dando a conhecer também o plano de ensaios segundo o qual se regeram esses trabalhos.

### 4.2. Procedimento Experimental

A presente secção encontra-se dividida em duas partes, sendo que a primeira dá conta dos trabalhos preparatórios (homogeneização do solo e fabrico de moldes para provetes), enquanto a segunda se ocupa em descrever o procedimento laboratorial de preparação das amostras. O modo de execução dos quatro tipos de ensaios será abordado na secção 4.4.

#### 4.2.1. Homogeneização do solo e obtenção dos moldes dos provetes

Com vista a reproduzir da forma mais fiel possível o solo mole nas suas condições de campo, desencadearam-se uma série de procedimentos conducentes à sua homogeneização para o teor em água natural. Para tal, o solo que se encontrava armazenado numa caixa de cerca de  $1\text{m}^3$  de capacidade, foi separado para recipientes, aos quais foi adicionada água da rede pública, com o intuito de aumentar o teor em água, atingindo o teor verificado *in situ* ( $w_{\text{campo}} = 80,87\%$ , Correia, 2011). A homogeneização foi conseguida, numa primeira fase, remexendo manualmente o solo, que ia sendo transferido aos poucos entre os diversos recipientes. Pequenas tomas de solo de cada recipiente foram recolhidas, com a finalidade de controlar o teor em água de cada um. Os recipientes foram então isolados com película aderente, cobertos por mangas plásticas e armazenados numa câmara termohigrométrica à temperatura de  $20\pm 2^\circ\text{C}$  e humidade relativa de  $95\pm 5\%$ , com o intuito de minimizar as perdas de humidade. Numa fase posterior, os cerca de 400kg de solo preparado, foram submetidos a mistura mecânica por meio de uma betoneira de eixo vertical (marca IMER modelo *Mix-240*). Concluído este procedimento, o solo voltou a ser colocado nos diversos recipientes que, de seguida, retornaram à câmara termohigrométrica, tendo-se efectuado o controlo regular do teor em água.

Para a materialização dos provetes que viriam a ser objecto de ensaio, tornou-se necessário produzir quatro tipos de moldes, cujas características variaram com o tipo de ensaio a cujos provetes se destinavam. Com efeito, exceptuando-se os moldes para ensaios de Flexão

Simples (F), produzidos numa oficina de metalomecânica atendendo às especificações normativas da NP EN-12390-5 (2009), os restantes foram realizados em tubos de PVC ( $\phi=101,6\text{mm}$ ). Os tubos em PVC foram cortados em máquina de corte tal que apresentassem as seguintes dimensões:

- Moldes para ensaios UCS e T: altura ( $h$ )=200mm; diâmetro ( $\phi$ )=101,6mm (razão  $h/\phi=2:1$ ) – Dimensões e razão  $h/\phi$  definidas em consonância com a NP EN 12390-1 (2010).
- Moldes para ensaios CD: altura ( $h$ )=100mm; diâmetro ( $\phi$ )=101,6mm (razão  $h/\phi=1:1$ ) – Conformes com a NP EN 12390-6 (2011).

Depois de efectuado o corte dos moldes, limaram-se as suas arestas e procedeu-se à limpeza dos mesmos.

#### 4.2.2. Procedimento laboratorial para a preparação dos provetes

Os diversos provetes foram preparados procurando, na medida do possível, recriar em laboratório o solo quimicamente estabilizado através de técnicas como *deep mixing* ou CSM. No caso da técnica *deep mixing*, esta pode ser realizada por via húmida (ligante previamente misturado com água, formando uma calda) ou por via seca (ver secção 2.1). Não obstante a vantagem do uso da via seca, que origina o decréscimo do teor em água do solo estabilizado, permitindo alcançar maiores resistências mecânicas com menores dosagens de ligante, optou-se pela realização dos provetes adicionando ligante em calda ao solo, replicando a via húmida. Segundo Moseley (1993), a adição de ligante em calda (via húmida) permite uma melhor uniformização da mistura solo mole-ligante. Um dos problemas a esta técnica acometidos encontra-se na viscosidade da calda de ligante a ser bombeada pela tubagem e pelos veios dos trados das máquinas que executam tais técnicas. Esta calda não pode ser tão líquida (pouco viscosa) que prejudique o estabelecimento de ligações químicas eficazes entre o ligante e as partículas de solo, nem deve ser tão viscosa que prejudique o fluxo de bombagem, fluxo esse já de si dificultado pela introdução de fibras na calda a bombear.

Para obviar os problemas atrás expostos, a quantidade de água a adicionar ao ligante deve ser criteriosamente escolhida, algo que se repercutiu laboratorialmente através da adopção de um teor em água para as misturas de  $w = 113\%$ . Este valor foi escolhido almejando o melhor compromisso entre boa viscosidade e a garantia de os provetes preparados experimentarem uma cura suficientemente rápida que lhes permitisse apresentar uma boa consistência no momento da sua desmoldagem, a qual por razões essencialmente logísticas (necessidade de reutilização dos moldes) foi agendada para 7 dias após a produção dos provetes. Outra razão foi Correia (2011) ter verificado experimentalmente que a este teor correspondiam amostras laboratoriais de boa qualidade.

Para uma melhor percepção da forma como se realizaram os provetes objecto de ensaio, descreve-se de seguida o procedimento laboratorial adoptado, bem como os utensílios utilizados.

#### **Utensílios:**

- Moldes cilíndricos em PVC (para ensaios de UCS, T e CD) e moldes metálicos paralelepípedicos (para ensaios de F);
- Misturadora (Sammic *BM11*);
- Espátulas;
- Colher de pedreiro;
- Placa circular;
- Varão para apiloar;
- Proveta;
- Cápsulas;
- Estufa;
- Sacos de plástico;
- Etiquetas;
- Fita-cola;
- Cronómetro;
- Balança (precisão  $\pm 0,01$ g);
- Proveta;
- Luvas.

#### **Reagentes:**

- Cimento Portland CEM I 42,5R;
- Escória granulada de alto-forno;
- Água.

#### **Procedimento para realização dos provetes:**

##### **- ensaios de compressão não confinada (UCS) e de tracção simples (T):**

- i. Preparação dos moldes, cujas paredes internas se untavam com vaselina (com o objectivo de reduzir o atrito no momento da desmoldagem). A base de cada molde era preparada com fita-cola, película aderente e acetato, minimizando-se a perda de água do provete ao mesmo tempo que se evitava o seu desprendimento;
- ii. Pesagem da quantidade de solo necessária para a realização de dois provetes (o teor em água do solo era regularmente controlado);
- iii. Preparação do ligante mediante a pesagem das quantidades de ligante (cimento CEM I 42,5R e escória numa proporção de 3:1, respectivamente, referida à massa seca) e fibras necessárias para o teor objectivo de cada um destes componentes e aferição (numa proveta) do volume de água a juntar à mistura;
- iv. Mistura: O solo, os ligantes, a água e as fibras juntavam-se no balde da misturadora, no qual se procedia a uma mistura manual prévia (o que prevenia a perda de material da mistura por projecção, já que sem haver um mínimo envolvimento dos componentes, uma vez posta em funcionamento a misturadora, a água e o ligante soltos tendiam a ser projectados para fora do balde). Em seguida, procedia-se à mistura mecânica, que era

cronometrada em contagens de 4 minutos, divididos em duas contagens de 2 minutos cada. No intervalo de cada contagem, parava-se a mistura e, com espátulas, desprendiam-se as porções do material que havia aderido às paredes do balde.

- v. Compactação: Efectuada a mistura, o material resultante era “vertido” para o molde. Este era preenchido em três camadas, cujas porções de material se assemelhavam (por simples inspecção visual). Para cada camada, a porção de material vertida era apiloada com um varão de pequeno diâmetro, para assim libertar o ar ocluso e compactava-se o material vertido com uma placa circular. Por fim, o topo dos provetes era regularizado com recurso a espátulas e/ou a colher de pedreiro.
- vi. Armazenamento: Assim que os provetes de solo quimicamente estabilizado se encontravam concluídos, os mesmos eram colocados em sacos de plástico convenientemente identificados. Os sacos eram selados e os provetes eram encaminhados para a câmara termohigrométrica onde permaneciam a aguardar até à desmoldagem.
- vii. Ao fim de 7 dias de cura, os provetes eram desmoldados por intermédio de um extractor hidráulico. A qualidade dos mesmos era inspeccionada visualmente, tomando-se nota desta. De seguida, os provetes eram novamente selados em sacos e armazenados na câmara termohigrométrica nas condições já descritas, até ao término do tempo de cura (28 dias).

**- ensaios de compressão diametral (CD):**

Na preparação destes provetes seguiram-se todos os passos descritos anteriormente, com a nuance de que, no ponto v), e devido à altura dos moldes para ensaios CD ser metade da respeitante aos moldes para ensaios UCS e T, o preenchimento destes era efectuado em apenas duas camadas.

**- ensaios de flexão simples (F):**

A preparação destes provetes seguiu, de uma forma geral, os passos descritos para a preparação dos provetes UCS e T, com as necessárias adaptações ao novo tipo de molde (paralelepípedo). Assim, introduziram-se as seguintes modificações nos passos i), ii), v) e vii):

- i. Os moldes eram pincelados com óleo de descofragem e as suas arestas eram preenchidas com vaselina sólida que garantia a estanquidade dos mesmos;
- ii. A quantidade de solo tomada correspondia agora apenas à necessária para a preparação de um provete;
- v. Dada a geometria paralelepipedica do molde, a placa de compactação apresentava base rectangular e não circular;
- vii. Por razões essencialmente logísticas (apenas se possuíam 2 destes moldes), as desmoldagens destes provetes eram efectuadas aos 3 dias de cura.

### 4.3. Plano de Ensaio

A fim de estudar e caracterizar o comportamento do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente com ligante e reforçado com fibras metálicas, foi definido um plano que assentou em quatro tipos de ensaio. Esses quatro tipos de ensaio visaram o estudo do comportamento do solo reforçado quando solicitado a esforços de compressão e a esforços de tracção. Assim, para o estudo do comportamento à compressão foram realizados ensaios de compressão simples (UCS). Mantendo o esquema de dosagens, foram também ensaiados provetes para a determinação do comportamento do solo “melhorado” quando solicitado a esforços de flexão ou de tracção. A resistência à tracção foi determinada através de três tipos de ensaios. Se o primeiro tipo a ser analisado, ensaio de tracção simples (T) foi idealizado para conhecer essa resistência de forma directa, os outros dois, ensaios de compressão diametral (CD) e de flexão (F), dão-na indirectamente, através de fórmulas que correlacionam as forças exercidas sobre o provete com a área da secção transversal dos mesmos.

Para os ensaios UCS e CD foi estudada uma ampla gama de teores de ligante, definidos em quatro dosagens: 125, 250, 375 (tomado como referência) e  $500\text{kg/m}^3$  combinados com fibras metálicas *Wiremix* misturadas em quatro dosagens: 25, 50 (tomado como referência), 100 e  $150\text{kg/m}^3$ . No que respeita a ensaios T e F, estes contemplaram as mesmas dosagens de fibras, mas apenas as maiores dosagens de ligante: 375 e  $500\text{kg/m}^3$ , uma vez que se considerou que a resistência dos provetes seria prejudicada à partida pela baixa dosagem de ligante. A diversidade das dosagens com que estes dois componentes se apresentaram nos provetes pretendeu clarificar as diferenças que daí resultam no comportamento do solo reforçado, sustentando quaisquer tendências que o mesmo adopte para diferentes combinações dessas dosagens. O plano de ensaios abrangeu ainda ensaios dos quatro tipos sobre um segundo tipo de fibras metálicas, as fibras *Dramix*. Neste caso foram apenas contempladas as dosagens de referência para ligante ( $375\text{kg/m}^3$ ) e fibras ( $50\text{kg/m}^3$ ).

Note-se que foram também realizados provetes de solo estabilizado sem fibras, mantendo-se as quatro dosagens de ligante definidas. Com estes ensaios pretendeu-se dispor de um termo de comparação entre o solo quimicamente estabilizado com e sem fibras, avaliando-se desta forma a eficiência da adição daquelas ao solo estabilizado.

O plano de ensaios agora descrito é sucintamente apresentado no Quadro 4.1. A nomenclatura adoptada na designação dos ensaios é composta pelas letras iniciais de cada tipo de ensaio (UCS, T, CD ou F), seguidas do valor da dosagem de ligante (expressa em  $\text{kg/m}^3$ ), adstrito à letra do tipo de fibra (*Wiremix*, W, ou *Dramix*, D), ao qual se anexa o valor da dosagem de fibra (expresso igualmente em  $\text{kg/m}^3$ ).

Para cada dosagem de ligante, combinada com qualquer dosagem de fibras, foram produzidos pares de provetes semelhantes, cujos resultados de ensaio se procuraram validar através da adopção de um critério de conformidade baseado na norma NP EN 206-1 (2007), segundo o qual, os resultados individuais obtidos se devem encaixar dentro de um intervalo de variação de  $\pm 15\%$  em relação à média dos resultados (dada a ausência de documentos normativos que definam os critérios de conformidade para o ensaio do material em estudo, está-se a considerar como válidos os critérios especificados para o betão).

Refira-se que cada nomenclatura visível no Quadro 4.1 representa um par de ensaios, tal como acima indicado.

Quadro 4.1 – Plano de ensaios.

Fibras	Dosagem de Ligante (kg/m <sup>3</sup> )	Dosagem de Fibras (kg/m <sup>3</sup> )	Tipo de Ensaio			
			UCS	T	CD	F
Sem	125	-	UCS125	-	CD125	-
	250	-	UCS250	-	CD250	-
	375	-	UCS375	T375	CD375	F375
	500	-	UCS500	T500	CD500	F500
Wiremix W30	375	25	UCS375_W25	T375_W25	CD375_W25	F375_W25
	375	50	UCS375_W50	T375_W50	CD375_W50	F375_W50
	375	100	UCS375_W100	T375_W100	CD375_W100	F375_W100
	375	150	UCS375_W150	T375_W150	CD375_W150	F375_W150
	125	50	UCS125_W50	-	CD125_W50	-
	250	50	UCS250_W50	-	CD250_W50	-
	500	50	UCS500_W50	T500_W50	CD500_W50	F500_W50
Dramix RB350	375	50	UCS375_D50	T375_D50	CD375_D50	F375_D50

#### 4.4. Procedimento de Ensaio

O presente ponto descreve sucintamente os procedimentos adoptados na realização de cada tipo de ensaio, descritos nas respectivas normas. Note-se que, tal como no estabelecimento do critério de conformidade anteriormente referido, na ausência de documentos normativos que definam os critérios para o ensaio do material em estudo, está-se a considerar como válidas as normas especificados para o betão (ASTM CRD-C 164-92 (1992); NP EN 12390-3 (2011); NP EN 12390-5 (2009); NP EN 12390-6 (2011); NP EN 13286-42 (2011)).

#### 4.4.1. Ensaios de Compressão Simples Não Confinada (UCS)

Os ensaios UCS foram realizados em conformidade com a norma NP EN 12390-3 (2011). Depois de completada a fase de cura (28 dias), os provetes eram retirados da câmara termohigrométrica, pesados e colocados na máquina de ensaios (prensa WYKEHAM FARRANCE LTD *Tristar 5000kg Stepless Compression Test Machine* visível na Figura 4.1, conjuntamente com outros pormenores respeitantes a ensaios UCS). O ensaio era realizado impondo uma velocidade de deformação constante, sendo que no caso deste tipo de ensaio a velocidade de deformação selecionada foi 0,5mm/min, correspondente a 0,25%/min em relação à altura do provete.

Durante o ensaio registaram-se, de forma automática, a força e a deformação axial. Depois de levado à rotura, o provete era retirado da máquina de ensaios e eram recolhidas duas amostras para controlo do seu teor em água final.



Figura 4.1 – Aparato relativo a ensaios de compressão simples: a) misturadora Samic *BM11*; b) prensa universal WYKEHAM FARRANCE LTD *Tristar 5000kg* e c) Provette UCS375\_1 após rotura.

#### 4.4.2. Ensaios de Tração Simples (T)

Os provetes para ensaios T foram ensaiados tendo em conta a norma ASTM CRD-C 164-92 (1992). Um dia antes do fim do tempo de cura, o provete era retirado da câmara termohigrométrica e pesado, e eram-lhe colados topos rígidos (onde durante o ensaio iriam encaixar as “garras” da prensa) utilizando resina epóxi para tal. No dia seguinte, o provete era colocados na máquina de ensaios (prensa universal SERVOSIS MUF 404/100 visível na Figura 4.2a)). A velocidade de deformação imposta era 0,06%/min, relativa à altura do provete. Uma vez terminado o ensaio recolhiam-se amostras para cálculo do teor em água final. Durante o ensaio registavam-se, de forma automática, a força e a deformação axial. A Figura 4.2 mostra alguns pormenores relativos a este tipo de ensaios.



Figura 4.2 – Aparato relacionado com ensaios de tracção simples: a) desmoldagem do provete T375\_W50\_2; prensa de ensaios SERVOSIS MUF 404/100 e c) ensaio do provete T375\_W50\_2.

#### 4.4.3. Ensaios de Compressão Diametral (CD)

Os ensaios de compressão foram realizados seguindo as orientações das normas NP EN 12390-6 (2011) e NP EN 13286-42 (2011), impondo uma velocidade de deformação de 0,25mm/min (0,25%/min, relativa ao diâmetro do provete). Ao fim de 28 dias de cura, os provetes foram colocados na prensa de ensaios (WYKEHAM FARRANCE LTD Tristar 5000kg Stepless Compression Test Machine) e ensaiados até níveis de deformação para os quais se verificava a separação dos fragmentos do provete. Durante o ensaio registavam-se automaticamente a força e a deformação vertical (medida segundo a direcção de aplicação da força). Concluídos os ensaios, eram recolhidas amostras para determinação do teor em água final. A Figura 4.3 dá conta de alguns aspectos respeitantes ao provete CD375\_W100\_2 submetido a compressão diametral.

#### 4.4.4. Ensaios de Flexão Simples (F)

Os ensaios F, regulamentados pela norma NP EN 12390-5 (2009), foram efectuados após se ter completado o tempo de cura, sobre provetes paralelepípedicos na máquina de ensaios SERVOSIS MUF 404/100. Os provetes eram cuidadosamente posicionados na máquina, em conformidade com a já referida norma. A velocidade de deformação seleccionada era de 0,06%/min, relativa à dimensão lateral transversal do provete. Durante o ensaio registaram-se, de forma automática, a força e a flecha a meio vão (medida segundo a direcção de aplicação da força). Findo o ensaio, o provete era retirado da máquina de ensaios e eram recolhidas duas amostras para controlo do seu teor em água final. A Figura 4.4 ilustra aspectos relacionados com este tipo de ensaio.

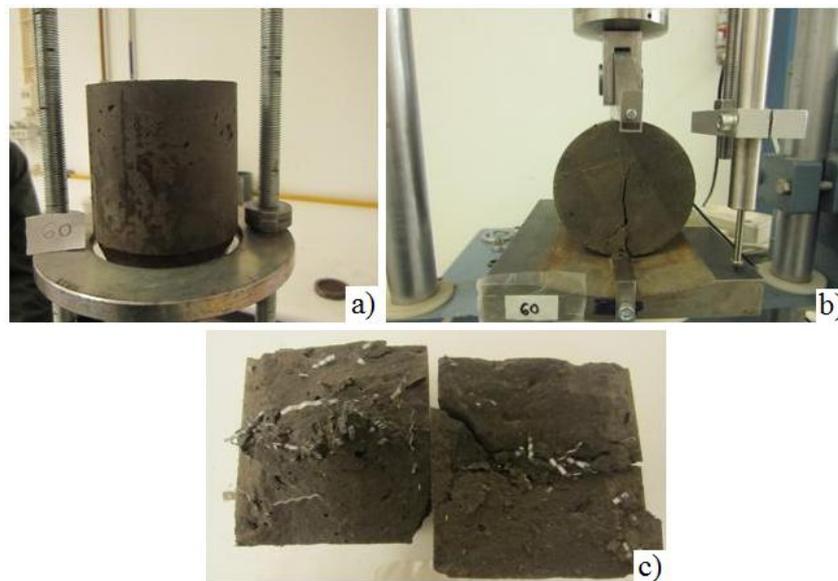


Figura 4.3 – Aparato relacionado com o ensaio de compressão diametral do provete CD375\_W100\_2: a) desmoldagem; b) final de ensaio e c) aspecto da distribuição e disposição das fibras Wiremix na superfície de rotura.

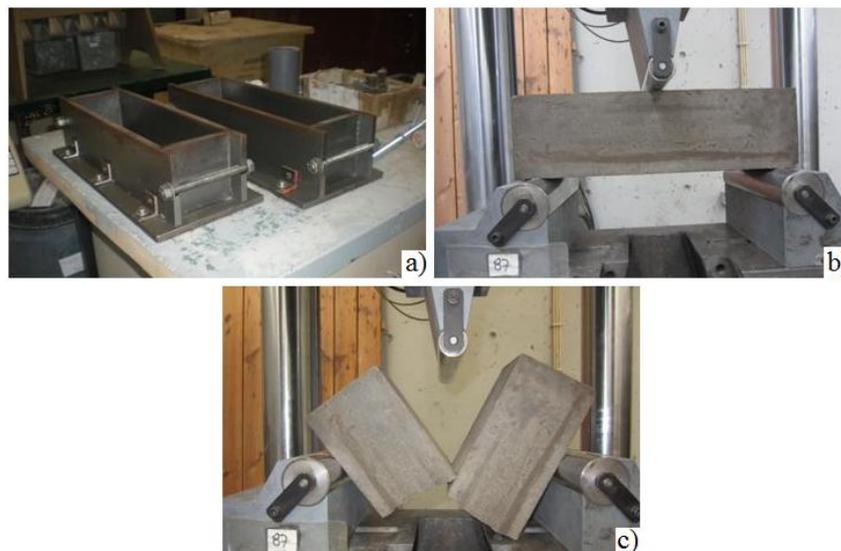


Figura 4.4 – Aparato relacionado com os ensaios de flexão simples: a) Moldes; b) Provete F375\_1 durante o respectivo ensaio e c) rotura do provete F375\_1.

## 5. ANÁLISE DE RESULTADOS

### 5.1. Introdução

O presente Capítulo analisa os resultados do estudo desenvolvido para a caracterização do comportamento do solo mole do Baixo Mondego quimicamente estabilizado, com ou sem adição de fibras metálicas, quando sujeito a esforços de compressão ou de tracção. Tal estudo foi conduzido mediante a realização de quatro tipos de ensaios: compressão uniaxial (UCS), tracção simples (T), compressão diametral (CD) e flexão simples (F). Todos os resultados seguidamente apresentados têm por base provetes de solo quimicamente estabilizado com cimento Portland I 42,5R misturado com escória granulada de alto-forno, numa proporção 75/25 referida à massa seca dos ligantes, aplicados sob a forma de calda (associada ao incremento do  $w_{nat}$  do solo não estabilizado para 113%), com ou sem adição de fibras metálicas, conforme procedimento laboratorial descrito no Capítulo 4. O estudo é complementado com a avaliação da influência potencial da dosagem de ligante, da dosagem de fibras e do tipo de fibras metálicas (*Wiremix*, tomadas por referência, e *Dramix*) no comportamento mecânico dos provetes assim estabilizados. O capítulo finaliza com a apresentação das relações entre a resistência à tracção, obtida pelos três diferentes ensaios, e a resistência à compressão.

### 5.2. Ensaios para a determinação da resistência à compressão não confinada (UCS)

A resistência à compressão não confinada ( $q_u$ ) é obtida por uso da Equação 5.1, onde F designa a força aplicada e A, a área da secção transversal do provete:

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

As grandezas registadas durante cada ensaio correspondem à força exercida sobre o provete e à respectiva deformação vertical, medidas com recurso a uma célula de carga e a um transdutor de deslocamentos. 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. O respectivo gráfico tensão-extensão ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) foi construído a partir das grandezas medidas durante o ensaio (força, F, e deslocamento

vertical,  $\delta_v$ ) e com base na geometria do provete (altura,  $h$ , e diâmetro,  $D$ ). Assim, a extensão foi calculada a partir da variação do deslocamento assumindo-se a hipótese simplificativa de distribuição uniforme da deformação no provete (Equação 5.2).

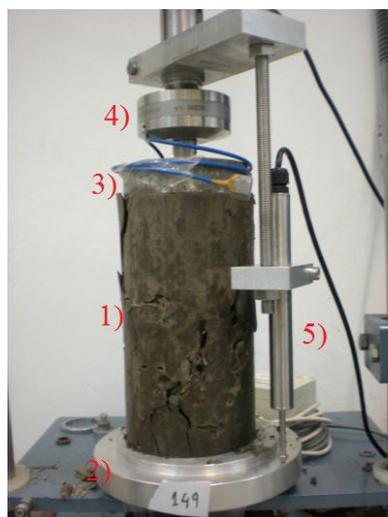
$$\varepsilon = \frac{\Delta\delta_v}{h} \times 100 \quad (\text{Eq. 5.2})$$

A tensão de compressão foi calculada através da equação 5.1, sendo que para  $A$  se utilizou uma área transversal da amostra corrigida ( $A_{corr}$ , Equação 5.3), para atender à deformação radial experimentada pelo provete (Head, 1985).

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

Todos os ensaios UCS foram realizados impondo uma velocidade de deformação constante. Segundo Head (1985) e Young e Mullins (1991), a resistência mecânica aumenta com o aumento da velocidade de deformação, devendo adoptar-se um valor que se situe no intervalo 0,5 e 2%/min (Head, 1985; BS 1377-7, 1990; ASTM D2166, 2000), referido à altura do provete, variando de acordo com o tipo de solo (quanto mais rígido for o material, menor deverá ser a velocidade de deformação adoptada). Dado estar-se na presença de um solo quimicamente estabilizado, adoptou-se para velocidade de deformação nos ensaios UCS um valor conservativo de 0,25%/min, como já referido no Capítulo 4, valor que se situa abaixo do intervalo acima indicado, dada a elevada rigidez relativa do material em estudo. A Figura 5.1 ilustra o aspecto geral de um ensaio UCS.

Para além dos gráficos tensão-deformação construídos, foram registados ou calculados os parâmetros que se consideraram importantes para a caracterização da resistência à compressão simples (Quadro 5.1). Os gráficos apresentados neste capítulo, qualquer que seja o ensaio que representem, foram objecto de um tratamento prévio cuja finalidade foi corrigir o respectivo *bedding-error*. Não obstante os cuidados tidos durante a preparação e montagem dos provetes nos respectivos equipamentos de ensaio, não é de todo possível garantir a perfeita verticalidade da amostra, quer porque os topos (ou os lados dos provetes paralelepípedicos) podem não estar perfeitamente planos, paralelos entre si e/ou perpendiculares em relação ao eixo do provete, quer porque pode existir uma ligeira excentricidade inicial relativamente ao ponto de aplicação da carga. Estes erros traduzem-se por uma evolução não linear da curva tensão-deformação no troço inicial, como exemplificado na Figura 5.2a).



