

# **ANÁLISE EXPERIMENTAL DA INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO EM MOVIMENTO DE CORTE DIRETO E DE CORTE EM PLANO INCLINADO**

**JOANA FILIPA DA SILVA FERNANDES**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM MATERIAIS E PROCESSOS DE  
CONSTRUÇÃO**

---

Orientadora: Professora Doutora Castorina Fernanda Silva Vieira

---

Coorientadora: Doutora Fernanda Bessa Ferreira

JUNHO DE 2016

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais, Emília e Fernando

*“O segredo da felicidade não é fazer sempre o que se quer, mas querer sempre o que se faz”*

*Lev Tolstoi*





## **AGRADECIMENTOS**

É-me impossível afirmar que esta etapa podia ter sido feita de uma forma completamente independente. Este trabalho só foi possível contando com o apoio de vários intervenientes que, de várias formas e cada um à sua maneira, deram a sua contribuição. Assim sendo, passo a agradecer.

À Fernanda, que me foi apresentada como Coorientadora da dissertação, mas rapidamente se tornou num exemplo de trabalho e perseverança. Agradeço a disponibilidade, apoio, paciência, persistência, confiança e, por último, a amizade.

À Professora Castorina Silva Vieira, Orientadora deste trabalho, pela disponibilidade e acessibilidade demonstradas. Pelos conhecimentos e opiniões construtivas que, em muito, contribuíram para a valorização da dissertação.

Ao Paulo, por todas as dúvidas esclarecidas em relação aos trabalhos laboratoriais e pelo auxílio prestado, melhorou a relação que estabeleci com os equipamentos de ensaio e foi uma ajuda valiosa.

A todos os colaboradores do Laboratório de Geossintéticos da FEUP e do Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção que, para além da simpatia, foram atendendo os pedidos que fui fazendo e prontificaram-se sempre a ajudar.

À Professora Maria de Lurdes Lopes, Diretora do Laboratório de Geossintéticos da FEUP, que autorizou a utilização dos diversos equipamentos de ensaio.

À Margarida, obrigada por tudo. Pela companhia permanente, pelos momentos bons, os menos bons, pelo apoio incondicional, partilha e pelas palavras que deu e dá.

Ao Pedro, ainda que à distância, acompanhou de perto. Quero agradecer-lhe a companhia, a paciência, a ajuda e contributo para este trabalho. Quero ainda agradecer-lhe a forma, de cunho bastante pessoal, que tem de me falar. Ajuda-me a acreditar em mim.

A todos os meus amigos. Estiveram comigo, ofereceram palavras de incentivo e compreenderam as minhas ausências. Agradeço particularmente ao Ivo e ao Madeiras por terem despendido tempo para me auxiliarem em longos fins-de-semana de ensaios.

Aos meus irmãos, Filipe e Joca, por serem um pilar fundamental na minha vida e por se disponibilizarem para me ajudar em qualquer momento, a qualquer hora. A par com eles, às minhas cunhadas agradeço a amizade e carinho demonstrados ao longo de todo o meu percurso.

Ao meu pai e à minha mãe, a maior gratidão do mundo. Devo-lhes tudo. Agradeço o facto de serem o meu porto de abrigo, a minha força, o recanto onde encontro o maior carinho do mundo e os braços que me empurram para a conquista e avanço.



## **RESUMO**

Os geossintéticos caracterizam-se por serem materiais poliméricos com capacidade de funcionar conjuntamente com materiais naturais ou qualquer outro material geotécnico utilizado em obras de Engenharia Civil. Dependendo das suas características estruturais, os geossintéticos podem exercer diversas funções, de entre as quais se destaca neste trabalho a função de reforço do solo. As vantagens económicas e técnicas que advêm da aplicação destes materiais têm vindo a tornar a sua utilização cada vez mais frequente. Ao longo das últimas décadas, os geossintéticos têm atraído a atenção da comunidade técnico-científica internacional e suscitado o desenvolvimento de diversos estudos com o intuito de desenvolver e retirar o melhor partido das suas potencialidades.

O mecanismo de interação solo-geossintético é um aspeto relevante em muitas aplicações dos geossintéticos, assumindo especial importância quando estes funcionam como reforço. O reforço do solo com geossintéticos consiste na colocação destes materiais de forma convenientemente orientada no solo e tem como finalidade a melhoria das características mecânicas deste. A interação solo-geossintético é de especial importância também quando se colocam geossintéticos em taludes como constituintes, por exemplo, de sistemas de proteção contra a erosão ou de sistemas de cobertura e de impermeabilização lateral de aterros de resíduos.

Na perspetiva de alcançar um maior entendimento dos fatores que influenciam as características da interação solo-geossintético, nomeadamente o teor em água do solo e o tipo de geossintético, elaborou-se a presente dissertação. Esta tem por base a análise experimental da interação solo-geossintético em movimento de corte direto e de corte em plano inclinado. O programa experimental envolveu, por isso, a realização de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado, em condições de carregamento monotónico. Os ensaios visaram fundamentalmente a caracterização do comportamento de interfaces entre um solo residual de granito e dois geossintéticos distintos: um geocompósito de reforço uniaxial e uma geogrelha uniaxial extrudida.

A dissertação tem início com uma breve introdução ao tema do trabalho e aos objetivos propostos. Seguidamente, procede-se a uma revisão do atual estado da arte acerca da interação solo-geossintético e dos parâmetros que a influenciam, sobretudo na vertente da análise experimental.

Dado o carácter experimental do presente trabalho, efetua-se uma descrição detalhada do programa de ensaios levado a cabo. O capítulo destinado à apresentação do programa experimental engloba ainda a caracterização dos materiais utilizados, a descrição dos equipamentos e procedimentos de ensaio e as referências normativas.

Posteriormente, são apresentados e discutidos os resultados provenientes do estudo laboratorial de corte direto e de corte em plano inclinado. Relativamente ao ensaio de corte direto, o capítulo de resultados contempla, para além da caracterização da resistência ao corte das interfaces solo-geossintético, a caracterização da resistência ao corte do próprio solo. Os resultados do ensaio de corte em plano inclinado analisam-se recorrendo a duas metodologias distintas: abordagem convencional e abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

A partir dos resultados obtidos laboratorialmente, avalia-se a influência do teor em água do solo e do tipo de geossintético no comportamento das interfaces solo-geossintético e determinam-se os parâmetros de resistência ao corte. Para além do estudo do comportamento das interfaces nas diferentes condições experimentais, procede-se a uma análise comparativa entre os resultados dos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado, tentando estabelecer uma correlação entre ambos.

Conclui-se o trabalho expondo as principais conclusões e sugerem-se alguns desenvolvimentos futuros.

**PALAVRAS-CHAVE:** Interação solo-geossintético; Ensaio de corte direto; Ensaio de corte em plano inclinado; Solo residual de granito

## **ABSTRACT**

Geosynthetics are polymeric materials that can be used in combination with both natural and other geotechnical materials in Engineering works. Among the several functions geosynthetics can perform, depending on their structural characteristics, soil reinforcement is of particular relevance. These materials bring along many economic and technical advantages, especially in “soil works”, which have made their use commonplace. Therefore, geosynthetics have been subject of intensive study in the last few decades with the goal of optimising their performance.

Soil-geosynthetic interaction is crucial in many geosynthetic applications, especially when these materials act as reinforcements. Soil reinforcement with geosynthetics consists of introducing these materials in the soil, in a conveniently oriented way, aiming to improve the soil mechanical properties. Soil-geosynthetic interaction is also of particular importance when geosynthetics are applied on slopes as components, for instance, of erosion protection systems or landfill cap and liner systems.

This thesis aims at contributing to a better understanding of the factors affecting the soil-geosynthetic interaction behaviour, namely the soil moisture content and the geosynthetic type. The soil-geosynthetic interaction was experimentally evaluated in both direct shear and inclined plane shear movements, under monotonic loading conditions. In particular, this study addressed the behaviour of interfaces between a granite residual soil and two geosynthetics: a uniaxial geocomposite reinforcement and uniaxial extruded geogrid.

This dissertation starts by introducing the research subject and the main objectives proposed. A comprehensive state-of-the-art review about soil-geosynthetic interactions is also presented, with a focus on the most relevant results in the context of this work.

The experimental programme is then described, including details about the materials and devices used, testing conditions and standard procedures.

Afterwards, the experimental results are presented and discussed. The first part is concerned with the direct shear test and addresses the characterisation of the soil internal shear strength and the soil-geosynthetic interfaces shear strength. Furthermore, the results from the inclined plane test are analysed according to the methodology recommended by the European standard and a different approach for the analysis of the results is used.

The experimental results allow the evaluation of the influence of soil moisture content and geosynthetic type on the soil-material interactions interaction behaviour, as well as the interface shear strength parameters. Not only was the behaviour of the interfaces studied in a range of experimental conditions, but also results from the direct shear and inclined plane tests were compared, aiming to establish a correlation.

Finally, the main conclusions are presented, along with suggestions for future developments.

**KEYWORDS:** Soil-geosynthetic interaction; Direct shear test; Inclined plane test; Granite residual soil



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>ÍNDICE</b> .....	vii
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	xi
<b>ÍNDICE DE QUADROS</b> .....	xv
<b>SÍMBOLOS E ABREVIATURAS</b> .....	xvii
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	2
<b>2. INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO</b> .....	5
2.1. INTRODUÇÃO .....	5
2.2. GEOSSINTÉTICOS - GENERALIDADES .....	6
2.3. MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO .....	9
2.4. RESISTÊNCIA AO CORTE DO SOLO .....	11
2.5. RESISTÊNCIA AO CORTE DA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO .....	12
2.6. ANÁLISE EXPERIMENTAL DA INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO .....	15
2.6.1. GENERALIDADES .....	15
2.6.2. ENSAIO DE CORTE DIRETO .....	16
2.6.2.1. Influência das características do equipamento e dos procedimentos de ensaio ...	17
2.6.2.2. Influência das propriedades do solo e do geossintético .....	23
2.6.3. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO .....	25
2.6.3.1. Influência das características do equipamento e dos procedimentos de ensaio ...	26
2.6.3.2. Influência das propriedades do solo e do geossintético .....	30
2.6.4. ENSAIO DE CORTE DIRETO VERSUS ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO .....	31

<b>3. PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	33
<b>3.1. INTRODUÇÃO</b> .....	33
<b>3.2. MATERIAIS ENVOLVIDOS NA ANÁLISE EXPERIMENTAL</b> .....	33
3.2.1. SOLO.....	33
3.2.2. GEOSSINTÉTICOS.....	35
3.2.2.1. Geocompósito de reforço.....	35
3.2.2.2. Geogrelha.....	36
<b>3.3. ENSAIO DE CORTE DIRETO</b> .....	38
3.3.1. GENERALIDADES.....	38
3.3.2. REFERÊNCIA NORMATIVA – EN ISO 12957-1 (2005).....	38
3.3.3. EQUIPAMENTO DE ENSAIO.....	40
3.3.4. PROGRAMA EXPERIMENTAL DE CORTE DIRETO.....	42
3.3.5. PROCEDIMENTOS ADOTADOS PARA O ENSAIO DE CORTE DIRETO.....	44
<b>3.4. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO</b> .....	50
3.4.1. GENERALIDADES.....	50
3.4.2. REFERÊNCIA NORMATIVA – EN ISO 12957-2 (2005).....	50
3.4.3. EQUIPAMENTO DE ENSAIO.....	52
3.4.4. PROGRAMA EXPERIMENTAL DE CORTE EM PLANO INCLINADO.....	52
3.4.5. PROCEDIMENTOS ADOTADOS PARA O ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO.....	56
<b>4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS</b> .....	61
<b>4.1. INTRODUÇÃO</b> .....	61
<b>4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CORTE DIRETO</b> .....	62
4.2.1. GENERALIDADES.....	62
4.2.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS.....	62
4.2.3. RESISTÊNCIA AO CORTE DO SOLO RESIDUAL DE GRANITO.....	63
4.2.4. RESISTÊNCIA AO CORTE DAS INTERFACES SOLO RESIDUAL DE GRANITO-GEOSSINTÉTICO.....	67
4.2.4.1. Influência do teor em água do solo.....	67
4.2.4.2. Influência do tipo de geossintético.....	72
4.2.4.3. Envolventes e parâmetros de resistência ao corte.....	75
4.2.5. COEFICIENTES DE RESISTÊNCIA AO CORTE DAS INTERFACES.....	78



<b>4.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO</b> .....	79
4.3.1. GENERALIDADES.....	79
4.3.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS .....	79
4.3.2.1. Abordagem convencional.....	79
4.3.2.2. Abordagem baseada na definição da envolvente de rotura .....	81
4.3.3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS .....	81
4.3.3.1. Apresentação de resultados.....	81
4.3.3.2. Influência do teor em água do solo .....	85
4.3.3.3. Influência do tipo de geossintético .....	90
<b>4.4. ENSAIO DE CORTE DIRETO <i>VERSUS</i> ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO</b> .....	93
4.4.1. GENERALIDADES.....	93
4.4.2. COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CORTE DAS INTERFACES .....	94
4.4.2. COMBINAÇÃO DE RESULTADOS DE AMBOS OS MÉTODOS DE ENSAIO .....	96
<b>5. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	99
5.1. CONCLUSÕES .....	99
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	101



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura (adaptado de Pinho-Lopes e Lopes,2010).....	7
Fig. 2.2 – Solo com e sem reforço (adaptado de Abramento, 1998).....	8
Fig. 2.3 – Movimento relativo de corte direto (adaptado de Lopes, 2005) .....	9
Fig. 2.4 – Movimento relativo de arranque (adaptado de Lopes, 2005) .....	10
Fig. 2.5 – Mecanismo potencial de rotura num aterro de solo reforçado e ensaios laboratoriais que melhor caracterizam a interface solo-reforço (adaptado de Vieira, 2008).....	10
Fig. 2.6 – Distribuição de forças ao longo do geossintético (adaptado de Jewell <i>et al.</i> , 1984) .	12
Fig. 2.7 – Esquema do ensaio de arranque (adaptado de Sieira, 2003) .....	16
Fig. 2.8 – Representação esquemática do ensaio de corte direto: a) apoio em base rígida; b) apoio em base de solo (adaptado de Sieira, 2003) .....	16
Fig. 2.9 – Dispersão de resultados da segunda fase do estudo realizado pela DGGT (adaptado de Blümel e Stoewahse, 1998) .....	18
Fig. 2.10 – Coeficientes de variação do valor de pico da resistência ao corte em função da tensão normal (adaptado de Stoewahse <i>et al.</i> , 2002) .....	18
Fig. 2.11 – Equipamentos de corte direto distintos: a) meia-caixa superior móvel, b) meia-caixa superior móvel na direção vertical (rotação impedida); c) meia-caixa superior fixa; d) meia-caixa superior fixa com regulação da pressão de ar (adaptado de Stoewahse <i>et al.</i> , 2002) .....	19
Fig. 2.12 – Valores do ângulo de atrito obtidos em ensaios de corte com equipamentos distintos (adaptado de Stoewahse, 2001) .....	20
Fig. 2.13 – Equipamentos utilizados: a) equipamento A; b) equipamento B (adaptado de Nakamura <i>et al.</i> , 1996;1999).....	21
Fig. 2.14 – Correlação entre o diâmetro máximo das partículas de um solo granular e a folga a adotar entre as duas meias-caixas do equipamento de corte (adaptado de Kim <i>et al.</i> , 2012) ..	22
Fig. 2.15 – Representação esquemática do equipamento de corte em plano inclinado (adaptado de Lopes <i>et al.</i> , 2013): a) método com base plana; b) método com caixa inferior .....	26
Fig. 2.16 – Inclinação das paredes interiores da caixa de corte do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS da FEUP .....	27
Fig. 2.17 – Fases ocorrentes no processo de deslizamento da caixa de corte (adaptado de Pitanga <i>et al.</i> , 2009) .....	29
Fig. 2.18 – Representação esquemática do equipamento de corte em plano inclinado adaptado para a metodologia de medição de forças (adaptado de Briançon <i>et al</i> , 2011) .....	30
Fig. 3.1 – Aspeto visual do solo residual de granito (SRG) no seu estado seco .....	34
Fig. 3.2 – Curva granulométrica do SRG .....	34
Fig. 3.3 – Aspeto visual do GCR: a) face inferior; b) face superior.....	35
Fig. 3.4 – Aspeto visual da geogrelha (GGRU).....	37
Fig. 3.5 – Modalidade de ensaio de corte de área constante esquematizado na norma EN ISO 12957-1 (2005).....	39

Fig. 3.6 – Modalidade de ensaio de corte de área reduzida esquematizado na norma EN ISO 12957-1 (2005).....	39
Fig. 3.7 – Vista geral do equipamento de corte direto do LGS da FEUP (Vieira, 2008).....	41
Fig. 3.8 – Saco hermético: a) aspeto visual; b) acondicionamento do solo.....	45
Fig. 3.9 – Misturas de solo: a) recipiente de mistura; b) colocação no equipamento.....	46
Fig. 3.10 – Fases de preparação da meia-caixa inferior: a) primeira camada compactada, b) compactação da segunda camada; c) verificação da altura da segunda camada; d) terceira camada compactada; e) meia-caixa inferior preenchida; f) utilização de nível para averiguar horizontalidade .....	47
Fig. 3.11 – Fixação do geossintético e preparação da meia-caixa superior: a) aparafusamento da barra de atrito; b) fixação feita fora da área de corte; c) provete sobre a meia-caixa inferior; d) abaixamento da meia-caixa superior; e) colocação da caixa com folga de 0,5 mm; f) meia-caixa superior preenchida com solo e abaixamento da placa de carregamento .....	48
Fig. 3.12 – Colocação do transdutor de deslocamento; a) utilização de nível para garantir verticalidade; b) posição final no centro da placa de carregamento.....	49
Fig. 3.13 – Representação esquemática do aparelho de ensaio de corte em plano inclinado constante na norma EN ISO 12957-2 (2005) .....	51
Fig. 3.14 – Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS da FEUP .....	52
Fig. 3.15 – Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado: a) inclinómetro; b) célula de carga de compressão; c) transdutor de deslocamentos (adaptado de Ferreira, 2015).....	54
Fig. 3.16 – Fases de preparação da meia-caixa inferior: a) primeira camada compactada; b) primeira camada compactada; c) compactação da segunda camada; d) terceira camada compactada; e) quarta camada compactada e colocação do geossintético; f) aspeto final da meia-caixa inferior no final da preparação .....	57
Fig. 3.17 – Fixação do provete através de barras com sistema de aparafusamento .....	58
Fig. 3.18 – Colocação da meia-caixa superior: a) sobre o geossintético e com folga de 0,5 mm; b) afastamento de 30 mm da extremidade a inclinar .....	58
Fig. 3.19 – Fases de preparação da meia-caixa superior: a) primeira camada compactada; b) segunda camada compactada; c) utilização de nível para averiguar horizontalidade do solo na direção de fabrico do provete; d) utilização de nível para averiguar horizontalidade do solo na direção perpendicular à de fabrico do provete; e) colocação da tampa rígida .....	59
Fig. 4.1 – Resultados dos ensaios de corte direto do SRG para as quatro tensões em estudo	64
Fig. 4.2 – Resultados dos ensaios de corte direto do SRG respeitante ao deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal: a) tensões normais de 25 e 50 kPa; b) tensões normais de 100 e 150 kPa .....	65
Fig. 4.3 – Ângulos de dilatância do SRG para as quatro tensões em estudo .....	65
Fig. 4.4 – Envoltentes de rotura do SRG: a) máxima para $W_{ót}=11,5\%$ ; b) grandes deslocamentos para $W_{ót}=11,5\%$ ; c) máxima para $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ; d) grandes deslocamentos para $W_{ót+2\%}=13,5\%$ .....	66
Fig. 4.5 – Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GCR para as quatro tensões em estudo .....	68

Fig. 4.6 – Influência do teor em água do solo no deslocamento vertical da placa de carregamento na interface SRG-GCR: a) tensões normais de 25 e 50 kPa; b) tensões normais de 100 e 150 kPa .....	69
Fig. 4.7 – Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGR para as quatro tensões em estudo .....	70
Fig. 4.8 – Influência do teor em água do solo no deslocamento vertical da placa de carregamento da interface SRG-GGR: a) tensões normais de 25 e 50 kPa; b) tensões normais de 100 e 150 kPa .....	71
Fig. 4.9 – Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGR para as quatro tensões em estudo ( $W_{\acute{o}t+3\%}=14,5\%$ ) .....	71
Fig. 4.10 – Influência do teor em água do solo no deslocamento vertical da placa de carregamento da interface SRG-GGR ( $W_{\acute{o}t+3\%}=14,5\%$ ). a) tensões normais de 25 e 50 kPa; b) tensões normais de 100 e 150 kPa .....	73
Fig. 4.11 – Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte da interface solo-geossintético para as quatro tensões em estudo quando o teor em é ótimo ( $W_{\acute{o}t}=11,5\%$ ) .....	73
Fig. 4.12 – Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte da interface solo-geossintético para as quatro tensões em estudo ( $W_{\acute{o}t+2\%}=13,5\%$ ) .....	74
Fig. 4.13 – Influência do tipo de geossintético no deslocamento vertical da placa de carregamento ( $W_{\acute{o}t}=11,5\%$ ): a) tensões normais de 25 e 50 kPa, b) tensões normais de 100 e 150 kPa .....	74
Fig. 4.14 – Influência do tipo de geossintético no deslocamento vertical da placa de carregamento ( $W_{\acute{o}t+2\%}=13,5\%$ ): a) tensões normais de 25 e 50 kPa, b) tensões normais de 100 e 150 kPa ..	75
Fig. 4.15 – Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces: a) máxima para $W_{\acute{o}t}=11,5\%$ ; b) grandes deslocamentos para $W_{\acute{o}t}=11,5\%$ ; c) máxima para $W_{\acute{o}t+2\%}=13,5\%$ , d) grandes deslocamentos para $W_{\acute{o}t+2\%}=13,5\%$ .....	76
Fig. 4.16 – Envolventes de rotura da interface SRG-GGR: a) máxima para $W_{\acute{o}t+3\%}=14,5\%$ ; b) grandes deslocamentos para $W_{\acute{o}t+3\%}=14,5\%$ .....	77
Fig. 4.17 – Esquema do sistema de forças aplicada na interface (adaptado de Costa-Lopes, 2001) .....	80
Fig. 4.18 – Evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG-GCR ( $W_{\acute{o}t}=11,5\%$ ): a) $\sigma_n= 5$ kPa, b) $\sigma_n= 10$ kPa; c) $\sigma_n= 25$ kPa .....	82
Fig. 4.19 – Evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG-GGR ( $W_{\acute{o}t}=11,5\%$ ): a) $\sigma_n= 5$ kPa, b) $\sigma_n= 10$ kPa; c) $\sigma_n= 25$ kPa .....	83
Fig. 4.20 – Influência do teor em água do solo na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG-GCR: a) $\sigma_n= 5$ kPa, b) $\sigma_n= 10$ kPa; c) $\sigma_n= 25$ kPa.....	86
Fig. 4.21 – Influência do teor em água do solo na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG-GGR: a) $\sigma_n= 5$ kPa, b) $\sigma_n= 10$ kPa; c) $\sigma_n= 25$ kPa.....	87
Fig. 4.22 – Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GCR. a) $W_{\acute{o}t}=11,5\%$ ; b) $W_{\acute{o}t+2\%}=13,5\%$ .....	89
Fig. 4.23 – Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGR. a) $W_{\acute{o}t}=11,5\%$ ; b) $W_{\acute{o}t+2\%}=13,5\%$ .....	89

Fig. 4.24 – Influência do tipo de geossintético na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para as interfaces com solo compactado com teor ótimo ( $W_{ót}=11,5\%$ ): a)  $\sigma_n= 5$  kPa, b)  $\sigma_n= 10$  kPa; c)  $\sigma_n= 25$  kPa ..... 90

Fig. 4.25 – Influência do tipo de geossintético na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para as interfaces com solo compactado com teor ótimo ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ): a)  $\sigma_n= 5$  kPa, b)  $\sigma_n= 10$  kPa; c)  $\sigma_n= 25$  kPa ..... 91

Fig. 4.26 – Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte da interface SRG-geossintético: a)  $W_{ót}=11,5\%$ , b)  $W_{ót+2\%}=13,5\%$  ..... 92

Fig. 4.27 – Comparação dos parâmetros de resistência ao corte da interface SRG-GCR estimados a partir de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado: a)  $W_{ót}=11,5\%$ , b)  $W_{ót+2\%}=13,5\%$  ..... 94

Fig. 4.28 – Comparação dos parâmetros de resistência ao corte da interface SRG-GGR estimados a partir de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado: a)  $W_{ót}=11,5\%$ , b)  $W_{ót+2\%}=13,5\%$  ..... 95

Fig. 4.29 – Combinação de resultados de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado: relativos à interface SRG-GCR: a)  $W_{ót}=11,5\%$ , b)  $W_{ót+2\%}=13,5\%$  ..... 96

Fig. 4.30 – Combinação de resultados de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado relativos á interface SRG-GGR: a)  $W_{ót}=11,5\%$ , b)  $W_{ót+2\%}=13,5\%$  ..... 96

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Índices físicos do SRG .....	35
Quadro 3.2 – Propriedades físicas e mecânicas do geocompósito .....	36
Quadro 3.3 – Propriedades físicas e mecânicas da geogrelha .....	37
Quadro 3.4 – Programa de ensaios de corte direto do SRG .....	43
Quadro 3.5 – Programa de ensaios de corte direto das interfaces SRG-GGR .....	43
Quadro 3.6 – Programa de ensaios de corte direto das interfaces SRG-GCR .....	44
Quadro 3.7 – Programa de ensaios de corte em plano inclinado das interfaces SRG-GGR ....	55
Quadro 3.8 – Programa de ensaios de corte em plano inclinado das interfaces SRG-GCR ....	56
Quadro 4.1 – Parâmetros de resistência ao corte do SRG .....	67
Quadro 4.2 – Variação percentual da resistência máxima na interface SRG-GCR entre os dois teores em água do solo em estudo .....	68
Quadro 4.3 – Variação percentual da resistência máxima na interface SRG-GGR entre os dois teores em água do solo em estudo .....	71
Quadro 4.4 – Variação percentual da resistência máxima na interface SRG-GGR para $W_{ót}=11,5\%$ e $W_{ót+3\%}=13,5\%$ .....	72
Quadro 4.5 – Parâmetros de resistência ao corte da interface SRG-GCR .....	76
Quadro 4.6 – Parâmetros de resistência ao corte da interface SRG-GGR .....	77
Quadro 4.7 – Parâmetros de resistência ao corte da interface SRG-GGR .....	78
Quadro 4.8 – Determinação do ângulo de atrito da interface SRG-GCR ( $W_{ót}=11,5\%$ ) para $\sigma_n=5$ kPa segundo a abordagem convencional .....	84
Quadro 4.9 – Valores médios do ângulo de atrito das interfaces ( $\phi_{sg}$ ) e coeficientes de variação (CV) .....	84
Quadro 4.10 – Parâmetros de resistência ao corte da interface SRG-geossintético .....	85
Quadro 4.11 – Variação percentual do ângulo de atrito na interface SRG-GCR entre os dois teores em água em estudo .....	88
Quadro 4.12 – Variação percentual do ângulo de atrito na interface SRG-GGR entre os dois teores em água em estudo .....	88





## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

$a_s$  – fração sólida da área superficial da geogrelha

$c$  – coesão do solo [kPa]

$c'$  – coesão efetiva do solo [kPa]

$c_a$  – adesão da interface solo-geossintético [kPa]

$C_C$  – coeficiente de curvatura

$C_U$  – coeficiente de uniformidade

$C_V$  – coeficiente de variação [%]

$D_{max}$  – diâmetro máximo das partículas do solo [mm]

$d$  – deslocamento da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado [mm]

$d_s$  – deslocamento para o qual se inicia o deslizamento brusco da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado [mm]

$D_x$  – diâmetro correspondente a  $x\%$  de passados [%]

$e_{max}$  – índice de vazios máximo

$e_{min}$  – índice de vazios mínimo

$f_{od}$  – coeficiente de resistência da interface solo-geossintético em corte-direto

$F_v$  – força vertical ao nível da interface no ensaio de corte em plano inclinado [N]

$f(\beta)$  – força necessária para impedir o deslizamento da caixa superior vazia do equipamento de corte em plano inclinado [N]

$F(\beta)$  – força necessária para impedir o deslizamento da caixa superior (preenchida com solo) do equipamento de corte em plano inclinado [N]

$g$  – aceleração da gravidade [ $m/s^2$ ]

$G$  – densidade das partículas sólidas

$L$  – comprimento do geossintético

$L_L$  – limite de liquidez [%]

$L_P$  – limite de plasticidade [%]

$R^2$  – coeficiente de determinação

$T$  – resistência ao corte da interface solo-geossintético [kN/m]

$T_{s/g}$  – parcela de mecanismo ao corte da interface correspondente ao mecanismo de atrito lateral [kN/m]

$T_{s/s}$  – parcela de resistência ao corte da interface correspondente ao mecanismo de atrito solo-solo [kN/m]

$u_a$  – pressão do ar nos poros do solo [kPa]

$u_w$  – pressão intersticial [kPa]

$w$  – teor em água do solo [%]

$W$  – largura do geossintético [m]

$w_{óp}$  – teor em água ótimo do solo (gravimétrico) [%]

$\beta$  – ângulo de deslizamento da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado [°]

$\beta_d$  – inclinação correspondente ao início do deslizamento da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado [°]

$\beta_{lim}$  – inclinação correspondente ao início da fase dinâmica de deslizamento da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado [°]

$\gamma$  – aceleração da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado [ $m/s^2$ ]

$\gamma_c$  – aceleração da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado na fase dinâmica de deslizamento [ $m/s^2$ ]

$\gamma_d$  – peso volúmico seco do solo [ $kN/m^3$ ]

$\gamma_{dmax}$  – peso volúmico seco máximo do solo [ $kN/m^3$ ]

$\gamma_{dmin}$  – peso volúmico seco mínimo do solo [ $kN/m^3$ ]

$\delta$  – ângulo de atrito da interface solo-geossintético [°]

$\epsilon_{Tmax}$  – extensão correspondente à força máxima de tração [%]

$\lambda_{lim}$  – ângulo de atrito obtido através do ensaio de corte em plano inclinado de acordo com o procedimento de medição de forças [°]

$\sigma_n$  – tensão normal [kPa]

$\sigma'_n$  – tensão efetiva normal [kPa]

$\sigma_v$  – tensão vertical [kPa]

$\tau$  – tensão de corte [kPa]

$\tau_s$  – tensão de corte máxima mobilizada no ensaio de corte direto do solo [kPa]

$\tau_{s/s}$  – tensão de corte mobilizada no ensaio de corte direto da interface solo-geossintético [kPa]

$\phi$  – ângulo de atrito do solo [°]

$\phi'$  – ângulo de atrito efetivo do solo [°]

$\phi_{din}$  – ângulo de atrito dinâmico da interface obtido através do ensaio de corte em plano inclinado [°]

$\phi_{est}$  – ângulo de atrito estático da interface obtido através do ensaio de corte em plano inclinado [°]

$\phi_{sg}$  – ângulo de atrito da interface solo-geossintético obtido através do ensaio de corte em plano inclinado de acordo com as recomendações da norma Europeia [°]

DGGT – Sociedade Alemã de Geotecnia (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik)

FEUP- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

GCR – geocompósito de reforço

GGR – geogrelha uniaxial

IGS – Sociedade Internacional de Geossintéticos (International Geosynthetics Society)

IPAC – Instituto Português de Acreditação

LGS – Laboratório de Geossintéticos

LVDT – transdutor linear indutivo de deslocamento (Linear Variable Differential Transformer)

PEAD – polietileno de alta densidade

PET – poliéster

PP – polipropileno

SRG – solo residual de granito



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Ao longo das últimas décadas têm-se vindo a desenvolver novas técnicas construtivas e a utilizar novos materiais nos diversos domínios da Engenharia, de entre os quais se destacam os geossintéticos. Hoje em dia, os geossintéticos são materiais correntemente utilizados em obras de Engenharia Civil e de Ambiente. Dos vários motivos que justificam o crescimento da sua aplicação, salientam-se os seguintes: são materiais de fácil e rápida instalação, podem ser usados em substituição de materiais naturais, permitem a utilização de solos que tradicionalmente não seriam considerados adequados, são materiais versáteis e permitem um maior controlo do impacto ambiental.