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

Figura 5.1 – Aspecto geral de um ensaio UCS (após a conclusão do ensaio UCS375\_W150\_1).

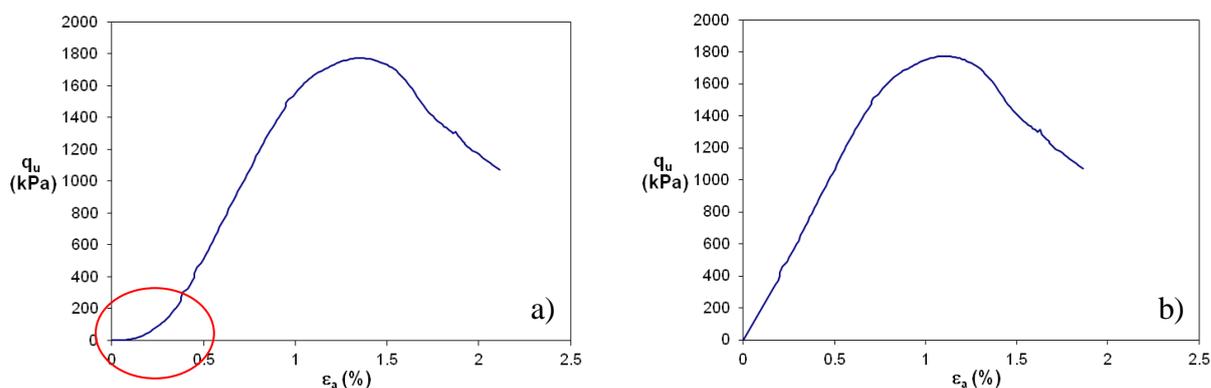


Figura 5.2 – Gráfico do ensaio UCS375\_W50\_1: a) antes da correção do bedding-error representado dentro da elipse; b) após correção do bedding-error.

Seguidamente expõem-se os resultados obtidos em ensaios UCS realizados sobre provetes sem e com incorporação de fibras metálicas, com recurso a gráficos e ao Quadro 5.1. Cada um dos ensaios, designados tendo por base a nomenclatura adoptada e descrita no Capítulo 4, encontra-se caracterizado: i) pela curva tensão-deformação ( $\sigma$ - $\epsilon$ ); ii) pela resistência máxima à compressão simples ( $q_u^{máx}$ ); iii) pela extensão axial na rotura ( $\epsilon_a$ ); iv) pelo módulo de deformabilidade não drenado secante definido para 50% de  $q_u^{máx}$  ( $E_{u50}$ ) e pelo teor em água final medido imediatamente após a realização do ensaio UCS ( $w_f$ ). Adicionalmente, o quadro apresenta o valor médio de todos estes parâmetros, uma vez que foram preparados dois provetes para cada estabilização. Dentro de parênteses encontra-se indicado o desvio percentual face ao valor médio.

Quadro 5.1 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples (UCS).

Fibras	Ensaio	$q_u^{máx}$ (kPa)	$q_u^{méd}$ (kPa)	$\varepsilon_a$ (%)	$\varepsilon_a^{méd}$ (%)	$E_{u50}$ (MPa)	$E_{u50}^{méd}$ (MPa)	$w_f$ (%)	$w_f^{méd}$ (%)
Sem	UCS125_1	196,1	209,2	1,524	1,991	25,99	31,29	93,98	94,13
	UCS125_2	222,2	(6,2%)	2,457	(23,4%)	36,58	(16,9%)	94,28	(0,2%)
	UCS250_1	1531	1566,1	1,303	1,185	154,42	163,75	79,97	79,98
	UCS250_2	1601,1	(2,2%)	1,066	(10%)	173,07	(5,7%)	79,98	(≈0%)
	UCS375_1	2756,4	2623,5	1,449	1,432	201,79	193,12	68,65	68,68
	UCS375_2	2490,6	(5,1%)	1,414	(1,2%)	184,44	(4,5%)	68,70	(≈0%)
	UCS500_1	3348,7	3226,6	0,764	0,833	522,73	517,76	58,85	59,38
	UCS500_2	3104,5	(3,8%)	0,901	(8,2%)	512,78	(1,0%)	59,90	(0,9%)
Wiremix W30	UCS375_W25_1	2133,6	1971,9	1,291	1,231	191,9	188,1	67,86	67,83
	UCS375_W25_2	1810,3	(8,2%)	1,170	(4,9%)	184,3	(2,0%)	67,80	(≈0%)
	UCS375_W50_1	1774,5	1851,1	1,102	1,111	214	209,6	66,45	67,35
	UCS375_W50_2	1927,7	(4,1%)	1,120	(0,8%)	205,1	(2,1%)	68,24	(1,3%)
	UCS375_W100_1	2117	2209,9	1,273	1,258	232,4	235,1	68,99	68,77
	UCS375_W100_2	2302,7	(4,2%)	1,243	(1,2%)	237,7	(1,1%)	68,55	(0,3%)
	UCS375_W150_1	1953,7	1994,9	1,449	1,376	203,6	210,6	68,71	68,67
	UCS375_W150_2	2036,1	(2,1%)	1,302	(5,3%)	217,6	(3,3%)	68,62	(≈0%)
	UCS125_W50_1	261,6	261,6	3,013	3,013	18	18	90,20	90,20
	UCS125_W50_2	*	*	*	*	*	*	*	*
UCS250_W50_1	1402,9	1326,4	1,517	1,426	116	117,9	80,93	81,79	
UCS250_W50_2	1249,9	(5,8%)	1,335	(6,4%)	119,7	(1,6%)	82,65	(1,1%)	
UCS500_W50_1	2890,8	2892,3	1,390	1,387	310,5	312,9	60,68	61,24	
UCS500_W50_2	2893,7	(≈0%)	1,384	(0,2%)	315,2	(0,8%)	61,80	(0,9%)	
Dramix RB350	UCS375_D50_1	2272	2188,1	1,464	1,323	201,3	199,6	69,45	67,93
	UCS375_D50_2	2104,2	(3,8%)	1,182	(10,7%)	197,8	(0,9%)	66,40	(2,2%)

\*perda de dados de ensaio.

NOTA: Dentro de parênteses aparece o desvio percentual dos resultados face à média de ambos.

Uma primeira análise do Quadro 5.1 revela um crescimento da resistência à compressão e do módulo de deformabilidade e um decréscimo da extensão de rotura com o aumento da dosagem de ligante (sem ou com incorporação de fibras). Quando o item variado é a dosagem de fibras incorporadas no solo quimicamente estabilizado, as elações não se tornam tão óbvias, já que os valores registados variam de forma atípica, ainda que pareça ser pequena a diferença entre eles. Constata-se também que o teor em água final decresce consoante o uso de maiores dosagens de ligante na estabilização. Os resultados sugerem que o parâmetro chave do comportamento à compressão do solo estabilizado até à rotura é a dosagem de ligante, facto que será analisado com maior detalhe adiante.

É de destacar também a pouca variabilidade entre os valores obtidos para a generalidade dos pares de ensaios, o que atesta a razoável reprodutibilidade dos provetes conseguida com o

procedimento laboratorial de preparação de amostras que foi seguido. A maior variabilidade registou-se para o par de ensaios UCS375\_W25, onde foram registadas resistências à compressão de 2133,6 e 1810,3 kPa para os ensaios 1 e 2, respectivamente. Estes dois resultados apresentam um desvio de cerca de 8,2% face à média de ambos, o que se encaixa perfeitamente nos 15% exigidos pela norma (NP EN 206-1, 2007) para validar os resultados (dada a ausência de documentos normativos que definam os critérios de conformidade para o ensaio do material em estudo, estão-se a considerar como válidos os critérios especificados para o betão).

### 5.2.1. Ensaio UCS sobre provetes sem fibras

As Figuras 5.3 e 5.4 dizem respeito aos ensaios UCS efectuados sobre provetes com a dosagem de ligante a variar entre 125 e 500kg/m<sup>3</sup> sem incorporação de fibras.

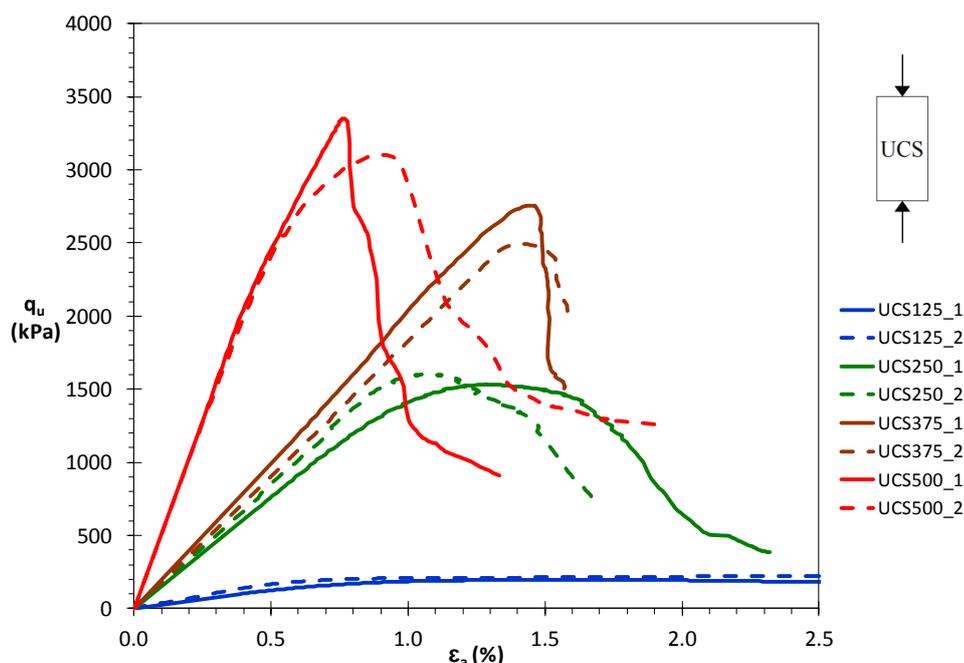


Figura 5.3 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes sem fibras por variação da dosagem de ligante.

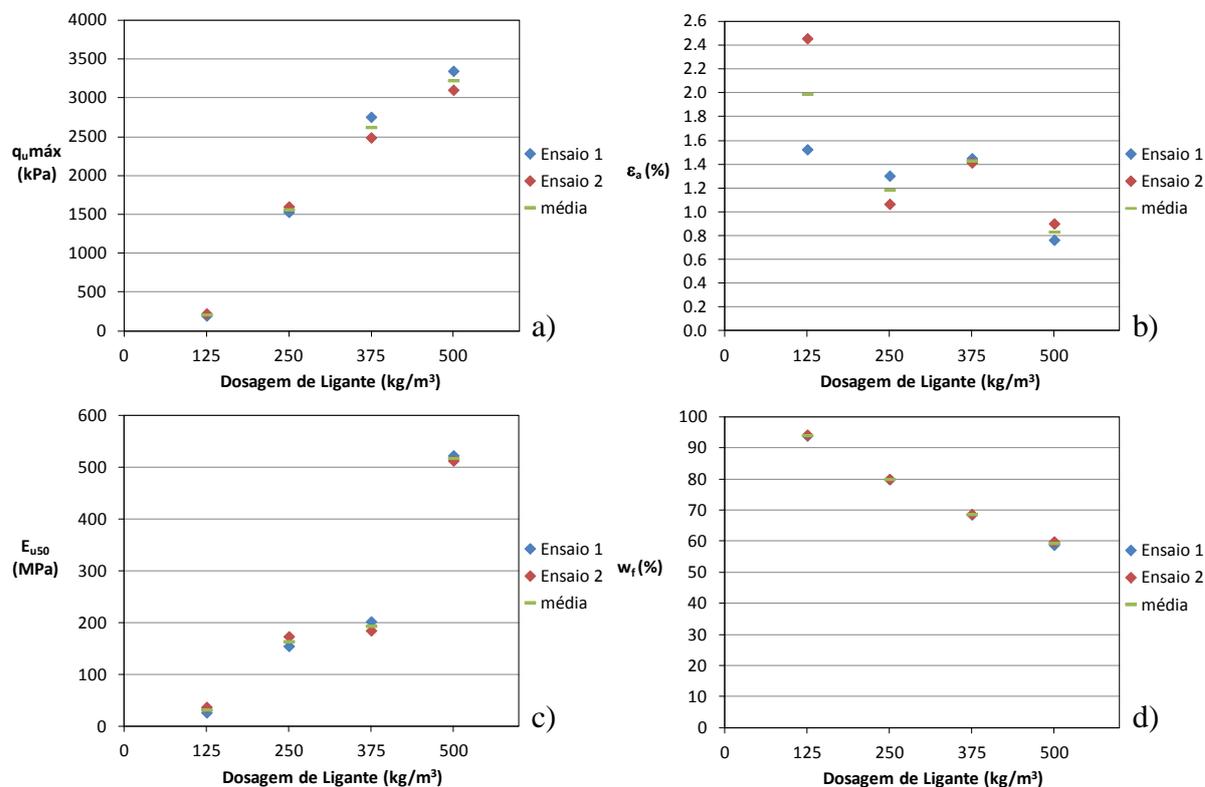


Figura 5.4 – Ensaio UCS realizados sobre provetes sem fibras – análise da evolução de: a)  $q_u^{m\acute{a}x}$ ; b)  $\epsilon_a$ ; c)  $E_{u50}$  e d)  $w_f$  com a variação da dosagem de ligante.

Atendendo às Figuras 5.3 e 5.4 e ao Quadro 5.1, nota-se uma clara tendência para o aumento da resistência à compressão não confinada, redução da extensão axial na rotura e aumento do módulo de deformabilidade com o aumento da dosagem de ligante, reflectindo o desenvolvimento de um maior número de reacções de hidratação. A um maior número de reacções de hidratação corresponde um maior “consumo” de água, facto bem patente nos valores do teor em água final, os quais decrescem com o aumento da dosagem de ligante. Ao maior número de reacções de hidratação corresponde o desenvolvimento de uma matriz mais densa e rígida, responsável pela melhoria do comportamento mecânico. Parece verificar-se desde já que a dosagem de ligante desempenha um papel vital na capacidade do solo quimicamente estabilizado resistir a esforços de compressão, podendo dizer-se que à medida que a dosagem diminui, o comportamento do solo estabilizado tende a ser mais dúctil, exibindo menores rigidez e resistência à compressão, aproximando-se do comportamento típico de um solo sem estabilização.

Por observação da Figura 5.4a) constata-se existir uma variação polinomial da resistência máxima com a dosagem de ligante (algo clarificado na Figura 5.5a)), a qual passa a ser aproximadamente linear quando representada num gráfico semi-logarítmico (Figura 5.5b)).

Ambas as aproximações são de boa qualidade, como comprovado pelo elevado coeficiente de correlação ( $R^2$ )

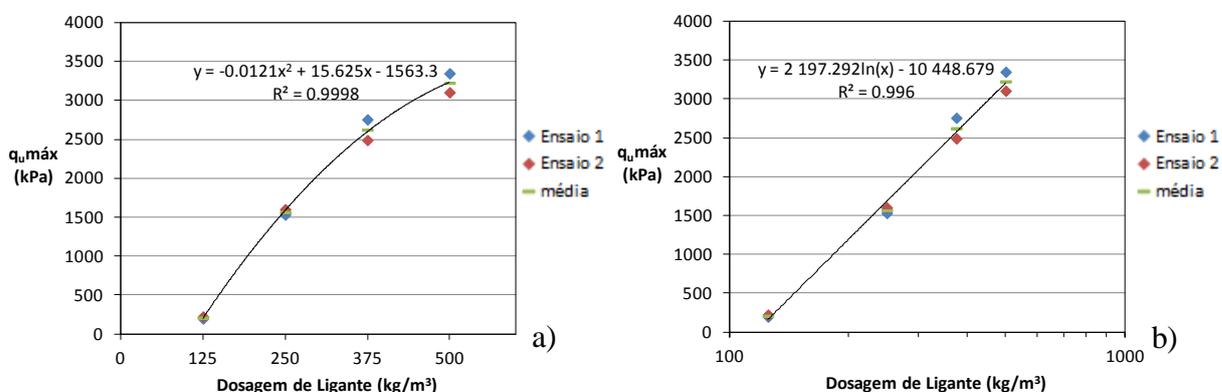


Figura 5.5 – Variação da resistência máxima à compressão simples com a dosagem de ligante:  
a) Aproximação polinomial de 2º grau em gráfico de escala decimal; b) aproximação linear em gráfico de escala semi-logarítmica.

Um último comentário deve ser tecido sobre os valores erráticos observados para a extensão axial na rotura do par UCS250 e do ensaio 1 do par UCS125, os quais não se enquadram na tendência geral observada. Quanto aos valores anómalos das extensões do par UCS250, não se encontrou explicação lógica que os justifique, a não ser alguma correcção por excesso de *bedding-error*. Em todo o caso, será recomendável a repetição do par de ensaios. Relativamente ao ensaio 1 do par UCS125, a discrepância da extensão registada face à extensão relativa ao ensaio 2 do mesmo par, encontra explicação no critério de rotura definido. Este consistiu em considerar como rotura o valor associado à máxima resistência à compressão não confinada, independentemente do nível de deformação atingido. Como para baixas dosagens de ligante o comportamento do solo quimicamente estabilizado é “mais” dúctil, constata-se por observação das curvas UCS125 na Figura 5.3 que para extensões acima de 1%, se forma um extenso patamar em que, a um aumento considerável da deformação imposta não correspondem variações significativas da resistência. Assim sendo, o critério de rotura adoptado poderá induzir valores excessivos para  $\epsilon_a$ , o que de facto acontece para este ensaio. Se por ventura, o critério de rotura adoptado estabelecesse um valor máximo para a deformação atingida, essas discrepâncias anular-se-iam. Supondo que a rotura era caracterizada por uma deformação máxima de 2,0%, os valores verificados para  $q_u^{máx}$  seriam de 193,4kPa e 218,5kPa (com desvio de 6,1% face à média) para os ensaios 1 e 2, respectivamente, enquanto que as extensões respeitantes se fixariam em 2,0%, de acordo com a tendência geral observada.

## 5.2.2. Ensaio UCS sobre provetes com fibras *Wiremix*

### i) Variação da dosagem de fibras

As Figuras 5.6 e 5.7 e o Quadro 5.1 resumem os resultados obtidos nos ensaios UCS realizados sobre provetes com incorporação de fibras metálicas tipo *Wiremix*, tendo a dosagem de fibras variado entre os 25 e os 150 kg/m<sup>3</sup>, para igual dosagem de ligante (375 kg/m<sup>3</sup>, valor tomado como referência aquando da definição do plano de ensaios).

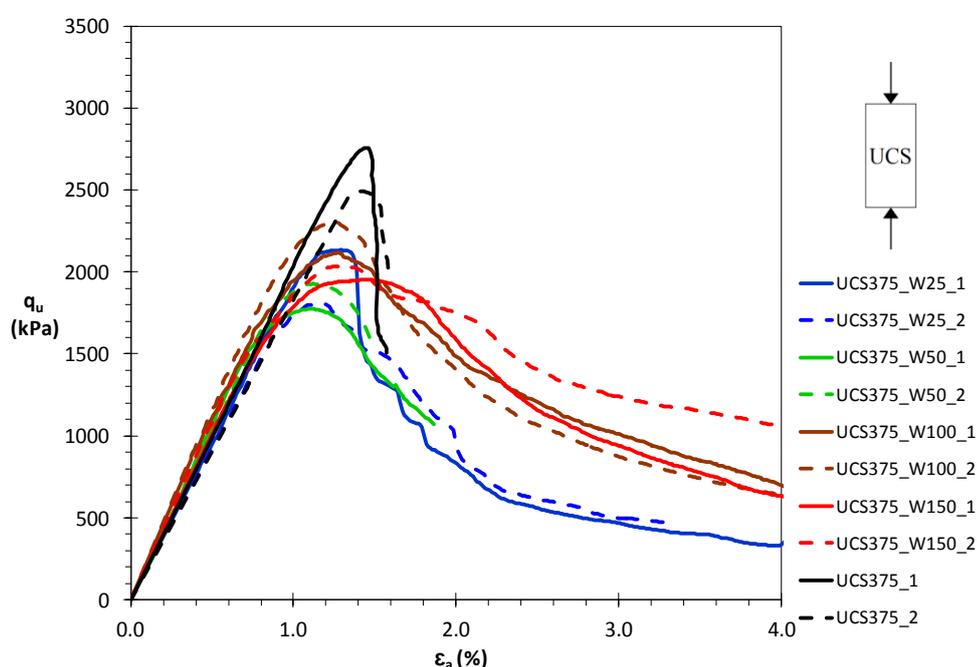


Figura 5.6 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* por variação da dosagem de fibras (dosagem de ligante = 375 kg/m<sup>3</sup>).

Uma primeira abordagem à globalidade dos resultados permite concluir que a incorporação de fibras, qualquer que seja a sua dosagem, parece não exercer influência significativa sobre o comportamento mecânico dos provetes de solo estabilizado quando sujeitos a esforços de compressão simples, podendo até, em alguns casos, ter efeito contraproducente (atente-se na redução de  $q_u^{max}$  e  $\epsilon_a$ , Figura 5.7a) e b) respectivamente, face aos provetes sem fibras). Por outro lado, se a comparação entre os parâmetros obtidos for feita atendendo apenas aos provetes com fibras, constata-se uma pequena oscilação aleatória destes valores, parecendo que a tendência é a de  $q_u^{max}$ ,  $E_{u50}$  e  $\epsilon_a$  não variarem consideravelmente com a variação da dosagem de fibras, não se vislumbrando, como seria expectável, qualquer tendência de melhoria do comportamento à compressão com o aumento da dosagem de fibras incorporada.

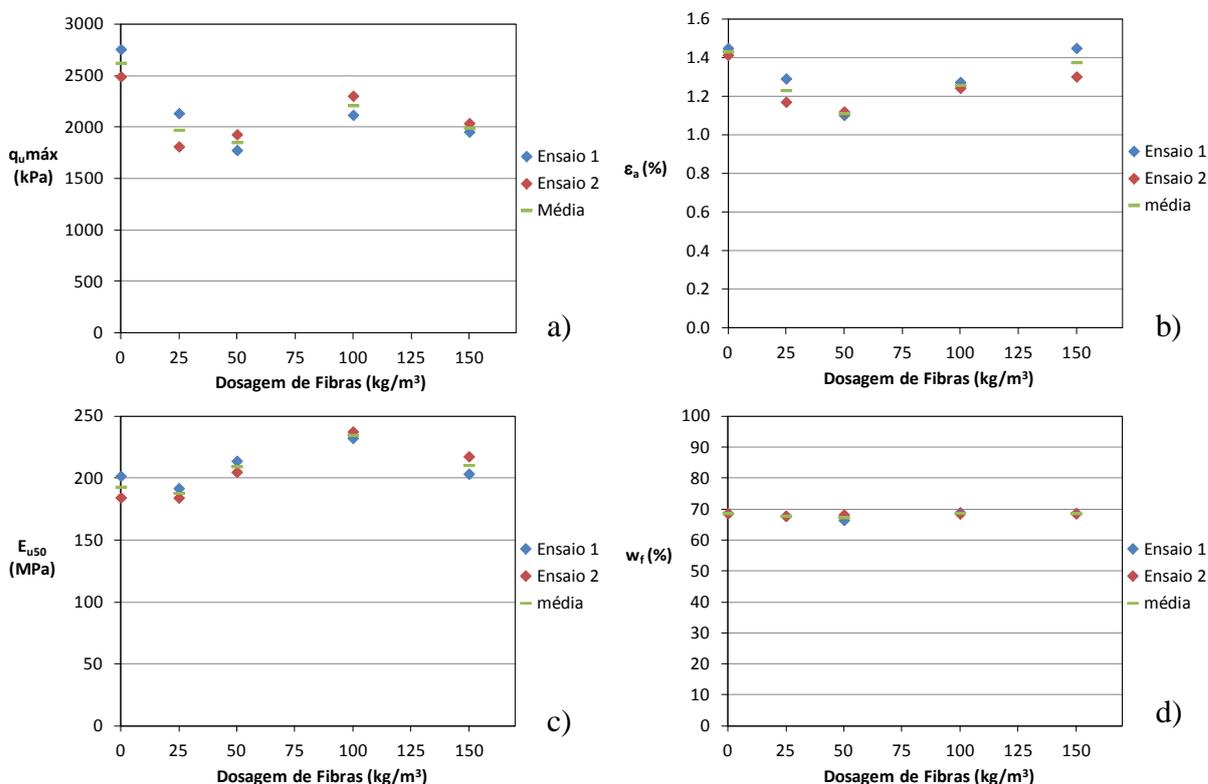


Figura 5.7 – Ensaios UCS realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* e igual dosagem de ligante ( $375 \text{ kg/m}^3$ ) – análise da evolução de: a)  $q_u^{máx}$ ; b)  $\epsilon_a$ ; c)  $E_{u50}$  e d)  $w_f$  com a variação da dosagem de fibras.

A justificação para o comportamento observado parece estar relacionada com o reduzido número de fibras adicionado ao provete (dado a sua elevada massa volúmica), conjugado com a geometria das mesmas (lâminas frisadas e de faces lisas, com largura de 21mm), ao que se acresce a aleatoriedade da sua orientação/disposição. De facto, sendo “poucas” as fibras misturadas com o solo e o ligante, e não se tendo qualquer controlo sobre a sua orientação/disposição no interior do provete, serão ainda menos as fibras alinhadas segundo a direcção onde se desenvolvem as deformações principais de tracção no solo estabilizado sem fibras. Se, por outro lado, fosse possível prever onde se localizariam as superfícies de rotura e se, de algum modo, fosse ainda possível maximizar o número de fibras a intersectar essas superfícies (na direcção perpendicular das mesmas, preferencialmente), o seu efeito traduzir-se-ia num aumento de  $q_u^{máx}$ . Contudo, tal não ocorre porque por um lado não há garantia da existência de fibras segundo tal orientação/disposição e, mesmo que elas existam, para que se mobilizassem esforços de tracção nas fibras, seriam necessárias maiores deformações dada a geometria frisada das mesmas (para esse nível de deformações as ligações cimentícias já teriam rompido).

A justificação até agora adiantada explica o não aumento de  $q_u^{máx}$  face aos valores dos provetes sem fibras, não esclarecendo a quebra dos valores registado para os provetes com fibras. Essa quebra de  $q_u^{máx}$  parece estar relacionada com a geometria das fibras. O facto de estas se apresentarem com faces lisas e terem uma largura considerável (2,1mm) faz com que as mesmas, quando introduzidas na estabilização, impeçam o estabelecimento de algumas ligações cimentícias, podendo constituir-se “pontos” (ou pequenos “planos” dada a sua largura e comprimento) de fraqueza do material.

A observação das Figuras 5.6 e 5.7b) e c) permite referir que a adição de fibras em diferentes dosagens, mantendo a dosagem de ligante não modifica consideravelmente o comportamento do solo estabilizado em termos de rigidez. De facto, os declives das curvas ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) da Figura 5.6 são todos semelhantes e como tal, os valores assumidos por  $E_{u50}$  também o são (Quadro 5.1). As extensões de rotura, que se encontram relativamente próximas, não importando a dosagem de fibras adicionada, contribuem para corroborar que o comportamento do solo melhorado não é afectado significativamente pela presença das fibras, pelo menos até ser atingida a rotura. Constata-se também que o comportamento pós-rotura é significativamente alterado com a variação da dosagem de fibras, observando-se a existência de maiores resistências pós-rotura com o aumento da dosagem daquelas.

Quanto ao teor em água final, não ocorrem variações significativas, o que já era de esperar, dado que a dosagem de ligante se mantém e as fibras, cuja dosagem varia, se mantêm inertes (Figura 5.7d)).

### ***ii) Variação da dosagem de ligante***

Nesta subsecção, pretende-se analisar qual o efeito da variação da dosagem de ligante no comportamento do solo estabilizado com fibras *Wiremix* (mantendo a dosagem de fibras constante e igual a  $50\text{kg/m}^3$ , valor tomado como referência aquando da definição do plano de ensaios). As Figuras 5.8 e 5.9 e o Quadro 5.1 resumem os resultados obtidos.

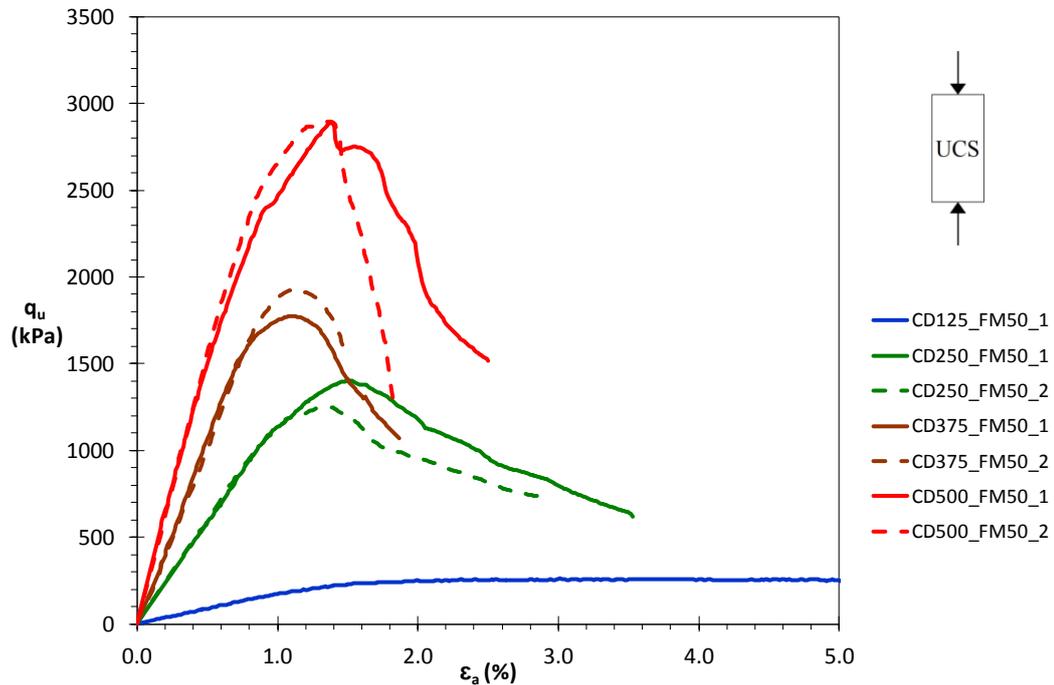


Figura 5.8 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* por variação da dosagem de ligante (dosagem de fibras =  $50 \text{ kg/m}^3$ ).

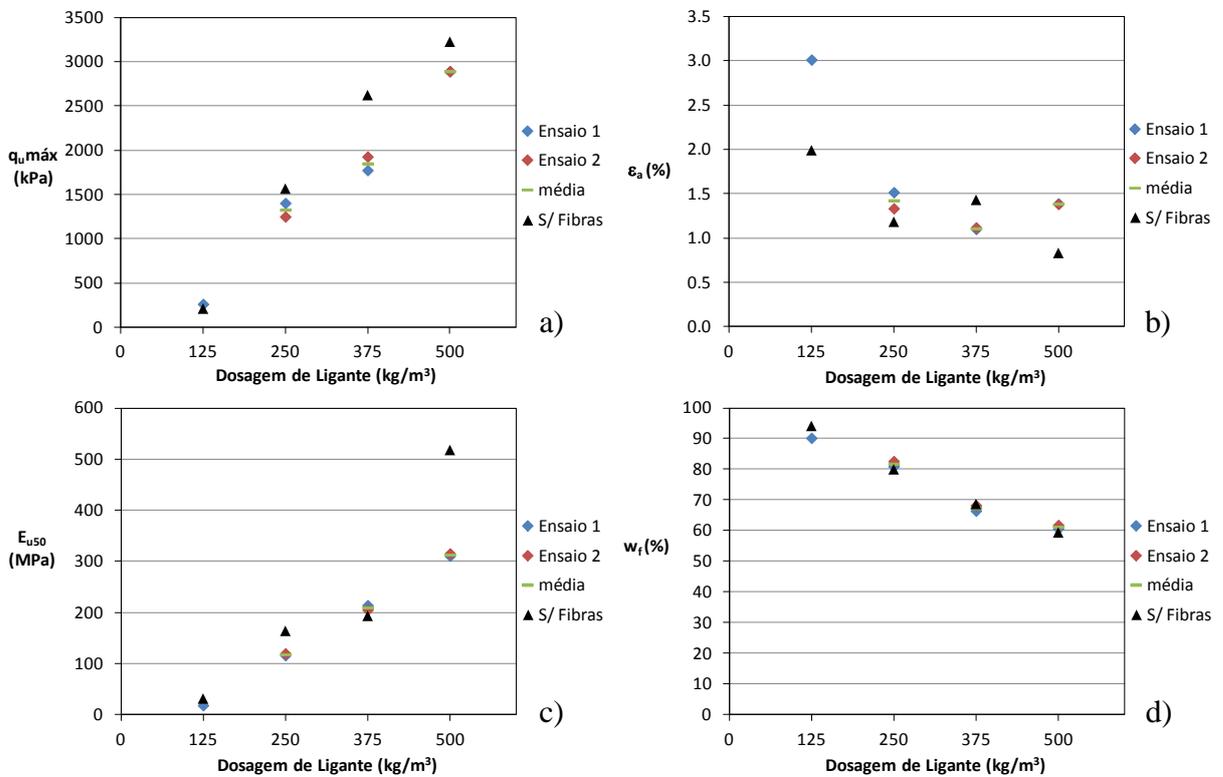


Figura 5.9 – Ensaios UCS realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* (na dosagem de  $50 \text{ kg/m}^3$ ): análise da evolução de: a)  $q_{u \text{ máx}}$ , b)  $\epsilon_a$ ; c)  $E_{u50}$  e d)  $w_f$  com a variação da dosagem de ligante.

Da análise é possível elaborar um primeiro comentário, baseado nos valores de  $q_u^{máx}$ . Com excepção dos pares relativos à dosagem de ligante de 125 kg/m<sup>3</sup>, cujos valores da resistência crescem para o par UCS125W50 relativamente aos valores do par UCS125, para todas as demais dosagens, verifica-se um decréscimo da resistência quando se adicionam fibras, o que poderá ser mais uma vez sintomático de que a incorporação de fibras é contraproducente no que cabe à resistência à compressão simples. Tudo o resto parece confirmar que, qualitativamente, as tendências verificadas no comportamento do solo quimicamente estabilizado sem fibras se aplicam também ao solo estabilizado com adição destas. Constatase de novo que é a dosagem de ligante que comanda o comportamento mecânico do solo estabilizado até à rotura, apresentando as fibras pouca influência, ou mesmo uma influência nefasta sobre o mesmo. Como tal, mais uma vez se verifica o crescimento da resistência máxima e da rigidez com o aumento da dosagem de ligante. No que respeita às extensões de rotura, verifica-se um valor muito elevado para o ensaio UCS125W50 (Figura 5.9b)), o que está novamente relacionado com o critério de rotura adoptado (conforme explicado na subsecção 5.2.1). No que concerne ao teor em água final, tal como esperado, a sua variação enquadra-se na verificada para os ensaios sobre provetes sem fibras e com dosagem de ligante variável, uma vez que as fibras são inertes no que ao “consumo” de água diz respeito.

### 5.2.3. Ensaio UCS sobre provetes com fibras *Dramix*

Com o intuito de investigar possíveis influências do tipo de fibra metálica sobre o comportamento do solo quimicamente estabilizado, realizaram-se novos ensaios por incorporação de um novo tipo de fibra metálica: *Dramix*, cujas características se encontram apresentadas na subsecção 3.3.2. A Figura 5.10 e o Quadro 5.1 resumem os resultados obtidos.

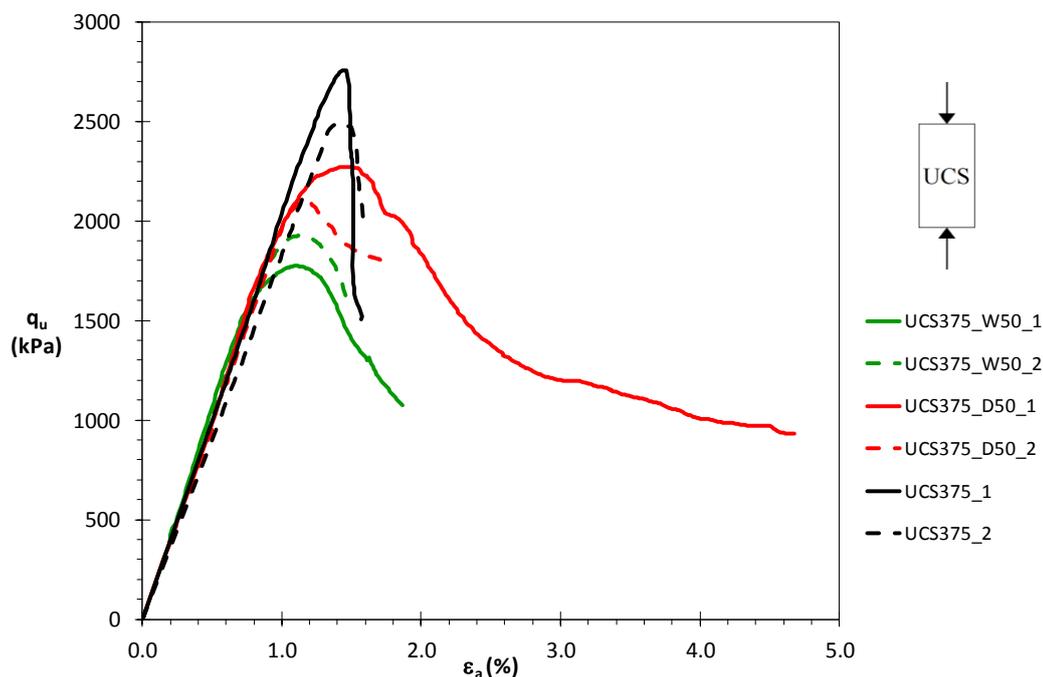


Figura 5.10 – Curvas tensão-extensão de ensaios UCS realizados sobre provetes com e sem incorporação de fibras metálicas de dois tipos: *Wiremix* e *Dramix* (dosagem de fibras =  $50\text{kg/m}^3$ ; dosagem de ligante =  $375\text{ kg/m}^3$ ).

O comportamento observado (Figura 5.10 e Quadro 5.1) sugere que o tipo de fibra tem influência sobre o comportamento mecânico do solo estabilizado, repercutindo-se esse efeito por um pequeno aumento da resistência à compressão não confinada quando se passa das fibras tipo *Wiremix* para as do tipo *Dramix*. Este facto pode ser explicado pela geometria das fibras *Dramix*, as quais face às primeiras apresentam menor largura ( $0,55\text{mm}$ ), permitindo, por conseguinte, o estabelecimento de maior número relativo de ligações cimentícias, constituindo-se pontos de fraqueza com menor “área”. Ainda assim, os valores de  $q_u^{máx}$  ficam aquém dos resultados obtidos para os provetes sem fibras, já que apesar de as fibras *Dramix* não impedirem o estabelecimento de tantas ligações cimentícias quanto as fibras *Wiremix*, continuam mesmo assim a dificultar o seu estabelecimento face ao que se passa com os provetes sem fibras. A generalização das conclusões quanto ao tipo de fibra carece de mais ensaios realizados para outras dosagens de fibras.

#### 5.2.4. Resumo dos resultados dos ensaios UCS

Findo o estudo do comportamento do solo quimicamente estabilizado quando sujeito a esforços de compressão simples, sem e com adição de fibras metálicas, constata-se que é a dosagem de ligante que comanda o comportamento do solo melhorado até à rotura. A variação desta tem reflexos na resistência e na rigidez, as quais são tanto maiores quanto

maior a dosagem de ligante. A adição de fibras metálicas *Wiremix* ou *Dramix*, tem um efeito incipiente ou mesmo adverso na resistência à compressão simples, algo que parece estar relacionado com o facto de a distribuição aleatória dessas mesmas fibras poder induzir planos de fraqueza nos provetes, o que conjugado com a geometria das fibras, favorecerá a rotura dos mesmos.

### 5.3. Ensaio para a determinação da resistência à tracção

Neste ponto são apresentados os resultados e expostas as devidas considerações de três tipos de ensaio cuja finalidade é caracterizar a resistência à tracção do solo mole do Baixo Mondego quimicamente estabilizado, com e sem incorporação de fibras metálicas. O primeiro ensaio abordado será o de tracção simples (T), que caracteriza este esforço de forma directa, seguindo-se-lhe a análise por intermédio de ensaios de compressão diametral (CD) e de flexão simples (F) que visam caracterizar o comportamento do solo melhorado ao mesmo esforço, embora de forma indirecta.

#### 5.3.1. Ensaio para a determinação da resistência à tracção simples (T)

A resistência à tracção simples ( $q_t$ ) é obtida através da Equação 5.4, onde F designa a força aplicada e A, a área da secção transversal do provete no momento de aplicação da carga.

$$q_t = \frac{F}{A} \quad (\text{Eq. 5.4})$$

À semelhança do que aconteceu para os ensaios UCS, durante cada ensaio registou-se a força exercida sobre os provete e a respectiva deformação vertical, medidas com recurso a uma célula de carga e a um transdutor de deslocamentos, respectivamente. Para construir os gráficos tensão-extensão, houve necessidade de recorrer à Equação 5.4 para o cálculo das extensões, assim como à Equação 5.3 para cálculo da área transversal do provete que agora experimenta fenómenos de redução da sua secção. De facto, por comparação com o que acontece nos ensaios UCS, a deformação é agora imposta na mesma direcção, mas em sentido oposto, o que leva não só a que as extensões se processem em sentido contrário (embora em ambos os casos elas sejam representadas como positivas), como também leva à já referida redução da área da secção.

A força máxima registada no decorrer do ensaio corresponde à resistência máxima do provete à tracção ( $q_t^{máx}$ ). Todos os ensaios de tracção simples foram realizados impondo uma velocidade de deformação constante, igual a 0,06%/min, referida à altura do provete, tal como

referido na subsecção 4.4.2. Optou-se por este valor pois corresponde ao mais baixo valor possível de aplicar na prensa de ensaios utilizada, sendo este um procedimento conservativo.

Apresentam-se de seguida, os resultados obtidos em ensaios T realizados sobre provetes sem e com incorporação de fibras metálicas, recorrendo a gráficos e ao Quadro 5.2. Cada um dos ensaios encontra-se caracterizado: i) pela curva tensão-extensão ( $\sigma$ - $\epsilon$ ); ii) pela resistência máxima à tracção simples ( $q_t^{máx}$ ); iii) pela extensão axial na rotura ( $\epsilon_a$ ); iv) pelo módulo de deformabilidade secante definido para 50% de  $q_t^{máx}$  ( $E_{u50}$ ) e pelo teor em água final medido imediatamente após a realização do ensaio T ( $w_f$ ).

Quadro 5.2 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de tracção simples (T).

Fibras	Ensaio	$q_t^{máx}$ (kPa)	$q_t^{méd}$ (kPa)	$\epsilon_a$ (%)	$\epsilon_a^{méd}$ (%)	$E_{u50}$ (MPa)	$E_{u50}^{méd}$ (MPa)	$w_f$ (%)	$w_f^{méd}$ (%)
Sem	T375_1	411,2	378,6	0,031	0,028	1316,7	1379,7	70,69	10,35
	T375_2	345,9	(8,6%)	0,024	(12,7%)	1442,7	(4,6%)	70,01	(0,5%)
	T500_1	539,3	527,8	0,030	0,030	1797,6	1786,5	59,92	60,21
	T500_2	516,2	(2,2%)	0,029	(1,7%)	1775,4	(0,6%)	60,50	(0,5%)
Wiremix W30	T375_W25_1	436	436	0,032	0,032	1352	1352	68,00	68,00
	T375_W25_2	*	*	*	*	*	*	*	*
	T375_W50_1	454,1	482,7	0,033	0,035	1366,7	1391,9	68,52	68,71
	T375_W50_2	511,2	(5,9%)	0,036	(4,3%)	1417,1	(1,8%)	68,90	(0,3%)
	T375_W100_1	448,5	478	0,030	0,033	1481,1	1449	70,84	70,02
	T375_W100_2	507,4	(6,2%)	0,036	(9,1%)	1416,8	(2,2%)	69,21	(1,2%)
	T375_W150_1	396,1	365,1	0,028	0,026	1427,7	1408	69,12	70,04
	T375_W150_2	334,1	(8,5%)	0,024	(7,7%)	1388,3	(1,4%)	70,95	(1,3%)
	T500_W50_1	736,7	687,2	0,046	0,042	1615,6	1637,4	57,16	57,38
	T500_W50_2	637,7	(7,2%)	0,038	(9,5%)	1659,1	(1,3%)	57,60	(0,4%)
Dramix RB350	T375_D50_1	454,1	439,3	0,035	0,035	1260,1	1254,7	69,20	69,13
	T375_D50_2	424,5	(3,4%)	0,034	(1,4%)	1249,2	(0,4%)	69,07	(≈0%)

\*perda dos dados de ensaio

NOTA: Dentro de parênteses aparece o desvio percentual dos resultados face à média de ambos.

Uma rápida análise aos valores apresentados no Quadro 5.2 revela que a resistência máxima à tracção simples e o módulo de deformabilidade crescem com o aumento da dosagem de ligante. A incorporação de fibras de qualquer dos tipos estudados (*Wiremix* e *Dramix*) parece incrementar a resistência à tracção simples, excepção feita ao par T375\_W150, para o qual se registam valores de  $q_t^{máx}$  da mesma ordem dos verificados para o par T375 (sem fibras), o que poderá significar que o uso de uma dosagem de fibras de 150 kg/m<sup>3</sup> é contraproducente. No que toca ao módulo de deformabilidade, a introdução de fibras parece não afectar

significativamente este parâmetro. As extensões de rotura variam pouco, cabendo a eventual análise de algum caso em pormenor aos pontos vindouros.

Dado não existir documento normativo que defina os critérios de conformidade para ensaios de tracção simples do material em estudo, toma-se por válido o critério especificado para a variação da resistência à tracção do betão avaliada por compressão diametral, a qual não deverá exceder os 15% (NP EN 206-1, 2007). Assim procedendo, a máxima variação registada nos ensaios de tracção simples (8,6%) encaixa perfeitamente nos 15% de variação admissível.

### 5.3.1.1 Ensaios sobre provetes sem fibras

As Figura 5.11 e 5.12 respeitam aos ensaios T efectuados sobre provetes sem fibras, com dosagens de ligante de  $375 \text{ kg/m}^3$  e  $500 \text{ kg/m}^3$ .

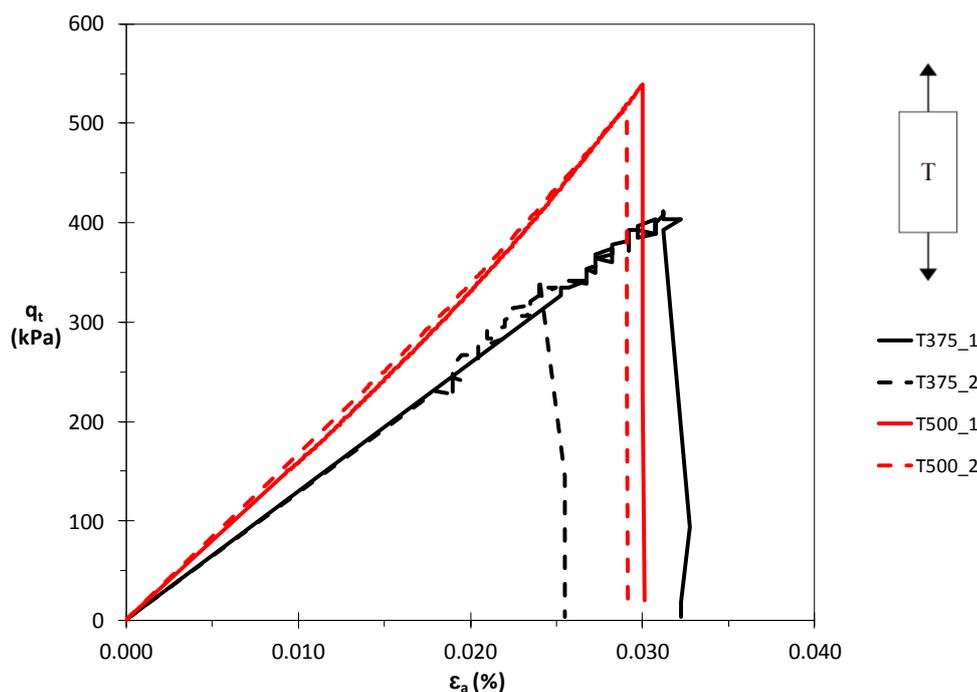


Figura 5.11 – Curvas tensão-extensão de ensaios T realizados sobre provetes sem fibras por variação da dosagem de ligante.

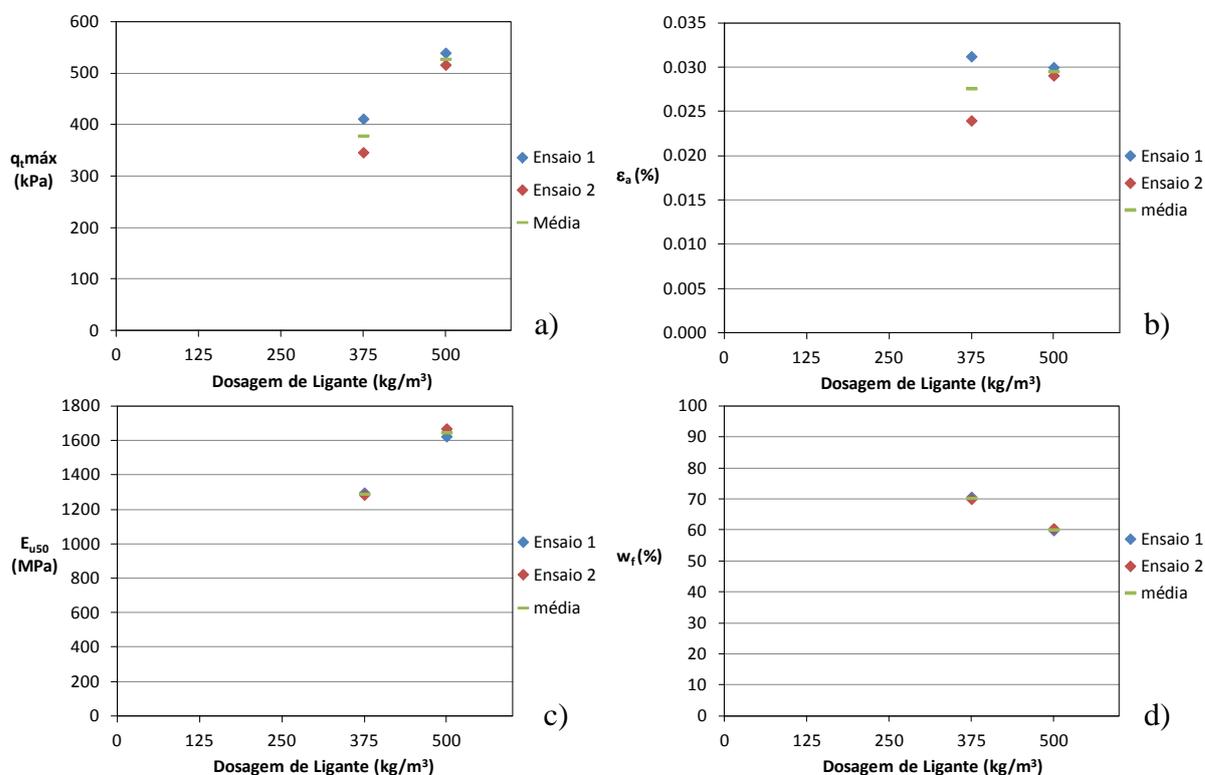


Figura 5.12 – Ensaios T realizados sobre provetes sem fibras – análise da evolução de:  
a)  $q_t^{máx}$ ; b)  $\epsilon_a$ ; c)  $E_{u50}$  e d)  $w_f$  com a variação da dosagem de ligante.