Os geossintéticos podem desempenhar diversas funções e são comumente aplicados em aterros reforçados, muros de suporte, taludes muito inclinados, aterros para deposição de resíduos perigosos, aterros para deposição de resíduos domésticos e industriais, estruturas de erosão e de proteção costeira (Pinho-Lopes e Lopes, 2010).

Das várias funções que os geossintéticos podem exercer, destaca-se a função de reforço de solos. O rápido desenvolvimento destes materiais como elementos de reforço dos solos gerou a necessidade de estudar e conhecer as suas propriedades.

O desempenho de uma massa de solo reforçado com geossintéticos depende, fundamentalmente, da interação solo-geossintético pois é através desta que ocorre a transferência de tensões do solo para o reforço. A complexidade e os vários parâmetros suscetíveis de influenciar os mecanismos de interação nas interfaces solo-geossintético são as principais razões para que não se tenha pleno conhecimento do seu comportamento mecânico.

A compreensão dos fenómenos envolvidos na mobilização de resistência ao corte das interfaces solo-geossintético é essencial para o correto dimensionamento e análise de estabilidade de estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

O estudo das interfaces solo-geossintético ao longo das últimas décadas tem incidido maioritariamente sobre solos granulares de elevada qualidade (Ferreira, 2010). No entanto, nem sempre é possível ou viável aplicar materiais de aterro com as características mais apropriadas, pelo que a utilização de solos coesivos e residuais na construção de estruturas de solo reforçado poderá trazer benefícios económicos e ambientais relevantes. As características planares dos geossintéticos e a capacidade destes materiais para exercerem, simultaneamente, funções de reforço, filtragem e de drenagem, têm levado a encarar a possibilidade da utilização de solos não convencionais (coesivos e residuais), em estruturas de solos reforçadas com geossintéticos.

A presente dissertação centra-se na análise experimental do comportamento de interfaces solo-geossintético através da realização de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado, utilizando um solo residual de granito e dois geossintéticos distintos. Tendo por base o enquadramento efetuado nos parágrafos anteriores, estabelecem-se seguidamente os objetivos principais do estudo.

## **1.2. OBJETIVOS**

O presente trabalho visa contribuir para uma melhor compreensão das características da interação solo-geossintético em movimento de corte direto e de corte em plano inclinado, através da realização de ensaios laboratoriais. Assim, será analisado o comportamento das interfaces entre um solo residual de granito e dois geossintéticos com características distintas: uma geogrelha uniaxial extrudida e um geocompósito de reforço.

Pretende-se, fundamentalmente, analisar a influência do teor em água do solo e do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces solo-geossintético e comparar a resistência dessas interfaces obtida através de dois métodos de ensaio distintos: ensaio de corte direto e ensaio de corte em plano inclinado.

Através dos resultados obtidos pelos dois métodos de ensaio e após a respetiva análise individual, pretende-se ainda verificar a influência da combinação de resultados nos parâmetros de resistência ao corte das interfaces.

## **1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

A dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos. O presente capítulo é meramente introdutório fornecendo um enquadramento geral do tema e evidenciando os principais objetivos do trabalho experimental.

O segundo capítulo é dedicado aos mecanismos de interação solo-geossintético, no qual se englobam generalidades relativas aos geossintéticos. Este capítulo é voltado fundamentalmente para a revisão bibliográfica da interação solo-geossintético, onde se incluem aspetos teóricos relevantes associados à resistência ao corte do solo e das interfaces solo-geossintético. São descritos ensaios laboratoriais tipicamente utilizados para a caracterização da interação solo-geossintético, bem como os fatores de maior influência nos seus resultados.

No capítulo três descreve-se o programa experimental realizado. Este capítulo conta com a descrição dos materiais envolvidos, nomeadamente, o solo residual de granito, o geocompósito de reforço e geogrelha uniaxial. Para além do mencionado, incluem-se referências normativas, apresentam-se e descrevem-se os equipamentos de ensaio, os procedimentos experimentais adotados e os planos de ensaios.

Os resultados do estudo laboratorial de corte direto e de corte em plano inclinado são expostos e discutidos no quarto capítulo. Começa-se por apresentar os resultados obtidos através dos ensaios de corte direto, a partir dos quais se caracterizou a resistência ao corte do solo residual de granito e das interfaces solo-geossintético. Avalia-se a influência do teor em água do solo e do tipo de geossintético, terminando com a determinação dos coeficientes de resistência ao corte das interfaces. Relativamente aos ensaios de corte em plano inclinado, introduzem-se aspetos relacionados com o tratamento e análise de resultados, apresentando-se os resultados obtidos para as várias condições de ensaio. Tal como para o ensaio de corte direto, é avaliada a influência da humidade do solo e do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces. Termina-se o

quarto capítulo com a apresentação de uma análise comparativa entre os resultados obtidos através das duas metodologias de ensaio ao corte.

A dissertação termina com o capítulo cinco, onde se compilam as principais conclusões do estudo e perspectiva-se a possibilidade de desenvolvimentos futuros.





# 2

## INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

### 2.1. INTRODUÇÃO

O solo, por si só, não apresenta capacidade para absorver esforços de tração significativos. Na perspectiva do melhoramento da capacidade resistente do solo, podem introduzir-se geossintéticos como elementos de reforço. O reforço do solo com geossintéticos consiste na colocação horizontal destes materiais em alternância com uma, ou várias, camadas de solo, dando origem a um material compósito (solo reforçado).

O desempenho de uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos depende de vários fatores, de entre os quais se destacam: as características mecânicas do solo e do reforço, os mecanismos de interação solo-reforço e as suas propriedades, a geometria do sistema de reforço, a forma, número, localização e alinhamento dos reforços assim como o processo construtivo. Embora todos estes fatores possam influenciar o comportamento do sistema de solo reforçado, especial destaque deve ser dado à interação solo-geossintético e aos parâmetros que a afetam, uma vez que desta depende a eficácia com que ocorre a transferência de tensões do solo para os elementos resistentes.

A mobilização da resistência na interface solo-geossintético advém geralmente de dois movimentos relativos possíveis: movimento de corte direto e movimento de arranque. Os ensaios laboratoriais frequentemente utilizados para a análise da resistência são homónimos dos movimentos suscetíveis de ocorrer na interface: ensaio de corte direto e ensaio de arranque. No entanto, para a caracterização da resistência ao corte das interfaces solo-geossintético situadas sobre taludes, o ensaio de corte em plano inclinado é o mais apropriado pois permite reproduzir com maior precisão os mecanismos de interação aí existentes, bem como a presença de tensões normais reduzidas.

No presente capítulo introduzem-se alguns conceitos gerais sobre geossintéticos, abordam-se os mecanismos de interação solo-geossintético e apresentam-se alguns aspetos teóricos relativos à resistência ao corte do solo e das interfaces solo-geossintético. Posteriormente, e visto que a presente dissertação assenta na análise laboratorial da interação solo-geossintético em movimento de corte direto e de corte em plano inclinado, é dada especial atenção a estas duas modalidades de ensaio e aos fatores com influência nos seus resultados. O capítulo culmina com uma síntese dos principais trabalhos existentes na bibliografia acerca da comparação dos parâmetros de resistência ao corte obtidos, para a mesma interface, a partir dos dois métodos de ensaio.

## **2.2. GEOSINTÉTICOS - GENERALIDADES**

De acordo com a Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS), os geossintéticos são materiais poliméricos, naturais ou sintéticos, usados em contacto com materiais naturais, como solo ou rocha, ou qualquer outro material geotécnico utilizado na Engenharia Civil.

A incorporação de geossintéticos, à superfície ou como parte integrante de uma estrutura de solo, tem como finalidade a melhoria das propriedades do terreno. Estes materiais podem exercer funções de drenagem, filtragem, separação, proteção, reforço, controlo de erosão superficial e barreira de fluidos. Geralmente são aplicados em obra para cumprir um determinado requisito, mas há situações em que um geossintético pode exercer mais do que uma função em simultâneo. Para que exibam um bom desempenho, ao longo do período de vida útil da obra e na função para a qual foram dimensionados, os geossintéticos devem apresentar adequadas características físicas, mecânicas e hidráulicas. Atendendo a que os resultados dos ensaios de controlo das características dos geossintéticos podem ser muito divergentes, dependendo das condições em que se realizam, houve a necessidade de elaborar normas próprias para estes materiais. As normas Europeias, elaboradas pelas Comissões Técnicas TC 189 e JWG TC 189/TC 254, criadas pela Comissão Europeia de Normalização (CEN), têm por objetivo uniformizar a caracterização dos geossintéticos no que se refere às suas propriedades fundamentais.

As propriedades dos geossintéticos são significativamente influenciadas pelo(s) tipo(s) de polímeros que entram na sua constituição. Os polímeros comumente usados no fabrico destes materiais são os poliésteres (PET), as poliamidas (PA), os polipropilenos (PP) e os polietilenos (PE). Apesar da importância dos polímeros constituintes, a classificação dos geossintéticos assenta, essencialmente, nas diferenças estruturais resultantes dos diversos processos de fabrico.

O termo “geossintético” engloba uma vasta gama de produtos, tais como geotêxteis, geogrelhas, georredes, geomembranas e geocompósitos. A Figura 1.1 representa a classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura.

Através da Figura 1.1 é possível constatar que a produção do polímero constituinte é a primeira fase do processo de fabrico de um geossintético, realizada mediante processos químicos com inclusão de aditivos. Numa segunda fase são obtidos os componentes básicos dos geossintéticos, através da extrusão ou fiação líquida do polímero. Os componentes básicos resultantes desta fase (tais como filamentos contínuos circulares, tiras planas contínuas ou folhas/películas) podem ainda ser trabalhados, dando origem a formas mais complexas. A terceira e última fase do processo de fabrico consiste na conversão dos componentes básicos na estrutura final do geossintético. Os processos de fabrico dos geossintéticos são muitos e variados, sendo determinantes para a definição da estrutura destes materiais e, conseqüentemente, das suas propriedades, como já foi mencionado.

Uma vez que a presente dissertação assenta essencialmente na análise experimental da interação solo-geossintético, não se pretende abordar de forma exaustiva os vários tipos de geossintéticos atualmente existentes, nem as diversas funções que estes podem exercer. No entanto, e visto que na análise laboratorial foram usados dois geossintéticos com propriedades distintas, designadamente uma geogrelha e um geocompósito de reforço, apresenta-se de seguida uma breve descrição deste tipo de geossintéticos, assim como da sua aplicação enquanto materiais de reforço.

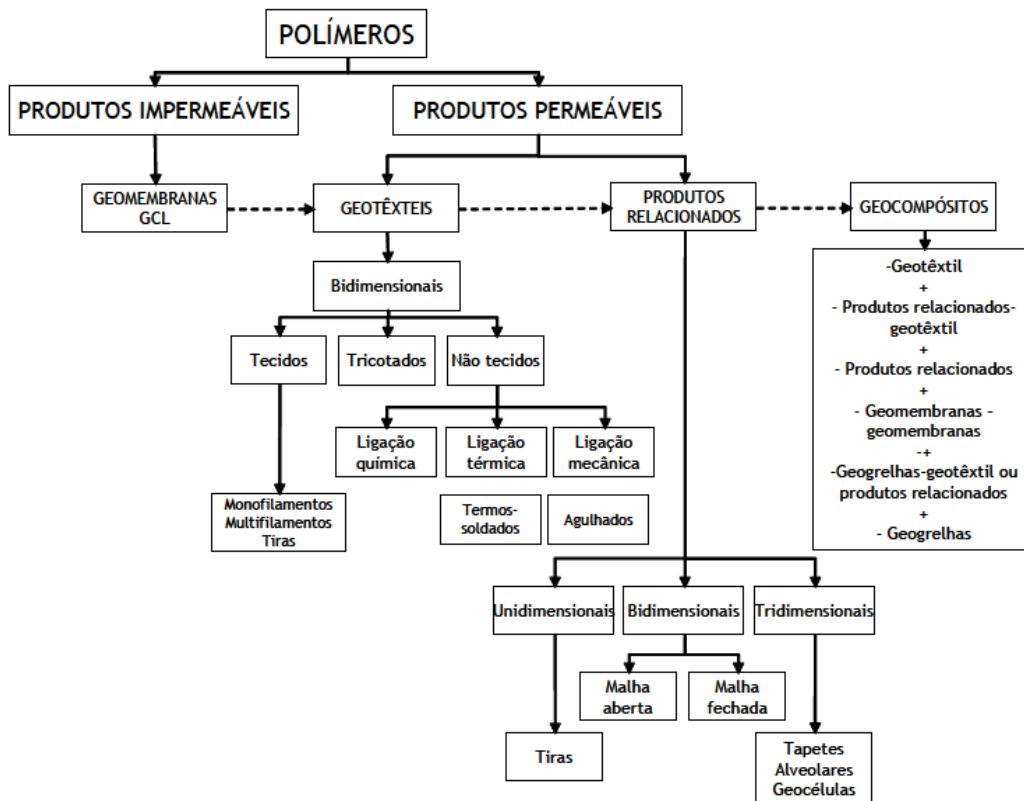


Figura 2.1 – Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura (adaptado de Pinho-Lopes e Lopes, 2010)

As geogrelhas são malhas abertas constituídas por estruturas poliméricas planas. As aberturas das geogrelhas são, em geral, maiores do que os elementos sólidos que as compõem. Podem ser fabricadas por ligação dos pontos de interseção desses elementos sólidos (ligação por laser, fusão ou entrelaçagem) ou por perfuração, seguida ou não de estiramento, de uma folha de polímero.

A geogrelha utilizada neste trabalho é uma geogrelha uniaxial extrudida. As geogrelhas uniaxiais extrudidas são obtidas através da introdução de folhas de polímero com aditivos numa máquina que as perfura de forma regular. Seguidamente são estiradas na direção de fabrico ao mesmo tempo que são aquecidas, o que leva ao alongamento das aberturas. O estiramento conduz ao aumento da resistência à tração e ao incremento da rigidez na direção em causa (Pinho-Lopes e Lopes, 2010).

Os geocompósitos consistem em diferentes materiais associados contendo, pelo menos, um geossintético. Os geocompósitos mais comuns são os geocompósitos bentoníticos, os geocompósitos de drenagem e os geocompósitos de reforço. Incluídos nos geocompósitos de reforço estão os geotêxteis não tecidos reforçados com fibras de aramida ou com fibras de poliéster de elevada resistência. Muitas combinações de materiais são possíveis, aquilo que se pretende com a introdução de geocompósitos é combinar as melhores características de diferentes materiais de forma a conseguir a resolução de um determinado problema (Koerner, 1998).

A geogrelha e o geocompósito envolvidos no estudo serão descritos, física e mecanicamente, com maior detalhe na secção 3.2.3.

Das sete funções principais que os geossintéticos podem desempenhar, maior enfoque será dado à função de reforço. De acordo com a NP EN ISO 10318, a função de reforço consiste no aproveitamento do comportamento carga-extensão de um geotêxtil ou produto relacionado para

benefício das propriedades mecânicas de um solo ou outro material de construção. A elevada resistência à tração que estes materiais apresentam, assim como um comportamento eficiente à tração a longo prazo, tornam possível esta função (Moraci e Cardile, 2009).

Quando uma massa de solo é carregada verticalmente sofre deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tração). Um geossintético que atue como reforço, na massa de solo, vai permitir que este suporte esforços de corte superiores aos que o solo suportaria por si só e os movimentos laterais ficam limitados pela reduzida deformabilidade dos reforços. A Figura 2.2 ilustra, de forma simples, o princípio básico do comportamento do solo reforçado.

Os elementos de reforço planares, convenientemente orientados entre uma, ou várias, camadas de solo, inibem o desenvolvimento de deformações de tração e absorvem as tensões de tração que o solo não é capaz de suportar. Podem ainda exercer ação mecânica de membrana quando são colocados entre duas camadas sujeitas a pressões distintas e a sua tensão equilibra a diferença de tensões entre elas.

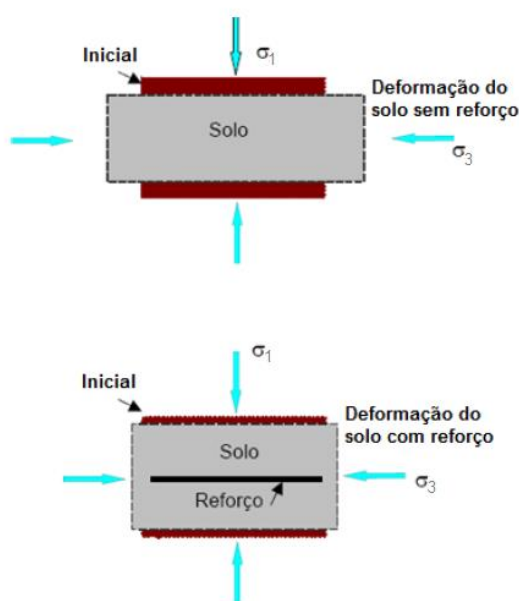


Figura 2.2 – Solo com e sem reforço (adaptado de Abramento, 1998)

A eficácia do reforço está dependente da orientação com que este é posicionado na estrutura de solo, sendo mais eficaz quando alinhado segundo a direção das deformações de tração no solo (Jewell, 1996). O comportamento do material compósito (solo-reforço) depende do tipo de solo, das características do reforço e da forma como estes interagem entre si (mecanismo de interação solo-geossintético).

A incorporação de geossintéticos em obras de Engenharia Civil tem vindo a aumentar significativamente, o que está associado à rapidez de construção, flexibilidade, possibilidade de utilização de solos locais ao invés de produtos provenientes de pedreiras e a uma boa relação custo-eficácia (O’Kelly e Naughton, 2008). São frequentemente aplicados em aterros reforçados, muros de suporte, infraestruturas rodoviárias e ferroviárias, aterros para deposição de resíduos domésticos, industriais e potencialmente perigosos e em sistemas de controlo de erosão e de proteção costeira. Embora sejam correntemente utilizados é importante que se continuem a desenvolver planos de investigação para que se possa retirar o maior partido possível das propriedades destes materiais.

### 2.3. MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO- GEOSINTÉTICO

A interação solo-geossintético assume um papel determinante quando os geossintéticos são aplicados em estruturas de solo para exercer a função de reforço (Palmeira, 2009). Da interação solo-geossintético depende a eficácia da transferência de tensões de tração do solo para o reforço e, naturalmente, todo o comportamento do sistema de solo reforçado (Lopes, 2012).

As características da interação solo-reforço dependem, essencialmente, dos mecanismos de interação mobilizados, da tensão de confinamento, das propriedades físicas e mecânicas do solo assim como das propriedades mecânicas e geometria do reforço.

Na interface solo-geossintético podem ser mobilizados diferentes mecanismos de interação:

- atrito lateral ao longo do reforço;
- atrito solo-solo;
- impulso passivo nas barras transversais do reforço.

O atrito lateral, passível de se desenvolver ao longo do reforço, é o único mecanismo presente quando se utilizam geotêxteis e tiras.

Caso o reforço esteja a cargo de uma geogrelha, para além do atrito lateral, deve considerar-se o impulso passivo nas barras transversais e, no caso da ocorrência de movimento relativo no solo ao longo das aberturas da geogrelha, o atrito solo-solo.

Os mecanismos de interação referidos estão fortemente dependentes do tipo de movimento relativo capaz de mobilizar a resistência nas interfaces solo-geossintético. Os dois movimentos relativos possíveis são o movimento de corte direto e o movimento de arranque.

Quando as tensões de corte geradas numa estrutura de solo, devido ao seu peso próprio e a eventuais sobrecargas, excedem a resistência ao corte da interface-geossintético, ocorre o movimento de corte (Figura 2.3). Neste caso, o reforço permanece solidário com parte do solo envolvente, sendo a resistência da interface mobilizada pelo deslizamento da restante massa de solo em relação ao reforço.

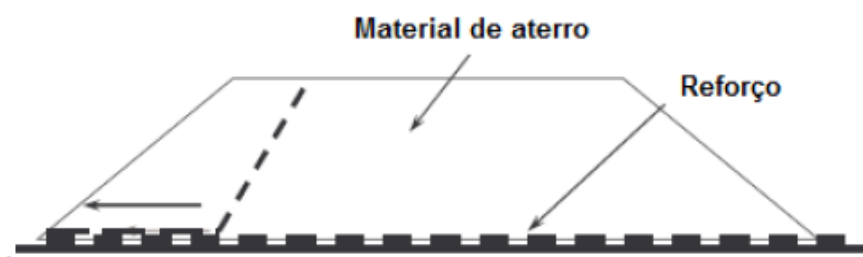


Figura 2.3 – Movimento relativo de corte direto (adaptado de Lopes, 2005)

No movimento de arranque (Figura 2.4) ocorre um deslocamento do reforço em relação ao solo envolvente, sendo que este deslocamento passa a ser responsável pela mobilização de resistência na interface. A rotura ocorre quando a resistência ao corte disponível na interface solo-geossintético, ao longo do comprimento de amarração do geossintético, é inferior ao esforço de tração a que o reforço se encontra submetido.

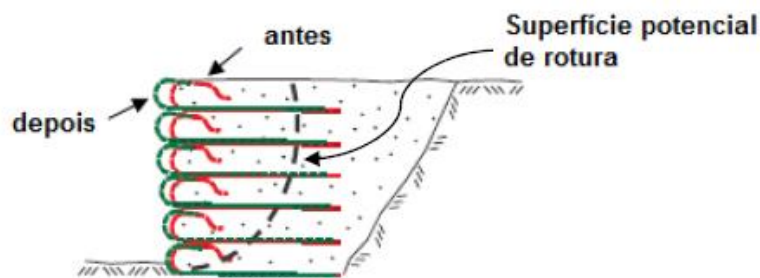


Figura 2.4 – Movimento relativo de arranque (adaptado de Lopes, 2005)

Para uma melhor compreensão dos mecanismos de interação nas interfaces solo-geossintético realizam-se, frequentemente, ensaios laboratoriais de corte direto e de arranque. A Figura 2.5 ilustra um mecanismo potencial de rotura num aterro de solo reforçado. Através da sua visualização compreende-se que a escolha do ensaio mais adequado para a caracterização do comportamento da interface solo-reforço depende da localização do reforço na estrutura onde está inserido e, conseqüentemente, do tipo de tensões a que está sujeito.

O ensaio de corte direto é o ensaio mais adequado para simular os mecanismos de interação mobilizados nas proximidades do pé do talude, devido à elevada probabilidade das tensões de corte que se geram no maciço excederem a resistência ao corte da interface. O ensaio de arranque, por sua vez, permite caracterizar com maior precisão a interação solo-geossintético na zona exterior à superfície de deslizamento, zona suscetível a elevados esforços de tração.

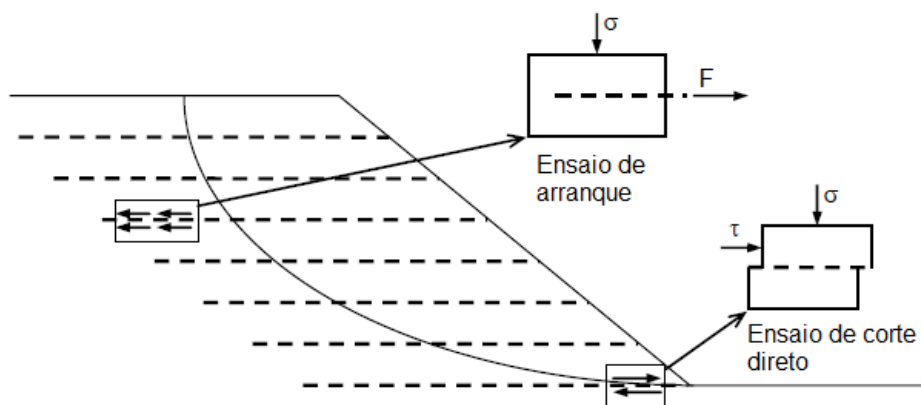


Figura 2.5 – Mecanismo potencial de rotura num aterro de solo reforçado e ensaios laboratoriais que melhor caracterizam a interface solo-reforço (adaptado de Vieira, 2008)

Para a modelação de problemas de estabilidade de camadas superficiais em taludes muito inclinados, onde as tensões normais são mais reduzidas, os ensaios referidos anteriormente não são os mais apropriados. O ensaio de arranque não reproduz corretamente as condições a que as interfaces estão sujeitas e o ensaio de corte direto pode conduzir a resultados irrealistas e comprometer a segurança, pois é geralmente realizado para tensões normais superiores.

O ensaio de corte em plano inclinado é o mais rigoroso nestas condições pois permite simular os deslizamentos que podem ocorrer em taludes de elevada inclinação e a presença de tensões normais reduzidas. Permite caracterizar a interação solo-geossintético quando os geossintéticos são colocados em taludes como constituintes, por exemplo, de sistemas de proteção contra a erosão ou de sistemas de impermeabilização lateral de aterros de resíduos. O interesse da utilização do ensaio de corte em plano inclinado, para simulação de casos como os mencionados, prende-se com o facto de a rotura ocorrer geralmente por falta de resistência ao corte nas interfaces entre os diferentes materiais constituintes dos sistemas.

#### 2.4. RESISTÊNCIA AO CORTE DO SOLO

A resistência ao corte da interface solo-geossintético é de grande relevância aquando do dimensionamento de estruturas de solo reforçado com estes materiais e está diretamente relacionada com a resistência ao corte do solo constituinte da interface.

A maioria dos solos experimenta rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb. Este critério assenta no princípio de que um material entra em rotura num ponto quando num par de facetas, ou de planos que passam nesse ponto, é alcançada uma dada relação entre a componente normal ( $\sigma'_n$ ) e a componente tangencial ( $\tau$ ) da tensão (Matos Fernandes, 2012), expressa por:

$$\tau = c' + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi' \quad (2.1)$$

em que  $\phi'$  é o ângulo de atrito efetivo, ou ângulo de resistência ao corte, e  $c'$  é a chamada coesão efetiva.

Dado que o comportamento tensão-deformação-resistência dos solos depende do seu estado de tensões efetivas, o critério de rotura de Mohr-Coulomb deve ser aplicado em termos de tensões efetivas. As tensões totais e efetivas assumem o mesmo valor num solo seco e emerso. Num solo saturado, onde os grãos de solo constituem a fase sólida e a fase líquida é composta pela água intersticial (água circundante nos poros), apenas a parcela da tensão normal correspondente à tensão efetiva contribui para a resistência ao corte. Para o caso dos solos saturados, Terzaghi definiu o princípio da tensão efetiva a partir do qual é possível determinar a tensão efetiva normal tendo conhecimento da tensão normal total ( $\sigma'_n$ ) e da pressão da água nos poros ( $u_w$ ):

$$\sigma'_n = \sigma_n - u_w \quad (2.2)$$

Designa-se por solo não saturado um solo em que os poros não se encontram preenchidos por água na sua totalidade, contando também com a presença de ar, o que torna a determinação das tensões efetivas mais complexa, uma vez que a água e o ar se encontram a pressões diferentes. Geralmente, os solos residuais situados acima do nível freático encontram-se não saturados.