A atenta observação das Figuras 5.11 e 5.12a), contextualizada pelos valores do Quadro 5.2, permite perceber que com o aumento da dosagem de ligante usada na estabilização química do solo, cresce a resistência à tracção simples. A quantidade de ligante disponível é maior para a dosagem de  $500\text{kg/m}^3$ , o que se repercute no aumento da densidade e no estabelecimento de um maior número de ligações cimentícias entre as partículas do solo, tendo isso reflexo na resistência dos provetes a esforços de tracção simples. As extensões de rotura (Figura 5.12b)) equiparam-se no caso do par de ensaios T500, enquanto que, no caso do par T375, se nota alguma discrepância. Contudo, e como observável na Figura 5.11, essa discrepância deve-se somente a uma eventual rotura prematura do provete T375\_2 se comparado com o provete T375\_1, já que a curva de ambos segue a mesma tendência, anunciando-se rigidezes próximas para ambos, o que se confirma pela proximidade dos valores do módulo de deformabilidade para o mesmo par de ensaios. A Figura 5.12c) revela o crescimento da rigidez do solo melhorado com o aumento da dosagem de ligante, enquanto a Figura 5.12d) dá conta do expectável decréscimo do teor em água com esse aumento, tal como anteriormente explicado.

### 5.3.1.2 Ensaio sobre provetes com fibras Wiremix

#### i) Variação da dosagem de fibras

Os resultados obtidos nos ensaios de tracção simples realizados sobre provetes com incorporação de diferentes dosagens de fibras *Wiremix* (variação entre os 25 e os 150 kg/m<sup>3</sup>), mantendo a dosagem de ligante (375kg/m<sup>3</sup>), são apresentados nas Figuras 5.13 e 5.14 e no Quadro 5.2.

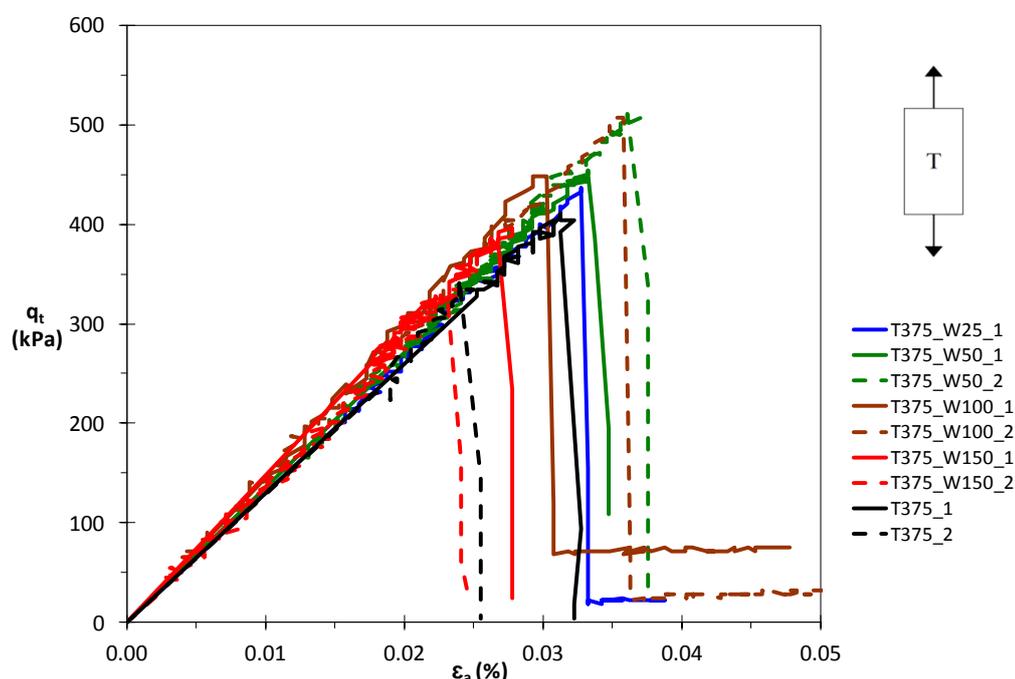


Figura 5.13 – Curvas tensão-extensão de ensaios T realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* por variação da dosagem de fibras (dosagem de ligante = 375 kg/m<sup>3</sup>).

No que concerne à resistência máxima à tracção simples, e tendo como base os valores obtidos para o par T375 sem fibras, existem ganhos de resistência devidos ao uso das fibras *Wiremix* para os teores de 25, 50 e 100 kg/m<sup>3</sup> (Figura 5.14a). Se comparado o valor médio de  $q_t^{máx}$  relativo ao par T375 sem fibras (378,6kPa) com o máximo dos valores médios de  $q_t^{máx}$ , respectivo ao par T375\_W50 (482,6kPa), verifica-se um ganho de resistência de 27,5%. Para o par T375\_W100, as resistências assemelham-se àquelas encontradas para o par T375\_W50, representando um acréscimo de resistência de 26,3% face ao par sem fibras. O acréscimo de resistência traduzido pelo único provete com 25 kg/m<sup>3</sup> de fibras (15,2%), conjugado com a proximidade dos valores para os provetes com dosagens de fibras de 50 e 100kg/m<sup>3</sup> e com o facto de a resistência à tracção dos provetes com dosagem de fibras de 150 kg/m<sup>3</sup> decair face aos provetes onde as fibras estão ausentes, parece indicar que a dosagem óptima de fibras se

situa entre os 50 e os 100 kg/m<sup>3</sup>. O decréscimo da resistência à tracção ocorrido para o par T375\_W150 face aos provetes sem fibras (T375), sugere que a incorporação daquelas para dosagens acima dos 100 kg/m<sup>3</sup> começa a ser contraproducente. Tal situação poderá dever-se a uma disposição/orientação imprópria das fibras no interior do provete, criando planos de fraqueza e, em consequência, planos de rotura preferenciais.

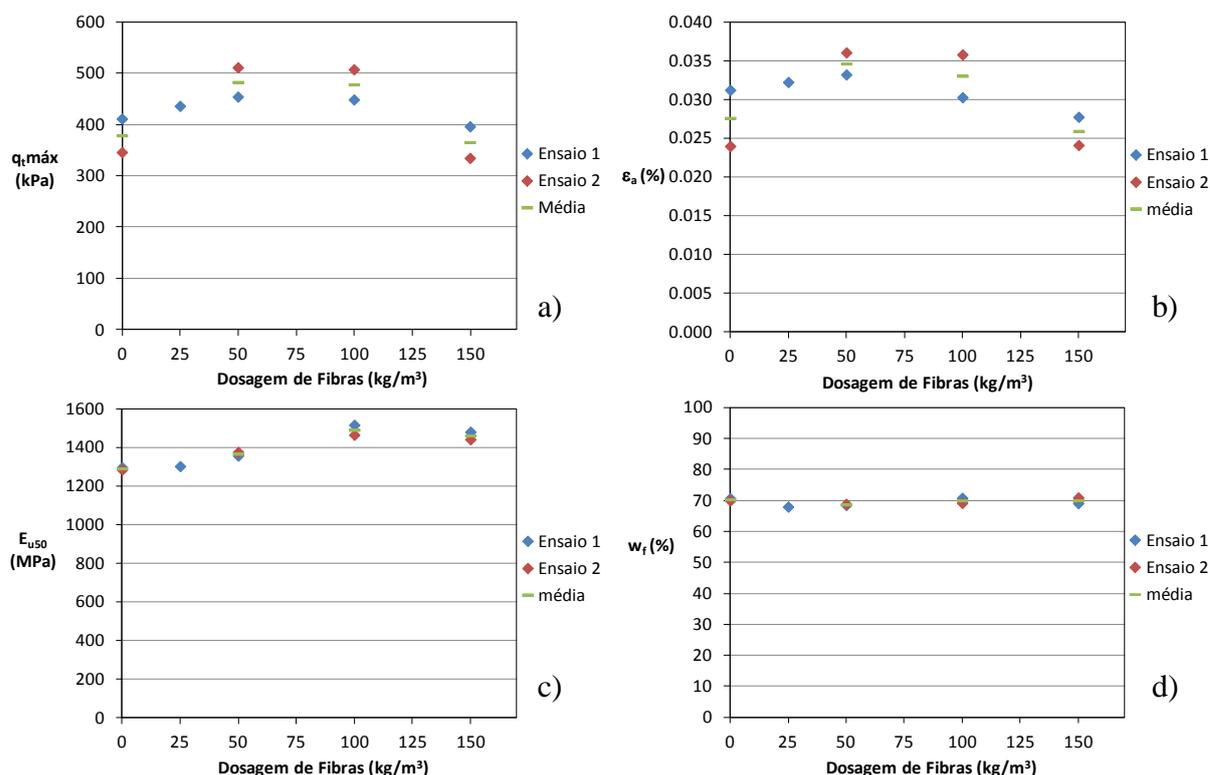


Figura 5.14 – Ensaios T realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* e igual dosagem de ligante (375 kg/m<sup>3</sup>) – análise da evolução de: a)  $q_t^{máx}$ ; b)  $\epsilon_a$ ; c)  $E_{u50}$  e d)  $w_f$  com a variação da dosagem de fibras.

Para este tipo de ensaios, a disposição das fibras que maximiza a resistência à tracção consiste no alinhamento segundo a direcção de aplicação da carga, já que é desta forma que se consegue mobilizar com maior eficácia o atrito desenvolvido entre as fibras e o material circundante. Por outro lado, quando estes elementos de reforço se dispõem perpendicularmente ao plano de aplicação da carga, cai-se na pior situação possível, em que o trabalho das fibras é nulo, dificultando estas, inclusive, o estabelecimento de ligações cimentícias, pelas razões devidas à sua geometria, já referidas na secção 5.2.2-i), criando planos de fraqueza preferenciais. As Figuras 5.15a) e b) correspondem ao final do ensaio do provete T375\_W50\_1 e mostram um exemplo de “boa” disposição das fibras, enquanto a Figura 5.15c), respeitante ao provete T375\_W25\_2, mostra duas fibras com disposição perpendicular ao plano de aplicação de carga, disposição essa que contribui sobremaneira para a formação de um plano de rotura.



Figura 5.15 – Aspecto de superfícies de rotura obtidas em ensaios T: a) rotura do provete T375\_W50\_1; b) disposição “correcta” de fibras no provete T375\_W50\_1; c) rotura do provete T375\_W25\_2.

Analisando agora o módulo de deformabilidade, as diferenças entre os seus valores (Figura 5.14c)) são relativamente baixas, facto bem patente na Figura 5.13 onde se constata que as diferenças de declive das curvas  $\sigma$ - $\epsilon$  (rigidez) não são significativas. De igual modo, a extensão de rotura registada nos diversos ensaios é sensivelmente igual, sendo a ligeira variabilidade encontrada explicada pela natural variabilidade dos provetes. Já os valores dos teores em água (Figura 5.14d)) apresentam-se próximos como esperado, uma vez que a dosagem de ligante não se altera e, tal como anteriormente referido, as fibras são inertes no que ao “consumo” de água diz respeito.

### ***ii) Variação da dosagem de ligante***

As Figuras 5.16 e 5.17 e o Quadro 5.2 dão conta dos resultados obtidos nos ensaios T realizados sobre provetes com igual dosagem de fibras *Wiremix* ( $50\text{kg/m}^3$ ), e diferentes dosagens de ligante ( $375$  e  $500\text{kg/m}^3$ ).

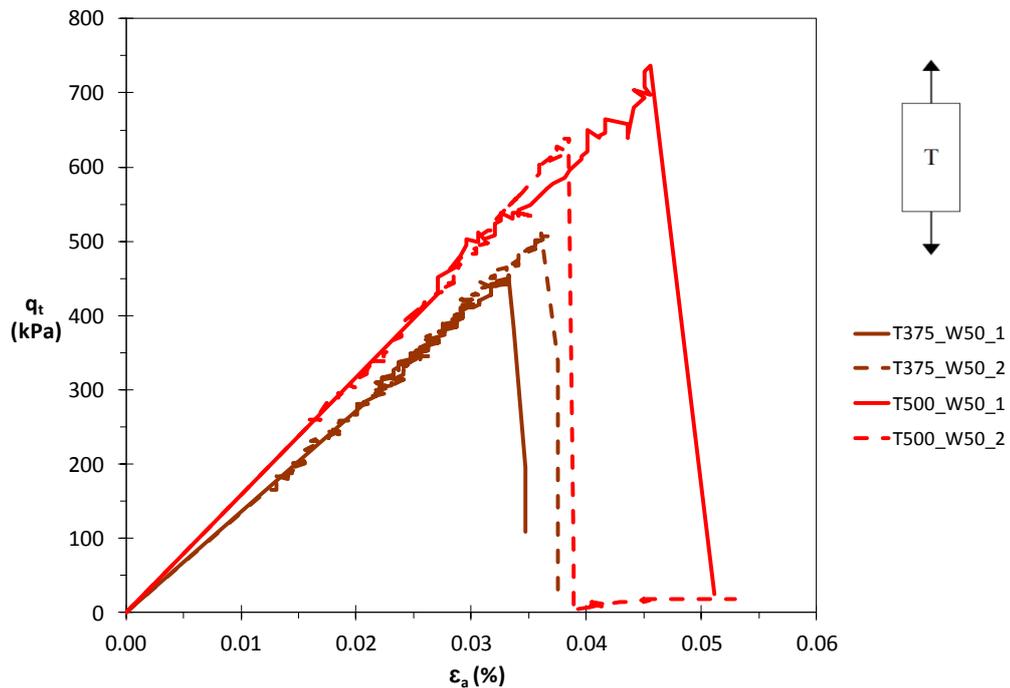


Figura 5.16 – Curvas tensão-extensão de ensaios T realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* por variação da dosagem de ligante (dosagem de fibras =  $50\text{kg/m}^3$ ).

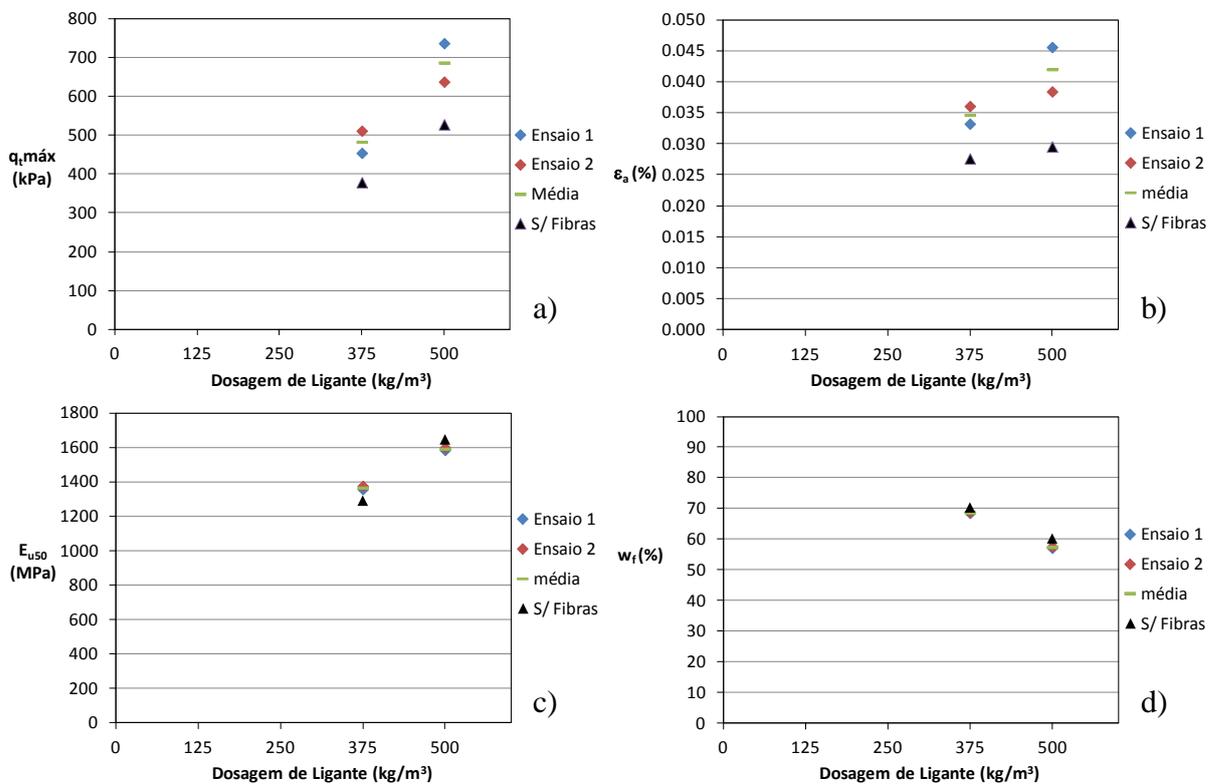


Figura 5.17 – Ensaios T realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* ( $50\text{kg/m}^3$ ) – análise da evolução de: a)  $q_t^{\text{máx}}$ ; b)  $\epsilon_a$ ; c)  $E_{u50}$  e d)  $w_f$  com a variação da dosagem de ligante.

A análise dos dados permite constatar a ocorrência de comportamento similar ao verificado para os provetes sem fibras, ou seja, com o aumento da dosagem de ligante ocorre uma melhoria do comportamento mecânico à tracção, traduzida pelo aumento de  $q_t^{máx}$  e  $E_{u50}$ . No entanto, a incorporação de fibras na dosagem de  $50 \text{ kg/m}^3$  acaba por ter um efeito positivo no que concerne à resistência à tracção, tal como explicado na secção anterior. Em termos de valores médios, o aumento de  $q_t^{máx}$  associado à incorporação de fibras atinge os 26,2% e os 30,2% para as dosagens de ligante de  $375$  e  $500 \text{ kg/m}^3$ , respectivamente. A análise das Figuras 5.17a) e b) parece indicar que o comportamento dos provetes até à rotura, em termos de resistência e extensões, é dependente não apenas das ligações cimentícias, mas também da presença de fibras. Contudo, esta observação não é de todo corroborada pela análise efectuada na secção imediatamente anterior (Figura 5.14a)), sugerindo que, ainda que a incorporação de fibras possa influenciar o comportamento até à rotura, essa influência é modesta em termos relativos. A evolução das extensões de rotura (Figura 5.17d)) é apenas condicionada pela rigidez dos provetes e pela resistência máxima atingida pelos mesmos. A evolução dos teores em água finais ocorre como esperado (Figura 5.17d)), decrescendo com o aumento da dosagem de ligante.

### 5.3.1.3 Ensaios sobre provetes com fibras *Dramix*

O estudo do comportamento do solo quimicamente estabilizado com adição de fibras metálicas *Dramix* (descritas na secção 3.3.2), foi conduzido para averiguar possíveis influências do tipo de fibra metálica no comportamento mecânico do solo quimicamente estabilizado perante esforços de tracção simples. O Quadro 5.2 e a Figura 5.18 resumem os resultados obtidos.

A presença de fibras *Dramix* na dosagem de  $50 \text{ kg/m}^3$  no solo estabilizado não trouxe qualquer melhoria ao nível da resistência máxima à tracção simples quando comparada com as fibras *Wiremix*. Porém, relativamente ao par sem fibras (T375), denota-se novo acréscimo de resistência, o qual atinge os 16% em termos de valores médios, face ao par T375. A rigidez dos provetes decai ligeiramente com a alteração do tipo de fibra, conforme perceptível por consulta dos valores do módulo de deformabilidade no Quadro 5.2. Ainda assim, é de destacar que, as características das fibras *Dramix*, diferentes das das fibras *Wiremix*, favorecem a existência de um maior número de fibras a intersectar o plano de rotura (Figura 5.19), ainda que a sua geometria não possibilite a mobilização de esforços de tracção nas mesmas tão significativos quanto aqueles que podem ser mobilizados pelas fibras *Wiremix*. De novo, a generalização das conclusões quanto ao tipo de fibra carece de mais ensaios realizados para outras dosagens de fibras.

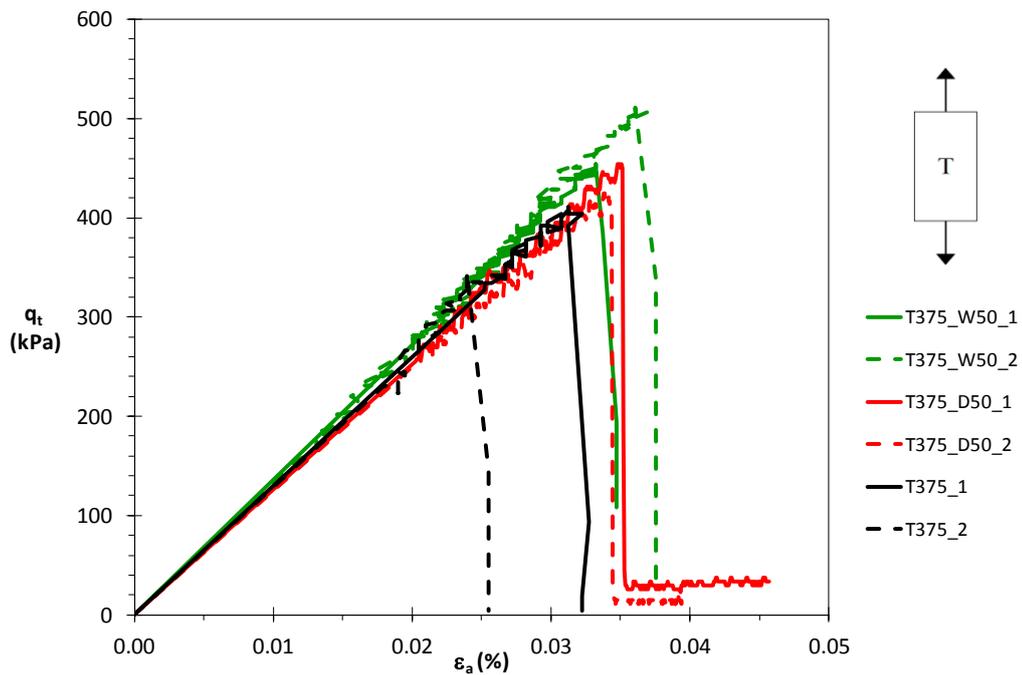


Figura 5.18 – Curvas tensão-extensão de ensaios T realizados sobre provetes com e sem incorporação de fibras metálicas de dois tipos: *Wiremix* e *Dramix* (dosagem de fibras = 50 kg/m<sup>3</sup>; dosagem de ligante = 375 kg/m<sup>3</sup>).

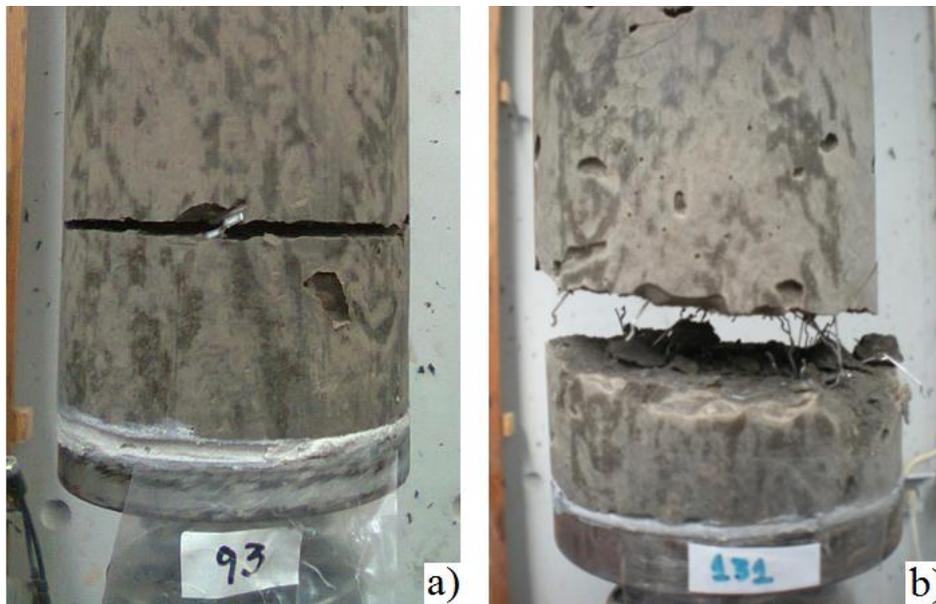


Figura 5.19 – Aspecto da superfície de rotura de dois provetes: a) T375\_W50\_1 e b) T375\_D50\_1.

### 5.3.1.4 Resumo dos resultados dos ensaios de tracção simples (T)

Concluído o estudo do comportamento do solo quimicamente estabilizado quando sujeito a esforços de tracção simples, conclui-se que a dosagem de ligante desempenha grande influência no comportamento do solo melhorado, aumentando a sua resistência e a sua rigidez para valores crescentes de teor em ligante. Também a dosagem de fibras adicionada incrementa a resistência do solo quimicamente estabilizado, crescendo esse incremento até dosagens de fibras na ordem dos 50 e dos 100 kg/m<sup>3</sup>, que parecem definir o intervalo de dosagens onde se encontrará a dosagem óptima. Para dosagens superiores a 100 kg/m<sup>3</sup>, começa a verificar-se a contraprodução da adição de fibras, em muito explicado pela disposição/orientação imprópria destas no interior dos provetes, originando planos de fraqueza. A alteração do tipo de fibra (*Wiremix* por *Dramix*) acaba por redundar numa ligeira degradação do comportamento à tracção simples do solo estabilizado, em grande medida explicada pelas próprias características das fibras.

### 5.3.2. Ensaios de tracção por compressão diametral (CD)

O ensaio de compressão diametral, também designado por ensaio brasileiro foi desenvolvido pelo Professor Lobo Carneiro para ensaios sobre betão (Carneiro, 1943), embora o seu uso se tenha rapidamente generalizado a outros tipos de materiais cimentícios. Simples de realizar por envolver o mesmo equipamento e provetes semelhantes aos usados em ensaios UCS, o princípio base deste ensaio envolve a determinação das tensões de tracção uniformes produzidas perpendicularmente ao diâmetro solicitado por duas forças diametralmente opostas que comprimem um provete cilíndrico (Figura 5.20). Estas forças são aplicadas ao longo de duas linhas de contacto rígidas. A resistência máxima à tracção por compressão é determinada pela Equação 5.5 constante na norma NP EN 12390-6 (2011) (ver anexo A), onde  $f_{ct}$  designa a resistência máxima;  $F$ , a força máxima;  $L$ , o comprimento da linha de contacto do provete e  $d$ , a dimensão vertical da secção transversal do provete, que no caso do provete cilíndrico coincide com o diâmetro.

$$f_{ct} = \frac{2 \times F}{\pi \times L \times d} \quad (\text{Eq. 5.5})$$

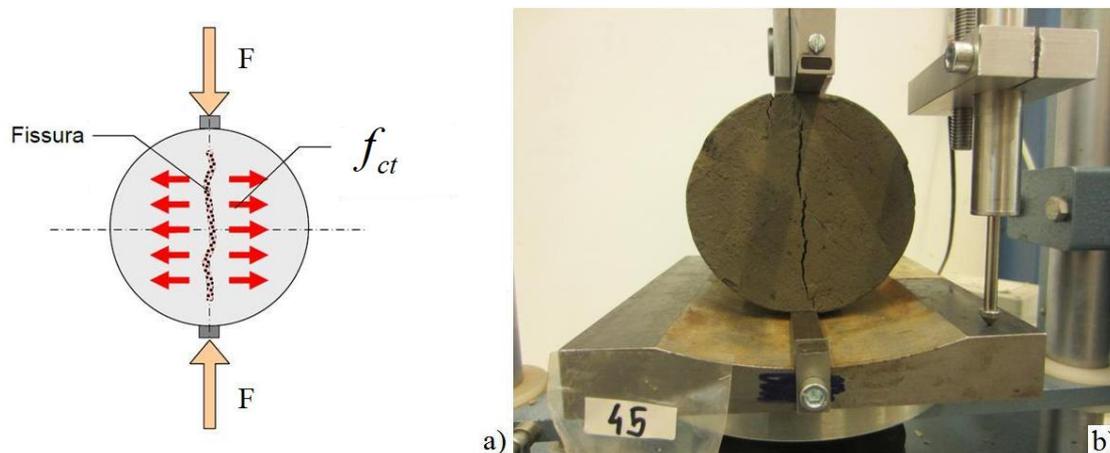


Figura 5.20 – Ensaio de compressão diametral: a) esquema de funcionamento do ensaio (adaptado de Costa (2012)); b) ensaio sobre o provete CD125\_1.

Os gráficos construídos para este tipo de ensaio consistiram em gráficos força-deslocamento vertical, contrariamente aos gráficos tensão-extensão postulados na análise dos dois ensaios anteriores. A deformação vertical foi imposta com uma velocidade igual à utilizada nos ensaios UCS (0,25%/mm relativa ao diâmetro do provete), com base nas razões já apontadas na secção 5.2. Note-se que, ainda que as tensões pudessem ser constantemente calculadas por aplicação da equação 5.5, não tem qualquer interesse relacioná-las com extensões, pois as extensões que interessa medir (extensões principais de tracção) ocorrem no plano perpendicular ao plano de aplicação das cargas e, nos ensaios realizados, não foi prevista a medição exacta daquelas. Por esta razão, os valores de  $f_{ct}$  apresentados, correspondem sempre à força máxima. Pela mesma razão, a quantificação da rigidez dos provetes por simples análise do declive das curvas afigura-se inapropriada.

Os resultados obtidos em ensaios CD realizados sobre provetes sem e com incorporação de fibras metálicas são expostos e explicados de seguida, com recurso a gráficos e ao Quadro 5.3. Cada ensaio encontra-se caracterizado: i) pela curva força-deslocamento vertical ( $F-\delta_v$ ); ii) pela resistência máxima à tracção por compressão diametral ( $f_{ct}$ ); iii) pelo deslocamento vertical na rotura ( $\delta_v$ ) e pelo teor em água final medido imediatamente após a realização do ensaio CD ( $w_f$ ).

Um primeiro olhar sobre os resultados constantes no Quadro 5.3 mostra um crescimento da resistência à tracção por compressão diametral ( $f_{ct}$ ) e um decréscimo das deformações verticais ( $\delta_v$ ) experimentadas até à rotura com o aumento da dosagem de ligante, quer a análise incida sobre provetes sem fibras, quer ela se foque em provetes com elas. Por sua vez, a adição de fibras, sejam elas *Wiremix* ou *Dramix*, não evidencia a existência de uma

tendência geral, indiciando que a presença de fibras tem pequena influência sobre o comportamento à tracção por compressão diametral. Igual comportamento é registado quanto à variação dos deslocamentos verticais correspondentes à rotura, dependendo estes fortemente da dosagem de ligante, variando na lógica de quanto maior for essa dosagem, maiores serão também os deslocamentos verificados. À semelhança dos restantes ensaios já analisados, também neste caso o teor em água depende apenas da dosagem de ligante empregue, decrescendo com o aumento desta.

Destaca-se, mais uma vez, a pouca variabilidade entre os valores registados para cada ensaio dentro do mesmo par, respeitando o critério de conformidade dos 15 % estipulados na norma NP EN 206-1 (2007) (na ausência de indicações para o material em estudo tomam-se como válidas as especificações normativas existentes para o betão).

Quadro 5.3 – Resumo dos resultados obtidos para os ensaios de CD.

Fibras	Ensaio	$f_{ct}$ (kPa)	$f_{ct}^{méd}$ (kPa)	$\delta_v$ (mm)	$\delta_v^{méd}$ (mm)	$W_f$ (%)	$W_f^{méd}$ (%)
Sem	CD125_1	45,7	45,7	2,287	2,286	90,64	90,72
	CD125_2	45,7	(0%)	2,284	(≈0%)	90,80	(≈0%)
	CD250_1	245,4	256,9	1,298	1,364	77,94	78,16
	CD250_2	268,4	(4,5%)	1,430	(4,6%)	78,38	(0,3%)
	CD375_1	336,8	335,0	1,128	1,137	67,23	67,14
	CD375_2	333,2	(0,5%)	1,146	(0,8%)	67,04	(≈0%)
	CD500_1	573,2	554,9	1,049	0,992	58,76	58,75
	CD500_2	536,5	(3,3%)	0,935	(5,7%)	58,73	(≈0%)
Wiremix W30	CD375_W25_1	358,1	364,0	1,042	1,170	66,43	66,26
	CD375_W25_2	369,8	(1,6%)	1,297	(10,9%)	66,10	(0,2%)
	CD375_W50_1	317,3	308,1	0,992	1,061	68,05	68,23
	CD375_W50_2	298,8	(3,0%)	1,129	(6,5%)	68,40	(0,3%)
	CD375_W100_1	286,2	300,4	1,229	1,198	66,72	66,93
	CD375_W100_2	314,6	(4,7%)	1,167	(2,6%)	67,14	(0,3%)
	CD375_W150_1	399,7	378,4	2,072	1,804	66,59	65,21
	CD375_W150_2	357,0	(5,6%)	1,536	(14,9%)	63,82	(2,1%)
	CD125_W50_1	27,1	27,8	2,186	2,269	88,65	88,63
	CD125_W50_2	28,5	(2,5%)	2,352	(3,7%)	88,61	(≈0%)
CD250_W50_1	253,6	273,2	1,286	1,432	78,29	77,62	
CD250_W50_2	292,8	(7,2%)	1,577	(10,2%)	76,95	(0,9%)	
CD500_W50_1	619,8	602,3	0,799	0,782	56,92	57,18	
CD500_W50_2	584,9	(2,9%)	0,765	(2,2%)	57,43	(0,4%)	
Dramix RB350	CD375_D50_1	344,7	348,7	1,521	1,478	67,76	67,27
	CD375_D50_2	352,7	(1,1%)	1,434	(2,9%)	66,78	(0,7%)

NOTA: Dentro de parênteses aparece o desvio percentual dos resultados face à média de ambos.

### 5.3.2.1 Ensaio sobre provetes sem fibras

As Figuras 5.21 e 5.22 são referentes aos ensaios CD realizados sobre provetes com a dosagem de ligante a variar entre 125 e 500kg/m<sup>3</sup> sem incorporação de fibras.

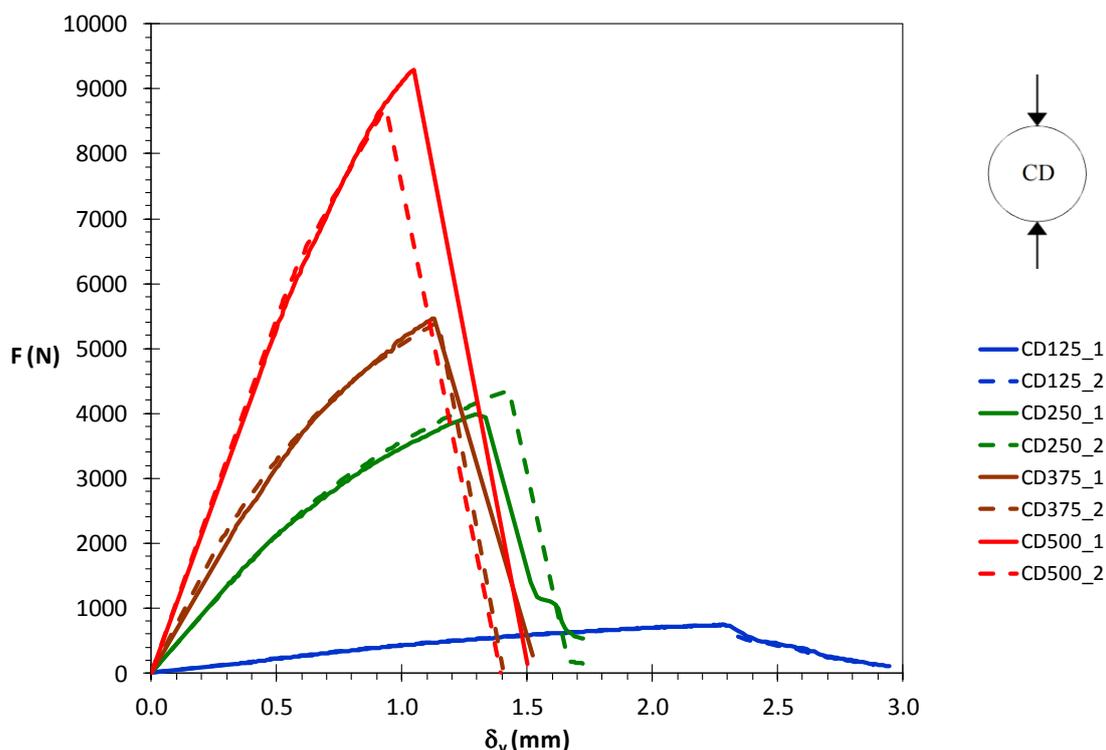


Figura 5.21 – Curvas força-deslocamento vertical de ensaios CD realizados sobre provetes sem fibras por variação da dosagem de ligante.

Por análise das Figuras 5.21 e 5.22a) verifica-se um claro crescimento da resistência máxima à tracção por compressão diametral com o aumento da dosagem de ligante. Este crescimento segue uma variação aproximadamente linear na escala decimal, caracterizada por um bom coeficiente de correlação ( $R^2$ ), conforme pode ser observado na Figura 5.23.

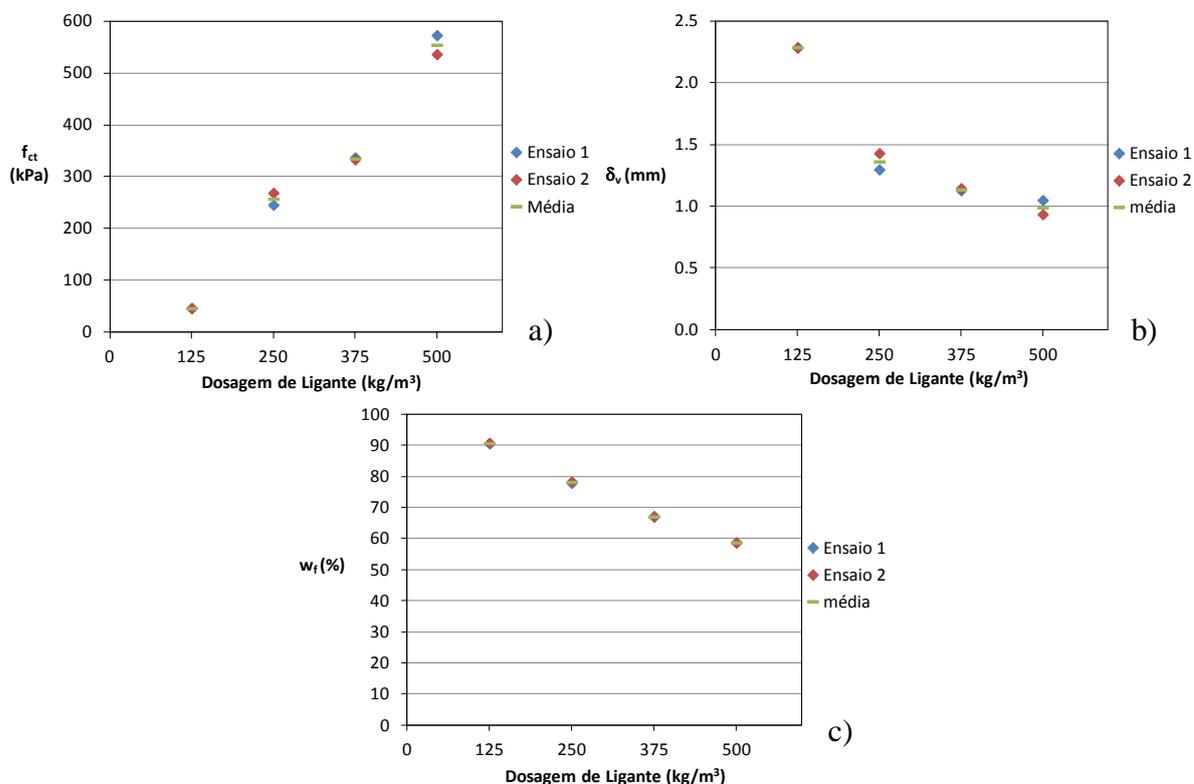


Figura 5.22 – Ensaio CD realizados sobre provetes sem fibras – análise da evolução de: a)  $f_{ct}$ ; b)  $\delta_v$  e c)  $w_f$  com a variação da dosagem de ligante.

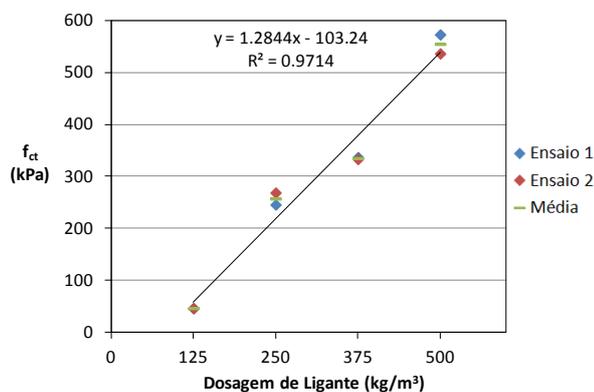


Figura 5.23 – Variação linear da resistência máxima à tracção por compressão diametral com a dosagem de ligante.

Os valores do deslocamento vertical até à rotura (Figura 5.22b)) decrescem com o aumento da dosagem de ligante, o que se explica logicamente por o material se tornar menos dúctil sempre que aumenta a densidade e o número de ligações cimentícias entre as partículas sólidas. Os valores encontrados para o teor em água final (Figura 5.22c)) apresentam uma

variação lógica, decrescendo com o aumento da dosagem de ligante, pelas razões anteriormente apresentadas.

### 5.3.2.2 Ensaios sobre provetes com fibras *Wiremix*

#### i) Variação da dosagem de fibras

As Figuras 5.24 e 5.25 e o Quadro 5.3 apresentam os resultados obtidos nos ensaios CD realizados sobre provetes com incorporação de fibras metálicas tipo *Wiremix*, com a dosagem de fibras a variar entre 25 e 150 kg/m<sup>3</sup>, para igual dosagem de ligante (375 kg/m<sup>3</sup>).

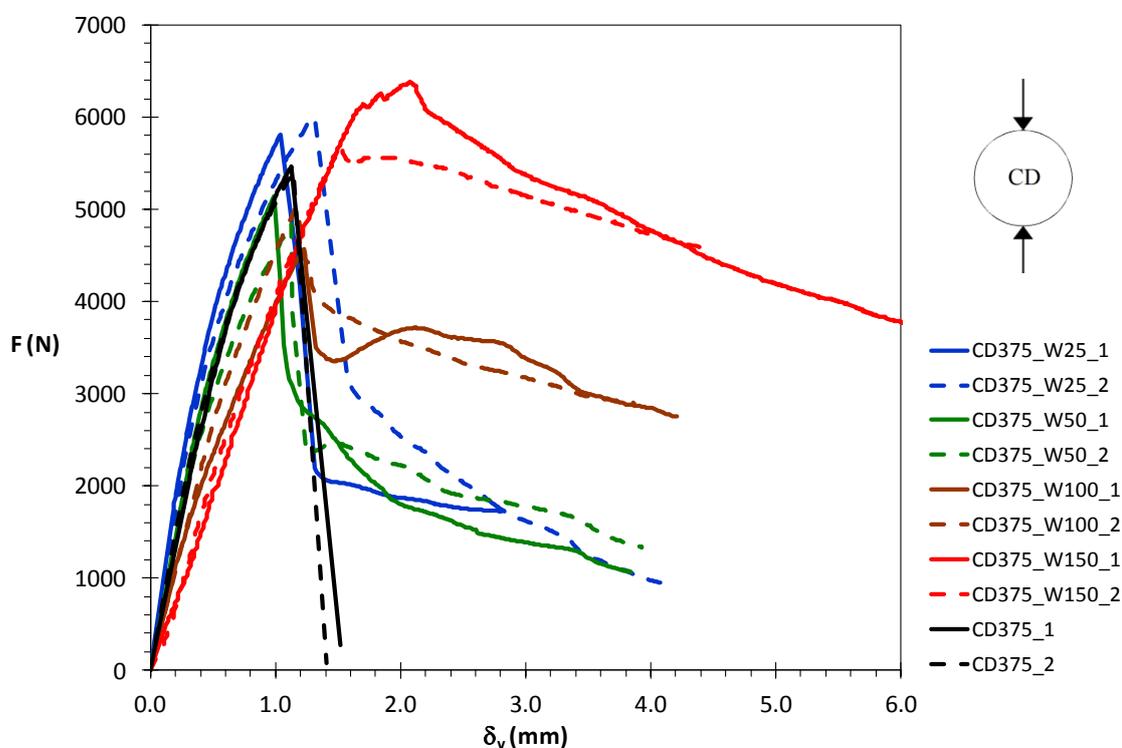


Figura 5.24 – Curvas força-deslocamento vertical de ensaios CD realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* por variação da dosagem de fibras (dosagem de ligante = 375 kg/m<sup>3</sup>).

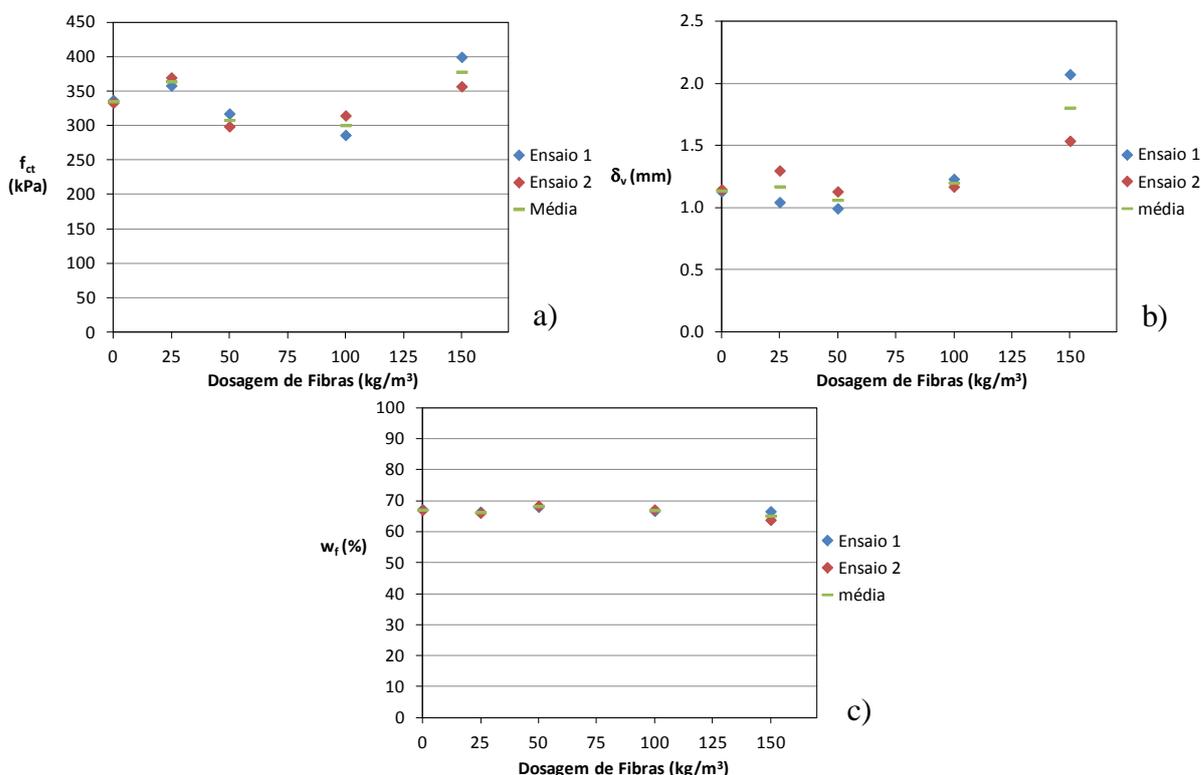


Figura 5.25 – Ensaios CD realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* para igual dosagem de ligante ( $375 \text{ kg/m}^3$ ) – análise da evolução de: a)  $f_{ct}$ ; b)  $\delta_v$  e c)  $w_f$  com a variação da dosagem de fibras.

A resistência à tracção por compressão diametral apresenta oscilações consoante a dosagem de fibras incorporada, apesar de todos os valores para ela registados se apresentarem como sendo da mesma ordem (Figura 5.25a)). Não se reconhece a existência de uma tendência geral, verificando-se que as variações do valor médio da resistência à tracção por compressão diametral face aos provetes sem fibras, se encontram dentro do critério de conformidade considerado ( $\pm 15\%$ ), concluindo-se então que a presença de fibras tem pouca influência sobre o comportamento à tracção por compressão diametral até à rotura. Quanto ao deslocamento vertical na rotura, os valores registados são próximos em qualquer dos ensaios, excepto no valor obtido para o ensaio CD375\_W150\_1. Este valor descontextualizado do deslocamento vertical pode ser percebido interpretando a curva respeitante (Figura 5.24), onde se visualiza que a rotura (caracterizada pela máxima força) é precedida por um ponto de cedência bem definido, ao qual está associada uma força de 6101,5N e um deslocamento vertical de 1,672mm, valor em linha com o registado nos demais ensaios. Atendendo que, à excepção do ensaio CD375\_W150\_1, todos os restantes ensaios são caracterizados por curvas força-deslocamento vertical (Figura 5.24) com evolução contínua até à cedência, a qual coincide com a rotura, de acordo com o critério adoptado, este facto evidencia claramente a ocorrência

de alguma particularidade durante a realização do ensaio CD375\_W150\_1, que justifica o elevado valor do deslocamento vertical medido.

A Figura 5.24 permite uma outra interessante constatação, a de que a presença de fibras nos provetes estabilizados impede o súbito decréscimo da resistência, ou seja, as fibras estão associadas à mobilização de resistências pós-rotura (“residuais”) não desprezáveis. Este facto está de acordo com o princípio de funcionamento do reforço de solo com fibras (apresentado no capítulo 2), onde se verificou que para a mobilização de esforços de tracção nas fibras é necessário existir deslocamento relativo solo-fibras. Também a Figura 5.24 permite constatar que até à rotura, o comportamento do solo estabilizado é fundamentalmente controlado pela resistência das ligações cimentícias (à semelhança do observado por Correia, 2011), sendo que após rotura, as fibras começam a desempenhar um papel preponderante, dotando o material de resistência pós-rotura, tanto maior quanto a dosagem de fibras. Esta resistência pós-rotura vai decrescendo com o aumento da deformação.

Note-se que uma disposição das fibras perpendicular ao plano de aplicação das cargas ou próxima disso (coplanares com a direcção das extensões principais de tracção), maximiza a resistência do provete. Ao invés, uma disposição das fibras no mesmo plano de aplicação das cargas, revela-se inapropriada. A Figura 5.26, correspondente ao provete CD375\_W150\_2, mostra uma orientação favorável, ainda que não muito homogénea, da generalidade das fibras. Por último, o teor em água final não experimenta grande variação entre cada par de provetes, já que a dosagem de ligante se mantém constante e as fibras são inertes no que ao “consumo” de água diz respeito.

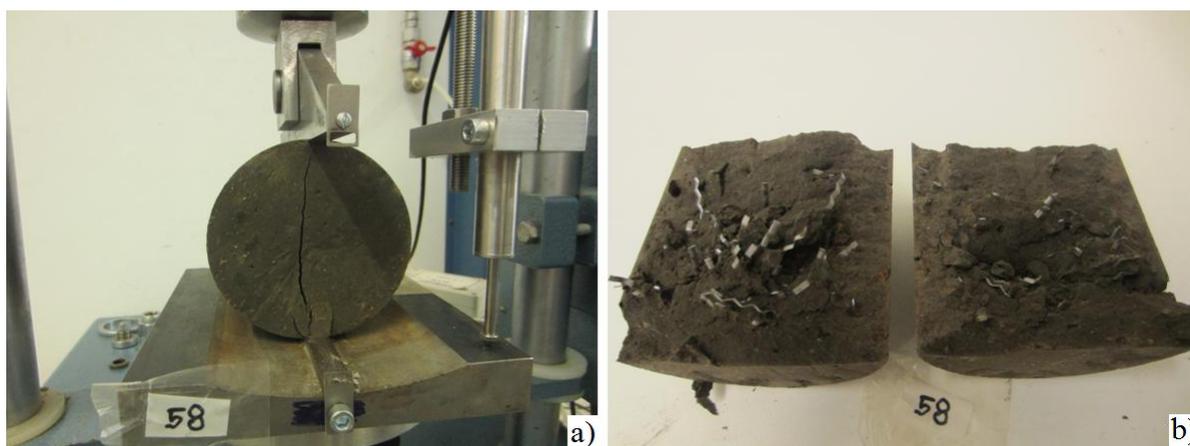


Figura 5.26 – Ensaio CD realizado sobre o provete CD375\_W150\_2: a) Momento da rotura; b) Aspecto da distribuição das fibras Wiremix no interior do provete.

### ii) Variação da dosagem de ligante

As Figuras 5.27 e 5.28 e o Quadro 5.3 reflectem os resultados obtidos nos ensaios CD realizados sobre provetes realizados com diferentes dosagens de ligante e com incorporação de igual dosagem de fibras metálicas tipo *Wiremix* ( $50 \text{ kg/m}^3$ ).