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), podem ser consideradas duas variáveis de estado de tensão para descrever a resistência ao corte de um solo não saturado, dependentes da tensão normal total ( $\sigma_n$ ), da pressão da água nos poros ( $u_w$ ) e da pressão do ar nos poros ( $u_a$ ). Embora salientando a existência de outras combinações possíveis de variáveis de estado de tensão, os autores consideram a combinação da tensão normal líquida ( $\sigma_n - \sigma_a$ ) e da sucção matricial ( $u_a - u_w$ ) como a mais vantajosa na prática.

Resultados experimentais demonstram que, para solos não saturados, a envolvente de rotura tridimensional é não linear em relação à sucção matricial. Gan e Fredlund (1996) sustentam que a não linearidade da resistência ao corte de solos em condições não saturadas está relacionada com a taxa de secagem do solo e com as variações volumétricas durante o corte. Para colmatar o problema da não linearidade da envolvente de rotura, é recomendável trabalhar com intervalos de sucção, considerando nesses intervalos um determinado valor da coesão e do ângulo de atrito do solo em relação à sucção matricial.

## 2.5. RESISTÊNCIA AO CORTE DA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO

Para o dimensionamento e análise de estabilidade de estruturas de solo reforçado com geossintéticos é fundamental que se compreendam os fenómenos envolvidos na mobilização de resistência ao corte das interfaces solo-geossintético (Liu *et al.*, 2009)

A estabilidade do material compósito (solo-reforço) depende da eficácia com que ocorre a transferência de tensões do solo para o geossintético, que, por sua vez, depende do comprimento de geossintético disponível para mobilização de tensões de corte. O comprimento do reforço atrás da linha de cedência deve ser suficiente para que fique garantida a mobilização das tensões de corte necessárias ao equilíbrio da força de tração máxima instalada no geossintético (Figura 2.6). A razão de mobilização de tensões depende da resistência da interface solo-geossintético. Com base no exposto por Lopes (2012), apresenta-se seguidamente a componente teórica relativa à resistência ao corte da interface solo-geossintético.

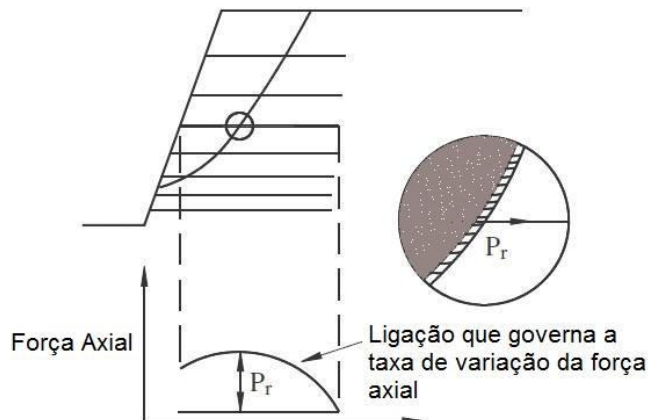


Figura 2.6 – Distribuição de forças ao longo do geossintético (adaptado de Jewell *et al.*, 1984)

Os mecanismos de interação que se podem desenvolver na interface solo-reforço (atrito lateral ao longo do reforço, atrito solo-solo e impulso passivo nas barras transversais de uma geogrelha) dependem do movimento relativo responsável pela mobilização da resistência ao corte na interface: movimento de corte direto ou movimento de arranque. Considerando um solo granular (não coesivo) a resistência ao corte ( $T$ ) pode ser definida pela equação (2.3) e a resistência ao arranque ( $T_a$ ) pela equação (2.4):

$$T = W L \sigma'_n f \operatorname{tg} \phi' \quad (2.3)$$



$$T_a = 2 W L \sigma'_n f \operatorname{tg} \phi' \quad (2.4)$$

onde  $W$  é a largura do geossintético e  $L$  o seu comprimento,  $\sigma'_n$  representa a tensão efetiva na interface,  $f$  representa o coeficiente de interação (de valor variável entre 0 e 1) e  $\phi'$  é o ângulo de atrito efetivo do solo. O ângulo de atrito efetivo está dependente da densidade do solo, podendo considerar-se o valor de pico ou o valor residual.

O coeficiente de interação ( $f$ ) depende do mecanismo de interação mobilizado e do movimento relativo na interface. Para o cálculo do coeficiente de resistência de interfaces envolvendo geotêxteis, Jewell (1996) propôs a equação (2.5), supondo que apenas o atrito lateral ao longo do reforço é mobilizado:

$$f = f_{cd} = f_a = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi'} \quad (2.5)$$

onde  $\delta$  é o ângulo de atrito da interface solo-reforço,  $f_{cd}$  representa o coeficiente de resistência ao corte da interface e  $f_a$  o coeficiente de resistência ao arranque da interface. Neste caso, Jewell (1996) defende que o valor do coeficiente de resistência é idêntico para os dois movimentos relativos (corte direto e arranque).

Para o cálculo da resistência ao corte de uma interface solo-geogrelha é necessário considerar mais do que um mecanismo de interação. Em movimento de corte direto, a resistência ao corte da interface solo-geogrelha é obtida através da equação (2.6):

$$T = T_{s/g} + T_{s/s} \quad (2.6)$$

onde as parcelas  $T_{s/g}$  e  $T_{s/s}$  são correspondentes ao mecanismo de atrito lateral e mecanismo de atrito solo-solo e podem ser determinadas pelas expressões (2.7) e 2.8), respetivamente. Considera-se desprezável a contribuição do mecanismo de mobilização do impulso passivo nas barras transversais da geogrelha para o cálculo da resistência ao corte da interface solo-geogrelha em movimento de corte.

$$T_{s/g} = a_s W L \sigma'_n \operatorname{tg} \delta \quad (2.7)$$

$$T_{s/s} = (1 - a_s) W L \sigma'_n \operatorname{tg} \phi' \quad (2.8)$$

sendo  $a_s$  a fração sólida da área superficial da geogrelha. Para este tipo de movimento, a contribuição do mecanismo de mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas pode considerar-se desprezável.

A partir das equações (2.3), (2.6), (2.7) e (2.8), é possível deduzir a expressão teórica para a determinação do coeficiente de resistência da interface solo-geogrelha, equação (2.9):

$$f_{cd} = a_s \frac{\text{tg}\delta}{\text{tg}\phi'} + (1 - a_s) \quad (2.9)$$

Para o movimento de arranque, a resistência da interface pode ser traduzida pela soma das parcelas correspondentes ao mecanismo de atrito lateral nas duas faces do reforço e à mobilização do impulso passivo nas barras transversais da geogrelha ( $T_p$ ), considerando nula a contribuição do mecanismo de atrito solo-solo (equação 2.10).

$$T = 2T_{s/g} + T_p \quad (2.10)$$

O valor da componente  $T_p$  pode ser determinado a partir da equação (2.11):

$$T_p = \left(\frac{L}{S}\right) a_b WB\sigma'_p \quad (2.11)$$

onde  $S$ ,  $B$  e  $a_b$  representam, respetivamente, a distância entre barras transversais da geogrelha, a espessura dessas barras e a fração da largura da geogrelha disponível para mobilização da resistência passiva, sendo  $\sigma'_p$  a tensão passiva mobilizada.

A conjugação das equações (2.4), (2.7), (2.10) e (2.11) permite estimar o coeficiente de resistência da interface solo-geogrelha para o movimento de arranque (equação 2.12).

$$f_a = a_s \left(\frac{\text{tg}\delta}{\text{tg}\phi'}\right) + \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right) \left(\frac{a_b B}{S}\right) \left(\frac{1}{2\text{tg}\phi'}\right) \quad (2.12)$$

A equação (2.12) é equivalente à equação (2.5) se  $a_s = 1$  e  $a_b = 0$ , representando o coeficiente de resistência (para o movimento de arranque) das interfaces solo-reforço onde o único mecanismo mobilizado é o atrito lateral ao longo do reforço.

Para que sejam tidos em conta aspetos referentes à granulometria do solo e à geometria do reforço na determinação do coeficiente de resistência da interface para o movimento de arranque, Jewell (1996) propôs que a equação (2.12) fosse reescrita da seguinte forma:

$$f_a = a_s \left(\frac{\text{tg}\delta}{\text{tg}\phi'}\right) + F_1 F_2 \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right)_{\infty} \left(\frac{a_b B}{S}\right) \left(\frac{1}{2\text{tg}\phi'}\right) \quad (2.13)$$

onde  $F_1$  representa o efeito de escala devido à dimensão média das partículas de solo e  $F_2$  é correspondente ao fator de forma.

## 2.6. ANÁLISE EXPERIMENTAL DA INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

### 2.6.1. GENERALIDADES

Os geossintéticos, como qualquer outro material de construção, necessitam de ser ensaiados para que se possam avaliar as suas propriedades e para que deles se possa retirar o melhor proveito. De entre os ensaios que permitem a caracterização da interação solo-geossintético, destacam-se os ensaios de corte direto, de corte em plano inclinado e de arranque. As características da mesma interface podem ser distintas, dependendo da metodologia utilizada para a sua avaliação, principalmente no caso dos ensaios de corte direto e de arranque. Ensaios distintos conduzem geralmente a características distintas de uma determinada interface visto que, em cada um deles, são aplicados diferentes procedimentos, trajetórias de tensão, mecanismos de rotura e condições fronteira. (Farrag *et al.*,1993).

Foi já referido que, a adequação de cada um dos ensaios para a obtenção dos parâmetros caracterizadores da interface está dependente do movimento relativo com maior probabilidade de ocorrência. Segundo Palmeira e Milligan (1989), numa obra de reforço, especificamente num talude reforçado, a cada zona corresponde um tipo de ensaio que melhor simula os mecanismos de interação nela existentes, conforme o posicionamento do reforço em relação à superfície potencial de rotura. O ensaio de corte direto é o mais indicado quando se prevê a ocorrência de movimento relativo de corte direto e o ensaio de arranque é o mais adequado para o movimento de arranque. Ambos os ensaios podem ser realizados em condições de carregamento monotónico ou cíclico.

O ensaio de corte em plano inclinado, por sua vez, reproduz de forma mais fiável situações em que as camadas mais superficiais de solo reforçado estão submetidas a tensões normais reduzidas. O mecanismo de deslizamento presente no ensaio de corte em plano inclinado é o que melhor simula os deslizamentos que podem ocorrer em taludes.

Neste ponto pretende-se descrever os ensaios utilizados para a caracterização da resistência ao corte da interface solo-geossintético, assim como os principais fatores com influência nos resultados desses ensaios. Visto que o presente trabalho assenta na análise experimental da interação solo-geossintético em movimento de corte direto e de corte em plano inclinado, essas são as modalidades de ensaio descritas com maior detalhe (secções 2.5.2. e 2.5.3.).

Quanto ao ensaio de arranque, expõem-se agora algumas generalidades, dada a sua importância na avaliação da resistência das interfaces mobilizada aquando da ocorrência de um deslocamento do reforço em relação ao solo envolvente.

O ensaio de arranque é regulado a nível Europeu pela norma EN 13738 (2004) e é um dos ensaios laboratoriais mais utilizados para o estudo da interação solo-geossintético. Segundo Amorim Jr (1992), Palmeira e Milligan (1989) e Christopher e Berg (1990), é o ensaio que traduz de forma mais real o que sucede em campo aquando do uso de geogrelhas como elementos de reforço.

Neste ensaio, o geossintético é colocado entre duas camadas de solo e solicitado à tração, como demonstra a Figura 2.7. A solicitação de tração é aplicada através de uma pega, impondo deslocamentos horizontais ao provete sob velocidade constante. O movimento relativo entre o geossintético e o solo origina forças de corte nas duas faces do geossintético, que se opõem ao movimento (Sieira, 2003).

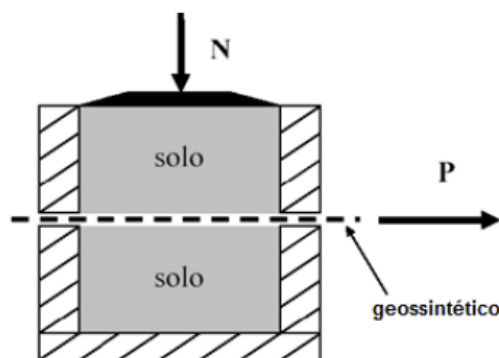


Figura 2.7 – Esquema do ensaio de arranque (adaptado de Sieira, 2003)

Os resultados do ensaio de arranque podem ser influenciados por vários fatores, como: o tipo de equipamento utilizado, os procedimentos levados a cabo durante o ensaio, as características do solo, as propriedades do reforço e o tipo de carregamento (monotónico ou cíclico).

Ao longo das últimas décadas, vários estudos foram realizados para a análise do comportamento de interfaces solo-geossintético em movimento de arranque, para os quais foram desenvolvidos diferentes equipamentos, em termos de dimensões e de métodos para a minimização dos efeitos das condições de fronteira. Descrições mais detalhadas do ensaio de arranque podem ser encontradas, por exemplo, em: Palmeira e Milligan (1989), Pinho-Lopes e Lopes (1999), Sieira *et al.* (2009), Lopes e Silvano (2010), Zhou *et al.* (2012), Cazuffi *et al.* (2014) e Ferreira (2015).

#### 2.6.2. ENSAIO DE CORTE DIRETO

O ensaio de corte direto é o mais adequado quando o movimento relativo que ocorre na interface solo-geossintético é de corte, ou seja, quando a resistência é mobilizada pelo deslizamento de uma massa de solo em relação ao geossintético de reforço. Na Figura 2.8 representa-se um esquema do ensaio de corte direto.

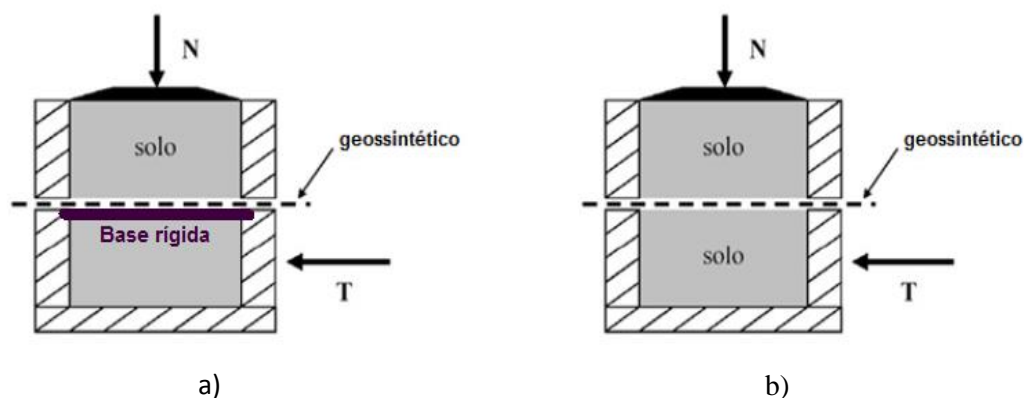


Figura 2.8 – representação esquemática do ensaio de corte direto (adaptado de Sieira, 2003): a) apoio em base rígida; b) apoio em base de solo (meia-caixa inferior)

Este ensaio é, geralmente, realizado tendo por base três normas: BS 6906 (1991), ASTM D5321-92 (1992) e EN ISO 12957-1 (2005). Na secção 3.3.2 é referenciada a norma Europeia EN ISO 12957-1 (2005), relativa à caracterização de interfaces através de ensaios de corte direto, com base na qual foram realizados os ensaios do presente trabalho experimental.

De forma resumida, o ensaio de corte direto consiste na aplicação de uma carga vertical sobre um conjunto de duas meias-caixas, uma inferior (móvel) e a outra superior (fixa), entre as quais se encontra um provete de geossintético. A carga, aplicada através de uma placa rígida ou de um sistema flexível, é transmitida até ao plano de corte sob a forma de uma tensão normal. À meia-caixa inferior, que pode ser preenchida com solo ou constituir um suporte rígido, é imposto um deslocamento horizontal com velocidade constante.

O comportamento das interfaces solo-geossintético em movimento de corte direto tem sido objeto de estudo ao longo das últimas décadas por parte de vários investigadores: Bakeer *et al.* (1998), Sieira (2003), Fleming *et al.* (2006), Bergardo *et al.* (2006), O’Kelly e Naughton (2008), Liu *et al.* (2009), Anubhav e Basudhar (2010), Vieira *et al.* (2013), Ferreira (2015), entre outros. No âmbito destas investigações foram desenvolvidos equipamentos de ensaio distintos e, como consequência da diversidade de equipamentos existentes e das diferentes condições de fronteira, encontram-se na bibliografia resultados, por vezes, divergentes.

As características do equipamento de ensaio podem influenciar de forma relevante o comportamento da interface solo-geossintético em movimento de corte direto, assim como os procedimentos de ensaio. Para além destes fatores, o comportamento da interface depende ainda das propriedades do solo, das propriedades do geossintético e do tipo de carregamento aplicado (monotónico ou cíclico).

#### 2.6.2.1. Influência das características do equipamento e dos procedimentos de ensaio

Os resultados obtidos através dos ensaios de corte direto, na caracterização de interfaces solo-geossintético e geossintético-geossintético, estão fortemente dependentes do equipamento e procedimentos de ensaios utilizados. Vários são os autores que se têm dedicado à análise da influência destes fatores sobre os resultados do ensaio.

Na perspetiva de avaliar a variabilidade de resultados, resultante da adoção de equipamentos e procedimentos de ensaio distintos, realizaram-se dois grandes estudos a nível Europeu onde cooperaram vários laboratórios (Gourc e Lalarakotoson, 1997; Blümel e Brummermann, 1996; Blümel e Stoewahse, 1998). Para além disso, estes estudos inter-laboratoriais serviram de apoio ao desenvolvimento da pré-norma Europeia prEN ISO 12957-1 (2001).

A Sociedade Alemã de Geotecnia (DGGT) coordenou um estudo de carácter alargado, dividido em duas fases distintas (1995 e 1996). Cada uma das fases do estudo contou com a participação de cerca de duas dezenas de entidades. Na primeira etapa do estudo foram analisadas três interfaces utilizando-se equipamentos de corte direto com dimensões mínimas em planta de 300 mm × 300 mm. Cada laboratório tinha livre arbítrio na escolha das condições em que os ensaios eram efetuados (tipo de equipamento, modo de fixação do provete e condições de fronteira, por exemplo). Obtiveram-se resultados bastante variados, o que catapultou o estudo para uma segunda etapa. Na segunda fase do estudo foram fornecidas aos participantes instruções mais detalhadas. Para além disso, fez-se a distinção entre os ensaios que eram realizados com um equipamento com a caixa superior fixa na direção horizontal e os equipamentos que possuíam uma caixa superior fixa nas duas direções (vertical e horizontal). Posto isto, a variabilidade de resultados diminuiu circunstancialmente, mas constatou-se que os resultados continuavam bastante díspares (quer em termos dos valores das resistências de pico e residual, quer nas formas das curvas tensão de corte-deslocamento horizontal).

A título de exemplo, a Figura 2.9 apresenta a dispersão de resultados obtidos para uma das interfaces nos ensaios de corte direto realizados sob tensão normal de 100 kPa. Apesar de sete das instituições terem utilizado equipamentos com características semelhantes, a dispersão de

resultados referente a este subgrupo foi idêntica à observada para a totalidade das instituições (Blümel e Stoewahse, 1998), o que retrata a grande influência dos procedimentos de ensaio, assim como do próprio operador, nos resultados obtidos para a mesma interface.

Blümel e Brummermann (1996) e Dixon *et al.* (2000) apresentaram resultados de ensaios concebidos nas Instituições Universitárias de Hanover e Loughborough, onde se mantiveram as condições de ensaio, o mesmo equipamento e o mesmo operador, para analisar a dispersão de resultados sob condições de repetibilidade. Comparativamente com os resultados do estudo inter-laboratorial mencionado, pôde concluir-se que os coeficientes de variação foram bastante mais reduzidos, sofrendo um decréscimo com o aumento da tensão normal (Figura 2.10).

Após uma análise pormenorizada dos resultados dos estudos anteriores, Stoewahse *et al.* (2002) indicam que a disparidade de resultados obtidos está intimamente relacionada com a utilização de equipamentos de ensaio distintos.

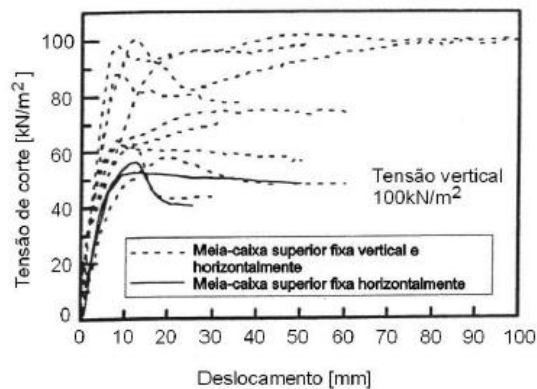


Figura 2.9 – Dispersão de resultados da segunda fase do estudo realizado pela DGGT (adaptado de Blümel e Stoewahse, 1998)

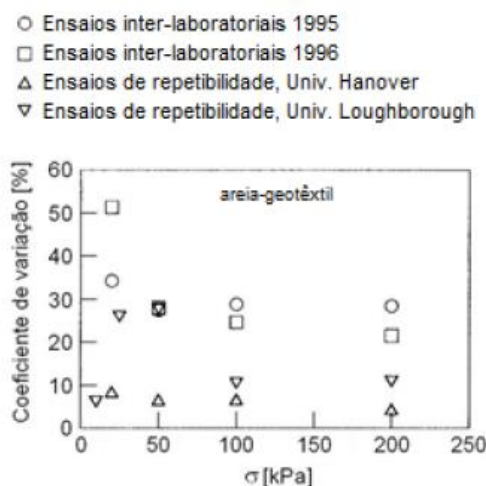


Figura 2.10 – Coeficientes de variação do valor de pico da resistência ao corte em função da tensão normal (adaptado de Stoewahse *et al.*, 2002)

Ainda com foco na clarificação da influência do tipo de equipamento utilizado sobre os resultados, Stoewahse (2001) utilizou quatro equipamentos distintos para a realização do ensaio de corte direto (Figura 2.11).

Através da utilização dos equipamentos esquematizados na Figura 2.11, Stoewahse (2001) determinou os ângulos de atrito da areia normalizada utilizada no estudo inter-laboratorial e de uma interface areia-geotêxtil (Figura 2.12). O autor concluiu que os valores do ângulo de atrito obtidos em ensaios realizados com equipamentos em que a meia-caixa superior é passível de se mover (Figuras 2.11a e 2.11b) são inferiores aos ângulos de atrito obtidos com equipamentos em que a meia-caixa superior é completamente fixa (Figuras 2.11c e 2.11d).

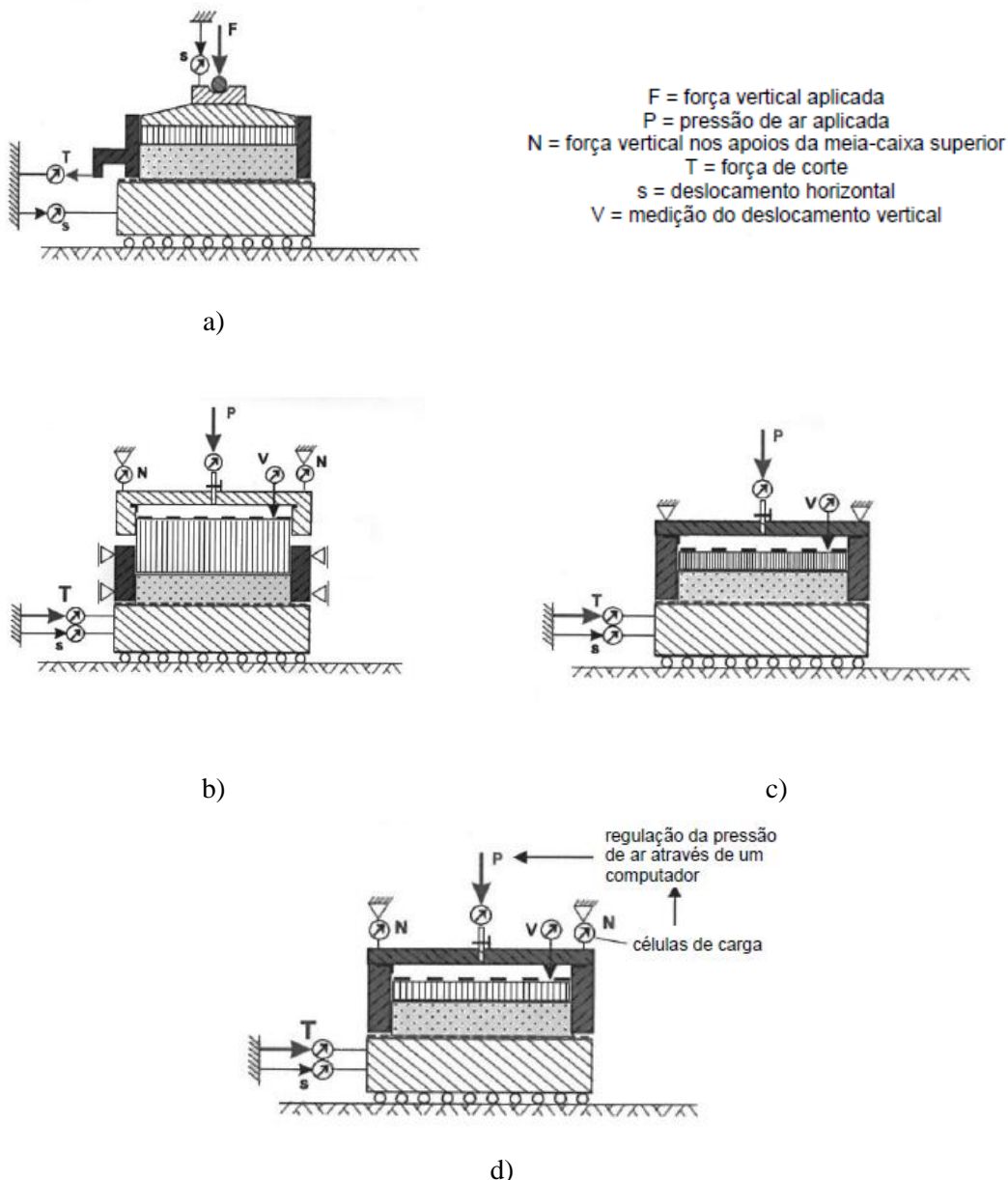


Figura 2.11 – Equipamentos de corte distintos: a) meia-caixa superior móvel; b) meia-caixa superior móvel na direção vertical (rotação impedida); c) meia-caixa superior fixa; d) meia-caixa superior fixa com regulação de pressão de ar (adaptado de Stoewahse et al.,2002)

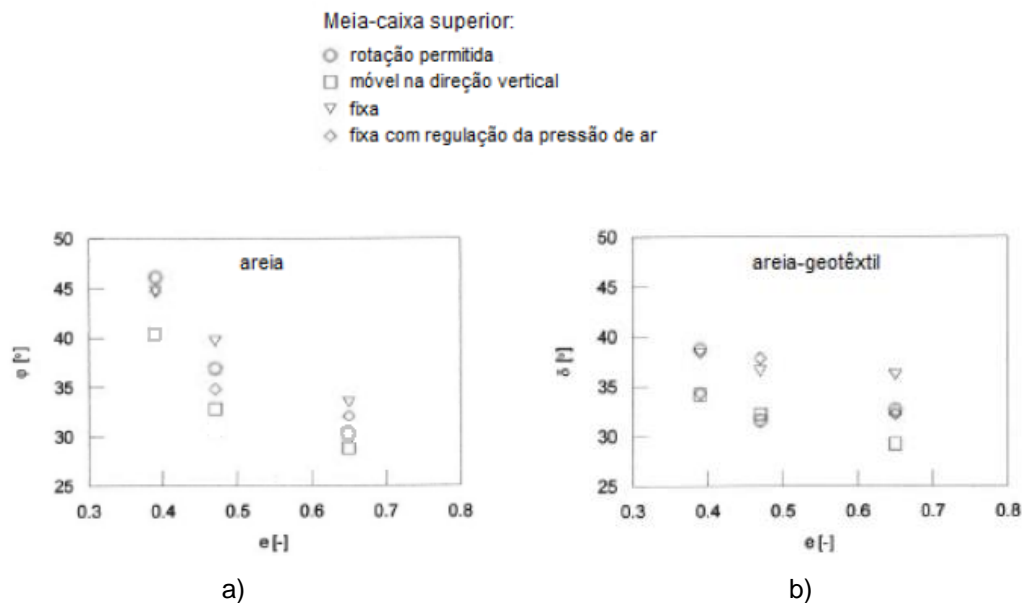


Figura 2.12 – Valores de ângulo de atrito obtidos em ensaios de corte com equipamentos distintos (adaptado de Stoewahse, 2001)

Nakamura *et al.* (1996;1999) procederam à realização de ensaios de corte direto de interfaces solo-geogrelha recorrendo aos equipamentos ilustrados na Figura 2.13. Os ensaios foram realizados na perspetiva de avaliar a influência da configuração do equipamento, no que se refere à posição do geossintético em relação à camada de solo, ao sistema de aplicação e registo da carga vertical, à rugosidade do suporte para fixação do reforço, sobre os resultados dos ensaios.

No equipamento A (Figura 2.13a), a carga vertical é aplicada na meia-caixa inferior, no sentido ascendente, através de uma placa rígida, sendo o seu valor registado no ponto de aplicação. O oposto ocorre no equipamento B (Figura 2.13b), onde a carga vertical é aplicada na meia-caixa superior, no sentido descendente, mediante uma membrana de borracha sob pressão de ar. Neste equipamento a carga vertical é registada através de uma célula de carga posicionada sob a meia-caixa inferior. Tendo em conta os resultados obtidos mediante o uso dos dois equipamentos, Nakamura *et al.* (1999) recomendam a utilização de equipamentos de corte direto semelhantes ao equipamento B.

No que diz respeito à influência das dimensões da caixa de corte do equipamento, as opiniões divergem de autor para autor. Ensaios realizados por Imaizumi *et al.* (1994), sobre interfaces solo-geomembrana em aparelhos com dimensões distintas, resultaram na necessidade de um maior deslocamento para a mobilização da resistência máxima e na redução da resistência ao corte máxima da interface, à medida que aumentam as dimensões da caixa de corte. Segundo os autores, a redução da resistência ao corte máxima registada, associada ao aumento das dimensões do provete, deve-se à não uniformidade de distribuição de tensões ao longo da superfície de corte, tendendo a desenvolver-se um fenómeno de rotura progressiva.



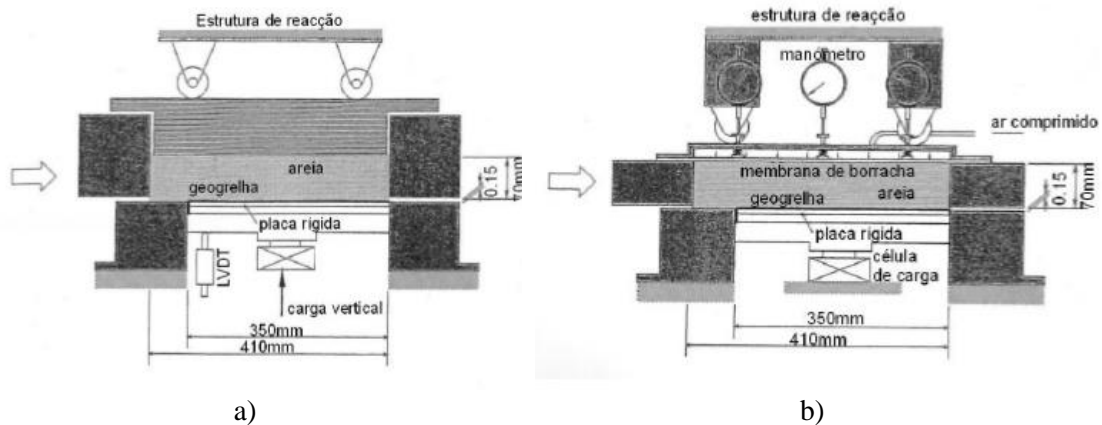


Figura 2.13 – Equipamentos utilizados: a) equipamento A; b) equipamento B (adaptado de Nakamura *et al.*, 1996;1999)

Hsieh e Hsieh (2003) analisaram resultados de ensaios de corte direto realizados sobre interfaces areia-geomembrana, obtidos através de um equipamento com a capacidade de simular diferentes dimensões da caixa de corte. Dessa análise, os autores concluíram que a resistência ao corte das interfaces tende a aumentar com a área de corte, ou seja, com o as dimensões da caixa de corte. Verificaram também que a resistência ao corte permanece praticamente constante para dimensões superiores a 300 mm × 300 mm, em planta. Uma explicação plausível para a dicotomia de resultados observados por Imaizumi *et al.* (1994) e Hsieh e Hsieh (2003) pode ser a condição de apoio da meia-caixa superior, assim como o tipo de equipamento utilizado.

Relativamente à influência do sistema de carregamento, que pode ser rígido ou flexível, Gourc *et al.* (1996) referem que aquando da utilização de uma placa rígida, para aplicação da carga vertical, as tensões verticais que se formam na parte frontal da caixa de corte são superiores às da retaguarda de modo significativo. Os mesmos autores apontam o sistema flexível (membrana flexível contendo fluido, que pode ser ar ou água) como uma melhor solução para aplicação da carga permitindo uma maior uniformidade da tensão vertical atuante no plano de corte no decorrer do ensaio. Esta uniformidade é garantida pelo facto de ser possível controlar o valor da tensão vertical a aplicar no topo da amostra mediante as variações de pressão hidráulica no interior da membrana. Para além do exposto, Gourc *et al.* (1996), utilizaram os dois sistemas de carregamento vertical sobre uma interface areia-geotêxtil e constaram que eram atingidos maiores valores de resistência de pico através da utilização da membrana flexível.

O exposto por Gourc *et al.* (1996) sobre o sistema de carregamento flexível foi contraposto por Hsieh e Hsieh (2003), que obtiveram valores de resistência ao corte ligeiramente superiores utilizando a placa rígida. No entanto, Hsieh e Hsieh (2003) também constataram, a partir do uso de várias células de carga na meia-caixa inferior, que o uso da membrana flexível permite que se atinja uma maior uniformidade de tensões verticais na interface solo-reforço.

Normalmente, entre a base da meia-caixa superior e o provete de geossintético a ensaiar permite-se a existência de uma folga para dar espaço à dilatação do solo. A necessidade de existência desta folga é mencionada na norma Europeia 12957-1 (2005), que recomenda uma espessura livre entre as duas meias-caixas igual à espessura do geossintético a ensaiar, acrescida de aproximadamente 0,5 mm.

A folga entre as duas meias-caixas (superior e inferior), ou entre a base da meia-caixa superior e o geossintético, é um aspecto importante quando se pretende realizar o ensaio de corte direto e também esta pode influenciar os resultados obtidos. Bembem e Schulze (1998) referiram que o valor da folga assume particular influência sobre a resistência residual da interface. De acordo com Stoewahse *et al.* (2002), a espessura livre entre as duas meias-caixas não deve permitir que ocorra perda de partículas de solo e por isso deve ser a menor possível. Contudo, deve ser suficiente para que não se imponha qualquer tipo de restrição à dilatância do solo.

Mais recentemente, Kim *et al.* (2012) realizaram um estudo envolvendo sete tipos de solo granular e concluíram que o aumento da folga entre as duas meias-caixas provoca a diminuição da resistência ao corte de pico, conclusão que veio sustentar resultados publicados anteriormente por Shibuya *et al.* (1997) e Lings e Dietz (2004). A investigação levada a cabo por Kim *et al.* (2012), envolvendo os sete solos granulares, possibilitou estabelecer uma correlação entre o diâmetro médio das partículas do solo e o valor máximo da folga a utilizar nos ensaios de corte direto. Essa correlação, apresentada graficamente na Figura 2.14, permite minimizar a influência do valor da folga nos resultados obtidos.

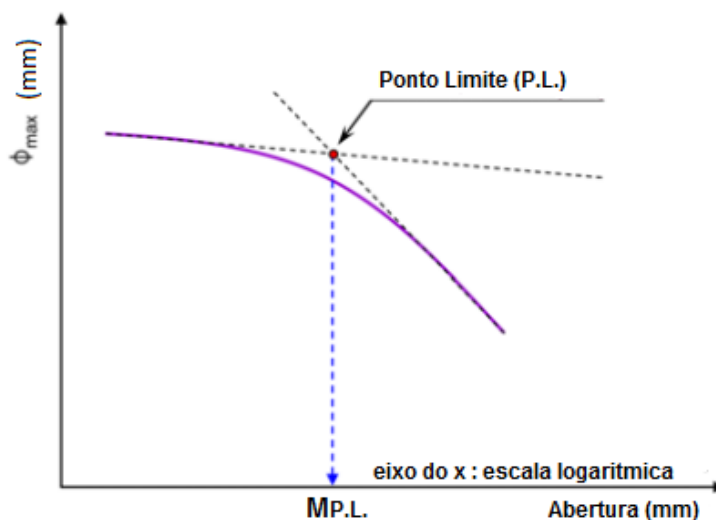


Figura 2.14 – Correlação entre o diâmetro máximo das partículas de um solo granular e a folga a adotar entre as duas meias-caixas do equipamento de corte direto (adaptado de Kim et al., 2012)

Segundo Gourc *et al.* (1996), a espessura do solo que preenche a meia-caixa superior pode também ser um fator influenciador de resultados. Os autores realizaram um estudo onde utilizaram diferentes alturas de solo, até ao valor máximo de 80 mm, para analisar o impacto da espessura de solo nos resultados dos ensaios de corte direto de interfaces solo-geossintético. A caixa de corte empregue possuía dimensões em planta de 300 mm × 300 mm. Gourc *et al.* (1996) concluíram que quanto maior a espessura do solo colocado na meia-caixa superior, maior a resistência ao corte registada. Esta relação de aumento de resistência ao corte a par do aumento da espessura do solo poderá estar relacionada com o incremento das tensões tangenciais que se desenvolvem nas paredes laterais da caixa.

Já Stoewahse *et al.* (2002), apontam que a altura do solo a colocar na meia-caixa superior passa a não exercer qualquer tipo de influência uma vez ultrapassada a espessura de 50 mm e recomendam o uso dessa espessura como altura mínima em ensaios de interfaces envolvendo solo do tipo arenoso. Para solos coesivos a altura mínima do solo poderá ser de 30 mm.

Para além dos fatores mencionados até aqui, é de grande importância salientar os diferentes tipos de suporte (para o geossintético a ensaiar) referenciados pela norma EN ISO 12957-1 (2005): base rígida ou base de solo (solo na meia-caixa inferior). Gourc *et al.* (1999) e Lopes (2012) apontam, para o caso de geossintéticos com aberturas, a opção de preencher a meia-caixa inferior com solo como a mais adequada para a realização do ensaio de corte direto, sendo fundamental para a correta modelação dos fenómenos tridimensionais que ocorrem na interface durante o corte. Refira-se que esta posição, relativa ao uso de solo como base, contraria o defendido por Nakamura *et al.* (1999).

A norma Europeia menciona ainda a possibilidade de realizar o ensaio segundo duas modalidades distintas: caixa de corte com área de contacto constante e caixa de corte com redução da área de contacto. Dado que, no decorrer do ensaio com caixa de corte de área de contacto constante, o solo presente na extremidade livre (não carregada) da meia-caixa inferior sofre empolamento, Silvano (2005) conclui que não é viável o uso desta modalidade quando é utilizado solo nesta meia-caixa. Isto pressupõe que, quando se pretende realizar ensaios com preenchimento da meia-caixa inferior com solo, deve optar-se pela modalidade de ensaio com caixa de corte com redução da área de contacto.

Caso o geossintético apresente superfícies laterais contínuas, pode proceder-se à realização do ensaio com área de corte constante, usando uma base rígida e garantindo a correta fixação do provete à mesma.

Na norma Europeia EN ISO 12957-1 (2005), a velocidade de ensaio de corte direto recomendada é de 1 mm/min. Note-se porém que, Stoewahse *et al.* (2002) constataram, através de ensaios realizados sobre uma interface areia-geotêxtil, que a velocidade de ensaio variável entre 0,03 e 40 mm/min não influencia a resistência ao corte da interface.

#### 2.6.2.2. Influência das propriedades do solo e do geossintético

As características da interação solo-geossintético estão diretamente relacionadas com as características físicas e mecânicas do solo, assim como com as propriedades do sistema de reforço.

A influência da dimensão das partículas do solo na interação solo-geossintético, em movimento de corte direto, tem particular relevância quando o geossintético é uma geogrelha. O coeficiente de resistência ao corte direto aumenta com a dimensão das partículas, atingindo um valor máximo quando a dimensão dos grãos é idêntica à das aberturas da malha da geogrelha (Jewell *et al.*, 1984).

Quando o solo possui partículas finas (partículas com dimensão de silte ou areia fina), a superfície de rotura adapta-se à superfície lateral da geogrelha. Quando a dimensão dos grãos aumenta, permanecendo, no entanto, inferior às dimensões das aberturas da geogrelha, a superfície de rotura é tangente às barras transversais da geogrelha. Quando a dimensão dos grãos é idêntica às aberturas da geogrelha, as partículas colocam-se de encontro às barras transversais do reforço, sobressaindo de ambos os lados deste e lançando a superfície de rotura para o interior da massa de solo (Jewell *et al.*, 1984).

A resistência ao corte da interface solo-geossintético está diretamente relacionada com a resistência ao corte do próprio solo (Equação (2.3)). A tensão de confinamento influencia o valor da resistência ao corte do solo, pelo que desempenha um papel importante na resistência ao corte da interface. O aumento da tensão de confinamento inibe a dilatação que tende a ocorrer na interface solo-reforço, aquando do movimento de corte (principalmente em solos densos), o que leva ao aumento da resistência na interface.

A compactidade do solo assume um papel semelhante ao da tensão de confinamento na resistência ao corte da interface solo-geossintético. Os solos densos são mais resistentes e rígidos do que os solos soltos, apresentam um comportamento dilatante mais pronunciado e induzem a tensões de confinamento de maior valor.

Para a avaliação da resistência ao corte de uma interface areia-geocompósito, Vieira (2008) realizou um estudo envolvendo areia com dois valores distintos do índice de compactidade (70% e 90%). A autora concluiu que o aumento do índice de compactidade conduz ao incremento da rigidez e da resistência de pico da interface. Este estudo permitiu ainda concluir que, para grandes deslocamentos horizontais (> 50 mm), a resistência registada não revelou alterações significativas para os índices de compactidade da areia de 50 e 90%.

A capacidade resistente da interface solo-reforço em movimento de corte direto está fortemente condicionada pelo teor em água presente no solo. Vários autores realizaram estudos para avaliar o efeito da presença de água nos resultados do ensaio de corte direto. Considere-se, a título exemplificativo, o estudo de Abu-Farsakh *et al.* (2007). Os autores procederam ao ensaio de interfaces envolvendo três solos coesivos e dois geossintéticos distintos (um geotêxtil tecido e uma geogrelha biaxial) em movimento de corte direto, com o objetivo de avaliar o efeito do teor em água no comportamento das interfaces. Para o efeito, recorreram a um equipamento de ensaio de grandes dimensões. Os solos envolvidos foram ensaiados com o teor em água ótimo e o peso volúmico seco máximo (condição ótima de compactação) e com teores em água superior e inferior ao teor ótimo utilizando os valores correspondentes do peso volúmico seco (tendo em conta a curva de Proctor).

Os resultados alcançados por Abu-Farsakh *et al.* (2007) demonstraram que ocorre uma diminuição considerável da resistência ao corte das interfaces quando o teor em água do solo aumenta. Tal conclusão pode ser justificada por eventuais excessos de pressão intersticial e pela redução da sucção matricial no solo. Com base nos resultados obtidos, os autores defendem que o decréscimo da resistência está dependente do tipo de solo e do tipo de geossintético que se considera. Os autores verificaram ainda que a redução de resistência nas interfaces com o geotêxtil foi menos significativa do que a observada nas interfaces com a geogrelha, o que poderá estar relacionado com as diferentes condições de drenagem na interface.

Assim, no dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, envolvendo solos coesivos, devem considerar-se parâmetros de resistência das interfaces obtidos a partir de solos compactados com peso volúmico seco correspondente a 95% do valor máximo e com teor em água 2% acima do teor em água ótimo (Abu-Farsakh *et al.*, 2007).

Uma vez que a mobilização de resistência ao corte na interface solo-geossintético não depende apenas das propriedades do solo e do seu teor em água, é de referir a importância das propriedades dos geossintéticos no que concerne à sua influência nos resultados dos ensaios de corte direto.

Com o objetivo de analisar, entre outros fatores, a influência da granulometria do solo e das propriedades do geossintético no comportamento das interfaces durante o corte, Liu *et al.* (2009) realizaram uma série de ensaios de corte direto envolvendo vários materiais. Utilizaram para o estudo sete geossintéticos com características mecânicas e geométricas distintas (seis geogrelhas e um geotêxtil tecido) e quatro tipos de solos granulares com pesos volúmicos diferentes.

Com base nos resultados obtidos, para as interfaces solo-geogrelha, os autores concluíram que a resistência destas interfaces aumenta com a resistência à tração do reforço na direção transversal e diminui com o comprimento das aberturas e com a percentagem de área aberta das geogrelhas. Os autores observaram ainda que a resistência ao corte das interfaces solo-geogrelha excedeu os valores obtidos para a interface solo-geotêxtil. No caso das interfaces solo-geogrelha, atingiram-se coeficientes de resistência variando entre 0,89 e 1,01 (não tendo sido significativamente influenciados pelo tipo de solo utilizado nos ensaios). Os valores do coeficiente de resistência obtidos para a interface solo-geotêxtil variaram consoante o tipo de solo utilizado (valores na ordem dos 0,9 para solos mais grossos e 0,75 para solos mais finos).

### 2.6.3. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO

O ensaio de corte em plano inclinado é utilizado para caracterizar os mecanismos de interação nas interfaces solo-geossintético e geossintético-geossintético quando o movimento relativo é de corte e os geossintéticos são colocados em superfícies muito inclinadas, sujeitos a tensões de confinamento reduzidas. Este ensaio tem particular interesse quando se pretende analisar a estabilidade de sistemas de impermeabilização e cobertura de aterros de resíduos ou quando os geossintéticos estão integrados em sistemas de proteção contra a erosão. Nas situações mencionadas, a rotura ocorre geralmente por falta de resistência nas interfaces entre os vários materiais.

Quando comparado com o ensaio de corte direto, o ensaio de corte em plano inclinado simula com maior precisão os deslizamentos que ocorrem na presença de tensões normais reduzidas. A utilização de equipamentos de ensaio de corte direto para realização de ensaios sob tensões reduzidas pode conduzir à obtenção de parâmetros de resistência pouco realistas (Girard *et al.*, 1990; Giroud *et al.*, 1990, Gourc *et al.*, 1996).

A EN ISO 12957-2 (2005) é a norma Europeia que estabelece um conjunto de princípios destinados à análise da interação solo-geossintético em movimento de corte em plano inclinado. Com base na norma é possível determinar o ângulo de atrito da interface, partindo do conhecimento do ângulo de inclinação correspondente a um deslizamento da caixa de corte de 50 mm.

De uma forma simplificada, o ensaio de corte em plano inclinado consiste no aumento da inclinação de uma base à qual se encontra fixo o geossintético. A base pode ser constituída por um suporte plano (Figura 2.15a) ou por uma caixa inferior (Figura 2.15b) a preencher com solo. Com o aumento da inclinação de uma das extremidades da base, a caixa superior, preenchida com solo, vai sofrendo deslocamentos que são medidos por um transdutor até ser atingido um deslizamento de 50 mm.

São vários os estudos existentes em torno da análise do comportamento da interface solo-geossintético em movimento de corte em plano inclinado, e, inclusive, do comportamento de interfaces geossintético-geossintético. Os estudos realizados contaram com equipamentos de ensaio distintos, diferentes condições experimentais e propostas de interpretação de resultados diferentes (Girard *et al.*, 1990; Giroud *et al.*, 1990; Girard *et al.*, 1994; Gourc *et al.*, 1996; Izgin e Wasti, 1998; Lalarakotoson *et al.*, 1999; Costa-Lopes *et al.*, 2001; Wasti e Özdüzgün, 2001; Ling *et al.*, 2002; Palmeira *et al.*, 2002; Palmeira e Viana, 2003; Reyes Ramírez e Gourc, 2003; Briançon *et al.*, 2002; Pitanga *et al.*, 2009, Briançon *et al.*, 2011; Pitanga *et al.*, 2011; Wu *et al.*, 2008).

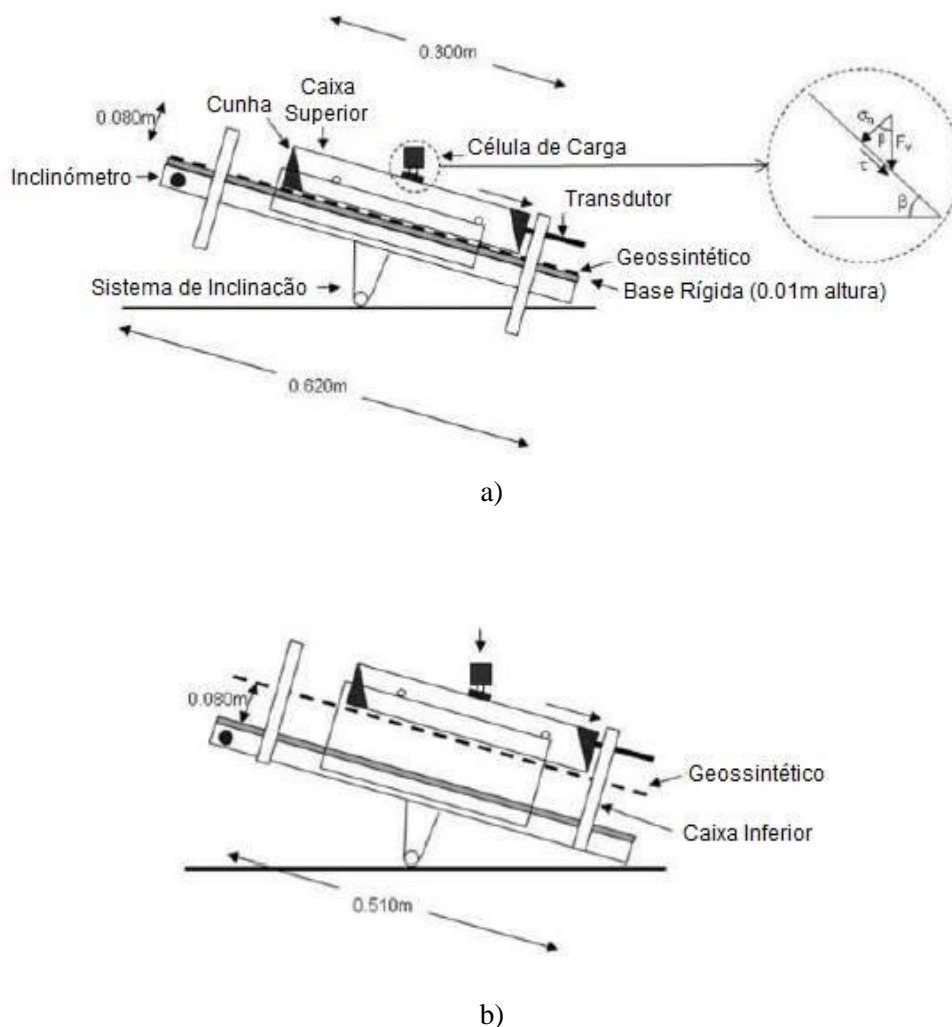


Figura 2.15 – Representação esquemática do equipamento de corte em plano inclinado (adaptado de Costa e Lopes,2000): a) método com base plana; b) método com caixa inferior

Tal como sucede com o ensaio de corte direto, os resultados do ensaio de corte em plano inclinado podem ser afetados por diversos fatores, de entre os quais se destacam: as características do equipamento de ensaio, os procedimentos de ensaio, as propriedades do solo e as propriedades do geossintético. Nos pontos seguintes são abordados os principais fatores com influência nos resultados.

#### 2.6.3.1. Influência das características do equipamento e dos procedimentos de ensaio

Os parâmetros de resistência de uma interface (solo-geossintético, geossintético-geossintético ou solo-solo) obtidos a partir da realização de ensaios de corte em plano inclinado podem ser influenciados por vários fatores. As características do equipamento podem condicionar os resultados, assim como os procedimentos adotados.

A caixa de corte deve ser dimensionada tendo em consideração a área de corte, ou seja, deve permitir uma área de contacto representativa da interface. Com o intuito de analisar a influência das dimensões da caixa de corte, Izgin e Wasti (1998) realizaram ensaios de corte em plano inclinado sobre interfaces solo-geomembrana. Os provetes possuíam dimensões (em planta)

variáveis entre 60 mm × 60 mm e 300 mm × 300 mm. Os autores observaram que o aumento das dimensões do provete conduziu a um aumento de cerca de 3° no valor do ângulo de atrito das interfaces. Com isto, concluíram que para materiais semelhantes aos envolvidos no estudo, a área de corte deve ser no mínimo de 200 mm × 200 mm.

As dimensões internas mínimas (em planta) recomendadas pela norma Europeia para a meia-caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado são de 300 mm × 300 mm. Para a meia-caixa inferior, a norma recomenda dimensões em planta de 400 mm × 325 mm. As duas meias-caixas devem permitir alturas de solo superiores a  $7 \times D_{\max}$  e a 50 mm, onde  $D_{\max}$  corresponde ao diâmetro máximo das partículas do solo a utilizar no ensaio.

A dimensão da caixa de corte influencia a distribuição de tensões ao nível da interface, tal como acontece no ensaio de corte direto. No entanto, no caso do ensaio de corte em plano inclinado, a tensão normal diminui com o aumento da inclinação da base. A irregularidade com que se distribui a tensão normal na interface é diretamente proporcional à inclinação da base e à altura do centro de massa da caixa de corte e inversamente proporcional ao comprimento dessa caixa (Moraci *et al.*, 2014).

O nível de heterogeneidade da tensão normal na interface pode ser minimizado utilizando caixas longas com camadas de solo de espessura reduzida (Palmeira *et al.*, 2002). Para o mesmo efeito, Gourc *et al* (1996) sugerem o uso de paredes inclinadas na caixa superior, as paredes frontal e da retaguarda (Figura 2.16). A inclinação das paredes deve ser definida por forma a que na fase do deslizamento se encontrem praticamente na vertical.



Figura 2.16 – Inclinação das paredes interiores da caixa de corte do equipamento de corte em plano inclinado do LGS da FEUP

Para que não se gerem forças de atrito entre a base da meia-caixa superior e a superfície do geossintético, é necessário garantir a existência de uma folga. A norma EN ISO 12957-2 (2005) recomenda uma folga inferior a 0,5 mm para a metodologia com recurso à base rígida e inferior a 1,5 mm recorrendo ao uso da meia-caixa inferior. Pitanga *et al* (2009) indicam como espaçamento ideal 6,5 mm de espessura entre a base da meia-caixa superior e a superfície do geossintético. Este valor surge depois de os autores terem procedido a ensaios de corte em plano inclinado com valores de folga variáveis entre 1 e 10 mm.

Normalmente, a tensão aplicada sobre a interface solo-geossintético em ensaios de corte em plano inclinado é de 5 kPa (Moraci *et al.*, 2014). No entanto, encontram-se na bibliografia resultados de ensaios realizados com valores de tensão vertical entre 1,1 kPa (Girard *et al.*, 1990) e 50 kPa (Izgin e Wasti, 1998). Geralmente, o incremento da tensão vertical induz uma redução na resistência ao corte da interface (Costa-Lopes, 2000; Reyes Ramírez *et al.*, 2002; Pitanga *et al.*, 2009), contrariamente ao verificado nos ensaios de corte direto.

Em termos de velocidade de ensaio, a norma Europeia recomenda que o ritmo de inclinação seja constante ao longo de todo o ensaio e de 3°/min. Izgin e Wasti (1998) avaliaram a influência do ritmo de inclinação da base nos resultados. Para isso empregaram velocidades compreendidas entre 1 e 6,5 °/min, não tendo observado quaisquer alterações em termos de resultados. Através da realização de ensaios com velocidades compreendidas entre 0,58 e 3,08 °/min, Reyes e Ramírez *et al.* (2002) concluíram também que não existem alterações significativas em termos de resultados de ensaio.

Relativamente a procedimentos de ensaio, encontram-se várias metodologias para a realização do ensaio de corte em plano inclinado na bibliografia, assim como métodos distintos para a interpretação de resultados. Sucintamente, podem adotar-se os procedimentos preconizados na norma Europeia, procedimentos baseados na análise do processo de deslizamento (Gourc e Reyes Ramírez, 2004) e procedimentos tendo por base a medição de forças (Briançon *et al.*, 2011).

Segundo as recomendações normativas, o ângulo de atrito da interface é determinado com base no ângulo de inclinação da base correspondente a um deslizamento da meia-caixa superior de 50 mm (deslocamento correspondente ao término do ensaio). Este valor foi definido a partir de um estudo a nível Europeu, inter-laboratorial, onde se procedeu à análise de várias interfaces e no qual se obteve uma boa reprodutibilidade (Gourc *et al.*, 1996). Contudo, alguns autores defendem que, sendo o ângulo de atrito avaliado durante o deslizamento da meia-caixa superior, a consideração do equilíbrio estático ao longo do plano de corte não é adequada, podendo conduzir a uma sobrestimação da verdadeira resistência (Gourc e Reyes Ramírez, 2004; Pitanga *et al.*, 2009; Briançon *et al.*, 2011; Carbone *et al.*, 2012).

Gourc e Reyes Ramírez (2004) consideram que a análise de equilíbrio mecânico deve ter por base uma abordagem dinâmica uma vez que a velocidade da meia-caixa superior pode atingir valores significativos durante o ensaio. Os autores sustentam esta abordagem através de um estudo onde tornaram possível a obtenção de deslocamentos superiores a 500 mm e a medição precisa da velocidade e da aceleração da caixa de corte ao longo do deslizamento. Estas características foram conseguidas através da alteração do equipamento de ensaio. Segundo Gourc e Reyes Ramírez (2004), o processo de deslizamento da caixa superior pode ser dividido em três fases distintas, esquematizadas na Figura 2.17.