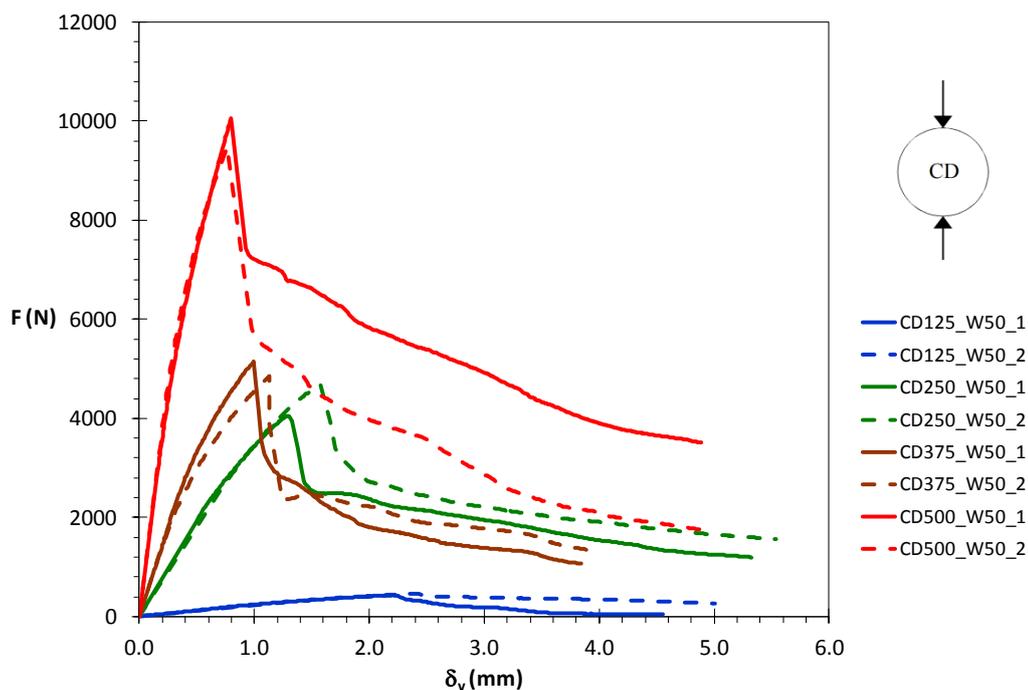


Figura 5.27 – Curvas força-deslocamento vertical de ensaios CD realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* por variação da dosagem de ligante (dosagem de fibras =  $50 \text{ kg/m}^3$ ).

A partir dos resultados obtidos é possível verificar que, o aumento da dosagem de ligante se traduz no aumento da resistência à tracção por compressão diametral e na redução dos deslocamentos até à rotura. Por comparação com a resistência obtida para os provetes sem fibras, percebe-se que a influência destas no comportamento do solo estabilizado é relativamente baixa, assumindo relativa preponderância no comportamento pós-rotura, tal como anteriormente referido. Da consulta do Quadro 5.3 e da Figura 5.28a), é possível constatar que as variações do valor médio da resistência à tracção por compressão diametral face aos provetes sem fibras se encontram dentro do critério de conformidade considerado ( $\pm 15\%$ ), excepção feita aos ensaios com dosagem de ligante de  $125 \text{ kg/m}^3$ , podendo essa variação ser positiva ou negativa, sem tendência definida. Esta constatação justifica que se diga que a influência das fibras é relativamente baixa no comportamento pré-rotura, face à influência desempenhada pelo ligante.

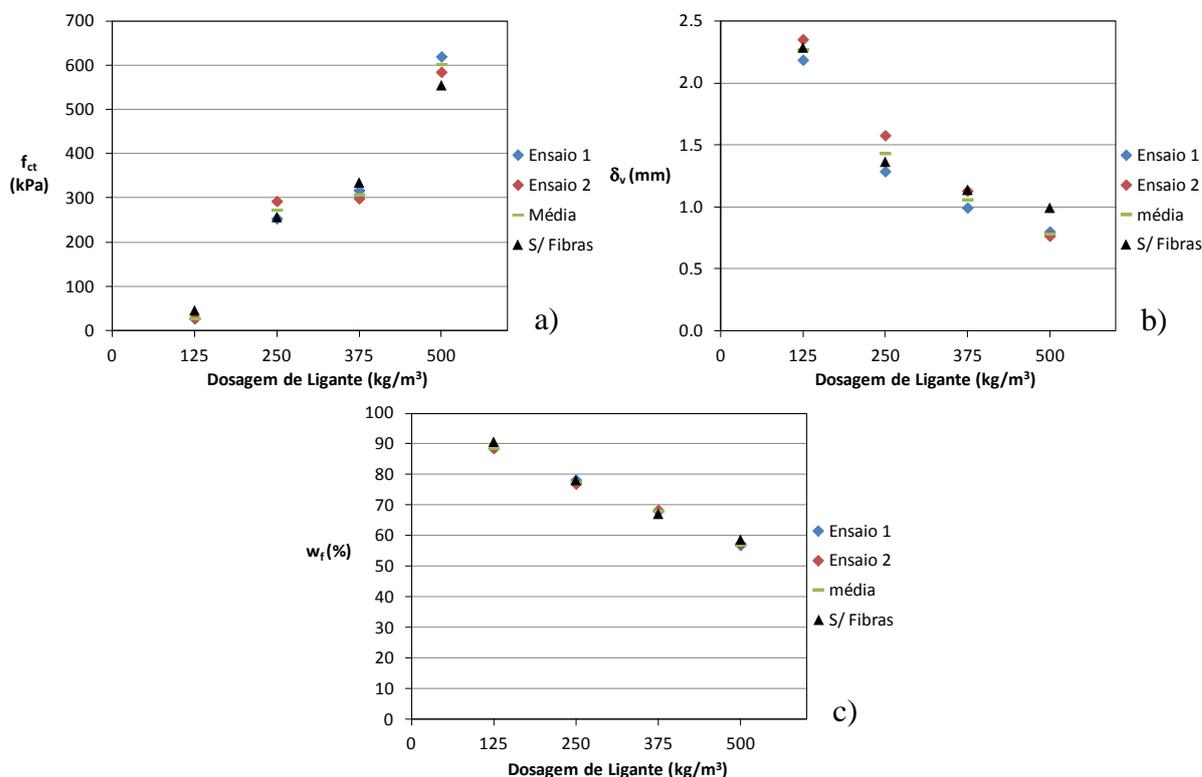


Figura 5.28 – Ensaios CD realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* (na dosagem de 50kg/m<sup>3</sup>): análise da evolução de: a) f<sub>ct</sub>; b) δ<sub>v</sub> e c) w<sub>f</sub> com a variação da dosagem de ligante.

Atendendo à Figura 5.27, é perceptível que, à excepção dos provetes com dosagem de ligante de 125kg/m<sup>3</sup>, no comportamento pós-rotura, com o aumento da deformação, a resistência parece querer tender para o mesmo valor, associado à igual dosagem de fibras de todos os provetes, facto este em concordância com o referido na secção anterior. O comportamento registado pelos provetes CD125\_W50 não está em consonância com o agora referido, mas tal deve-se muito provavelmente ao facto de o valor de dosagem de ligante ser insuficiente para alterar sobremaneira o comportamento do solo (veja-se a Figura 5.21). Tudo o mais segue as tendências reveladas pelos ensaios CD sobre provetes sem fibras, ficando a ideia de que o comportamento mecânico do solo “melhorado” é sobretudo regulado pela dosagem de ligante empregue. Quanto ao teor em água final, verifica-se um decréscimo do mesmo com o aumento da dosagem de ligante, repercutindo o maior “consumo” de água nas reacções de hidratação de maiores dosagens de ligante.

### 5.3.2.3 Ensaio sobre provetes com fibras *Dramix*

Para averiguar possíveis influências do tipo de fibra metálica no comportamento do solo quimicamente estabilizado perante ensaios de compressão diametral, tecem-se seguidamente considerações acerca do comportamento do solo “melhorado” com fibras *Dramix*, por comparação com as fibras *Wiremix* e com o solo estabilizado sem fibras. A Figura 5.29 e o Quadro 5.3 expõem os resultados obtidos.

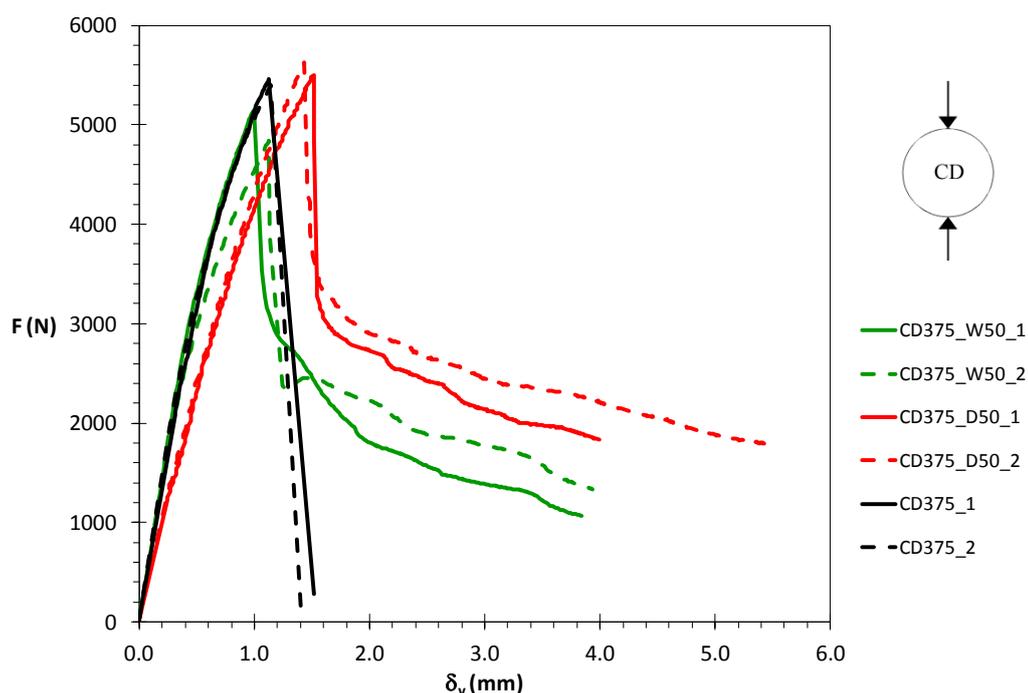


Figura 5.29 – Curvas tensão-extensão de ensaios CD realizados sobre provetes com e sem incorporação de fibras metálicas de dois tipos: *Wiremix* e *Dramix* (dosagem de fibras =  $50\text{kg/m}^3$ ; dosagem de ligante =  $375\text{ kg/m}^3$ ).

Tal como observado nos ensaios de tracção simples, também aqui parece não haver alterações significativas ao nível da resistência à tracção por compressão diametral por alteração do tipo de fibras metálicas. Verifica-se igualmente um ligeiro aumento do deslocamento vertical associado à rotura quando se passa de fibras *Wiremix* para fibras *Dramix*, explicado pelas características intrínsecas das fibras. Este comportamento é contrário ao inicialmente expectável tendo em conta os dois tipos de geometria de fibras, dado que a forma frisada das fibras *Wiremix* levaria a suportar uma maior deformabilidade do material com estas fibras reforçado. No entanto, com o uso das fibras *Dramix*, constatou-se um ligeiro aumento da deformabilidade do material, o que poderá estar relacionado com a existência de uma maior quantidade de fibras (para a mesma dosagem), originando um decréscimo das ligações

cimentícias efectivamente estabelecidas. A generalização das conclusões quanto ao tipo de fibra carece da realização de mais ensaios com outras dosagens de fibras.

### 5.3.2.4 Resumo dos resultados dos ensaios CD

Concluído o estudo da resistência do solo “melhorado” quando sujeito à tracção por compressão diametral, constata-se que é a dosagem de ligante empregue na estabilização (com ou sem incorporação de fibras) que tem influência preponderante no comportamento mecânico do solo, nomeadamente no comportamento até à rotura, tendo-se registado que a resistência à tracção por compressão diametral aumenta com o incremento da dosagem de ligante. Em termos de comportamento mecânico pós-rotura, parece haver uma relação directa entre a dosagem de fibras utilizada e a resistência pós-rotura do solo estabilizado. Já no que toca ao tipo de fibra empregue na estabilização do solo, a alteração das fibras *Wiremix* por fibras *Dramix* não origina alteração significativa em termos de comportamento à tracção por compressão diametral do solo estabilizado, registando-se um ligeiro aumento do deslocamento vertical associado à rotura, explicado em grande medida, pelas características intrínsecas das fibras.

### 5.3.3. Ensaios à flexão (F)

O ensaio consiste em submeter um provete prismático a um momento flector por meio de roletes colocados superior e inferiormente (Figura 5.30). Com a força máxima aplicada,  $F$ , calcula-se a resistência à flexão,  $f_{cf}$ , através da Equação 5.7 (cuja dedução se encontra no Anexo A):

$$f_{cf} = \frac{3 \times F \times L}{2 \times d_1 \times d_2^2} \quad (\text{Eq. 5.7})$$

onde  $L$  representa a distância entre apoios ( $3 \times d = 300\text{mm}$ ) e  $d_1$  e  $d_2$ , são as dimensões laterais do provete ( $d_1 = d_2 = d = 100\text{mm}$ ). Durante o ensaio regista-se a força exercida sobre o provete e a flecha (deslocamento vertical medido no ponto de aplicação da carga).

A figura 5.30 mostra a representação esquemática dos ensaios de flexão simples realizados neste trabalho.

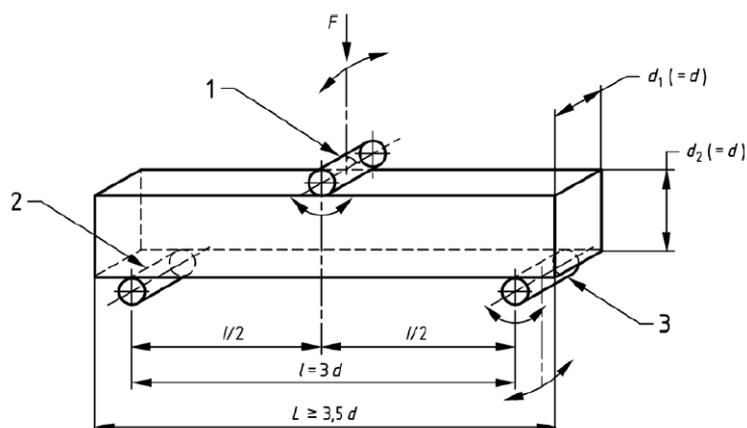


Figura 5.30 – Esquema de ensaio F, adaptado da norma EN 12390-5 (2009): 1) rolete de aplicação da carga (susceptível de rotação e de inclinação); 2) rolete de apoio; 3) rolete de apoio (susceptível de rotação e de inclinação).

Ao longo desta subsecção apresentam-se os resultados obtidos em ensaios F realizados sobre provetes sem e com incorporação de fibras metálicas, com recurso a gráficos e ao Quadro 5.4. Cada um dos ensaios encontra-se caracterizado: i) pela curva força-flecha (F-flecha); ii) pela resistência máxima à flexão ( $f_{cf}$ ); iii) pela flecha na rotura e iv) pelo teor em água final medido imediatamente após a realização do ensaio F ( $w_f$ ).

À semelhança do que acontece com a análise dos ensaios de compressão diametral (secção 5.3.2), também aqui não se vai calcular o módulo de deformabilidade do solo quimicamente estabilizado por razões idênticas às aí apontadas, ainda que, assumindo determinadas hipóteses fosse possível calculá-lo indirectamente (ver Anexo A).

Uma breve análise do Quadro 5.4 torna perceptível o crescimento da resistência à flexão e da flecha no momento da rotura com o aumento da dosagem de ligante (com ou sem incorporação de fibras). A introdução de fibras metálicas, sejam *Wiremix* ou *Dramix*, incrementa os valores da resistência à flexão que, no entanto, não seguem uma tendência definida pela variação da dosagem de fibras incorporada. Os valores da flecha média variam atipicamente para a generalidade das dosagens de fibras ensaiadas, o que se procurará justificar adiante. À semelhança dos demais ensaios já analisados, o teor em água final exhibe pequena variação sempre que se mantém a dosagem de ligante, aumentando com a diminuição da mesma.

Quadro 5.4 – Resumo dos resultados obtidos para os ensaios de F.

Fibras	Ensaio	$f_{cf}$ (MPa)	$f_{cf}^{méd}$ (MPa) a)	flecha (mm)	flecha <sup>méd</sup> (mm)	$w_f$ (%)	$w_f^{méd}$ (%)
Sem	F375_1	760,5	774,0	0,091	0,095	66,20	66,09
	F375_2	787,5	(1,7%)	0,099	(4,2%)	65,98	(≈0%)
	F500_1	1170,0	1262,3	0,089	0,101	60,44	59,94
	F500_2	1354,5	(7,3%)	0,114	(12,3%)	59,43	(0,8%)
Wiremix W30	F375_W25_1	729,0	810,0	0,451	0,420	68,69	66,43
	F375_W25_2	891,0	(10%)	0,389	(7,4%)	64,16	(3,4%)
	F375_W50_1	1008,0	969,8	0,347	0,352	65,54	66,78
	F375_W50_2	931,5	(3,9%)	0,357	(1,4%)	68,01	(1,8%)
	F375_W100_1	801,0	807,8	0,195	0,148	64,70	65,01
	F375_W100_2	814,5	(0,8%)	0,100	(32,2%)	65,31	(0,5%)
	F375_W150_1	1129,5	1041,8	0,742	0,641	65,98	66,76
	F375_W150_2	954,0	(8,4%)	0,540	(15,8%)	67,55	(1,2%)
	F500_W50_1	1210,5	1446,8	0,363	0,448	60,04	60,19
	F500_W50_2	1683,0	(16,3%)	0,533	(19,0%)	60,34	(0,2%)
Dramix RB350	F375_D50_1	1062,0	1022,0	0,503	0,487	66,24	67,45
	F375_D50_2	981,0	(4,0%)	0,470	(3,4%)	68,67	(1,8%)

NOTA: Dentro de parênteses aparece o desvio percentual dos resultados face à média de ambos.

Quanto à variabilidade entre os valores obtidos para os pares de ensaios, verificou-se que a mesma pode ser induzida pelo empeno dos provetes, pela incorrecta colocação na prensa de ensaios e/ou por heterogeneidades na composição dos provetes. Em qualquer caso, e com excepção do par F500\_W50, os demais pares de ensaios cumprem o critério de conformidade dos 15% estipulados na norma NP EN 206-1 (2007), isto admitindo por válidas as indicações normativas existentes para o betão, dado estar-se na ausência de especificações para o material em estudo. O par de ensaios F500\_W50 deveria ser repetido, contudo, tal acabou por não acontecer, já que o desvio é muito pequeno relativamente ao critério de conformidade considerado.

### 5.3.3.1 Ensaios sobre provetes sem fibras

As Figuras 5.31 e 5.32 são respectivas aos ensaios F efectuados sobre provetes com a dosagem de ligante a variar entre 375 e 500kg/m<sup>3</sup> sem incorporação de fibras.

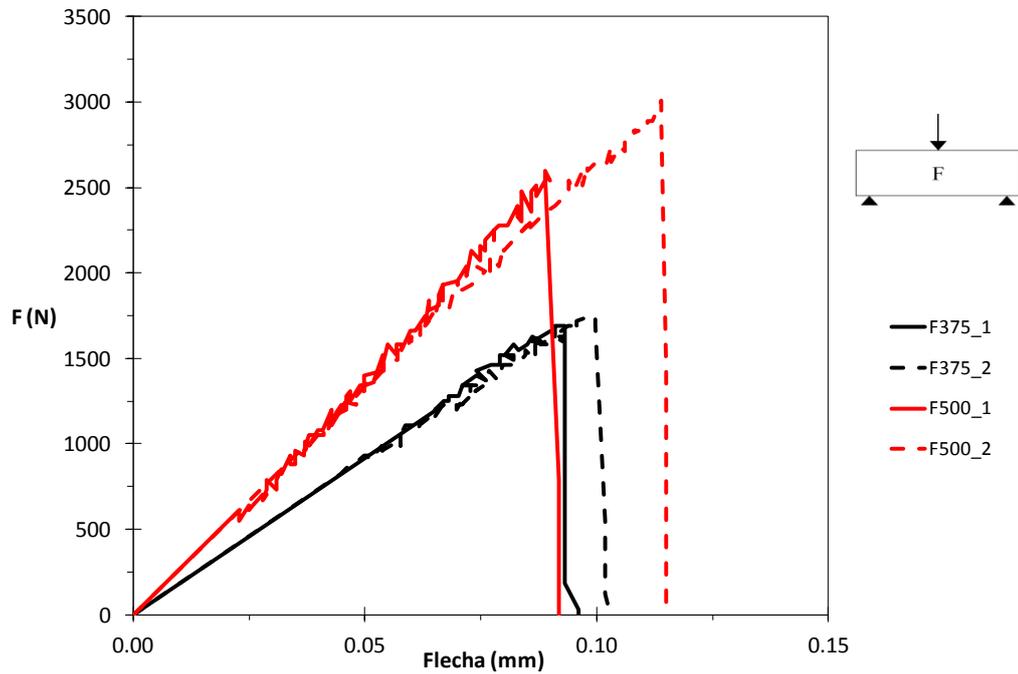


Figura 5.31 – Curvas força-flecha de ensaios F realizados sobre provetes sem fibras por variação da dosagem de ligante.

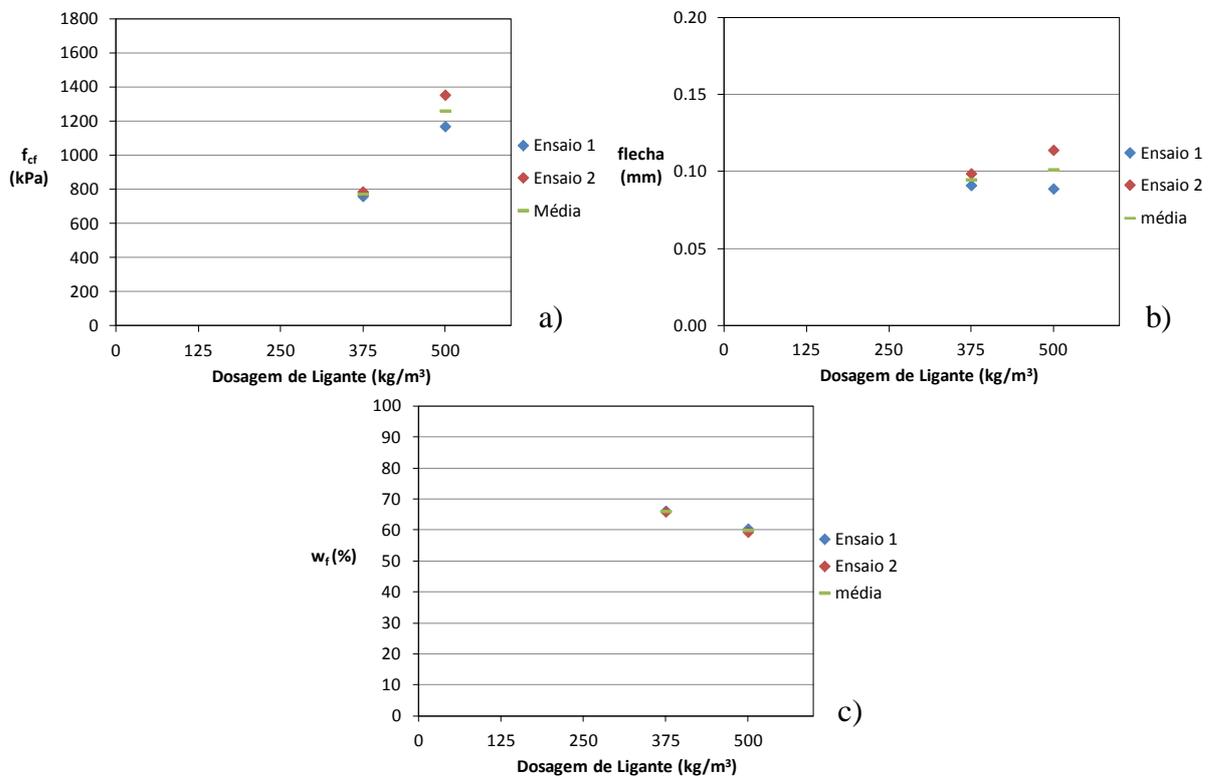


Figura 5.32 – Ensaios F realizados sobre provetes sem fibras – análise da evolução de: a)  $f_{cf}$ ; b) flecha e c)  $w_f$  com a variação da dosagem de ligante.

Por análise das Figuras 5.31 e 5.32 e do Quadro 5.4 depreende-se que a um aumento da dosagem de ligante utilizada na estabilização química do solo corresponde um aumento da resistência à flexão. Em termos de valores médios, verifica-se um crescimento de 63% da resistência associado ao aumento da dosagem de ligante de 375 para 500kg/m<sup>3</sup>. Já a flecha verificada na rotura não varia significativamente entre os dois pares de ensaios, ao contrário do que se esperava (esperava-se que a rotura ocorresse para flechas menores no caso do par F500, mais rígido à partida). No que concerne ao teor em água após ensaio, este decresce com o aumento da dosagem de ligante, como tem vindo a ser justificado nos restantes ensaios já abordados.

### 5.3.3.2 Ensaio sobre provetes com fibras *Wiremix*

#### i) Variação da dosagem de fibras

As Figuras 5.33 e 5.34 e o Quadro 5.4 resumem os resultados obtidos nos ensaios F realizados sobre provetes com incorporação de fibras metálicas tipo *Wiremix*, tendo a dosagem de fibras variado entre os 25 e os 150 kg/m<sup>3</sup>, para igual dosagem de ligante (375 kg/m<sup>3</sup>).

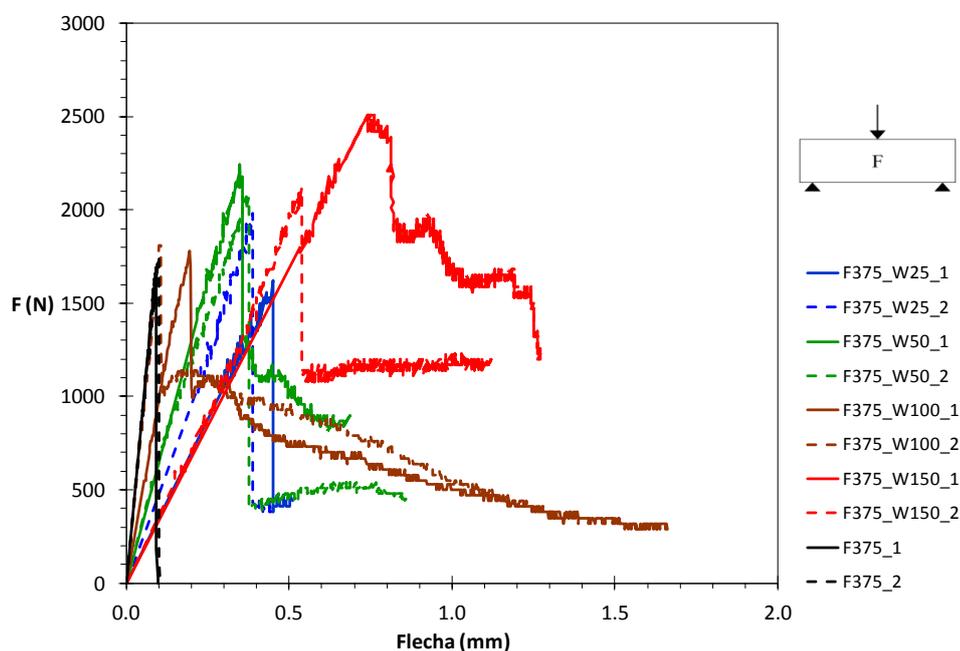


Figura 5.33 – Curvas força-flecha de ensaios F realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* por variação da dosagem de fibras (dosagem de ligante = 375 kg/m<sup>3</sup>).