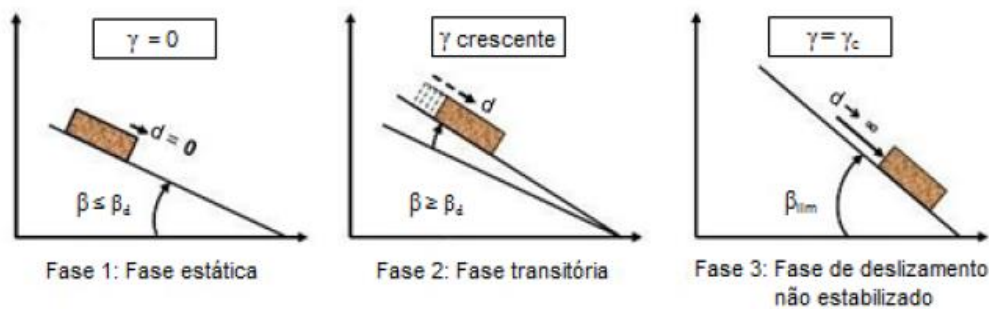


Figura 2.17 – Fases ocorrentes no processo de deslizamento da caixa de corte (adaptado de Pitanga et al., 2009)

Na primeira fase (fase estática), a caixa superior encontra-se praticamente imóvel até ser atingido um determinado ângulo de inclinação da mesma com a horizontal (ângulo a partir do qual a caixa começa a sofrer deslocamentos). Sendo a fase 1 a fase estática, considera-se como ângulo limite de equilíbrio estático ( $\beta = \beta_d$ ) o ângulo suscetível de provocar deslocamentos.

A fase 2 denomina-se de fase transitória e é considerada a partir do momento em que se atinge uma inclinação superior a  $\beta_d$ . Nesta fase a caixa move-se no sentido descendente com aceleração ( $\gamma$ ) crescente, podendo ocorrer um deslizamento brusco ou gradual.

O momento em que a caixa superior desliza com uma velocidade crescente e com aceleração constante ( $\gamma_c$ ) é o momento de entrada na fase 3 (fase dinâmica ou de deslizamento não estabilizado). Estas condições de deslizamento podem ocorrer mesmo que a inclinação da caixa de corte se mantenha ( $\beta = \beta_{lim}$ ).

Os autores defendem que a caracterização da resistência ao corte da interface deve ser feita com base nos ângulos de atrito estático ( $\phi_{est}$ ) e dinâmico ( $\phi_{din}$ ), através das equações (2.11) e (2.12), respetivamente:

$$\text{tg } \phi_{est} = \text{tg } \beta_d \quad (2.11)$$

$$\text{tg } \phi_{din} = \text{tg } \beta_{lim} \left( \frac{1}{\cos \beta_{lim}} \right) \left( \frac{\gamma_c}{g} \right) \quad (2.12)$$

onde  $\gamma_c$  é a aceleração correspondente à fase dinâmica do deslizamento (fase 3) e  $g$  é a aceleração da gravidade.

Pitanga *et al.* (2009) e Carbone *et al.* (2012) consideram que a abordagem dinâmica para o cálculo do ângulo de atrito das interfaces pode não fornecer resultados realistas, principalmente para interfaces em que o deslizamento da caixa superior é gradual durante o ensaio. Esta limitação é consequência da difícil monitorização da aceleração no decorrer do ensaio.

O procedimento de ensaio baseado na medição de forças foi preconizado por Briançon *et al.* (2011) e baseia-se na medição da força requerida para que não ocorra o deslizamento da caixa superior à medida que a inclinação da base aumenta. Na Figura 2.18 é esquematizado o equipamento de corte em plano inclinado utilizado para a metodologia de medição de forças. O equipamento possui um sensor de força fixo à estrutura e conectado à caixa superior por

intermédio de um cabo. O ensaio tem início com o cabo livre de qualquer esforço de tração, com o aumento da inclinação da base a caixa vai deslizando e os deslocamentos são monitorizados até ao momento em que se atinge um valor limite de deslocamento da caixa superior. O valor limite de deslizamento coincide com o momento em que o cabo é esticado e a caixa fica impedida de deslizar. O sistema fica estabilizado e a força de tração transmitida ao cabo é continuamente monitorizada.

Segundo Briançon *et al.* (2011), para o cálculo do ângulo de atrito da interface ( $\lambda_{lim}$ ) deve considerar-se a inclinação da base ( $\beta$ ) a partir da qual a caixa fica impedida de sofrer deslizamento, isto é, quando  $\text{tg}(\lambda)$  é constante. Segundo os autores, é possível determinar o valor de  $\text{tg}(\lambda)$  através da equação (2.13):

$$\text{tg} \lambda = \frac{F_v \text{ sen } \beta - F(\beta)}{F_v \text{ cos } \beta} \quad (2.13)$$

em que  $F_v$  corresponde à força vertical atuante na interface (peso total da caixa superior) e  $F(\beta)$  é a força requerida para impedir o deslocamento da caixa superior.

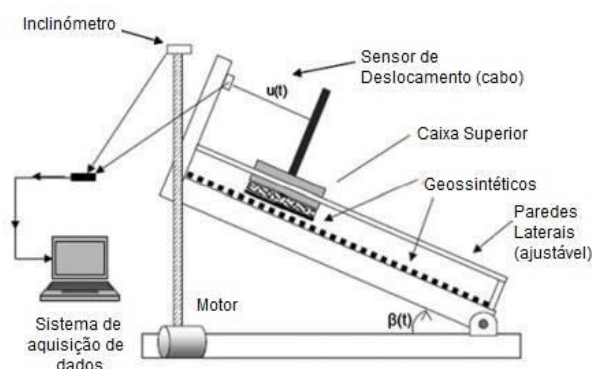


Figura 2.18 – Representação esquemática do equipamento de corte em plano inclinado modificado para observação de condições dinâmicas (adaptado de Briançon *et al.*, 2011)

### 2.6.3.2. Influência das propriedades do solo e do geossintético

As propriedades do solo e do geossintético podem afetar de forma significativa os resultados obtidos através da realização de ensaios de corte em plano inclinado, para além das características do equipamento de ensaio e das metodologias adotadas.

A influência da granulometria do solo e da estrutura do geossintético na resistência ao corte de interfaces solo-geossintético em movimento de corte em plano inclinado foi objeto de estudo por parte de Costa-Lopes (2000). A investigação envolveu dois solos granulares diferentes, nomeadamente em termos de diâmetro médio das partículas (0,43 e 1,30 mm) e o índice de compactação adotado foi de 50% para os dois materiais. Os geossintéticos ensaiados foram sete, nomeadamente: um geotêxtil tecido, um geotêxtil não tecido agulhado, um geotêxtil não tecido termossoldado, uma geomembrana lisa, uma geomembrana rugosa e duas geogrelhas (uma biaxial e uma uniaxial).

Os ensaios foram realizados para tensões de confinamento de 5, 10 e 25 kPa e segundo as duas metodologias possíveis: com o geossintético fixo sobre uma base rígida e com o geossintético colocado sobre o solo que preenche a meia-caixa inferior. Quanto mais elevada é a tensão de confinamento menor é a resistência ao corte em plano inclinado da interface-solo-geossintético, pois o aumento da tensão de confinamento conduz ao aumento da tensão tangencial instabilizadora (Costa-Lopes, 2000).

A autora concluiu que a resistência da interface solo-geossintético em movimento de corte em plano inclinado é significativamente influenciada pela granulometria do solo. Os solos com partículas de maior diâmetro e, com granulometria mais extensa, conduzem a incrementos de resistência, sendo esse acréscimo de resistência tanto mais relevante quanto mais lisa for a superfície lateral do geossintético.

A análise da influência da estrutura do geossintético na resistência ao corte das interfaces solo-geossintético, mediante o emprego de geossintéticos distintos, permitiu que Costa-Lopes (2000) concluísse que a resistência ao corte é condicionada por superfícies laterais mais ou menos rugosas, superfícies que permitem um imbricamento mais ou menos significativo de grãos na malha do geossintético, e superfícies com ou sem contribuição do atrito solo-solo.

#### 2.6.4 ENSAIO DE CORTE DIRETO *VERSUS* ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO

O ensaio de corte direto é o ensaio tipicamente utilizado para estimar a resistência ao corte da interface solo-geossintético para tensões normais elevadas. Para valores reduzidos de tensão normal, o ensaio de corte em plano inclinado revela-se mais eficaz e permite simular com maior exatidão os mecanismos de interação solo-geossintético em camadas superficiais de taludes.

Trabalhos cujo objetivo seja efetuar uma análise comparativa dos parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado na caracterização de interfaces solo-geossintético são escassos. Para além disso, não constam na bibliografia estudos que permitam identificar uma tendência geral para diferentes tipos de interfaces, no que se refere à análise comparativa dos parâmetros de resistência obtidos através dos dois métodos de ensaio.

Izgin e Wasti (1998) estabeleceram uma análise comparativa entre os parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios corte direto e de corte em plano inclinado realizados sobre interfaces areia-geomembrana. As tensões normais aplicadas no ensaio de corte direto variaram entre 14 e 200 kPa e, no ensaio de corte em plano inclinado, foram aplicadas tensões normais iniciais entre 5 e 50 kPa. A área de corte analisada foi idêntica em ambos os ensaios (60 mm × 60 mm).

Os autores verificaram que os resultados obtidos a partir do ensaio de corte em plano inclinado podiam ser representados através de envolventes de rotura lineares. A adesão das interfaces areia-geomembrana foi praticamente nula ( $\leq 0,5$  kPa) em movimento de corte em plano inclinado. Já para o ensaio de corte direto, as envolventes de rotura definidas revelaram valores da adesão significativamente superiores, bem como do ângulo de atrito das interfaces (cerca de 5 a 10°). Posto isto, Izgin e Wasti (1998) apontam o ensaio de corte direto como um ensaio que pode conduzir à sobrestimação da resistência ao corte das interfaces areia-geomembrana, principalmente para tensões normais reduzidas.

Lalarakotoson *et al.* (1999) realizaram vários ensaios de corte em plano inclinado e de corte direto com a finalidade de estabelecer comparações entre os seus resultados, assim como a sua validação. Este trabalho foi realizado no âmbito do projeto Europeu para a normalização dos ensaios de caracterização da resistência ao corte de interfaces solo-geossintético.

O solo utilizado foi uma areia normalizada, compactada com índices de compactidade de 20 e 85%. No que se refere aos geossintéticos, estiveram envolvidos cinco tipos distintos: duas geomembranas, um geocompósito de reforço, um geotêxtil não tecido e uma geogrelha biaxial. Os ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado foram realizados com áreas de corte diferentes. As dimensões, em planta, da caixa de corte do equipamento utilizado para os ensaios de corte direto, foram de 300 mm × 300 mm. Os ensaios de corte em plano inclinado foram realizados com uma área de corte de 1000 mm × 700 mm.

A análise e comparação de resultados entre os dois métodos de ensaio recaiu sobre três parâmetros: rigidez secante da interface para a tensão de corte máxima, ângulo de atrito de pico (ângulo de atrito secante, dependente da tensão normal) e ângulo de atrito residual. Para o ensaio de corte em plano inclinado, o ângulo de atrito residual foi determinado, para cada tensão normal, com base no impulso registrado quando se permitia que a caixa superior deslizesse até embater num amortecedor hidráulico.

Lalarakotoson *et al.* (1999) conseguiram estabelecer tendências semelhantes através da realização dos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado, dos quais obtiveram resultados bastante aceitáveis (coerentes). Verificaram que o ângulo de atrito residual da interface é independente da tensão normal, independentemente da metodologia de ensaio utilizada. Os autores concluíram ainda que com o aumento da tensão normal aplicada o ângulo de atrito de pico diminui. Este estudo veio também clarificar que o ensaio de corte em plano inclinado é mais preciso quando se pretende caracterizar o comportamento das interfaces areia-geossintético sob tensões normais reduzidas, quando comparado com o ensaio de corte direto.

Na bibliografia podem encontrar-se diversos trabalhos, que correlacionam os resultados obtidos através das duas metodologias de ensaios, relativos à caracterização de interfaces geossintético-geossintético (Girard *et al.*, 1990; Giroud *et al.*, 1990; Wasti e Özdüzgün, 2001; Izgin e Wasti, 1998; Reyes Ramirez e Gourc, 2003).

# 3

## PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 3.1. INTRODUÇÃO

A interação solo-geossintético é de extrema importância no dimensionamento e análise de estabilidade de estruturas reforçadas com geossintéticos. O mecanismo de interação está dependente do tipo de solo, das características do reforço e da forma como estes se relacionam. O presente capítulo descreve o programa experimental executado no âmbito desta dissertação, tendo em vista a análise da interação solo-geossintético em movimento de corte direto e de corte em plano inclinado.

O programa experimental decorreu no Laboratório de Geossintéticos da FEUP (LGS) e envolveu a utilização de diferentes materiais, nomeadamente um solo residual de granito (comumente designado por saibro) e dois geossintéticos: uma geogrelha uniaxial extrudida e um geocompósito de reforço uniaxial.

Nos seguintes pontos caracterizam-se os materiais envolvidos no estudo, apresentam-se as referências normativas relativas aos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado em interfaces solo-geossintético, descrevem-se os equipamentos e os procedimentos utilizados para cada tipo de ensaio e resumem-se as condições experimentais analisadas.

### 3.2. MATERIAIS ENVOLVIDOS NA ANÁLISE EXPERIMENTAL

#### 3.2.1. SOLO

Como se referiu anteriormente, foi selecionado para o presente estudo um solo residual de granito (SRG). Trata-se de um material de granulometria extensa, podendo ser classificado como SW-SM - de acordo com o Sistema Unificado (ASTM D 2487-11) - o que corresponde a uma areia bem graduada com silte e cascalho. A Figura 3.1 permite a análise visual do solo residual de granito no seu estado seco.

A caracterização física do SRG havia já sido efetuada no âmbito de investigações prévias (Ferreira, 2015; Carlos, 2016), pelo que apenas se recolheram os dados respeitantes a essa caracterização.



Figura 3.1 – Aspeto visual do solo residual de granito (SRG) no seu estado seco

A Figura 3.2 ilustra a curva granulométrica do SRG, sendo os principais índices físicos apresentados no Quadro 3.1 (diâmetros correspondentes a 10%, 30% e 50% de passados, coeficientes de uniformidade e curvatura, densidade das partículas sólidas, valores máximo e mínimo do peso volúmico seco, parâmetros de compactação obtidos através do ensaio Proctor modificado e limite de liquidez). O solo é considerado não plástico.

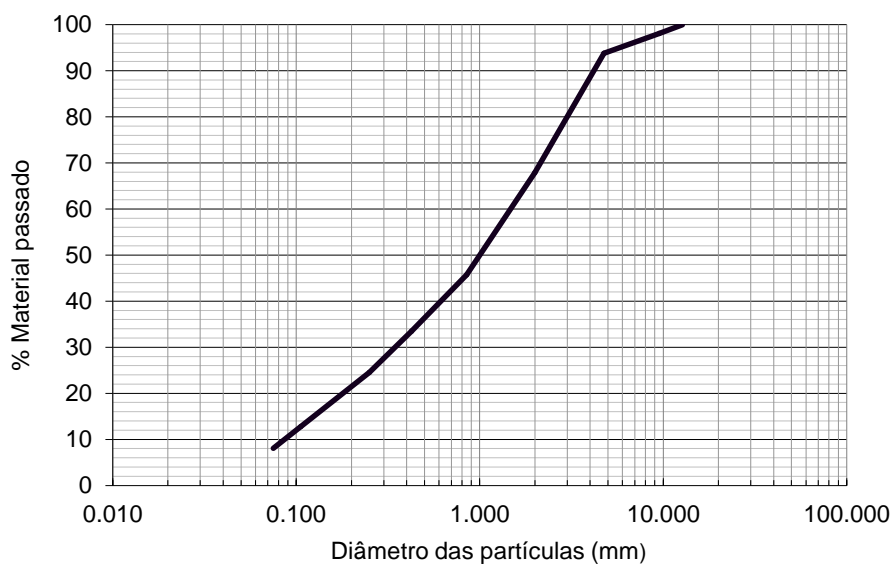


Figura 3.2 - Curva granulométrica do SRG

Quadro 3.1 – Índices físicos do SRG

Índice físico	SRG
D <sub>10</sub> (mm)	0,09
D <sub>30</sub> (mm)	0,35
D <sub>50</sub> (mm)	1,0
Coeficiente de uniformidade, C <sub>u</sub>	16,9
Coeficiente de curvatura, C <sub>c</sub>	1,0
Densidade das partículas sólidas, G	2,73
Peso volúmico seco máximo, $\gamma_{dmax}$	18,14
Peso volúmico seco mínimo, $\gamma_{dmin}$	13,40
Índice de vazios mínimo, e <sub>min</sub>	0,476
Índice de vazios máximo, e <sub>max</sub>	0,998
Peso volúmico seco máximo (ensaio Proctor)	18,93
Teor em água Ótimo, W <sub>ót</sub> (%)	11,45
Limite de Liquidez, L <sub>L</sub> (%)	43
Limite de plasticidade, L <sub>P</sub> (%)	-

### 3.2.2. GEOSSINTÉTICOS

#### 3.2.2.1. Geocompósito de reforço

O geocompósito de reforço uniaxial (GCR) consiste num geotêxtil não tecido em polipropileno (PP) reforçado por filamentos de poliéster de elevada resistência e apresenta duas faces distintas, tal como se ilustra na Figura 3.3. O seu uso é adequado ao reforço de solos a curto e a longo prazo.

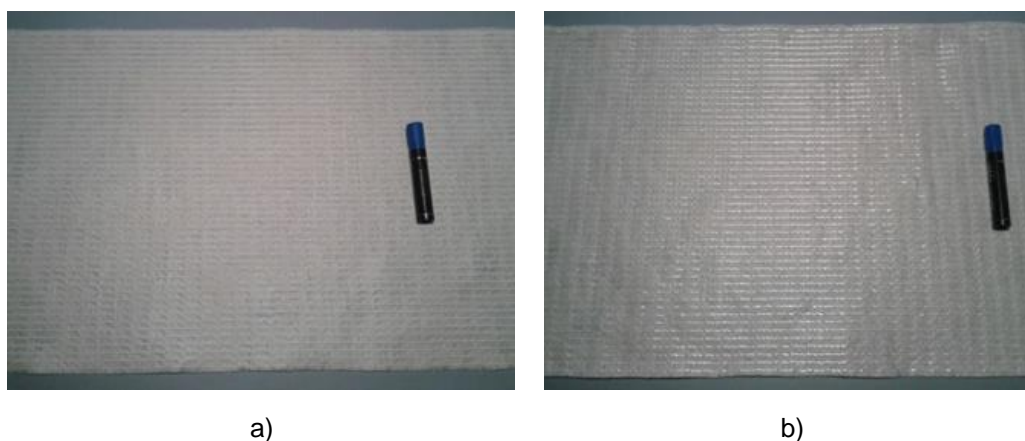


Figura 3.3 – Aspeto visual do GCR: a) face inferior; b) face superior

As propriedades mecânicas do geocompósito encontram-se resumidas no Quadro 3.2. A ficha do produtor indica que o valor médio de resistência à tração na direção de fabrico é de 75 kN/m e que a extensão para a qual é atingida ronda os 10%. Na direção perpendicular o valor da resistência à tração fornecido é de cerca de 14 kN/m, à qual corresponde uma extensão de 60%. O valor da resistência à tração é substancialmente superior na direção de fabrico, o que é expectável visto tratar-se de um material de reforço uniaxial.

Vieira e Pereira (2015) utilizaram o mesmo material num outro estudo e para o qual realizaram ensaios de caracterização mecânica. Através dos valores obtidos nesse trabalho é possível estabelecer uma comparação com os valores do fabricante. Conclui-se dessa análise comparativa que os valores de resistência à tração especificados pelo produtor para a direção de fabrico são ligeiramente superiores ao obtido por Vieira e Pereira (2015), em cerca de 4,4%.

Quadro 3.2 – Propriedades físicas e mecânicas do geocompósito

	GCR
Matéria-prima	PP/PET
Massa por unidade de área (g/m <sup>2</sup> )	340
Espessura nominal (mm)	2,3
Resistência à tração <sup>1</sup> (kN/m)	75
Extensão na força máxima <sup>1</sup> (%)	10
Resistência à tração <sup>2</sup> (kN/m)	70,6
Extensão na força máxima <sup>2</sup> (%)	9,7
Módulo de rigidez secante para $\epsilon=2\%$ <sup>2</sup> (kN/m)	647

<sup>1</sup> Valores da ficha do produtor na direção de fabrico

<sup>2</sup> Ensaios realizados por Vieira e Pereira (2015) para a direção de fabrico

### 3.2.2.2. Geogrelha

A geogrelha uniaxial extrudida (GGRU), é fabricada a partir de polietileno de alta densidade (PEAD) e apresenta uma massa por unidade de área de 450g/m<sup>2</sup>. As barras transversais possuem uma espessura variável entre 2,5 e 2,7 mm. É formada por uma malha com aproximadamente 22 mm × 235 mm e as suas aberturas têm uma dimensão média de 16 mm × 219 mm. A Figura 3.4 permite visualizar a geogrelha envolvida na análise experimental.





Figura 3.4 – Aspeto visual da geogrelha (GGRU)

Em termos de caracterização mecânica, os dados fornecidos pelo produtor indicam que a GGRU exibe uma resistência à tração de 68 kN/m à qual corresponde uma extensão na força máxima de 11%, em valores médios.

Ferreira (2015) concluiu que o valor médio da resistência à tração da geogrelha é de cerca de 52,2 kN/m. Este valor é, significativamente, inferior ao indicado na ficha técnica do material. Em contrapartida, a extensão na força máxima obtida em laboratório (12,4%) excedeu ligeiramente o valor especificado pelo fabricante. Devido às características mecânicas que este geossintético apresenta, é correntemente aplicado na construção de estruturas de solo reforçado.

Quadro 3.3 – Propriedades físicas e mecânicas da geogrelha (GGRU)

	GGRU
Matéria-prima	PEAD
Massa por unidade de área (g/m <sup>2</sup> )	450
Espessura das barras longitudinais (mm)	1,1
Espessura das barras transversais (mm)	2,5-2,7
Dimensão da malha (mm)	22x235
Percentagem de aberturas (%)	59
Resistência à tração <sup>1</sup> (kN/m)	68
Extensão na força máxima <sup>1</sup> (%)	11,0
Resistência à tração <sup>2</sup> (kN/m)	52,2
Extensão na força máxima <sup>2</sup> (%)	12,4
Módulo de rigidez secante para $\epsilon=2\%$ <sup>2</sup> (kN/m)	509,8

<sup>1</sup> Valores da ficha do produtor na direção de fabrico

<sup>2</sup> Ensaio realizados por Ferreira (2015) para a direção de fabrico

### 3.3. ENSAIO DE CORTE DIRETO

#### 3.3.1. GENERALIDADES

Aquando da ocorrência de movimento de solo em relação a um geossintético geram-se forças de interação na interface entre os dois materiais. A caracterização dessa interação é de extrema importância para avaliar a estabilidade das estruturas de solo reforçado com geossintéticos. O ensaio de corte direto é adequado ao estudo do comportamento da interface solo-geossintético nestas circunstâncias, isto é, quando o reforço permanece solidário com parte do solo envolvente, sendo a resistência da interface mobilizada pelo deslizamento da restante massa de solo relativamente ao geossintético.

Até ao aparecimento das normas europeias, a descrição do ensaio de corte direto, do equipamento e das exigências a serem respeitadas eram estabelecidas pelas normas inglesas e americanas, BS 6906-8 (1991) e ASTM D 5321-92 (reaprovada em 1998), respetivamente. A primeira norma europeia surge em 1997, em versão preliminar, recebe a designação de prEN ISO 12957-1 em 2001 e, no final do ano de 2004, é aprovada como norma internacional.

O equipamento de corte direto, com o qual se realizaram os ensaios referentes ao programa experimental, foi desenvolvido na FEUP, em parceria com o Instituto de Engenharia Mecânica. O seu protótipo surgiu no âmbito do estudo realizado por Vieira (2008), intitulado “Muros e taludes de solo reforçado com geossintético. Comportamento sísmico e metodologias de desenvolvimento”. A sua conceção seguiu recomendações normativas, respeitantes às dimensões mínimas exigidas e aos procedimentos de ensaio, da pré-norma Europeia prEN ISO 12957-1(2001) e da norma americana ASTM D5321-92. É um equipamento de grandes dimensões que permite a realização de ensaios de corte direto de solos e de interfaces solo-geossintético e geossintético-geossintético, tanto em condições de carregamento monotónico como cíclico.

Os ensaios levados a cabo para a caracterização das interfaces entre os diferentes materiais envolvidos neste estudo foram realizados em condições de carregamento monotónico e são descritos nos pontos que se seguem.

#### 3.3.2. REFERÊNCIA NORMATIVA - EN ISO 12957-1

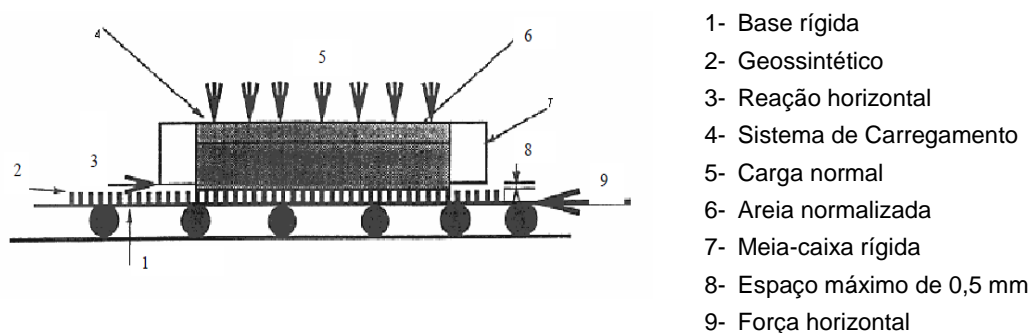
O ensaio de corte direto é descrito pela norma europeia EN ISO 12957-1 (2005) como um “ensaio de identificação para determinar as características de atrito dos geossintéticos e produtos relacionados em contacto com uma areia normalizada”. O conjunto solo-reforço é colocado no equipamento de corte submetido a:

- uma tensão normal (distribuída uniformemente sobre toda a área do provete) que deve ser medida com uma exatidão de  $\pm 2\%$ ;
- um deslocamento horizontal a velocidade constante de  $(1\pm 0,2)$  mm/min.

Para a realização do ensaio, e conseqüente determinação da envolvente de rotura, são usados quatro provetes retirados de acordo com a norma EN ISO 9862 (2005) e com tamanho adequado às dimensões do aparelho. Importa referir que a norma especifica que na presença de faces diferentes da amostra, ambas devem ser ensaiadas.

A EN ISO 12957-1 (2005) indica que podem ser usados dois aparelhos de corte distintos, um com uma caixa de corte com área de contacto constante e outro com caixa de corte com redução da área de contacto.

Na modalidade de ensaio de corte direto com área de contacto constante a caixa de corte deve ser dividida numa parte superior e numa parte inferior, as quais são referenciadas, usualmente, como meia-caixa superior e meia-caixa inferior. As meias-caixas devem ser independentes e suficientemente rígidas para evitar distorções quando solicitadas pelas cargas de ensaio. Na Figura 3.5 encontra-se esquematizado o equipamento de área de contacto constante.



As Figura 3.5 – Modalidade de ensaio de corte direto de área constante esquematizado na norma EN ISO 12957-1 (2005)

dimensões internas da meia-caixa superior não devem ser inferiores a 300 mm × 300 mm e a largura do conjunto de caixas, superior e inferior, não deve ser inferior a 50% do seu comprimento. A profundidade da meia-caixa superior (ponto 7 da Figura 3.5) deve ser suficiente para acomodar o solo e o sistema de carga. No ensaio de geogrelhas, as dimensões mínimas da caixa de corte devem permitir que pelo menos duas barras longitudinais e três barras transversais permaneçam em contacto com o solo no decorrer do ensaio. Os provetes a ensaiar são colocados sobre a meia-caixa inferior e fixados por forma a que não ocorram deslizamentos do provete durante o ensaio. A meia-caixa inferior deve ser suficientemente longa para assegurar o contacto entre o solo e o geossintético durante um deslocamento relativo de pelo menos 16,5% do comprimento interno da meia-caixa superior.

Para a modalidade de ensaio com redução da área de contacto (Figura 3.6), que corresponde à filosofia das caixas de corte utilizadas tradicionalmente na caracterização de solos, a norma Europeia é muito vaga. É indicado apenas que pode ser utilizada uma caixa de corte para solo tradicional com as meias-caixas de dimensões iguais (valores mínimos de 300 mm × 300 mm).

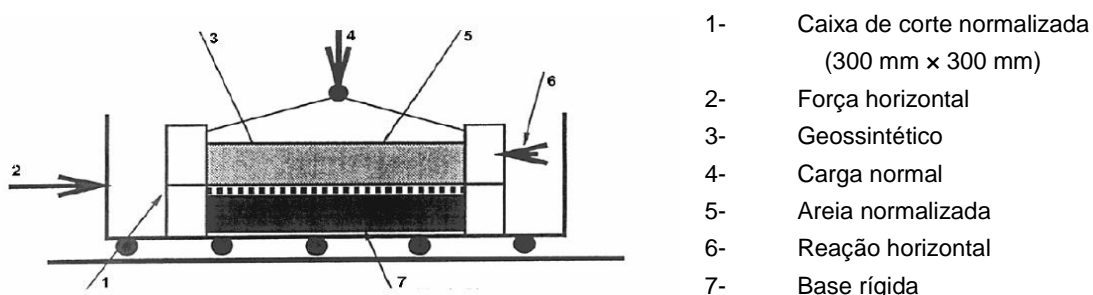


Figura 3.6 – Modalidade de ensaio de corte direto de área reduzida esquematizado na norma EN ISO 12957-1 (2005)

A norma EN ISO 12957-1 (2005) recomenda que, independentemente da modalidade de ensaio, o provete de geossintético seja colocado num suporte rígido e horizontal, fixo na parte frontal da meia-caixa inferior e fora da zona de corte. A fixação assenta na necessidade de prevenir, tanto quanto possível, a ocorrência de deslocamento relativo entre o provete e suporte. Para além da fixação fora da área de corte, o geossintético deve ser fixado com cola à base rígida ou, alternativamente, deve utilizar-se um suporte de atrito normalizado.

Para ensaiar geogrelhas com grandes aberturas ( $\geq 15$  mm) e uma elevada percentagem de aberturas ( $\geq 50\%$  da superfície total do provete), pode utilizar-se um suporte de areia ao invés da base rígida. Quando se opta pela utilização da base rígida para este tipo de materiais, são necessários ensaios prévios que permitam quantificar o atrito entre a areia e o suporte. Os ensaios de atrito destinam-se à avaliação da relação entre a tensão de corte máxima mobilizada na interface areia-suporte ( $\tau_{sup}^{max}$ ) e a correspondente tensão normal.

A meia-caixa inferior deve estar fixa ao sistema móvel do equipamento, que promove o movimento na direção longitudinal, devendo este sistema estar assente sobre rolamentos de baixo atrito.

O eixo horizontal deve ter capacidade para aplicar uma força de corte que imponha uma velocidade constante de  $(1 \pm 0,2)$  mm/min. A medição da força de corte e do deslocamento horizontal deve ser efetuada com uma precisão de  $\pm 2\%$  e  $\pm 0,02$  mm, respetivamente.

De modo a garantir uma distribuição uniforme da força normal sobre toda a área do provete, a aplicação desta pode ser efetuada utilizando qualquer tipo de membrana flexível, preenchida por um fluido. A força normal deve ser medida com uma precisão de  $\pm 2\%$ .

A norma Europeia apresenta uma nota importante referente à dilatação da areia, que deve ser considerada. Recomenda, por isso, que exista uma folga igual à espessura do provete de geossintético a ensaiar, acrescida de 0,5 mm, entre as duas meias-caixas que compõe o equipamento.

O ensaio de corte direto deve ser realizado para as tensões normais de 50, 100 e 150 kPa, repetindo-se o ensaio para a pressão normal de 100 kPa. O término do ensaio dá-se quando se atinge um deslocamento relativo de 50 mm, para o comprimento da superfície de corte de 300 mm, ou 16,5% do comprimento da superfície de corte, nos restantes casos.

### 3.3.3. EQUIPAMENTO DE ENSAIO

Tal como se mencionou anteriormente, o equipamento de corte direto de grandes dimensões, com o qual se realizaram os ensaios descritos no presente capítulo (Figura 3.7), foi desenvolvido tendo por base as recomendações das normas EN ISO 12957-1 (2005) e ASTM D 5321-92.

O equipamento tem por base um acionamento hidráulico com comando em malha fechada executado através de um computador. No seu conjunto compreende uma caixa de corte, uma estrutura de suporte, um conjunto de cinco atuadores hidráulicos e respetiva central energética, um quadro elétrico de potência e de comando, um transdutor que assegura a medição das grandezas a monitorizar e um computador onde está instalado o *software* de controlo (*Dynatester*).

O *software Dynatester* foi desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Mecânica da FEUP e permite o controlo da placa de carregamento vertical e do eixo horizontal, através de procedimentos independentes. Através deste *software* é possível aplicar solicitações do tipo constante, linear e sinusoidal. Em termos de frequência de aquisição de dados, é possível definir períodos de tempo entre leituras desde a ordem dos segundos até aos centésimos de segundo.



Figura 3.7 – Vista geral do equipamento de corte direto do LGS da FEUP (Vieira, 2008)

A caixa de corte é formada por duas meias-caixas, inferior e superior. A meia caixa-inferior encontra-se rigidamente ligada a uma plataforma móvel e tem dimensões interiores de 800 mm × 340 mm, em planta, e 100 mm de profundidade. O movimento horizontal da meia-caixa inferior é realizado através de um servo-atuador com pressão ajustável até 160 bar, o que corresponde a uma força máxima disponível de 50 kN em compressão e de 33,5 kN em tração. Este movimento horizontal ocorre sobre guiamentos lineares de atrito reduzido. O movimento da meia-caixa inferior é registado por um transdutor de deslocamento interno e a carga medida por meio de uma célula de carga do tipo tração/compressão de 50 kN. Os provetes de geossintéticos são fixados à meia-caixa inferior através de um sistema de aparafusamento, impedindo-se assim a ocorrência de deslocamentos relativos entre o geossintético e a base.

A meia-caixa superior é fixa na direção horizontal e pode ser ajustada verticalmente através de dois atuadores hidráulicos de duplo efeito que se encontram nas suas extremidades. Esta meia-caixa apresenta dimensões de 600 mm × 300 mm (comprimento × largura) e uma altura de 150 mm.

O aparelho possui uma placa metálica rígida, de área igual a 600 mm × 300 mm, que aplica uma tensão vertical sobre a amostra de solo. Essa tensão (força vertical) é conseguida a partir de um servo-atuador, composto por dois atuadores lineares de duplo efeito de 20 kN cada, que permitem exercer uma tensão vertical máxima de 200 kPa. A leitura da força vertical atuante é efetuada, indiretamente, através de um transdutor de pressão de 250 bar que regista a pressão interna do óleo ao nível dos dois atuadores verticais.

O equipamento permite a realização das duas modalidades de ensaio referenciadas na norma Europeia: ensaio de corte direto de área constante e de área reduzida. Para os ensaios de corte direto de área constante é utilizada uma base rígida, com superfície rugosa, a qual é colocada por forma a preencher a cavidade da meia caixa-inferior. Para a modalidade de ensaio de área reduzida, é inserido no interior da meia-caixa inferior, um aro metálico redutor que torna a área interior desta meia-caixa igual à área da meia-caixa superior.

O registo dos deslocamentos verticais em vários pontos da placa de carregamento durante o ensaio é obtido utilizando transdutores externos do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), os quais permitem retirar importantes conclusões acerca das variações volumétricas da amostra de solo.

Em Vieira (2008) e Silvano (2005) pode encontrar-se uma descrição mais pormenorizada do equipamento de corte direto.

#### 3.3.4. PROGRAMA EXPERIMENTAL DE CORTE DIRETO

O número de ensaios estimado para o programa experimental de corte direto foi de 24 ensaios, todos eles em condições de carregamento monotónico. Os ensaios realizados visaram a caracterização da resistência ao corte do solo residual de granito e das interfaces solo-geossintético (envolvendo a geogrelha e o geocompósito) de modo a averiguar os valores dos coeficientes de resistência das interfaces solo-geossintético. A análise contemplou ainda a avaliação da influência da tensão normal aplicada, do teor em água do solo e do tipo de geossintético na resistência das interfaces em movimento de corte direto.

A norma EN ISO 12957-1 (2005) sugere que, no ensaio de corte direto, sejam aplicadas tensões normais de 50, 100 e 150 kPa. No entanto, para além destas tensões, ensaiaram-se as interfaces solo-solo e solo-geossintético utilizando um valor inferior de tensão (25kPa), com vista a estabelecer uma correlação com os resultados dos ensaios de corte em plano inclinado, onde esta tensão normal é aplicada.

A influência do teor em água do solo ( $W$ ) na resistência ao corte das interfaces foi analisada através da utilização de provetes compactados com o teor em água ótimo ( $W_{ót}=11,5\%$ ) e com um teor em água 2% acima do teor ótimo ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ).

O objetivo inicial do estudo consistia em verificar a influência do teor em água do solo sobre as interfaces solo-geossintético utilizando: o teor em água ótimo ( $W_{ót}=11,5\%$ ) e teor em água superior em 3% ao teor ótimo do solo ( $W_{ót+3\%}=14,5\%$ ). O incremento de três valores percentuais no teor em água ótimo do solo revelou-se inviável em termos práticos aquando da realização do ensaio de corte direto. Ensaíram-se as interfaces solo-geogrelha com teor em água superior ao ótimo ( $W_{ót+3\%}=14,5\%$ ) e para estas verificou-se uma perda de água significativa, especialmente após a aplicação da carga vertical. Com isto correr-se-iam vários riscos, tais como o de danificação do equipamento, possibilidade de humedificação do LVDT e resultados finais pouco fiáveis devido à perda de água. Tomou-se, portanto, a decisão de avaliar a influência do teor em água comparando os resultados obtidos para o teor em água ótimo e para um valor superior ao ótimo em dois pontos percentuais ( $W_{ót+2\%}$ ), evitando assim uma possível danificação do aparelho e assegurando uma melhor repetibilidade das condições de ensaio. Contudo, os resultados dos ensaios realizados com teor em água igual a 14,5% serão apresentados e discutidos.

O Quadro 3.4 apresenta os ensaios realizados com vista à caracterização da resistência ao corte do solo residual de granito (SRG), para as diferentes tensões normais, utilizando um valor de  $17,5 \text{ kN/m}^3$  para o peso volúmico seco. O valor do peso volúmico seco do solo será mantido ao longo de todo o programa experimental.

Quadro 3.4 – Programa de ensaios de corte direto do SRG

N.º do ensaio	Peso volúmico seco (kN/m <sup>3</sup> )	Teor em água do solo (%)	Tensão normal (kPa)
1			25
2		11,5	50
3			100
4	17,5		150
5			25
6		13,5	50
7			100
8			150

Os ensaios para a caracterização da interface SRG-geogrelha encontram-se representados no Quadro 3.5, onde se pode verificar a utilização do teor em água ótimo e do teor em água 2% acima do mesmo. No Quadro 3.6 são apresentados os oito ensaios realizados sobre a interface SRG-geocompósito.

Quadro 3.5 – Programa de ensaios de corte direto das interfaces SRG - GGR

N.º do ensaio	Interface	Peso volúmico seco (kN/m <sup>3</sup> )	Teor em água do solo (%)	Tensão normal (kPa)
9				25
10			11,5%	50
11				100
12				150
13				25
14	Solo-geogrelha	17,5	13,5%	50
15				100
16				150
13*				25
14*			14,5%	50
15*				100
16*				150

Quadro 3.6 – Programa de ensaios de corte direto das interfaces SGR - geocompósito

N.º do ensaio	Interface	Peso volúmico seco (kN/m <sup>3</sup> )	Teor em água do solo (%)	Tensão normal (kPa)
17				25
18			11,5%	50
19				100
20	Solo-geocompósito	17,5		150
21				25
22			13,5%	50
23				100
24				150

### 3.3.5. PROCEDIMENTOS ADOTADOS PARA O ENSAIO DE CORTE DIRETO

O processo com que se iniciam os trabalhos em laboratório para o ensaio de corte direto consiste na preparação dos materiais envolvidos na análise, o solo e os provetes de geossintético a ensaiar.

Os provetes de geossintético a ensaiar são retirados de rolos provenientes de fábrica, de acordo com a norma EN ISO 9862 (2005). Cortam-se provetes com dimensões adequadas ao aparelho de ensaio, consoante o número de ensaios a realizar, sendo que cada ensaio requer um novo provete. A norma EN ISO 12957-1 (2005) menciona a necessidade de ensaiar as duas faces da amostra quando o material apresenta faces distintas. Contudo, embora o geocompósito utilizado apresente faces distintas, optou-se por ensaiar apenas uma das faces (face ilustrada na Figura 3.3a). Ferreira (2015) constatou que os resultados dos ensaios de corte direto obtidos para ambas as faces de um geocompósito de reforço semelhante ao utilizado no estudo eram próximos.

As misturas de solo com água são efetuadas com base nas quantidades previamente definidas. Procedem-se à pesagem do solo referente a cada uma das seis camadas necessárias para o ensaio (quatro para a meia-caixa inferior e duas para a meia-caixa superior), considerando o peso volúmico de 17,5 kN/m<sup>3</sup> estipulado. Efetuam-se os cálculos para a determinação da quantidade de água a colocar em cada camada, a qual é pesada com uma balança de elevada precisão. As misturas de solo foram feitas manualmente, com o cuidado de atingir uma homogeneidade tão elevada quanto possível. Na perspetiva de otimização de tempo e fiabilidade de resultados optou-se por realizar duas misturas frescas diariamente, as correspondentes às camadas mais próximas da interface. As restantes foram condicionadas hermeticamente em sacos apropriados (por forma a minimizar perdas de água por evaporação) e renovadas semanalmente.





Figura 3.8 – Saco herméticos: a) aspeto visual; b) acondicionamento do solo

A montagem do ensaio consiste, de uma forma simplificada, na colocação das quatro camadas da mistura de solo com água na meia caixa-inferior provida de um redutor metálico. Posteriormente, fixa-se à meia-caixa inferior o geossintético, desce-se a meia-caixa superior que é preenchida com as restantes duas camadas.

Os ensaios que constam no programa experimental foram realizados segundo a modalidade de área de corte reduzida, utilizando solo na meia-caixa inferior. No entanto, para geossintéticos com superfícies laterais contínuas, como é o caso do geocompósito, onde o único mecanismo de interação mobilizado durante o corte é o atrito lateral ao longo da superfície do reforço, é adequado o uso de ensaios de área de contacto contante (usando a placa rígida na meia-caixa inferior em alternativa ao preenchimento com solo). O uso da placa rígida para este tipo de geossintéticos é inclusivamente recomendado pela norma EN ISO 12957-1 (2005). Apesar disto, todos os ensaios foram realizados preenchendo com solo a meia caixa-inferior. Esta decisão foi tomada no sentido de possibilitar a comparação entre os resultados obtidos para as diferentes interfaces solo-geossintético (interfaces envolvendo a geogrelha e o geocompósito de reforço). Para além disso, dado que estes materiais se encontram frequentemente integrados em estruturas de suporte de terras e que ambas as faces estão em contacto com solo, considera-se que a opção pela utilização de solo em ambas as meias-caixas pode conduzir a uma maior aproximação à realidade.

Importa salientar que, no caso dos ensaios de corte direto de interfaces solo-geogrelha, é fundamental a utilização de solo na meia-caixa inferior, para que o mecanismo de atrito solo-solo nas aberturas da geogrelha possa ser corretamente modelado (Lopes,2012). Silvano (2005) refere que não é viável a realização de ensaios com área de corte constante, aquando da utilização de solo na meia-caixa inferior, devido ao empolamento do solo que não é carregado pela placa. Assim se compreende que os ensaios de corte direto do presente estudo tenham sido efetuados de acordo com a modalidade de área de corte reduzida

Como foi já referido, a preparação do ensaio começa com as misturas de solo. Na Figura 3.9a pode observar-se um dos recipientes usados para separar a quantidade de solo referente a cada camada. O aspeto visual do solo depois de depositado no interior da meia-caixa inferior, antes de qualquer tipo de compactação, encontra-se representado na Figura 3.9b.



a)



b)

Figura 3.9 – Misturas de solo: a) recipiente de mistura; b) colocação no equipamento

A Figura 3.10 ilustra o preenchimento da meia-caixa inferior, de forma sequencial. Cada uma das quatro camadas possui 25 mm de espessura após nivelamento e compactação. A compactação é efetuada com um compactador (ou pilão) de cerca de 1Kg (Figura 3.10b), com o cuidado de uniformizar, dentro do possível, o número de pancadas e a sua distribuição ao longo de toda a área. O nivelamento é feito com auxílio de placas de madeira que permitem a verificação da espessura em cada uma das camadas (Figura 3.10c). Especial atenção deve ser dada à quarta e última camada, pois é importante que a base onde o geossintético assenta fique o mais horizontal possível. Não deve ficar nem acima, nem abaixo, da totalidade da altura da meia-caixa inferior. O uso do nível torna-se, por isso, especialmente adequado nesta camada (Figuras 3.10e e 3.10f).



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 3.10 – Fases de preparação da meia-caixa inferior: a) primeira camada compactada; b) compactação da segunda camada; c) verificação da altura da segunda camada; d) terceira camada compactada; e) meia-caixa inferior preenchida; f) utilização de nível para averiguar horizontalidade

Depois de compactadas as quatro camadas segue-se a colocação do geossintético (Figura 3.11). O provete de geossintético é fixado à meia-caixa inferior, no exterior da área de corte, por meio de uma ligação aparafusada (Figuras 3.11a e 3.11b), garantindo uma boa fixação para que não ocorram deslocamentos relativos entre o provete e o suporte. Tal como mostra a Figura 3.11c, optou-se pela fixação do provete apenas numa das extremidades.



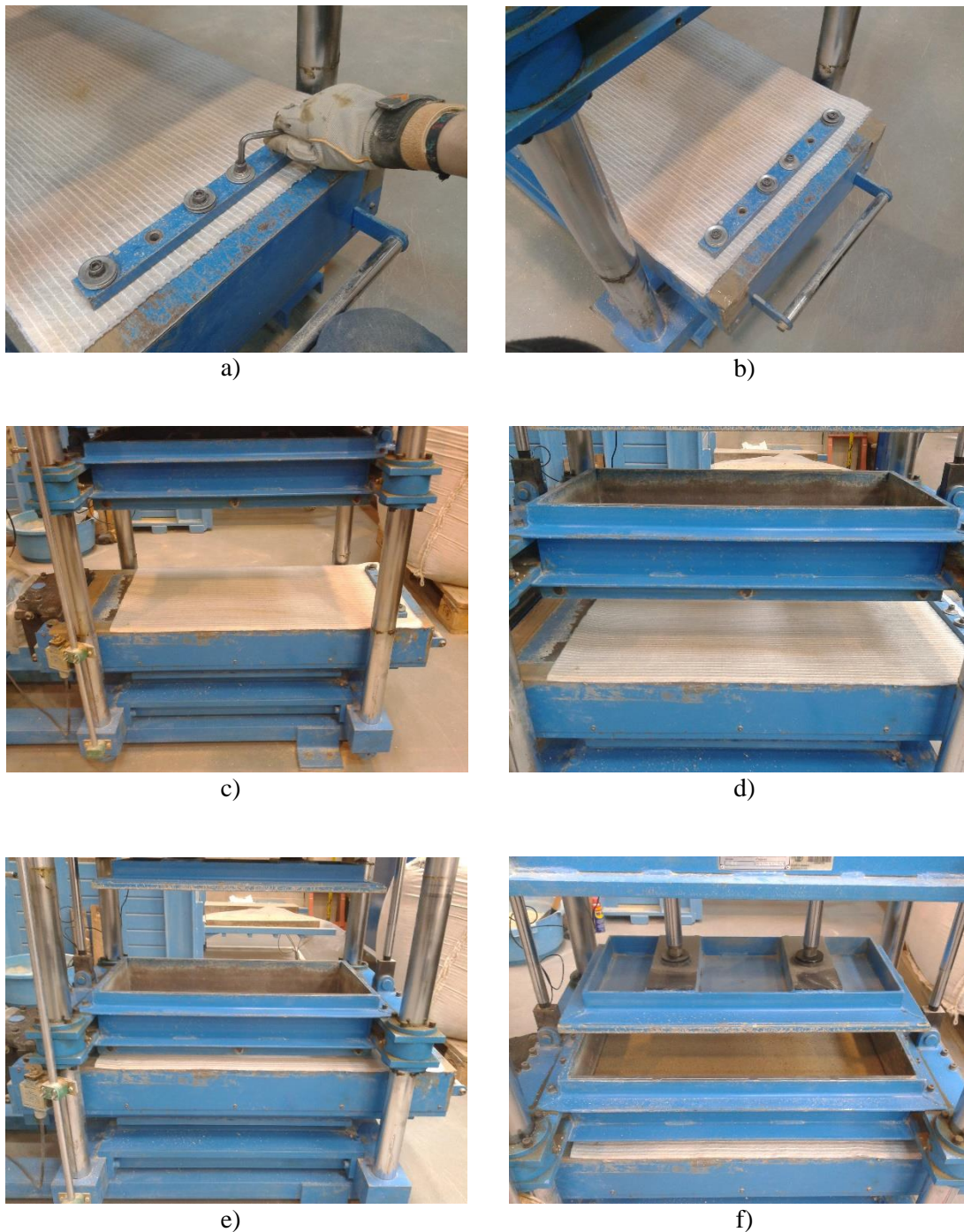


Figura 3.11 – Fixação do geossintético e preparação da meia-caixa superior: a) aparafusamento da barra de atrito; b) fixação feita fora da área de corte; c) provete sobre meia-caixa inferior; d) abaixamento da meia-caixa superior; e) colocação da caixa com folga de 0,5 mm; f) meia-caixa preenchida com solo e abaixamento da placa de carregamento

A meia-caixa superior é posicionada assegurando um espaçamento de cerca de 0,5 mm entre a superfície do geossintético e a sua base (Figuras 3.11d e 3.11e). Assegurado o espaçamento e o correto posicionamento do provete (esticado e cobrindo a superfície de corte), preenche-se a meia-caixa superior com as duas camadas restantes. O procedimento e os cuidados a ter são semelhantes aos da meia-caixa inferior. Cada camada fica com 25 mm de espessura depois de compactada e nivelada.

Terminada a colocação de solo no equipamento de ensaio, procede-se à aplicação da carga vertical e à colocação de um transdutor de deslocamentos externos (LVDT) no topo da placa de carregamento, por forma a monitorizar a evolução dos deslocamentos verticais do provete no decorrer do ensaio (Figura 3.12).

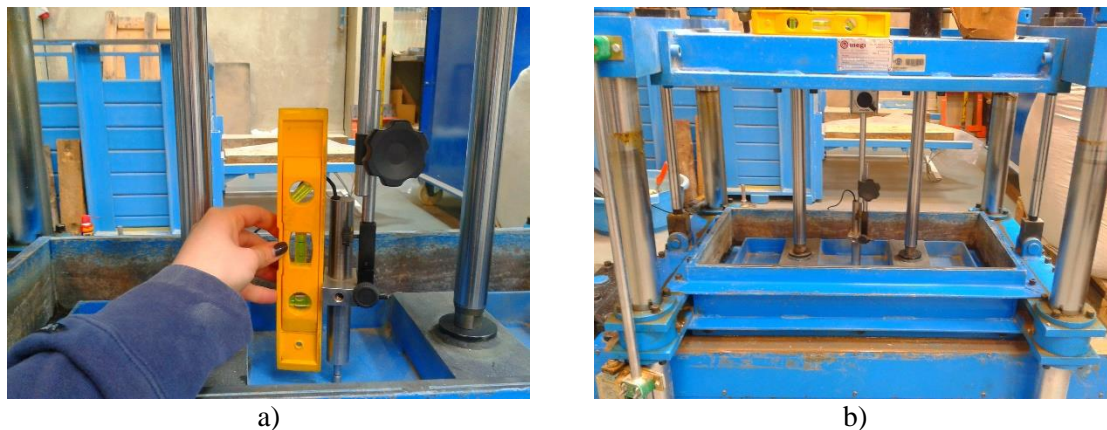


Figura 3.12 – Colocação do transdutor de deslocamentos: a) utilização de nível para garantir verticalidade; b) posição final no centro da placa de carregamento

A carga vertical é aplicada durante um período de 60 minutos antes de ser conferido movimento horizontal à meia-caixa inferior. Este intervalo de tempo mostrou-se suficiente para garantir a estabilização dos deslocamentos verticais da placa de carregamento. O deslocamento máximo, e correspondente ao final do ensaio, é de 60 mm. A velocidade de ensaio é de 1 mm/min.

Um apontamento final pode ser feito no que respeita aos ensaios realizados com o teor em água acima do ótimo: a meia-caixa inferior do equipamento foi protegida exteriormente com um plástico. O plástico foi usado para que, caso houvesse perda de água através das interfaces, se evitasse o contacto desta com os rolamentos da meia-caixa inferior que permitem o seu deslocamento horizontal.

### 3.4. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO

#### 3.4.1. GENERALIDADES

O ensaio de corte em plano inclinado é um ensaio que se caracteriza por ser rápido e simples, permitindo a determinação do comportamento ao corte das interfaces solo-geossintético para tensões verticais reduzidas. É mencionado pela norma EN ISO 12957-2 (2005) como um ensaio de identificação e controlo de qualidade.

Quando os geossintéticos são colocados sobre superfícies inclinadas, por exemplo, em sistemas de proteção contra a erosão em taludes ou em sistemas de cobertura e impermeabilização lateral de aterros de resíduos, torna-se de extrema importância avaliar o comportamento ao corte das interfaces. De facto, neste tipo de estruturas a rotura ocorre frequentemente por falta de resistência nas interfaces entre os diferentes materiais que constituem os sistemas, sendo o ensaio de corte em plano inclinado particularmente adequado para simular os deslizamentos que podem ocorrer sob tensões normais reduzidas.

O equipamento de corte em plano inclinado existente no Laboratório de Geossintéticos da FEUP foi projetado e construído, segundo recomendações da prEN ISO 12957-2 (1997), no âmbito de um trabalho intitulado de “Interação solo-geossintético através de ensaios de corte em plano inclinado” elaborado por Costa-Lopes (2000).

#### 3.4.2. REFERÊNCIA NORMATIVA – EN ISO 12957-2 (2005)

A norma Europeia EN ISO 12957-2 (2005) define o ensaio de corte em plano inclinado como um método para a determinação das características de atrito de geossintéticos em contacto com solos, sob condições de tensão normal reduzida.

Os provetes a ensaiar devem ser obtidos de acordo com as especificações da EN ISO 9862 (2005) e com dimensões adequadas ao aparelho de ensaio. Devem ser preparados três provetes para cada direção a analisar.

A norma prevê a utilização de dois tipos de equipamentos com características distintas relativamente à base onde se coloca o geossintético. Um é constituído por uma base rígida, o outro composto por uma caixa inferior suscetível de ser preenchida com solo. A caixa superior é idêntica em ambas as modalidades e deve ser rígida.

As dimensões internas mínimas, em planta, da caixa superior são de 300 mm × 300 mm. Esta caixa é preenchida com solo na preparação do ensaio e deve permitir a colocação de uma altura de solo superior a sete vezes a dimensão máxima das partículas não inferior a 50 mm.

O interior da caixa superior deve ser liso para reduzir o atrito entre o solo e as paredes laterais. Para assegurar que a linha de ação da força normal passa através do centro de gravidade da caixa, quando a base está inclinada, é recomendado o uso de cunhas ou de paredes inclinadas. A carga normal é aplicada através de um sistema de pesos que descarrega sobre a caixa.

O posicionamento vertical da caixa superior deve ser regulável por forma a minimizar a perda de solo no decorrer do ensaio e para que não haja contacto entre a sua base e o geossintético.

No caso dos ensaios realizados com caixa inferior, esta deve ser igualmente rígida e possuir dimensões internas de, pelo menos, 400 mm × 325 mm. A altura do solo colocado no interior da caixa deve ser superior a sete vezes a dimensão máxima das partículas da amostra de solo e a 50mm.

A fixação do geossintético é feita numa superfície de apoio e permite evitar o seu deslizamento durante o ensaio. Existem três métodos possíveis de fixação: colagem do geossintético à base rígida, utilização de uma base rígida com superfície rugosa e ancoragem do geossintético fora da área de corte.

O ensaio tem início com o equipamento na horizontal, mas este deve ser dotado de um mecanismo que permita a inclinação de uma superfície. A inclinação é obtida por elevação de uma das extremidades a uma velocidade da ordem dos 5% do comprimento da superfície por minuto. A velocidade deve ser medida com uma precisão de  $\pm 10\%$  do seu valor.

O aparelho de ensaio deve possuir dispositivos capazes de efetuar a medição da inclinação da superfície em relação à horizontal e do deslocamento da caixa superior ao longo do ensaio. A inclinação deve ser medida com uma precisão de  $\pm 0,5^\circ$  e o deslocamento medido com uma precisão de  $\pm 0,05$  mm. Ao mecanismo de elevação deve estar associado um dispositivo que impeça que a superfície continue a inclinar assim que se detete um deslocamento da caixa superior de 50 mm.

Para a aplicação da força normal, a norma recomenda a utilização de qualquer método que assegure que a mesma se distribui uniformemente por toda a área do provete. Pode ser utilizada uma placa rígida com dimensões semelhantes às dimensões internas da caixa superior, permitindo assim o encaixe nesta e cobrindo a totalidade do solo. Uma membrana flexível contendo um fluido constitui uma alternativa à placa rígida.

A força aplicada deve ser tal que a tensão normal resultante seja de 25, 10 ou 25 kPa. As tensões devem ser medidas com uma precisão de  $\pm 2\%$ .

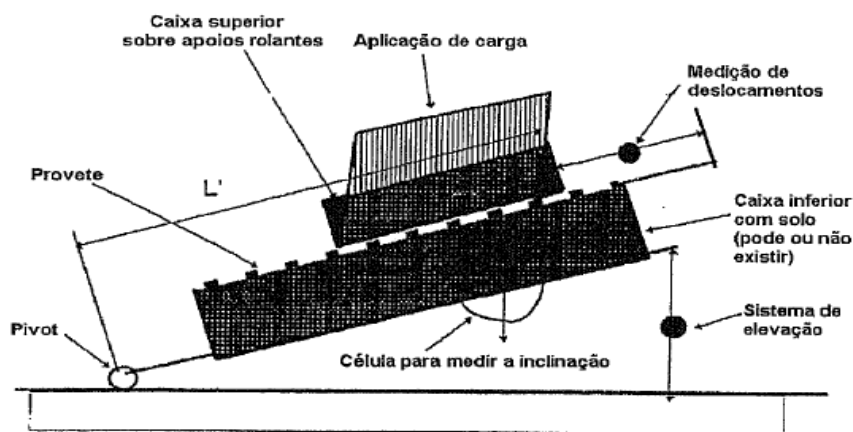


Figura 3.13 – Representação esquemática do aparelho de ensaio de corte em plano inclinado constante na norma EN ISO 12957-2 (2005)

### 3.4.3. EQUIPAMENTO DE ENSAIO

#### 3.4.3.1. Descrição do equipamento de ensaio

O equipamento de corte em plano inclinado, com o qual se efetuaram os ensaios constantes no presente trabalho, foi desenvolvido na FEUP segundo especificações contidas na prEN ISO 12957-2 (1997).