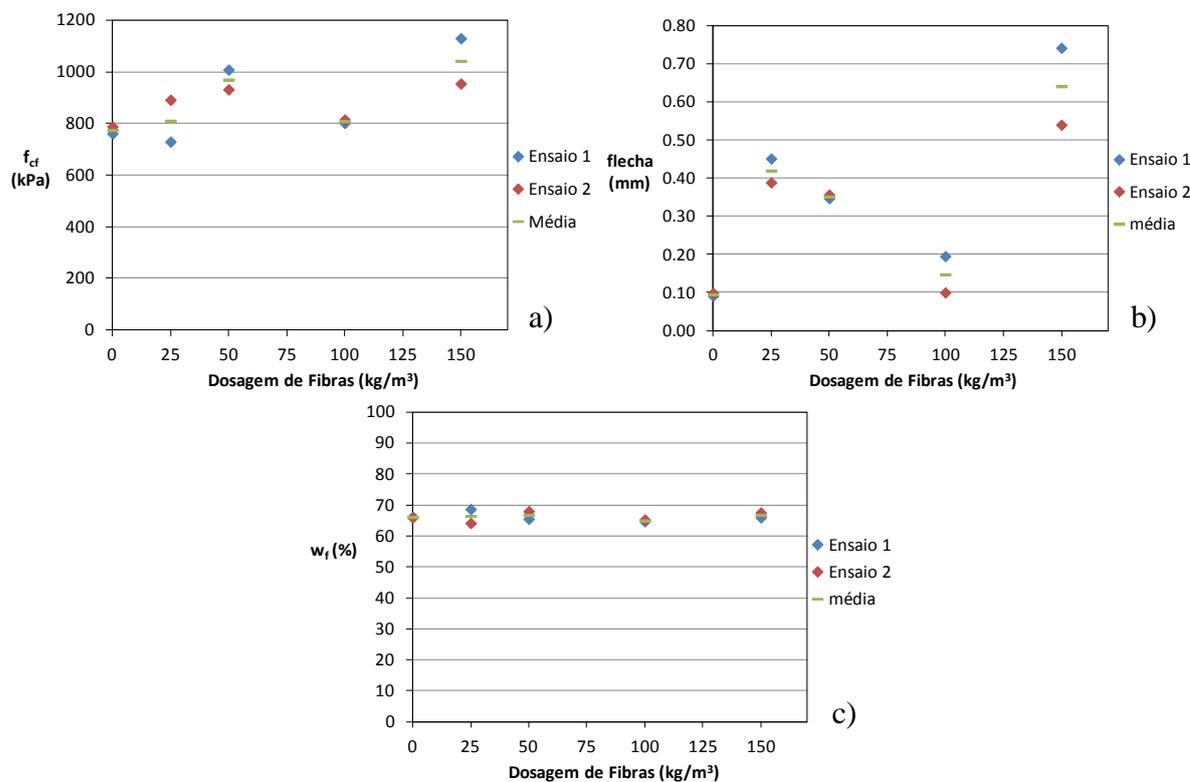


Figura 5.34 – Ensaio F realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* e igual dosagem de ligante ( $375 \text{ kg/m}^3$ ) – análise da evolução de: a)  $f_{cf}$ ; b) flecha e c)  $w_f$ , com a variação da dosagem de fibras.

A análise das Figuras 5.33 e 5.34, contextualizadas pelo Quadro 5.4 permite constatar a não existência de tendência definida para a resistência à flexão por variação da dosagem de fibras. No entanto, verifica-se que a incorporação de fibras, qualquer que seja a sua dosagem, incrementa a resistência à flexão, exceptuando-se o provete F375\_W25\_1 que poderá ter rompido “prematuramente” por deficiente distribuição das fibras no seu interior. Note-se que, no caso dos ensaios de flexão simples, a disposição de fibras a intersectar perpendicularmente o plano vertical de aplicação da carga maximizará a resistência à flexão, tanto mais se estas se dispuserem próximas da face inferior do provete, já que ali se encontram as fibras mais traccionadas. Pelo contrário, a existência de fibras coplanares ao plano vertical de aplicação da carga contribui para a formação de planos de fraqueza, reflectindo-se na redução da resistência à flexão. À semelhança do que se observou com os ensaios de compressão diametral, também aqui se regista que a presença de fibras nos provetes estabilizados impede a perda total da resistência à flexão após a rotura, ainda que exista um súbito decréscimo desta (embora neste caso não se registre a existência de uma relação directa entre o valor da resistência pós-rotura e a dosagem de fibras). Este facto está relacionado com o princípio de funcionamento do reforço de solos com fibras apresentado no Capítulo 2.

Da análise das Figuras 5.31 (provetes sem fibras) e 5.33 (provetes com fibras), é possível observar a ocorrência de dois comportamentos claramente distintos: um até à rotura, essencialmente controlado pela resistência das ligações cimentícias (à semelhança do observado por Correia, 2011); outro pós-rotura, onde as fibras começam a desempenhar um papel preponderante, dotando o material de resistência pós-rotura.

Quanto à flecha no momento da rotura, os seus valores variam atipicamente, não se reconhecendo qualquer tendência. Os teores em água finais não variam significativamente, uma vez que a dosagem de ligante se mantém constante. A Figura 5.35 mostra o provete F375\_W150\_1 que registou a resistência máxima, onde se pode constatar a relativamente “boa” distribuição das fibras no interior do provete.

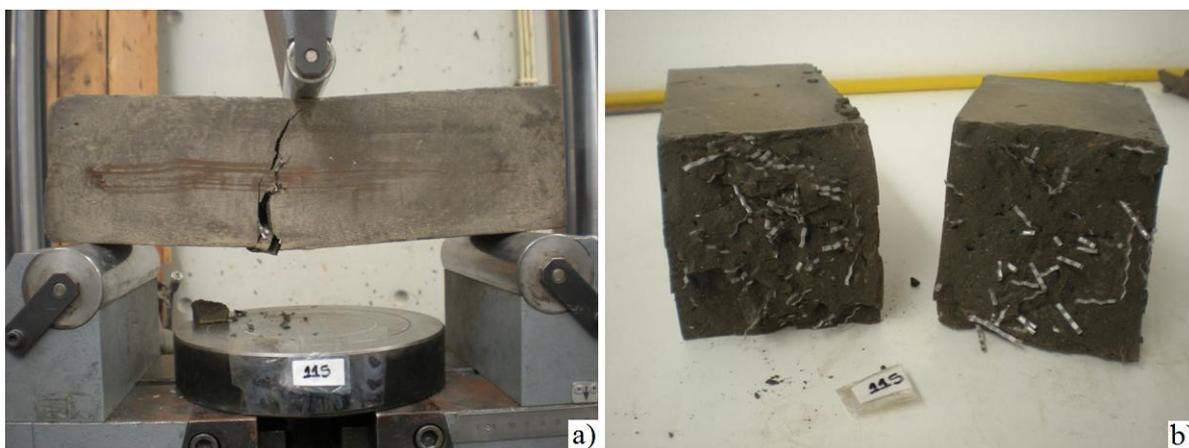


Figura 5.35 – Ensaio F375\_W150\_1: a) Fim do ensaio; b) Aspecto geral da superfície de rotura.

### ***ii) Variação da dosagem de ligante***

As Figuras 5.36 e 5.37 e o Quadro 5.4 apresentam os resultados obtidos em ensaios de flexão simples sobre provetes de solo estabilizado com variação da dosagem de ligante e igual dosagem de fibras *Wiremix* ( $50\text{kg/m}^3$ ).

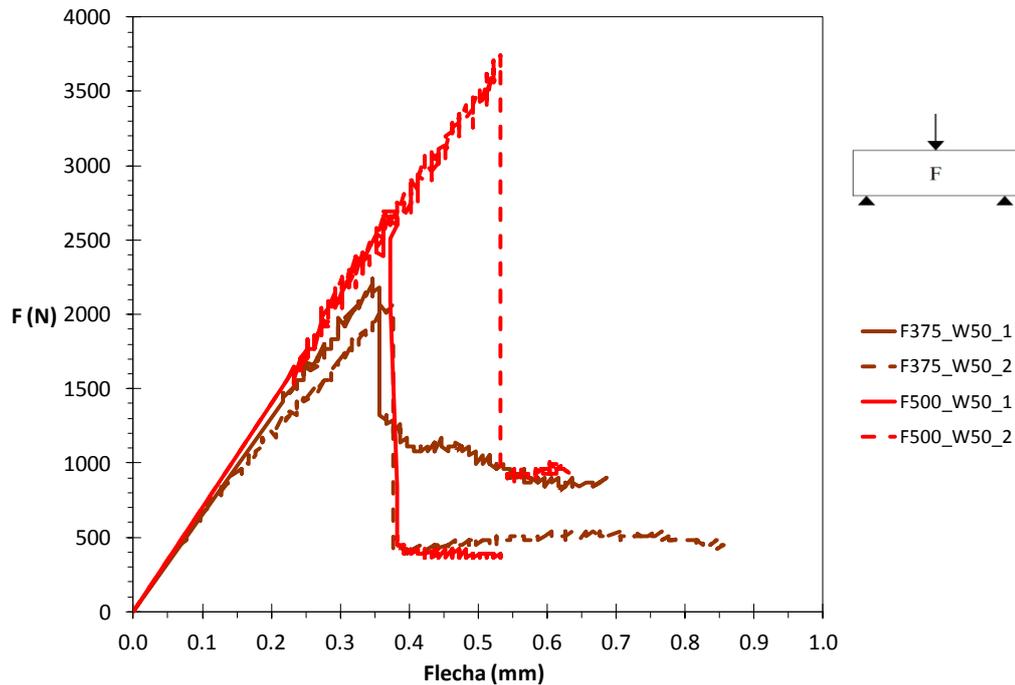


Figura 5.36 – Curvas força-flecha de ensaios F realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* por variação da dosagem de ligante (dosagem de fibras = 50 kg/m<sup>3</sup>).

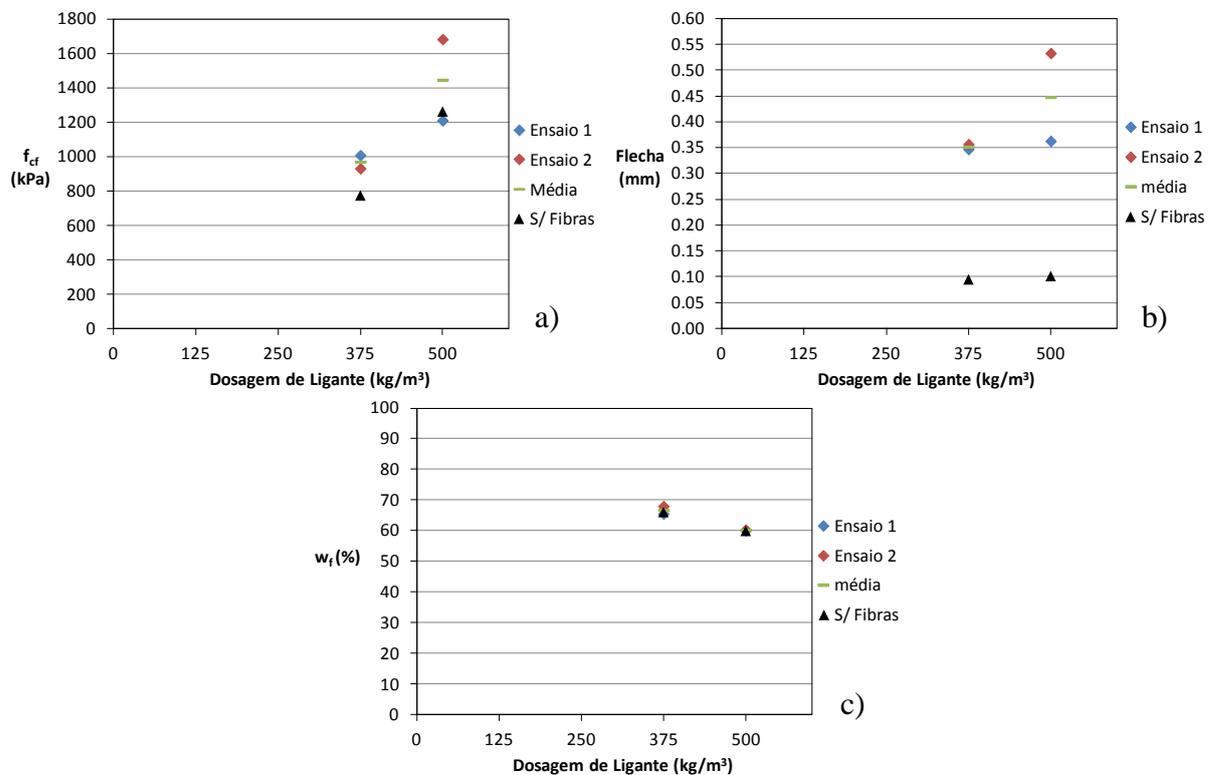


Figura 5.37 – Ensaios F realizados sobre provetes com fibras *Wiremix* (na dosagem de 50kg/m<sup>3</sup>): análise da evolução de: a)  $f_{cf}$ , b) flecha e c)  $w_f$  com a variação da dosagem de ligante.

Da análise, verifica-se existir a tendência para a resistência à flexão aumentar com o crescimento da dosagem de ligante e percebe-se também que, face à resistência evidenciada pelos provetes sem fibras, a incorporação destas garante ganhos na resistência à flexão (25,3% em média para o par F375\_W50 e 14,6% para o par F500\_W50). Observa-se igualmente que, independentemente da dosagem de ligante, o comportamento pós-rotura parece ser dependente da dosagem de fibras, corroborando as análises anteriormente efectuadas. No que concerne à evolução da flecha, esta parece aumentar com a dosagem de ligante, em oposição ao comportamento esperado (já que a rigidez dos mesmos aumenta), mas em linha com o registado para os provetes sem fibras. Em qualquer caso, o comportamento observado sugere que o comportamento até à rotura, ainda que fortemente dependente da dosagem de ligante, é igualmente afectado pela presença de fibras (registra-se o aumento de  $f_{ct}$  e da flecha face aos provetes sem fibras). No entanto, este facto não é sustentado por alguns resultados da secção imediatamente anterior, o que indicia que, ainda que a incorporação de fibras possa influenciar o comportamento até à rotura, essa influência é modesta em termos relativos.

Quanto ao teor em água final, este cresce com a diminuição da dosagem de ligante, o que era expectável perante um maior “consumo” de água nas reacções de hidratação para as dosagens de ligante mais elevadas.

### 5.3.3.3 Ensaios sobre provetes com fibras *Dramix*

Para investigar a influência do tipo de fibra metálica sobre o comportamento do solo quimicamente estabilizado, realizaram-se ensaios por incorporação de fibras *Dramix*. A Figura 5.38 e o Quadro 5.4 resumem os resultados obtidos.

O comportamento observado permite concluir não haver alterações significativas ao nível da resistência à flexão por alteração do tipo de fibra metálica. Ainda que a variação da resistência à flexão verificada para cada tipo de fibra seja insignificante, a flecha no momento da rotura evolui para valores superiores nos provetes que incorporam as fibras *Dramix*, o que é sintomático de uma menor rigidez e, conseqüentemente de uma maior deformabilidade do solo assim estabilizado. Para explicar este facto, concorrem as características intrínsecas das fibras (geometria e número de fibras), tal como adiantado na subsecção 5.3.2.3. A generalização das conclusões quanto ao tipo de fibra carece de mais ensaios realizados sobre outras dosagens de fibras.

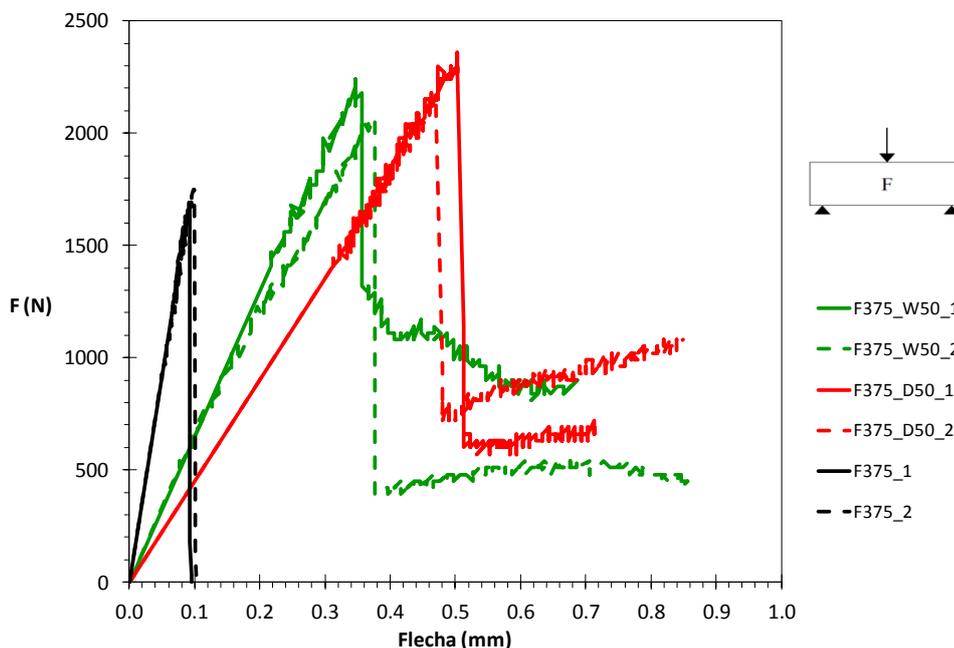


Figura 5.38 – Curvas força-flecha de ensaios F realizados sobre provetes com e sem incorporação de fibras metálicas de dois tipos: *Wiremix* e *Dramix* (dosagem de fibras =  $50\text{kg/m}^3$ ; dosagem de ligante =  $375\text{ kg/m}^3$ ).

### 5.3.3.4 Resumo dos resultados dos ensaios F

Após análise dos resultados dos provetes ensaiados à flexão simples, constata-se que o comportamento mecânico do solo estabilizado até à rotura é muito mais dependente, em termos relativos, da dosagem de ligante do que da dosagem de fibras. Verificou-se que a resistência à flexão aumenta com a dosagem de ligante e com a dosagem de fibras, ainda que não se verifique uma relação unívoca entre o aumento da dosagem destas últimas e o aumento da resistência à flexão. Tal será devido sobretudo à dificuldade em garantir fibras na quantidade suficiente e correctamente dispostas a intersectar a superfície de rotura. Ainda assim, constatou-se haver uma alteração do comportamento mecânico pós-rotura resultante da incorporação de fibras, sendo este agora caracterizado pela existência de resistência pós-rotura. Já no que toca ao tipo de fibra empregue na estabilização, percebe-se a influência do mesmo no comportamento mecânico do solo estabilizado em termos da deformabilidade do material (as fibras *Dramix*, por oposição às *Wiremix*, tornam o solo menos rígido e, em consequência mais deformável, uma vez que apresentam maior flecha na rotura), não se registando variações significativas em termos de resistência à flexão.

## 5.4 Comparação de Resultados

Concluída a apresentação e discussão dos resultados individuais dos diversos ensaios, nesta secção procurar-se-á estabelecer relações entre as resistências dos diversos ensaios,

nomeadamente entre os ensaios de compressão simples (UCS) e os de tracção simples (T), assim como entre estes últimos e os ensaios de compressão diametral (CD) e de flexão simples (F). O Quadro 5.5 apresenta essas relações, expressas em termos percentuais, tendo por base os valores médios de cada um dos ensaios (apresentados nos Quadros 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4).

Quadro 5.5 – Comparação entre resistências obtidas para ensaios UCS, T, CD e F, para diferentes dosagens de ligante e diferentes tipos e dosagens de fibras metálicas.

Tipo de Fibra	Dosagem de Fibras (kg/m <sup>3</sup> )	Dosagem de Ligante (kg/m <sup>3</sup> )	$\frac{q_{uméd}^{(T)}}{q_{uméd}^{(UCS)}} (%)$	$\frac{E_{u50méd}^{(T)}}{E_{u50méd}^{(UCS)}} (%)$	$\frac{f_{cméd}^{(CD)}}{q_{méd}^{(T)}} (%)$	$\frac{f_{cfméd}^{(F)}}{q_{méd}^{(T)}} (%)$
Sem	-	375	14,4	714,5	88,5	204,4
		500	16,4	345,0	105,1	239,2
	50		23,7	523,3	87,6	210,5
Wiremix	25		22,1	718,8	83,5	185,8
	50		26,1	664,1	63,8	201,0
	100	375	21,6	616,3	62,8	169,0
	150		18,3	668,6	103,5	285,1
Dramix	50		20,1	628,6	79,4	232,5

Da comparação entre os resultados obtidos nos ensaios de tracção simples (T) e nos de compressão simples (UCS), resulta que a resistência à tracção é cerca de 15% da resistência à compressão simples para o solo estabilizado sem fibras, crescendo este valor para cerca de 20% no caso de a estabilização incluir fibras metálicas. Em termos de relação entre os módulos de deformabilidade, verifica-se que, no caso de a estabilização não recorrer ao uso de fibras, a relação decresce com o aumento da dosagem de ligante, ao passo que, quando se incorporam fibras a relação é mais ou menos constante e anda na ordem dos 600%.

Comparando os resultados dos ensaios de compressão diametral (CD) e de flexão (F), os quais permitem a avaliação da resistência à tracção por via indirecta, com os obtidos para ensaios de tracção simples (T), onde a resistência à tracção é avaliada directamente, é possível concluir que a resistência à tracção avaliada pelos ensaios de compressão diametral é em regra inferior à resistência à tracção simples, variando essa relação entre os 60 e os 100% em termos médios. Já no que concerne aos ensaios de flexão simples, verifica-se que estes sobrestimam sempre a resistência à tracção em cerca de 200%, em termos de valores médios, reflectindo a contribuição da área da secção transversal sujeita a esforços de compressão, o que poderá estar relacionado com um deficiente realismo da metodologia de cálculo adoptada (Anexo A – A.2). Esta alteração radical de valores é explicada pelo tipo de solicitação aplicada a cada tipo de ensaio (T, CD e F), concluindo-se que os ensaios de flexão simples não são os mais adequados na caracterização da resistência à tracção do solo estabilizado, com ou sem fibras metálicas.

---

## 6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

### 6.1. Conclusões

A presente dissertação procurou caracterizar o comportamento mecânico do solo mole do Baixo Mondego quimicamente estabilizado e reforçado com fibras metálicas quando submetido a esforços de compressão simples (UCS) e de tracção, tendo estes últimos sido avaliados directamente através de ensaios de tracção simples (T) ou indirectamente, recorrendo a ensaios de compressão diametral (CD) e de flexão simples (F). Procurou-se ainda estabelecer relações entre as resistências obtidas para provetes solicitados à compressão e à tracção simples, assim como relações entre os três tipos de ensaio que visaram a caracterização mecânica do solo melhorado uma vez sujeitos a esforços de tracção.

A análise dos resultados obtidos em ensaios UCS revelou uma grande influência da dosagem de ligante no comportamento até à rotura dos provetes de solo melhorado, correspondendo a um aumento desta, incrementos na resistência à compressão simples e no módulo de deformabilidade e decréscimos na extensão de rotura. A presença de fibras, por seu turno, influencia significativamente o comportamento pós-rotura do solo, ainda que o seu efeito no comportamento do solo estabilizado até à rotura seja incipiente ou mesmo nefasto em termos de resistência à compressão. O uso de fibras *Dramix* por oposição às fibras *Wiremix* levou a concluir que as primeiras produzem valores de resistência à compressão mais satisfatórios, ainda que aquém dos valores registados para provetes sem fibras, encaixando-se os respectivos valores dentro dos 15% de variação definidos no critério de conformidade adoptado, o que prova a pouca influência das fibras no comportamento do solo melhorado antes da rotura. Conclui-se que a adição de fibras metálicas ao solo quimicamente estabilizado em nada contribui para a melhoria da resistência à compressão simples, facto em parte explicado pelo impedimento do estabelecimento de algumas ligações cimentícias devido à presença das fibras, bem como pela incorrecta disposição/orientação com que ocorrem no interior do provete, o que acaba por favorecer a formação de planos preferenciais de rotura. Depreende-se que é a dosagem de ligante o factor chave no comportamento mecânico do solo melhorado até à rotura, solo esse que apresenta uma resposta tanto mais “rígida” quanto maior a dosagem de ligante empregue na estabilização.

Quanto aos ensaios de tracção simples, a análise efectuada ao longo do Capítulo 5 permite concluir que tanto a dosagem de ligante quanto a dosagem de fibras têm influência no comportamento mecânico do solo até à rotura, ainda que a influência da dosagem de ligante

seja consideravelmente mais relevante. Analisando a rigidez dos provetes, que cresce com o aumento da dosagem de ligante, regista-se que o comportamento do solo melhorado quando sujeito a esforços de tracção é bastante mais rígido que quando sujeito a esforços de compressão. Quanto ao tipo de fibras, os resultados permitem inferir que a sua influência é desprezável, uma vez que, qualquer que seja a fibra, os ganhos de resistência face ao solo estabilizado sem fibras são idênticos para ambos os casos. Conclui-se que a dosagem óptima de fibras se situa entre 50 e 100 kg/m<sup>3</sup>, já que a estas duas dosagens corresponderam as resistências máximas à tracção registadas, enquanto a dosagem de 150 kg/m<sup>3</sup> se afigura contraproducente.