Tal como é referenciado na norma, o aparelho (Figura 3.14) permite a realização de ensaios segundo duas metodologias distintas: com o geossintético colocado sobre uma base rígida e rugosa ou com o geossintético assente sobre o solo contido na caixa inferior.

Independentemente da modalidade de ensaio, a superfície onde é colocado o provete a ensaiar encontra-se na horizontal numa fase inicial de ensaio. Posteriormente ocorre a elevação de uma das extremidades da caixa, a velocidade constante, que vai conferindo inclinação ao conjunto solo-geossintético. A crescente inclinação induz o deslizamento do solo que se encontra na caixa superior ao longo da superfície de contacto com o geossintético.

O equipamento apresenta uma estrutura de suporte onde assenta a caixa de corte. Na sua constituição conta ainda com um conjunto de transdutores que asseguram a medição das grandezas envolvidas, um sistema de aplicação da força vertical sobre o solo, um sistema automático de aquisição de dados, um quadro elétrico e um computador com o *software* de controlo.



Figura 3.14 – Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS da FEUP (Ferreira, 2015)



A caixa de corte, assente sobre a estrutura de suporte, decompõe-se em duas meias-caixas. A meia-caixa inferior tem 505 mm de comprimento, 350 mm de largura e uma profundidade de 80 mm. A meia-caixa superior amovível apresenta uma área interior correspondente a 300 mm × 300 mm e 80 mm de altura.

A existência de uma base rígida e rugosa com dimensões compatíveis com as da meia-caixa inferior permite a realização de ensaios segundo a modalidade que pressupõe que o geossintético é assente sobre um suporte rígido.

O mecanismo que permite a inclinação da caixa de corte pode ser acionado a duas velocidades distintas, as quais se podem designar por: velocidade de ensaio (0,5°/min) e velocidade de ajuste pós ensaio (20°/min). A velocidade de ajuste possibilita, após a realização do ensaio, que a caixa de corte volte mais rapidamente à posição horizontal.

Acoplado à caixa de corte está um transdutor de deslocamentos, posicionado de forma a detetar qualquer movimento da meia-caixa superior em relação ao geossintético. À medida que o ensaio vai decorrendo, o transdutor regista o deslocamento sofrido pela meia-caixa superior.

O equipamento possui um inclinómetro, fixo na estrutura da base, o qual permite o registo do ângulo desta em relação à horizontal. Essa leitura é efetuada quer ao longo do ensaio, quer no início do mesmo para se seja garantida a horizontalidade.

A norma Europeia refere a necessidade de existência de um mecanismo que impeça, de forma automática, que a caixa incline indefinidamente. A esse mecanismo estão associados dispositivos que se acionam automaticamente em três situações particulares: quando a meia-caixa superior, preenchida com solo, atinge um deslocamento de 50 mm (ação de um dos dispositivos); quando é atingida a inclinação máxima admissível e quando a base regressa à posição horizontal (dispositivos de segurança).

A placa rígida colocada sobre o solo presente na meia-caixa superior deve cobrir a totalidade do solo. Sobre a placa é colocado o sistema de pesos (força vertical), devendo aquela garantir a distribuição uniforme da força sobre a totalidade da área do provete.

Para a realização dos ensaios em que a tensão normal corresponde a 5kPa, os pesos são aplicados na barra inferior de um pendural que descarrega sobre a tampa rígida. Para as tensões verticais superiores, 10 e 25 kPa, os pesos atuam sobre uma alavanca que transmite a força ao pendural através de um conjunto de encaixes. O controlo da força vertical atuante é feito mediante uma célula de carga de compressão, posicionada entre o pendural e a tampa rígida.

A garantia de que a linha de ação da força vertical passa pelo centro de gravidade da meia-caixa superior é dada por duas cunhas de madeira, adjacentes às paredes anterior e posterior da meia-caixa, e inclinadas de 1:2 (horizontal: vertical).

Importa ainda referir que os transdutores envolvidos no ensaio de corte em plano inclinado (inclinómetro, célula de carga e transdutor de deslocamentos), especificados na Figura 3.15, foram recentemente calibrados pela equipa de um Laboratório de Metrologia acreditado pelo IPAC - Instituto Português de Acreditação (Ferreira,2015).

Uma descrição mais pormenorizada do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado pode ser encontrada em Costa-Lopes (2001).



Figura 3.15 – Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado: a) inclinômetro; b) célula de carga de compressão; c) transdutor de deslocamentos

O equipamento de corte em plano inclinado, na sua formulação original, sofreu alterações no que toca à inclinação máxima admissível para a caixa de corte. Tais alterações ocorreram contextualizadas no trabalho experimental levado a cabo por Ferreira (2015), denominado “Interação solo-geossintético em condições de carregamento monotónico e cíclico”. O aumento da inclinação máxima admissível da caixa de corte é grande importância também para o presente estudo devido aos resultados obtidos nos vários ensaios, os quais serão analisados no capítulo seguinte.

A inclinação máxima da caixa de corte, originalmente, era da ordem dos  $37^\circ$ . Tal valor revelou-se insuficiente para várias condições de ensaio, ou seja, em muitos casos não era suficiente para provocar o deslizamento da meia-caixa superior. Assim sendo, em muitas situações, o ensaio terminava por limitações do aparelho de ensaio não pelo facto de a meia-caixa superior ter atingido os 50 mm de deslizamento. Terminado de forma precoce, o ensaio revela-se infrutífero pois não permite a determinação do ângulo de deslizamento da meia-caixa superior, bem como o ângulo de atrito da interface que é um parâmetro fundamental obtido através do ensaio de corte em plano inclinado.

Atualmente, a elevação alcançada pela caixa de corte é da ordem dos  $45^\circ$ . Essa inclinação foi atingida levando a cabo uma série de alterações realizadas no âmbito do trabalho de Ferreira (2015), intitulado de “Interação solo-geossintético em condições de carregamento monotónico e cíclico”. As alterações são enumeradas com grande detalhe nesse mesmo trabalho.

#### 3.4.4. PROGRAMA EXPERIMENTAL DE CORTE EM PLANO INCLINADO

A análise experimental de corte em plano inclinado para o estudo das interfaces entre solo-geossintético foi elaborada com o solo residual de granito, já descrito anteriormente em 3.2.3.1, compactado para dois valores de teor em água (11,5% e 13,5%). O valor do peso volúmico seco é similar ao utilizado no programa experimental de corte direto, 17,5 KN/m<sup>3</sup>, uma vez que se pretende estabelecer uma correlação entre os resultados dos dois tipos de ensaios.

Nos Quadros 3.7 e 3.8 encontra-se especificado o programa experimental levado a cabo para a análise da interface solo-geogrelha e solo-geocompósito, respetivamente. Os ensaios foram realizados com base nas recomendações da norma EN ISO 12957-2 (2005) para as tensões verticais de 5, 10 e 25 kPa.

Um aspeto importante neste estudo é o facto de se ter deixado a carga vertical atuar durante 60 minutos antes de se iniciar o ensaio, ou seja, antes de proceder a qualquer inclinação da caixa de corte. Esta particularidade surge, apesar de a norma não a mencionar, na perspetiva de eliminar fatores que possam comprometer uma análise comparativa fidedigna entre os resultados destes ensaios e dos ensaios de corte direto, nos quais se adotou um procedimento idêntico.

Em suma, a análise laboratorial de corte em plano inclinado tem por objetivo a determinação dos parâmetros de resistência ao corte das interfaces entre o SRG e os dois geossintéticos selecionados e a análise da influência de fatores como tensão vertical, aplicação da pré-carga, o tipo de geossintético e o teor em água do solo nos resultados obtidos.

Quadro 3.7 – Programa de ensaios de corte em plano inclinado da interface SRG-geogrelha

N.º do ensaio	Interface	Peso volúmico seco (kN/m <sup>3</sup> )	Teor em água do solo (%)	Tensão normal (kPa)
1				5
2				5
3				10
4			11,5%	10
5				25
6	Solo-geogrelha	17,5		25
7				5
8				5
9				10
10			13,5%	10
11				25
12				25

Quadro 3.8 – Programa de ensaio de corte em plano inclinado da interface SRG-geocompósito

N.º do ensaio	Interface	Peso volúmico seco (kN/m <sup>3</sup> )	Teor em água do solo (%)	Tensão normal (kPa)
13	Solo-geocompósito	17,5	11,5%	5
14				5
15				10
16				10
17				25
18				25
19				5
20				5
21				10
22				10
23				25
24				25

#### 3.4.4. PROCEDIMENTOS ADOTADOS PARA O ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO

A primeira abordagem, em laboratório, consiste na preparação dos materiais envolvidos no ensaio, solo e geossintéticos. Os procedimentos relativos à preparação do solo e dos geossintéticos semelhantes aos levados a cabo para os ensaios de corte direto. Tal como no ensaio de corte direto, são necessárias seis camadas de solo para a realização do ensaio (quatro para a meia-caixa-inferior e duas para a meia-caixa superior). Foram efetuadas misturas diárias para as camadas mais próximas da interface solo-geossintético, tendo as restantes sido armazenadas em sacos herméticos, à semelhança do procedimento descrito em 3.3.4.

Os provetes de geossintéticos a colocar sobre as camadas de solo da meia-caixa inferior foram recolhidos de acordo com a norma EN ISO 9862 (2005), com dimensões apropriadas ao equipamento de corte em plano inclinado. No caso do geocompósito, e pelos mesmos motivos anteriormente referidos no ponto 3.3.4, apenas se ensaiou uma das faces dos provetes (face ilustrada na Figura 3.3a).

Independentemente do tipo de geossintético, todos os ensaios relativos ao programa experimental de corte em plano inclinado foram efetuados a metodologia baseada no preenchimento da meia-caixa inferior com solo. Mais uma vez se refere que se pretendia, com este estudo, tornar possível a comparação dos resultados obtidos para as interfaces solo-geogrelha e solo-geocompósito, mantendo as condições experimentais no que se refere ao tipo de suporte para o geossintético.

O preenchimento da meia-caixa inferior é realizado através da colocação de quatro camadas de solo, cada uma com 20 mm de espessura, após nivelamento e compactação. A compactação é feita com um pilão de aproximadamente 1 kg e o número de pancadas é distribuído de igual forma em todas as camadas. A preparação das diferentes camadas até à colocação do geossintético a ensaiar encontra-se ilustrada na Figura 3.16.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 3.16 – Fases de preparação da meia-caixa inferior: a) primeira camada compactada, b) primeira camada compactada, c) compactação da segunda camada; d) terceira camada compactada, e) quarta camada compactada e colocação do geossintético; f) aspeto final da meia-caixa inferior no final da preparação



Depois de preparada a meia-caixa inferior, segue-se a fixação do provete através do aparafusamento de uma das suas extremidades, nomeadamente a que irá inclinar. A fixação encontra-se ilustrada na Figura 3.17 e tem a finalidade de prevenir o deslizamento do provete ao longo do ensaio, evitando deslocamentos relativos entre o geossintético e o solo contido na meia-caixa inferior.



Figura 3.17 – Fixação do provete através de barras com sistema de aparafusamento

Após a fixação do provete procede-se à colocação da meia-caixa superior (Figura 3.18a). O posicionamento da meia-caixa superior é feito por forma a que esteja garantido um afastamento de 0,5 mm entre a base desta e a superfície do geossintético. Quanto à sua localização na área de corte deve estar afastada em cerca de 30 mm da extremidade a inclinar (Figura 3.18b). Desta feita, procede-se ao preenchimento com solo da meia-caixa superior (Figura 3.19).



Figura 3.18 – Colocação da meia-caixa superior: a) sobre o geossintético e com folga de 0,5 mm; b) afastamento de 30 mm da extremidade a inclinar

As duas camadas de solo a colocar na meia-caixa superior do aparelho de ensaio devem apresentar uma espessura de 25 mm cada, após compactação (Figura 3.19a e 3.19 b). Sobre elas, é colocada a tampa rígida (Figura 3.19e).



a)



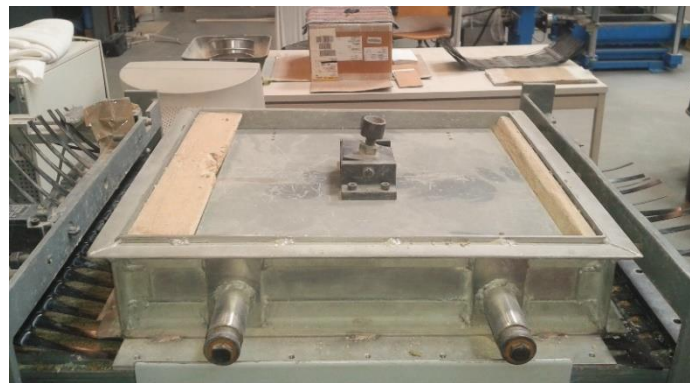
b)



c)



d)



e)

Figura 3.19 – Fases de preparação da meia-caixa superior: a) primeira camada compactada; b) segunda camada compactada; c) utilização de nível para averiguar horizontalidade do solo na direção de fabrico do provete; d) utilização de nível para averiguar horizontalidade do solo na direção perpendicular à de fabrico do provete; e) colocação da tampa rígida

A tampa rígida apresenta um encaixe onde se coloca o pendural que contém a célula de carga, para que assim se possa proceder à colocação do sistema de pesos que conduz às diferentes tensões verticais.

Antes de se dar início ao ensaio propriamente dito, é importante verificar a horizontalidade da caixa de corte, confirmar a velocidade de ensaio e o posicionamento do transdutor de deslocamentos. No decorrer do ensaio, a inclinação da caixa aumenta progressivamente, induzindo o deslizamento da meia-caixa superior que é medido continuamente até atingir os 50 mm (valor que determina o final do ensaio).



# 4

## APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

### 4.1. INTRODUÇÃO

Compreender os fenômenos envolvidos na mobilização de resistência ao corte das interfaces solo-geossintético é essencial quando se pretende projetar e analisar a estabilidade de estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

Quando uma massa de solo desliza sobre o geossintético, permanecendo este solidário com a restante massa de solo envolvente, os ensaios que, de uma forma mais adequada, permitem simular a interação existente na interface solo-geossintético são o ensaio de corte direto e o ensaio de corte em plano inclinado. O ensaio de corte em plano inclinado é usado majoritariamente para simular os mecanismos de interação que se desenvolvem em interfaces situadas em superfícies inclinadas, onde o movimento relativo com maior probabilidade de ocorrência é o corte. Comparativamente com o ensaio de corte direto, o ensaio de corte em plano inclinado permite reproduzir de forma mais realista os deslizamentos que podem ocorrer em taludes na presença de tensões normais reduzidas.

No presente capítulo são analisados e discutidos os resultados dos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado, realizados com o objetivo de caracterizar a resistência ao corte do solo residual de granito e das interfaces entre este e os diferentes geossintéticos, para diferentes condições experimentais. Com base nesses resultados, avalia-se a influência que o teor em água do solo, o tipo de geossintético e a tensão vertical exercem sobre a mobilização de resistência nas interfaces. Apresenta-se por último, uma análise comparativa entre os resultados obtidos através dos dois métodos de ensaio.

Como foi já mencionado, ambos os equipamentos utilizados no trabalho experimental foram desenvolvidos na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto no âmbito de trabalhos anteriores. A sua descrição e o modo de funcionamento foram também apresentados. Importa recordar que as modalidades de ensaio consideradas (corte direto e corte em plano inclinado) assentam em métodos e procedimentos de ensaio distintos.

## 4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CORTE DIRETO

### 4.2.1. GENERALIDADES

O ensaio de corte direto consiste na aplicação de uma sollicitação horizontal, através do movimento relativo de duas meias-caixas que compõe o equipamento, impondo-se, assim, uma superfície de corte. Com esta modalidade de ensaio, é determinado o valor máximo da tensão de corte para uma determinada tensão normal, tendo sido ensaiados no presente estudo provetes sob tensões de 25, 50, 100 e 150 kPa. É possível determinar os parâmetros de resistência ao corte das interfaces bem como o ângulo de dilatância a partir dos registos dos deslocamentos verticais da amostra.

O programa experimental respeitante ao corte direto visou, tal como se referiu, a caracterização do solo residual de granito e de diversas interfaces solo-geossintético quando solicitadas por corte, assim como a análise da influência do teor em água do solo e do tipo de geossintético.

Durante os ensaios efetuou-se a monitorização da tensão vertical aplicada, que permanece constante ao longo do ensaio, dos deslocamentos verticais no centro da placa de carregamento, do deslocamento horizontal da meia-caixa inferior e da força necessária para impor a lei de deslocamentos pretendida.

O tratamento de resultados referentes ao corte direto, para além de permitir obtenção de conclusões acerca do comportamento das interfaces com os diferentes geossintéticos, permitiu que fosse feita uma análise comparativa com a modalidade de ensaio de corte em plano inclinado. Procurou-se, desta forma, estabelecer uma correlação entre os dois tipos de ensaios, corte direto e corte em plano inclinado.

### 4.2.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS

A monitorização dos ensaios através do *software* de controlo permitiu a obtenção de dados necessários para a representação gráfica da tensão de corte e dos deslocamentos verticais registados no centro da placa de carregamento, em função do deslocamento horizontal imposto à meia-caixa inferior.

As envolventes de resistência foram traçadas tendo por base os valores máximos da tensão de corte registados para os diferentes valores de tensão normal. Com base no critério de rotura de Mohr-Coulomb, foram estimados os parâmetros de resistência ao corte do solo residual de granito e das diferentes interfaces solo-geossintético.

Seguindo o mesmo princípio, foram determinados os parâmetros de resistência ao corte para grandes deformações, considerando os valores da tensão de corte registados para deslocamentos horizontais superiores a 50 mm.

Durante o movimento de corte e para cada uma das tensões normais aplicadas, a caracterização do comportamento do solo recaiu ainda na determinação do ângulo de dilatância para a tensão máxima.

A determinação dos coeficientes de resistência das interfaces solo-geossintético foi efetuada com base na equação (4.1), conforme sugerido pela norma Europeia.

O coeficiente de resistência da interface solo-geossintético para o movimento de corte direto ( $f_{cd}$ ) é definido pela norma Europeia EN ISO 12957-1 (2005) como a razão entre a tensão de corte máxima mobilizada no ensaio de corte direto da interface ( $\tau_{s/g}$ ) e a tensão de corte máxima obtida num ensaio de corte direto realizado apenas com o solo ( $\tau_s$ ), para a mesma tensão normal ( $\tau_n$ ):

$$f_{cd} = \frac{\tau_{s/g}}{\tau_s} = \frac{c_a + \sigma_n \tan \delta}{c + \sigma_n \tan \phi} \quad (4.1)$$

onde  $c_a$  e  $\delta$  correspondem à adesão aparente e ao ângulo de atrito da interface solo-geossintético, respetivamente. Na mesma equação,  $c$  é coesão e  $\phi$  o ângulo de atrito interno do solo.

Tendo em conta o facto de os ensaios terem sido realizados com área de corte reduzida, a área utilizada no cálculo da tensão de corte foi atualizada ao longo do deslocamento da meia-caixa inferior. Com a modalidade de ensaio de área reduzida, à medida que o ensaio vai decorrendo, forma-se uma interface “adicional” entre o solo que preenche a meia-caixa superior e a superfície metálica da meia-caixa inferior. No entanto, optou-se por desprezar, no cálculo da tensão de corte, a contribuição dessa interface. Admite-se, tendo por base estudos anteriores (Silvano, 2005) que o efeito desta interface “adicional” (solo-chapa) é reduzido.

#### 4.2.3. RESISTÊNCIA AO CORTE DO SOLO RESIDUAL DE GRANITO

Como todos os materiais, os solos apresentam resistência finita. Posto isto, pode afirmar-se que existe uma fronteira que separa os estados de tensão compatíveis com a resistência do solo daqueles que o solo não pode suportar (Matos Fernandes, 2012). Essa fronteira designa-se por envolvente de rotura e a maioria dos solos experimenta a rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb.

A realização de ensaios de corte direto, para diferentes tensões normais (25, 50, 100 e 150 kPa), possibilitou a determinação da envolvente de rotura do solo residual de granito (SGR). É intuitivo, mesmo antes da análise dos resultados, que à medida que aumenta o carregamento aplicado, aumenta a tensão de corte máxima mobilizada.

O solo foi compactado com o mesmo peso volúmico seco ( $\gamma_d=17,5 \text{ kN/m}^3$ ) para todos os ensaios. A compacidade é um fator com influência relevante na resistência ao corte do solo. No entanto, o seu efeito não foi tido em conta neste estudo, onde o objetivo era avaliar a influência do teor em água do solo. Os teores em água patentes neste estudo foram o teor ótimo ( $W_{ót}=11,5\%$ ) e 2% acima desse valor ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ).

Na Figura 4.1 ilustram-se os resultados dos ensaios efetuados para a caracterização da resistência ao corte do solo, no que se refere à evolução da tensão de corte em função do deslocamento horizontal, onde se pode avaliar a influência da tensão normal e do teor em água utilizado.

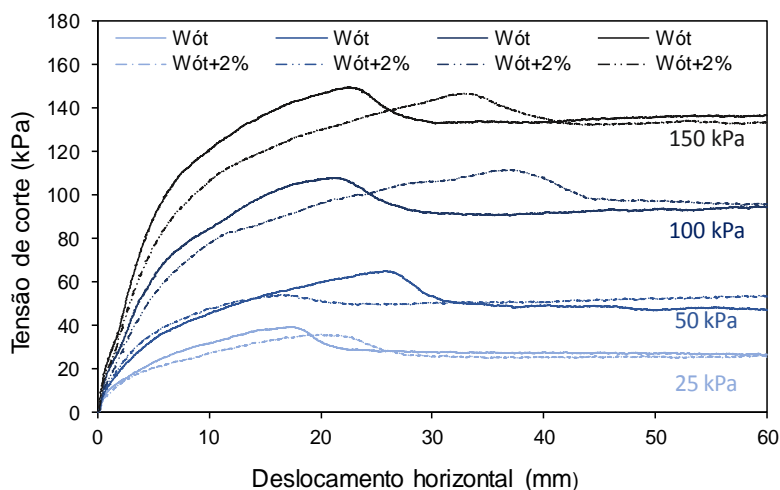


Figura 4.1 – Resultados dos ensaios de corte direto do SRG para as quatro tensões em estudo

A partir da visualização do gráfico fica claro que a tensão de corte aumenta com a tensão normal aplicada, tal como seria de esperar. Por outro lado, o aumento da humidade no solo propicia, geralmente, uma menor resistência ao corte. De facto, as curvas referentes ao teor em água acima do ótimo ( $W_{ót+2\%}$ ) evidenciam geralmente um decréscimo da tensão de corte máxima atingida nesses ensaios. Já o deslocamento horizontal para o qual é obtido o valor máximo da tensão de corte tende a ser superior quando se utiliza o teor em água superior ao ótimo.

Tendo em conta os resultados obtidos, é dada especial atenção ao ensaio realizado para a tensão normal de 50 kPa, onde a redução da tensão de corte máxima associada ao aumento do teor em água do solo é mais evidente (20,1%). Contrariamente às restantes tensões, o deslocamento horizontal para o qual é obtido o valor máximo da tensão de corte é inferior para uma maior quantidade de água presente no solo.

Apesar das curvas relativas aos diferentes teores em água apresentarem configurações distintas, os valores da tensão de corte obtidos para grandes deslocamentos horizontais são, em geral, muito próximos.

Relativamente à evolução dos deslocamentos verticais no centro da placa de carregamento (Figura 4.2), pode observar-se que a contração (assentamento) do solo tende a aumentar à medida que aumenta a tensão normal aplicada no ensaio. Ou seja, as amostras submetidas a um carregamento vertical superior apresentam uma deformabilidade mais acentuada na fase inicial do movimento de corte.

Em contrapartida, o aumento da tensão normal induz uma diminuição do acréscimo de volume das amostras. O aumento da carga aplicada através da placa de carregamento leva a que o solo fique mais confinado e menos suscetível a experimentar deformações volumétricas evidenciadas.

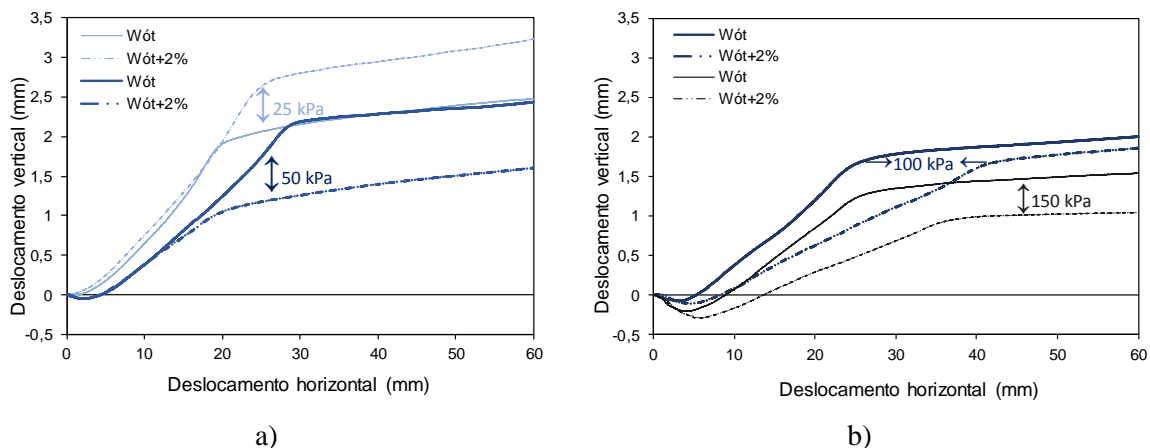


Figura 4.2 – Resultados dos ensaios de corte direto do SGR respeitante ao deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal: a) tensões normais de 25 e 50 kPa; b) tensões normais de 100 e 150 kPa

Analisando o efeito do teor em água do solo nos deslocamentos verticais registados no centro da placa de carregamento, verifica-se que, para as tensões normais de 100 e 150 kPa (Figura 4.2b), os assentamentos no início dos ensaios são mais significativos para o teor em água mais elevado ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ). À exceção do ensaio para 25 kPa, o aumento do volume do solo é mais pronunciado quando este é ensaiado com teor em água inferior ( $W_{ót}=11,5\%$ ).

A propriedade dos solos exibirem deformações volumétricas quando solicitados por corte denomina-se por dilatância e traduz-se pelo desenvolvimento de deslocamentos normais ao plano de corte. O ângulo de dilatância é o declive pontual da curva de deformações volumétricas vs distorções (Matos Fernandes, 2012). Torna-se assim essencial analisar os valores do ângulo de dilatância para as diferentes condições experimentais analisadas.

Na Figura 4.3 encontram-se representados os valores do ângulo de dilatância do solo residual de granito (SRG) na rotura para as quatro tensões normais e para os dois teores em água em estudo. Os resultados revelam que o ângulo de dilatância tende a ser inferior quando o teor em água do solo é mais elevado. A análise gráfica permite ainda concluir que, em geral, o ângulo de dilatância diminui com o aumento da tensão normal aplicada. Importa referir o valor atípico obtido para o ensaio realizado com tensão normal de 50 kPa e com o teor em água ótimo, que se apresenta muito menor do que seria expectável.

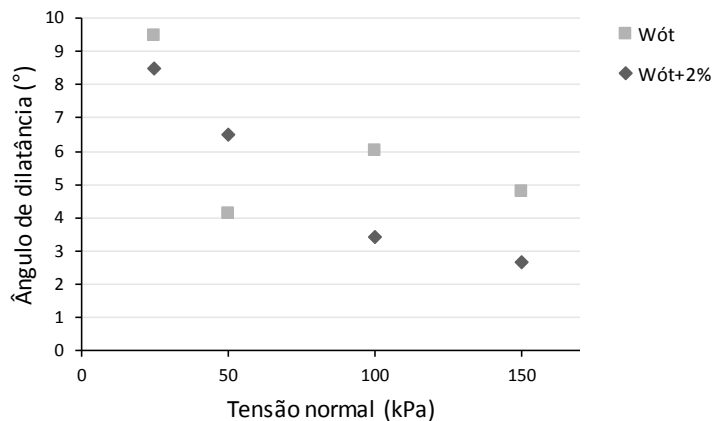


Figura 4.3 – Ângulos de dilatância do SRG para as quatro tensões em estudo

Na Figura 4.4 representam-se os valores da tensão de corte máxima e da tensão de corte referente a grandes deslocamentos horizontais, em função da tensão normal, obtidos nos ensaios de corte direto do solo residual de granito, para os dois teores em água considerados. Com os valores obtidos traçaram-se as retas de melhor ajuste, representando-se, assim, as envolventes de resistência.