Com a realização dos ensaios de compressão diametral percebe-se que também é a dosagem de ligante que comanda o comportamento do solo melhorado até à rotura, tendo as fibras pouca influência até aquela se verificar, sendo até responsáveis por decréscimos da resistência, provavelmente por impedirem a formação de tantas ligações cimentícias quantas as que são possíveis formar no solo estabilizado sem fibras, ou porque a disposição/orientação com que ocorrem no interior do provete é desapropriada e acaba por favorecer a formação de planos preferenciais de rotura. A influência das fibras traduz-se claramente na existência de resistências pós-rotura. Observou-se uma vez mais que o tipo de fibra não influencia significativamente o comportamento mecânico do solo reforçado.

Os ensaios de flexão simples demonstraram um crescimento da resistência à flexão com o incremento da dosagem de ligante utilizada na estabilização, sendo este o principal parâmetro caracterizador do comportamento verificado até à rotura. O uso de fibras metálicas não se traduz, em geral, em ganhos de resistência, mas está intimamente relacionado com o registo de resistências pós-rotura, pelo que modifica o comportamento pós-rotura do solo estabilizado. A variação do tipo de fibras, por sua vez, não mostrou efeitos relevantes no comportamento mecânico do solo, independentemente do tipo de fibra utilizada, *Dramix* ou *Wiremix*.

No geral conclui-se que o comportamento até à rotura do solo estabilizado com fibras metálicas é sobretudo comandado pela dosagem de ligante empregue na estabilização do solo, enquanto as fibras acarretam modificações bem patentes no comportamento mecânico pós-rotura do solo melhorado, sendo responsáveis por resistências pós-rotura não observáveis na ausência destas. Atendendo ao comportamento até à rotura observado em todos os ensaios, depreende-se que o facto de as fibras se apresentarem com uma distribuição aleatória (disposição/orientação e sua distribuição espacial) no interior dos provetes, condiciona fortemente a quantidade de fibras “correctamente” posicionadas ao longo da superfície de rotura, o que se repercute por vezes em quebras de resistência face a provetes sem fibras e na natural variabilidade de resultados dentro do mesmo par de ensaios. Da comparação entre

ensaios UCS e ensaios de tracção simples decorre que a resposta do solo é mais “rígida” (e a rotura mais “frágil”) nos segundos, percebendo-se pela avaliação da resistência última de ambos os ensaios que o solo melhorado resiste melhor a esforços de compressão que a esforços de tracção. A análise do tipo de fibras (*Dramix* ou *Wiremix*) utilizado no reforço do solo estabilizado, ainda que carecendo de maior número de ensaios, parece não ter relevância significativa no comportamento mecânico do solo melhorado. Conclui-se também que, em relação à resistência à tracção simples, os valores obtidos em ensaios de compressão diametral subestimam a resistência à tracção, enquanto os valores calculados por meio de ensaios de flexão simples, a sobrestimam, na ordem dos 200%.

Como conclusão global do trabalho, a incorporação de fibras metálicas no solo mole do Baixo Mondego quimicamente estabilizado pouco acrescenta de relevante ao comportamento mecânico em compressão, podendo ter alguma utilidade em situações em que as estruturas estejam sujeitas a esforços de tracção/flexão.

## 6.2. Propostas de trabalhos futuros

Para complementar o estudo efectuado nesta dissertação seria importante abordar os seguintes aspectos em trabalhos futuros:

- i) estudar o comportamento do solo mole do Baixo Mondego quimicamente estabilizado com diversos tipos de ligante (em várias dosagens) e/ou reforçado com fibras metálicas combinadas com fibras de polipropileno;
- ii) estudar a estabilização química do referido solo através do uso de nanomateriais cimentícios combinados ou não com fibras metálicas;
- iii) estudar a influência que a introdução de fibras metálicas poderá ter na atenuação de assentamentos por consolidação primária e secundária;
- iv) estudar a mesma técnica aplicada a outros tipos de solo (areias, argilas, solos residuais, etc.);
- v) estudar a aplicabilidade da adição de fibras metálicas às actuais técnicas de estabilização química de solos, como sejam a técnica de *deep mixing* ou a de *Cutter-Soil-Mixing*. Note-se que apesar de estas técnicas terem um funcionamento comprovado misturando ligante com solo, seria necessário perceber se os respectivos equipamentos seriam capazes de bombear eficientemente ligante com fibras metálicas adicionadas, para além de ser necessário conduzir estudos para revelar se a distribuição das fibras metálicas *in situ* é ou não satisfatória;
- vi) realizar ensaios de corte directo com solo do Baixo Mondego quimicamente estabilizado com adição de fibras, dispondo-as segundo diferentes ângulos relativamente ao plano de

- corte imposto, para assim estudar a influência da orientação das fibras na resistência ao corte;
- vii) estudar o comportamento do solo quimicamente estabilizado com adição de fibras metálicas quando sujeito a carregamentos cíclicos;
  - viii) estudar a permeabilidade do solo quimicamente estabilizado com adição de fibras;
  - ix) repetir o par de ensaios UCS250, cujas extensões na rotura não se encaixaram na tendência aparentemente tomada pelos três restantes ensaios UCS sem fibras;
  - x) realizar todo o plano de ensaios definido para fibras *Wiremix*, mas com substituição destas pelas fibras *Dramix* e efectuar comparações entre o comportamento do solo quimicamente estabilizado reforçado com cada tipo de fibras, para assim estudar com maior suporte experimental a influência que o tipo de fibra exerce no comportamento mecânico do solo estabilizado;
  - xi) repetir o par de ensaios F500\_W50, uma vez que o mesmo não cumpriu os critérios de conformidade adoptados neste trabalho;
  - xii) repetir os ensaios de compressão diametral e de flexão simples prevendo um dispositivo capaz de medir as deformações na direcção onde ocorrem as deformações principais de tracção.

---

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al-Azzo, S. I., Salih, S. M. & Salim, T. A. (2006). “Compressive strength and swelling properties of randomly distributed fiber reinforced clayey soil”. University of Mosul, Mosul.
- ASTM CRD-C 164-92 (1992). “Standard test method for direct tensile strength of cylindrical concrete or mortar specimens”. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 2166 (2000). “Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil”. American Society for Testing and Materials.
- BS 1377-3 (1990). “Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 3: chemical and electro-chemical tests”. British Standards Institution, London.
- BS 1377-7 (1990). “Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 7: Shear strength tests (total stress)”. British Standards Institution, London.
- Carneiro, F. L. (1943). “Um Novo Método para Determinação da Resistência à Tração dos Concretos”. Comunicação, 5. Reunião Associação Brasileira de Normas Técnicas, Publ. Instituto Nacional Tecnológico, Rio De Janeiro.
- 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.
- Christoulas, S., Kalteziotis, N., Tsiambaos, G. & Sabatakakis, N. (1987). “Engineering Geology of Soft Clays. Examples from Greece”. Embankments on Soft Clays. Special Publication, Bulletin of the Public Works Research Center, Athens.
- Coelho, P. (2000). “Caracterização Geotécnica de Solos Moles: Estudo do Local Experimental da Quinta da Foja (Baixo Mondego)”. Dissertação de Mestrado, Dep. de Eng<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra.
- Consoli, N. C., Montardo, J. P., Prietto, P. D. M., Pasa, G. S. (2002). “Engineering behavior of sand reinforced with plastic waste”. Journal of Geotechnical Environment Engineering, Vol.128, pp. 462-472.
- 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, Coimbra.
- Costa, J. N. P. (2012) “Estabilização de solos por via química e biológica”. Dissertação de Mestrado, Dep. de Eng<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra.

- Dramix (2010). BEKAERT Dramix RB305. *Product Data Sheet*.
- Duomix (2010). BEKAERT Duomix M12. *Product Data Sheet*.
- E196 (1966). “Solos – Análise granulométrica”. Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- Franklin, A. G., Orozco, L. F. and Semrau, R. (1973). “Compaction and strength of slightly organic soils”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.99, No. SM7, pp. 541-557.
- Frocht, M. M., (1948). “Photoelasticity – Vol. II”. John Wiley, New York, pp. 32-39.
- 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.
- John, V. M. (1995). “Cimentos de Escória Ativada com Silicatos de Sódio”. Tese para a Obtenção do Título de Doutor em Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Kalhor, A. (2008), “Effect of Metal Fibers on Clayey Soils”. *EJGE*, Vol.13, Bund K.
- Kitazume, M. and Terashi, M. (2001). “The Deep Mixing Method: Principle, Design and Construction”. Coastal Development Institute of Technology (CDIT), Japan.
- 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.
- Leroueil, S.; Magnan, J.P. and Tavenas, F. (1990). “Embankments on soft clays”, Ellis Horwood, London, England, pp.360.
- Michalowski, R. L. and Zhao, A. (1996). “Failure of fiber-reinforced granular soils”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.122, No. 3, pp. 226-234.
- 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.
- Moseley, M. P. (1993). “Ground Improvement”. Chapman & Hall, London, UK.
- NP 83 (1965). “Solos – Determinação da Densidade das Partículas Sólidas”. Norma Portuguesa Definitiva.
- NP 84 (1965). “Solos – Determinação do Teor em Água”. Norma Portuguesa Definitiva.
- NP 143 (1969). “Solos – Determinação dos Limites de Consistência”. Norma Portuguesa Definitiva.
- NP EN 206-1 (2007). “Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade”. IPQ, edição de Junho de 2007.
- NP EN 12390-1 (2010). “Ensaio do betão endurecido – Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes”. Norma Portuguesa.

- NP EN 12390-3 (2011). “Ensaio do betão endurecido – Parte 3: Resistência à compressão de provetes”. Norma Portuguesa.
- NP EN 12390-5 (2009). “Ensaio do betão endurecido – Parte 5: Resistência à flexão de provetes”. Norma Portuguesa.
- NP EN 12390-6 (2011). “Ensaio do betão endurecido – Parte 6: Resistência à tracção por compressão de provetes”. Norma Portuguesa.
- NP EN 13286-42 (2011). “Misturas não ligadas e misturas tratadas com ligantes hidráulicos – Parte 42: Método de ensaio para a determinação da resistência à tracção indirecta para misturas tratadas com ligantes hidráulicos”. Norma Portuguesa.
- Sherwood, P. (1993). “Soil stabilization with soil and lime”. HMSO, London, UK.
- Silva Cardoso, A. (2005). Apontamentos da disciplina “Estruturas de Suporte de Aterros”.
- Soares, A. F. (1966). “Estudo das Formações Pós-Jurássicas da Região de entre Sargento-Mor e Montemor-o-Velho (Margem Direita do Mondego)” Memórias e Notícias, Publicações do Museu e Laboratório Mineralógico e Geológico da Universidade de Coimbra, nº 62.
- Tang, C. S., Shi, B., Gao, W., Chen, F. J., Cai, Y. (2006). “Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil”. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 25, pp. 194-202.
- Taylor, G. D. (1994). “Materials in construction”. Longman Scientific & Technical, 2<sup>nd</sup> Edition, London.
- Terzaghi, K. e Peck, R. (1967). “Soil Mechanics in Engineering Practice”. John Wiley, New York.
- Venda, Oliveira, P. J. (2000). “Aterros Sobre Solos Moles: Modelação Numérica”. Dissertação de Doutoramento, Dep. de Eng<sup>a</sup> Civil da FCTUC, Coimbra.
- Wheeler, P. (2009). “Soil mix piles - Mix Factor”. European Foundations, Autumn 2009, pp 10-11.
- Wiremix (2001). BEKAERT Wiremix W30. *Product Data Sheet*.
- Young, I. M. and Mullins, C. E. (1991). “Factors affecting the strength of undisturbed cores from soils with low structural stability”. *Journal of Soil Science*, 42: pp. 205-217.

## Sites consultados

Al-Azzo et al@ (2006) - <http://www.iasj.net/iasj?func=fulltext&aId=32717>. Acedido em Maio de 2012.

Bauer@2012 - [https://www.bauer.de/en/bma/products/construction\\_brochures/csm/](https://www.bauer.de/en/bma/products/construction_brochures/csm/). Acedido em Dezembro de 2012

Bekaert@2012 - <http://www.bekaert.com/building>. Acedido em Abril de 2012

Bekaert@2012 - <http://www.bekaert.com/dosingdramix>. Acedido em Abril de 2012

cst@2012 - [http://www.cst.com.br/produtos/co\\_produtos/catalogo\\_produtos/escoria\\_forno/index.asp](http://www.cst.com.br/produtos/co_produtos/catalogo_produtos/escoria_forno/index.asp). Acedido em Novembro de 2012

Maccaferri@2013 - <http://www.maccaferri-northamerica.com/products/fiber-reinforced-concrete-tunneling/wirand-steel-fibers/15088-1.html>. Acedido em Janeiro de 2013

Soletanche-Bachy@2012 - [http://www.soletanche-bachy.com/SBF/referencesb.nsf/\(LTechnicsEN\)/Jet%20grouting%20\(Jet%20grouting\)!OpenDocument](http://www.soletanche-bachy.com/SBF/referencesb.nsf/(LTechnicsEN)/Jet%20grouting%20(Jet%20grouting)!OpenDocument). Acedido em Dezembro de 2012

## Anexo A

### A.1. Dedução da resistência à tracção por compressão diametral

A dedução da equação 5.5 envolve conceitos cujo domínio extravasa os objectivos da presente dissertação. Como tal, são apenas abordados alguns conceitos que permitem a compreensão geral do processo que leva à sua obtenção.

Frocht (1948) estudou as tensões produzidas por cargas lineares considerando o desenvolvimento radial dessas tensões numa placa semi-infinita de espessura  $L$ , conforme representado pela Figura A.1. A carga linear surge aplicada perpendicularmente ao topo da placa semi-infinita considerada. Os sentidos positivos dos eixos são os indicados na Figura A.1, sendo a carga considerada positiva quando tem o mesmo sentido que o eixo vertical e o ângulo  $\theta$  é positivo no sentido directo (contrário ao movimento dos ponteiros do relógio). O elemento representado na mesma figura corresponde a um qualquer ponto no interior da placa semi-infinita, cuja localização é caracterizada pelas coordenadas polares  $r$  e  $\theta$ .

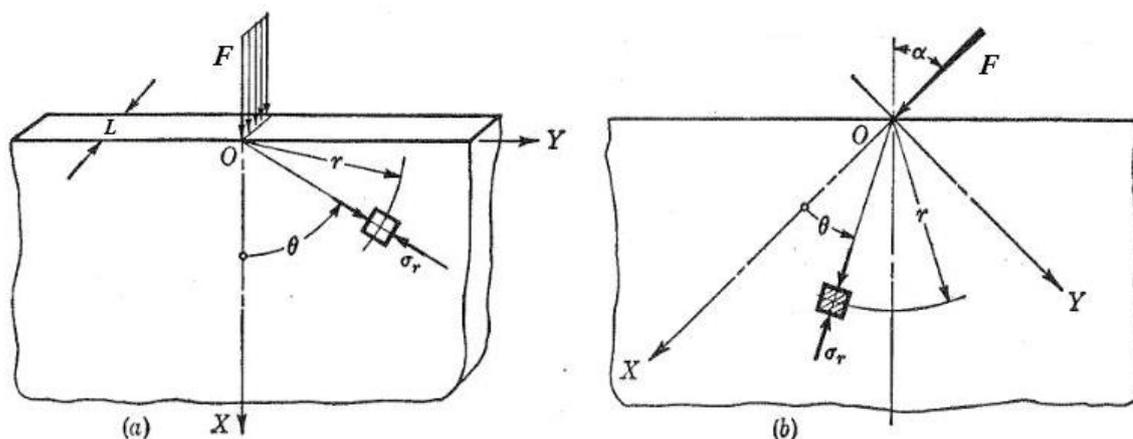


Figura A.1 – Carga linear concentrada aplicada numa placa semi-infinita e tensões radiais resultantes (adaptado de Frocht, 1948).

A carga linear  $F$  representada na Figura A.1 é estaticamente equivalente às forças de fronteira actuantes no sulco semicircular da Figura A.2.

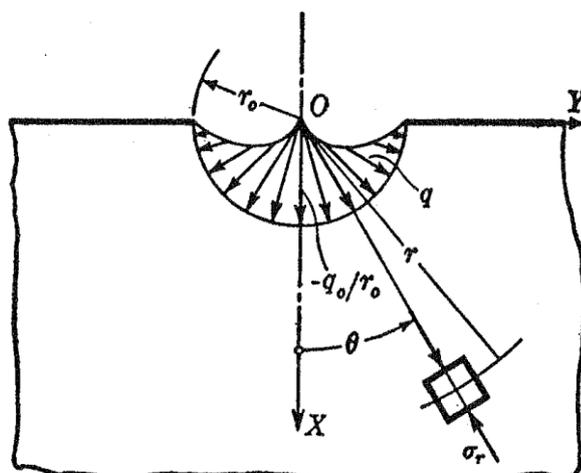


Figura A.2 – Forças de fronteira num sulco semicircular de uma placa semi-infinita (adaptado de Frocht, 1948).

De acordo com a Figura A.2, a tensão radial  $\sigma_r$  é dada pela Equação A.1, sendo que o sinal negativo é devido ao facto de  $\sigma_r$  ser uma tensão de compressão. Frocht (1948) trata as tensões de compressão como negativas e as de tracção como positivas, sendo que o sinal das suas resultantes é sempre tratado de acordo com o sistema de eixos convencionado, já anteriormente referido.

$$\sigma_r = -\frac{2F \cos \theta}{\pi L r} \quad (\text{Eq. A.1})$$

Estudando uma das metades da placa semi-infinita (considerando a sua divisão pelo eixo vertical X), é possível determinar a componente horizontal ( $R_h$ ) estaticamente equivalente às forças de fronteira actuantes no quarto de circunferência de 0 a  $\pi/2$ , tal como o representado na Figura A.3:

$$R_h = \int_0^{\pi/2} \text{sen } \theta \sigma_r dA \quad (\text{Eq. A.2})$$

Como,  $dA = L \times r.d\theta$  e  $\text{sen}(2\theta) = 2 \text{sen } \theta \cos \theta$ , atendendo à Figura A.3 e desenvolvendo a Equação A.2 vem:

$$R_h = \int_0^{\pi/2} \text{sen } \theta \sigma_r dA = \frac{F}{\pi} \int_0^{\pi/2} \text{sen}(2\theta) d\theta = \frac{F}{\pi} \quad (\text{Eq. A.3})$$

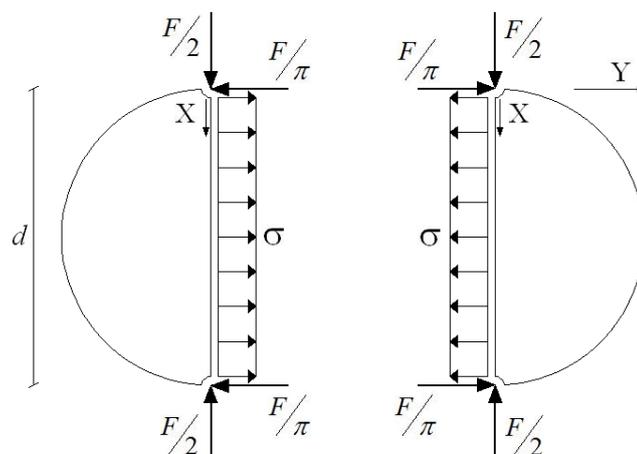


Figura A.3 – Esquema de um provete submetido a um ensaio CD sujeito a cargas concentradas e às tensões por elas induzidas (diâmetro =  $d$  e espessura =  $L$ ).

Tendo em conta os princípios da estática e atendendo a qualquer das metades do provete representado na Figura A.3, rapidamente se conclui que efectuando o somatório de forças verticais, este dá zero. Por outro lado, efectuando o equilíbrio de forças horizontais chega-se à Equação (A.4) que dá a tensão,  $\sigma$ , ou seja, a resistência à tracção por compressão diametral ( $f_{ct}$ ).

$$\sum F_h = 0 \Leftrightarrow \frac{F}{\pi} \times 2 = \sigma \times d \times L \Leftrightarrow \sigma = \frac{2 \times F}{\pi \times d \times L} = f_{ct} \quad (\text{Eq. A.4})$$

## A.2 Dedução da resistência à flexão

Na dedução da equação 5.6 assume-se inicialmente uma distribuição elástica de tensões na secção de meio-vão do provete. O mecanismo de ensaio é representado pela Figura (A.4). O eixo-neutro (*e.n.*) surge considerado ao centro (a meia altura) da secção, como é perceptível na Figura (A.5).

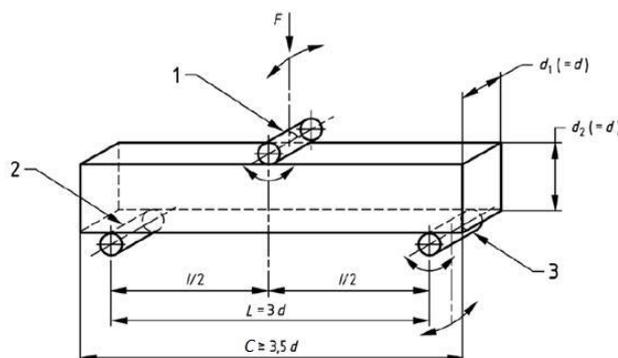


Figura A.4 – Esquema tridimensional de ensaio F (adaptado da norma EN 12390-5 (2009)).

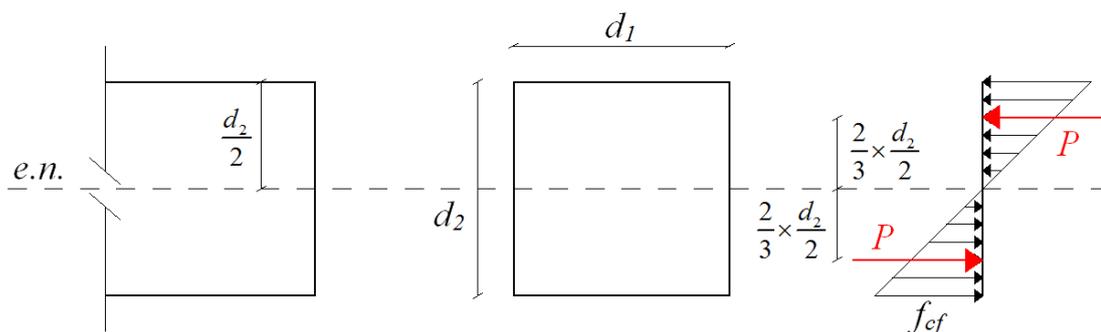


Figura A.5 – Representação esquemática da distribuição elástica de tensões na secção transversal do provete.

O momento a meio-vão é dado por:

$$M = \frac{F \times L}{4} \quad (\text{Eq. A.5})$$

Atendendo à Figura A.5,  $P$  e  $M$  vêm dados pelas equações A.6 e A.7:

$$P = \frac{f_{cf} \times \frac{d_2}{2} \times d_1}{2} = \frac{f_{cf} \times d_2 \times d_1}{4} \quad (\text{Eq. A.6})$$

$$M = 2 \times P \times \frac{d_2}{2} \times \frac{2}{3} \quad (\text{Eq. A.7})$$

Substituindo na equação A.7  $P$  pelo resultado obtido na equação A.6, igualando as equações A.5 e A.7 e resolvendo em ordem a  $f_{cf}$ , obtém-se a equação A.8 que expressa a resistência à flexão simples conforme indicada na norma EN 12390-5 (2009):

$$\begin{aligned} \frac{F \times L}{4} = 2 \times P \times \frac{d_2}{3} &\Leftrightarrow \frac{F \times L}{4} = 2 \times \frac{f_{cf} \times d_2 \times d_1}{4} \times \frac{d_2}{3} \Leftrightarrow F \times L = 2 \times \frac{f_{cf} \times d_2^2 \times d_1}{3} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow f_{cf} = \frac{3 \times F \times L}{2 \times d_1 \times d_2^2} \quad (\text{Eq. A.8}) \end{aligned}$$

Dado que no presente caso,  $d_1 = d_2 = d$ , a Equação A.8 fica:

$$f_{cf} = \frac{3 \times F \times L}{2 \times d^3} \quad (\text{Eq. A.9})$$

Apesar de o ensaio de flexão simples não ser o mais apropriado para o cálculo do módulo de deformabilidade dos provetes, uma vez que as deformações que interessa medir não ocorrem

no plano vertical de aplicação da carga (razões apontadas nas secções 5.3.2 e 5.3.3), o valor do mesmo pode ser estimado conforme o seguidamente exposto.

Considerando que se está na presença de uma peça homogénea, cujo material exhibe comportamento elástico linear, por aplicação dos conceitos da resistência dos materiais é possível quantificar a flecha máxima ocorrida a meio-vão (Figura A.6 e equação A.10).

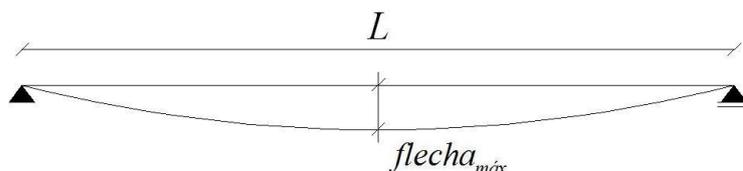


Figura A.6: Representação esquemática da flecha máxima, obtida a meio-vão.

$$flecha_{máx} = \frac{FL^2}{48.EI} \quad (\text{Eq. A.10})$$

Tendo em conta os valores que as dimensões e o momento de inércia,  $I$ , assumem para os provetes em estudo ( $d = 100\text{mm} = 0,1\text{m}$ ;  $L = 3 \times d = 3 \times 100 = 300\text{mm} = 0,3\text{m}$ ;  $I = 8,333 \times 10^{-6} \text{m}^4$ ), o módulo de deformabilidade,  $E$  (Eq. A.11), pode ser obtido por desenvolvimento da Equação A.10, conforme se apresenta de seguida:

$$\begin{aligned} flecha_{máx} &= \frac{F \times 0,3^2}{48 \times E \times 8,333 \times 10^{-6}} \Leftrightarrow E = \frac{F \times 0,3^2}{flecha_{máx} \times 0,4 \times 10^{-3}} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow E = 225 \times \frac{F}{flecha_{máx}} \end{aligned} \quad (\text{Eq. A.11})$$

Estimativas para o módulo de deformabilidade podem ser feitas a partir das leituras do ensaio de flexão, uma vez que se conhece a força máxima e a flecha ocorrida a meio vão. Ressalve-se que o uso da Equação A.11 para o cálculo do módulo de deformabilidade apenas se revestiria de interesse no caso de os provetes se poderem considerar homogéneos, o que não é de todo verdade, dado que estes incorporam fibras que se apresentam em número relativamente reduzido e com orientação/disposição totalmente aleatória. Acresce que o material em estudo não exhibe comportamento elástico linear, factos estes que justificam a não avaliação do módulo de deformabilidade assim definido.