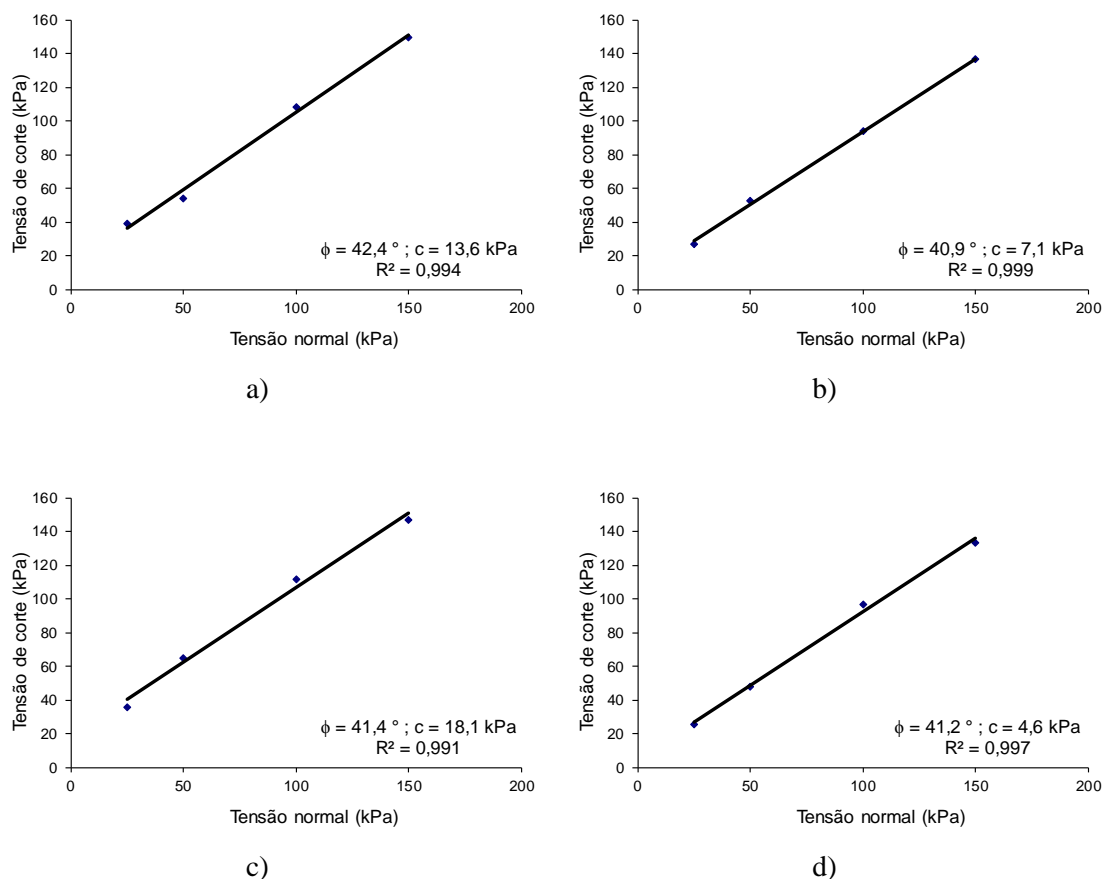


Figura 4.4 – Envolventes de rotura do SRG: a) máxima para  $W_{\text{ót}}=11,5\%$ ; b) grandes deslocamentos para  $W_{\text{ót}}=11,5\%$ ; c) máxima para  $W_{\text{ót}+2\%}=13,5\%$ ; d) grandes deslocamentos para  $W_{\text{ót}+2\%}=13,5\%$

Independentemente das condições experimentais, quer para as envolventes de resistência máxima, quer para as envolventes de resistência referentes a grandes deslocamentos, os valores do coeficiente de determinação ( $R^2$ ) são superiores a 0,99, o que demonstra a adequação do ajuste das envolventes lineares aos resultados dos ensaios.

No Quadro 4.1 encontram-se resumidos os parâmetros de resistência ao corte do solo residual de granito. Parâmetros como o ângulo de atrito ou ângulo de resistência ao corte ( $\phi$ ) e a coesão ( $c$ ) são de extrema relevância para a correta caracterização da resistência ao corte do solo.

Quadro 4.1 – Parâmetros de resistência ao corte do SRG

Condição do solo		Parâmetros de resistência máxima			Parâmetros de resistência para grandes deformações		
W (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (kPa)	R <sup>2</sup>	$\phi$ (°)	c (kPa)	R <sup>2</sup>
11,5%	17,5	42,4	13,6	0,994	40,9	7,1	0,999
13,5%	17,5	41,4	18,1	0,991	41,2	4,6	0,997

Para o teor em água ótimo ( $W_{ót}=11,5\%$ ) a resistência ao corte máxima do solo fica caracterizada por um ângulo de atrito de  $42,4^\circ$  e coesão de 13,6 kPa, sendo que para a envolvente referente a grandes deslocamentos, o ângulo de atrito obtido foi de  $40,9^\circ$  e a coesão cerca de 7,1 kPa.

Para o teor em água acima do ótimo ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ), obtiveram-se valores de ângulo de atrito muito semelhantes para a resistência ao corte máxima e para grandes deformações ( $41,4^\circ$  e  $41,2^\circ$  respetivamente). Em relação à coesão, foram obtidos valores da ordem dos 18,1 e 4,6 kPa através das envolventes de resistência máxima e para grandes deslocamentos, respetivamente.

Quando comparado o ângulo de atrito ( $\phi$ ) do solo para os diferentes valores do teor em água, conclui-se que este não foi significativamente afetado pelo aumento do teor em água. De facto, os valores do ângulo de atrito são bastante próximos (variação máxima de 1 grau para a envolvente de resistência máxima). A coesão foi o parâmetro de resistência mais influenciado pela variação do teor em água no solo.

Era de esperar uma diminuição da coesão do solo com o aumento do teor em água, comportamento que estaria em conformidade com diversos estudos anteriores relativos às propriedades de resistência ao corte de solos não saturados (por exemplo, Vanapalli *et al.*, 1996; Lu e Likos, 2006).

#### 4.2.4. RESISTÊNCIA AO CORTE DAS INTERFACES SOLO RESIDUAL DE GRANITO-GEOSSINTÉTICO

A caracterização prévia do comportamento resistente do solo foi de extrema relevância dado que é pretendido estudar a interação solo-geossintético e o comportamento do solo reforçado depende das características mecânicas do solo. Na presente secção analisa-se o comportamento das interfaces solo residual de granito-geossintético em movimento de corte direto e alguns parâmetros que o afetam, nomeadamente, o teor em água do solo e o tipo de geossintético.

##### 4.2.4.1. Influência do teor em água do solo

De forma praticamente intuitiva, é esperado um impacto negativo na resistência ao corte das interfaces solo-geossintético proveniente do aumento do teor em água do solo. Tal como nos ensaios para a caracterização da resistência ao corte do próprio solo, foram utilizados nos ensaios das interfaces dois valores distintos do teor em água: o teor em água ótimo ( $W_{ót}=11,5\%$ ) e um teor em água 2% acima desse valor ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ). Analisam-se, de seguida, os resultados obtidos para cada uma das interfaces estudadas.

Interface solo-geocompósito de reforço

Na Figura 4.5 apresentam-se as curvas da tensão de corte em função do deslocamento horizontal imposto à meia-caixa inferior, obtidas nos ensaios realizados sobre a interface solo-geocompósito de reforço, para as várias tensões normais e para os dois teores em água em análise ( $W_{ót}$  e  $W_{ót+2\%}$ ).

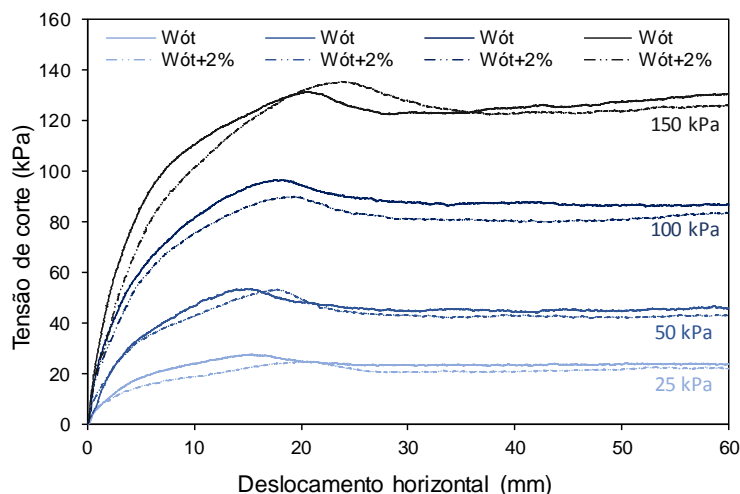


Figura 4.5 - Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GCR para as quatro tensões normais em estudo

A figura revela que a resistência ao corte da interface tende a diminuir com o aumento do teor em água no solo, à semelhança do que se verificou em termos de resistência ao corte do próprio solo (secção 4.2.3). O ensaio onde essa redução é mais evidente é o ensaio relativo à tensão normal de 25 kPa, onde se obteve um decréscimo no valor máximo da tensão de corte da ordem dos 10%.

No quadro 4.2 apresenta-se a variação percentual da resistência máxima na interface solo residual de granito-geocompósito para os diferentes teores em água do solo em estudo.

Quadro 4.2 – Variação percentual da resistência máxima na interface SRG-GCR entre os dois teores em água do solo em estudo

Tensão normal aplicada ( $\sigma_n$ )	Tensão de corte máxima da interface para $W_{ót}$ (kPa)	Variação percentual da tensão de corte máxima na interface SRG-GCR (%)	Tensão de corte máxima da interface para $W_{ót+2\%}$ (kPa)
25	27,6	-10,5	24,7
50	53,5	-0,4	53,3
100	96,7	-6,8	90,1
150	131,6	3,0	135,6



A Figura 4.6 compara a evolução dos deslocamentos verticais registados no centro da placa de carregamento ao longo dos ensaios de corte direto nas interfaces solo residual de granito-geocompósito de reforço, efetuados para as tensões normais em estudo e para os diferentes teores em água em análise.

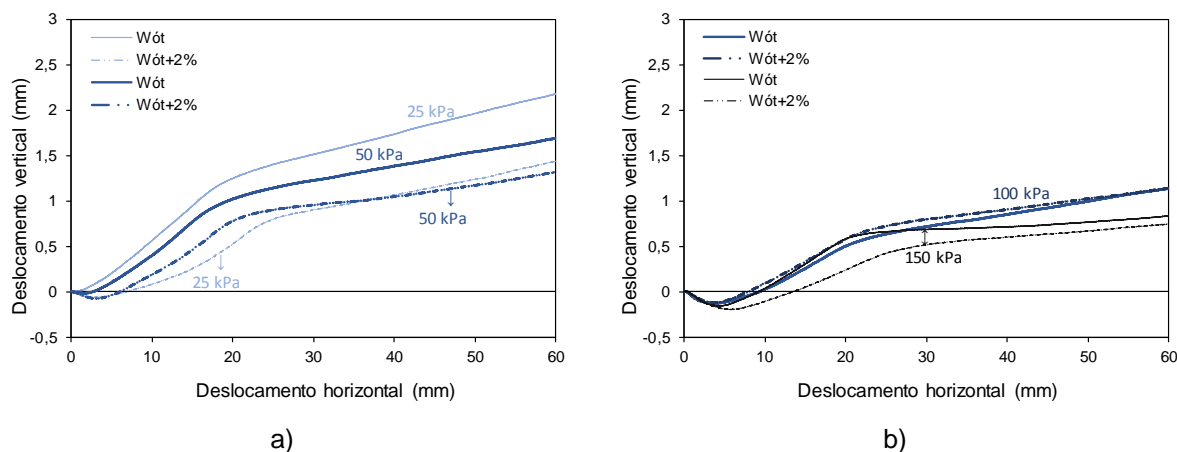


Figura 4.6 -Influência do teor em água do solo no deslocamento vertical da placa de carregamento da interface SRG-GCR: a) tensões normais de 25 e 50 kPa; b) tensões normais de 100 e 150 kPa

Da análise da Figura 4.6 pode concluir-se que, em geral, o assentamento do solo na fase inicial do ensaio é mais relevante para o teor em água mais elevado. A suscetibilidade a uma maior deformabilidade apresentada pelo solo mais húmido pode ser justificada pela lubrificação acrescida (comparativamente com o teor ótimo). Uma maior percentagem de água no solo pode originar o amolecimento de aglomerações de partículas resultando assim numa maior compressibilidade das amostras. O aumento de volume das amostras, para grandes deslocamentos horizontais, é mais pronunciado para o teor em água ótimo e para tensões normais mais reduzidas (25 e 50 kPa).

#### Interface solo-geogrelha

De forma análoga à análise do comportamento resistente do solo e das interfaces solo-geocompósito de reforço, representam-se seguidamente os resultados obtidos para a interface solo-geogrelha.

As curvas da tensão de corte em função do deslocamento horizontal, apresentadas na Figura 4.7, evidenciam uma diminuição relevante da tensão de corte máxima, associada ao aumento do teor em água do solo, nos ensaios executados para as tensões normais de 25 e 50 kPa, o que não é tão nítido para as tensões normais superiores. Esta informação gráfica permite concluir que a influência do teor em água no solo é mais significativa para as tensões normais mais reduzidas, o que fica comprovado pela análise do Quadro 4.3, onde se apresentam as variações percentuais da tensão de corte máxima mobilizada na interface solo-geogrelha para os dois teores em água distintos.

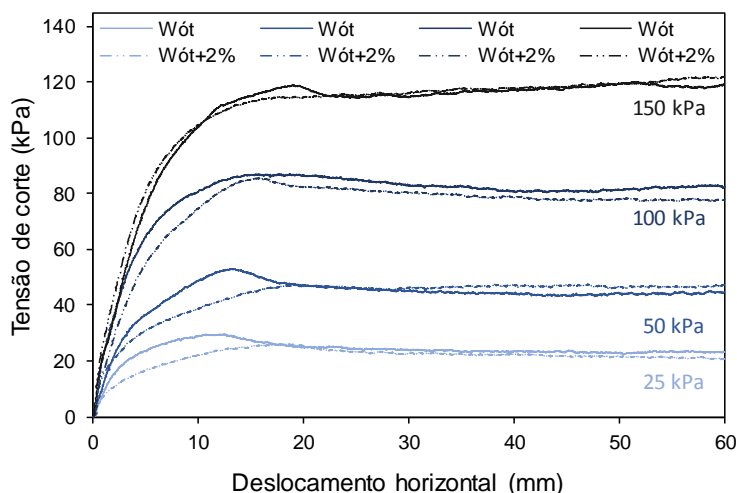


Figura 4.7 – Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGR para as quatro tensões normais em estudo

Quadro 4.3 - Variação percentual da resistência máxima na interface SRG-GGR entre os dois teores em água do solo em estudo

Tensão normal aplicada ( $\sigma_n$ )	Tensão de corte máxima da interface para $W_{ót}$ (kPa)	Variação percentual da tensão de corte máxima na interface SRG-GGR (%)	Tensão de corte máxima da interface para $W_{ót+2\%}$ (kPa)
25	29,5	-11,5	26,1
50	53,0	-10,4	47,5
100	87,0	-1,5	85,7
150	121,9	-1,6	120,0

Os deslocamentos verticais registados pelo LVDT no centro da placa de carregamento, à medida que decorreram os ensaios de corte direto para a interface solo-geogrelha, encontram-se representados na Figura 4.8. Tal como se verificou nos ensaios com o geocompósito de reforço, numa fase inicial de ensaio, os assentamentos são superiores quando o solo apresenta maior quantidade de água e, para grandes deslocamentos, os acréscimos de volume são mais relevantes para o teor em água inferior ( $W_{ót}$ ). Na Figura 4.8(a) observam-se deslocamentos verticais ascendentes muito pronunciados para as tensões normais de 25 e 50 kPa, o que leva a concluir que, tal como no caso do geocompósito, as amostras sofrem maior variação de volume para tensões normais mais reduzidas.

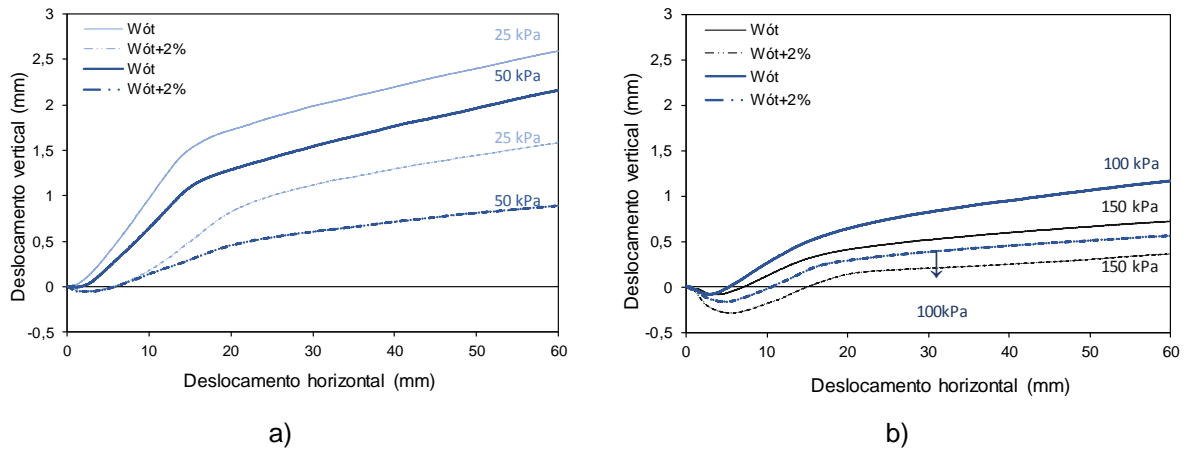


Figura 4.8 – Influência do teor em água do solo no deslocamento vertical da placa de carregamento da interface SRG-GGR: a) tensões normais de 25 e 50 kPa; b) tensões normais de 100 e 150 kPa

No Capítulo 3 fez-se referência à realização de quatro ensaios de corte direto sobre a interface solo-geogrelha para um teor em água superior ao ótimo em três pontos percentuais ( $W_{ót+3\%}=14,5\%$ ). Da mesma forma que nos casos anteriores, compararam-se (Figura 4.9) as curvas da tensão de corte para o teor ótimo ( $W_{ót}$ ) e para um teor em água superior (neste caso, para teor em água 3% acima do ótimo).

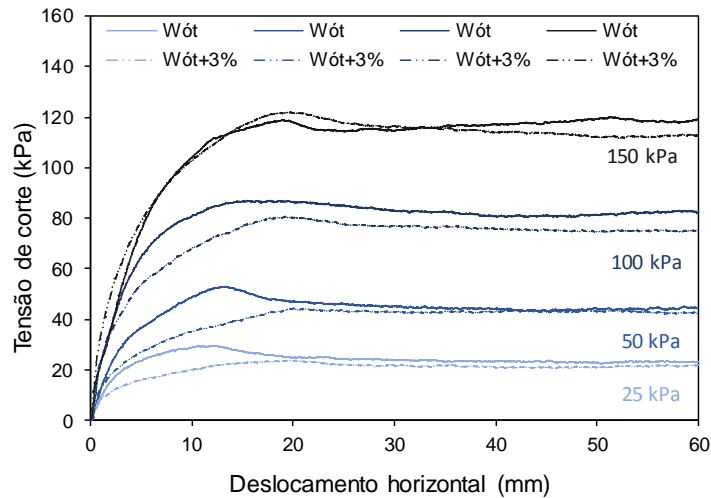


Figura 4.9 – Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGR para as quatro tensões em estudo ( $W_{ót+3\%}=14,5\%$ )

Um aumento de humidade no solo mais significativo revela, de uma forma mais notória por análise visual das curvas, que a tensão de corte máxima diminui com o aumento do teor em água. Apesar de uma maior evidência do impacto negativo da presença de água no solo no comportamento resistente, o ensaio para a tensão normal de 150 kPa revela uma tensão de corte superior, em cerca de 4,6%, para uma maior percentagem de água no solo. O Quadro 4.4 resume as variações percentuais entre o teor ótimo ( $W_{ót}$ ) e o teor acima em mais três pontos percentuais ( $W_{ót+3\%}$ ).

Quadro 4.4 - Variação percentual da resistência máxima na interface SRG-GGR para  $W_{ót}$  e  $W_{ót+3\%}$

Tensão normal aplicada ( $\sigma$ )	Tensão de corte máxima da interface para $W_{ót}$ (kPa)	Variação percentual da tensão de corte máxima na interface SRG-GGR (%)	Tensão de corte máxima da interface para $W_{ót+3\%}$ (kPa)
25	29,5	-19,0	23,9
50	53,0	-16,2	44,4
100	87,0	-7,2	80,7
150	121,9	0,2	122,1

As curvas do deslocamento vertical traçadas em função do deslocamento horizontal (Figura 4.10) corroboram as tendências já anteriormente identificadas no que se refere ao efeito do teor em água do solo e da tensão normal nas variações volumétricas das amostras durante o processo de corte.

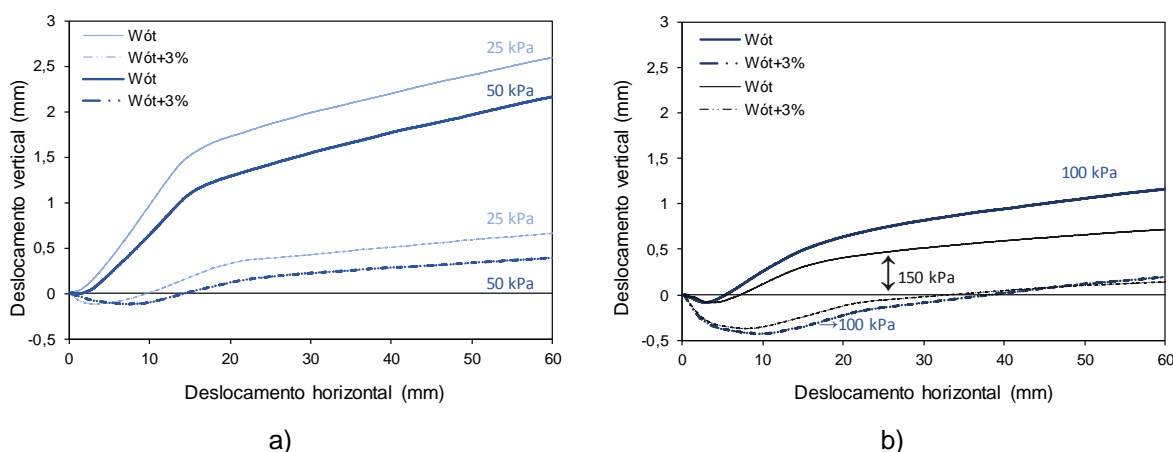


Figura 4.10 – Influência do teor em água do solo no deslocamento vertical da placa de carregamento da interface SRG-GGR ( $W_{ót+3\%}=14,5\%$ ): a) tensões normais de 25 e 50 kPa; b) tensões normais de 100 e 150 kPa

#### 4.2.4.2. Influência do tipo de geossintético

Neste ponto pretende-se analisar a influência da estrutura do geossintético na interação solo-geossintético, para os dois teores em água em análise. Teoricamente a resistência ao corte da interface solo-reforço será menor ou igual à do solo, sendo função da rugosidade do geossintético (que governa o atrito e a adesão), da dimensão das aberturas e da capacidade de deformação do material (Pinho-Lopes e Lopes, 2010).

Os gráficos das Figuras 4.11 e 4.12 comparam as evoluções da tensão de corte com o deslocamento horizontal relativas às interfaces envolvendo o geocompósito de reforço e a geogrelha, para o teor em água ótimo ( $W_{ót}$ ) e superior ao ótimo ( $W_{ót+2\%}$ ), respectivamente. Os resultados indicam que, independentemente do teor em água do solo, a resistência ao corte mobilizada na interface solo-geocompósito é, em geral, superior à resistência da interface solo-geogrelha. As curvas correspondentes a ensaios onde se aplicaram tensões normais mais elevadas

(100 e 150 kPa) evidenciam de forma notória a influência positiva na resistência ao corte da interface que advém do uso do geocompósito de reforço. Esta evidência poderá justificar-se pelo facto de a superfície lateral sólida da geogrelha ser significativamente menos rugosa do que a do geocompósito, conduzindo a uma menor eficiência em termos de mobilização da resistência proporcionada pelo mecanismo de atrito lateral.

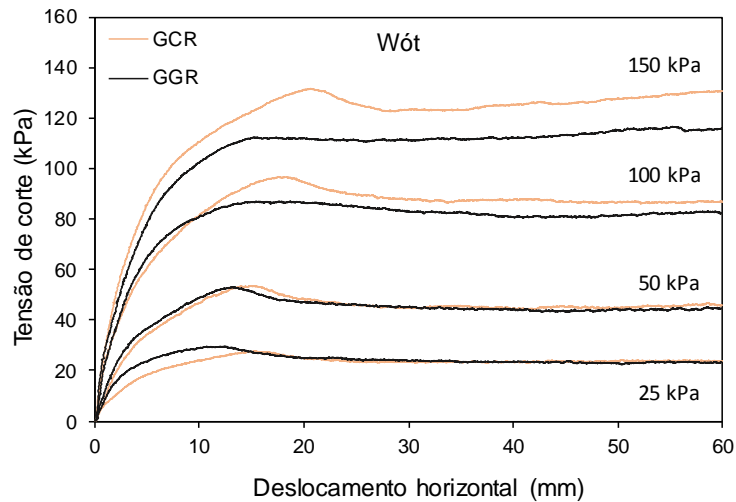


Figura 4.11 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces para as quatro tensões em estudo quando o teor em água do solo é ótimo ( $W_{ót}=11,5\%$ )

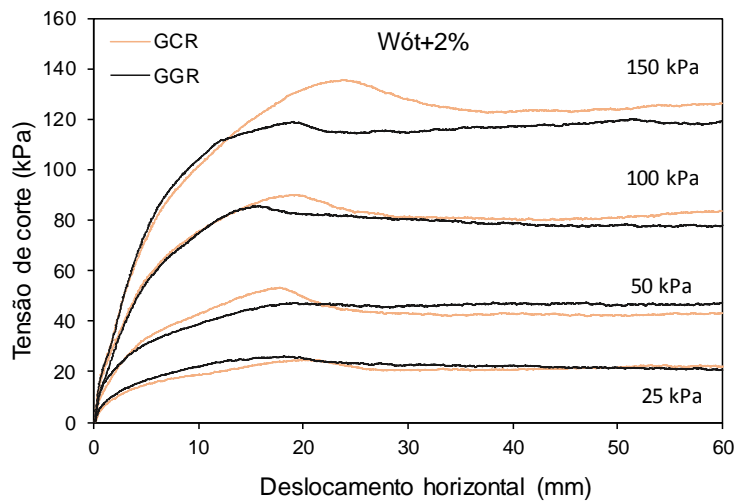


Figura 4.12 – Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces para as quatro tensões em estudo quando o teor em água do solo é superior ao ótimo ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ )

Ferreira (2015) analisou a influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces entre um solo residual de granito e dois geossintéticos semelhantes aos utilizados no presente estudo, tendo obtido para a interface solo-geogrelha uma resistência superior à registada na outra interface (interface solo-geocompósito de reforço). Importa salientar que, para os ensaios de corte direto realizados com o geocompósito, a autora utilizou uma base rígida como suporte. O uso da

base rígida para este tipo de material é recomendado pela norma Europeia EN ISO 12957-1 (2005) e pode estar na origem das discrepâncias observadas. Ferreira (2015) analisou ainda a influência do tipo de suporte nos resultados dos ensaios de corte direto, comparando os resultados obtidos aquando do uso de uma base rígida e de uma base de solo. Os resultados sugeriram que a utilização de uma base de solo (na meia-caixa inferior), em detrimento da placa rígida, pode conduzir ao aumento da resistência máxima registada nos ensaios de corte direto das interfaces solo-geocompósito de reforço.

Nos ensaios realizados com teor em água ótimo ( $W_{ót}$ ) e para tensões normais mais reduzidas (Figura 4.13a), os acréscimos de volume foram mais pronunciados aquando da utilização do geocompósito de reforço. Contudo, para tensões normais mais elevadas (Figura 4.13b), não se registam diferenças significativas ao nível das variações volumétricas dos provetes envolvendo os diferentes geossintéticos.

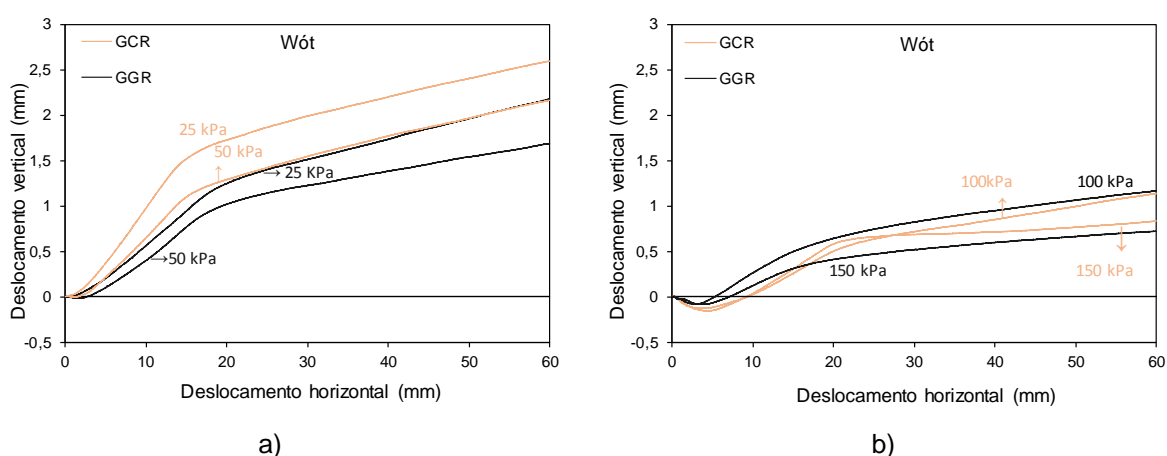


Figura 4.13 – Influência do tipo de geossintético no deslocamento vertical da placa de carregamento ( $W_{ót}=11,5\%$ ): a) tensões normais de 25 e 50 kPa; b) tensões normais de 100 e 150 kPa

Através da Figura 4.14, correspondente ao teor em água mais elevado ( $W_{ót+2\%}$ ), conclui-se que não ocorreram diferenças relevantes em termos da evolução dos deslocamentos verticais das amostras ao longo dos ensaios realizados com os dois geossintéticos distintos. No entanto, verifica-se que para tensões normais mais elevadas (Figura 4.14b), a contração inicial foi mais significativa nos ensaios da interface solo-geogrelha.

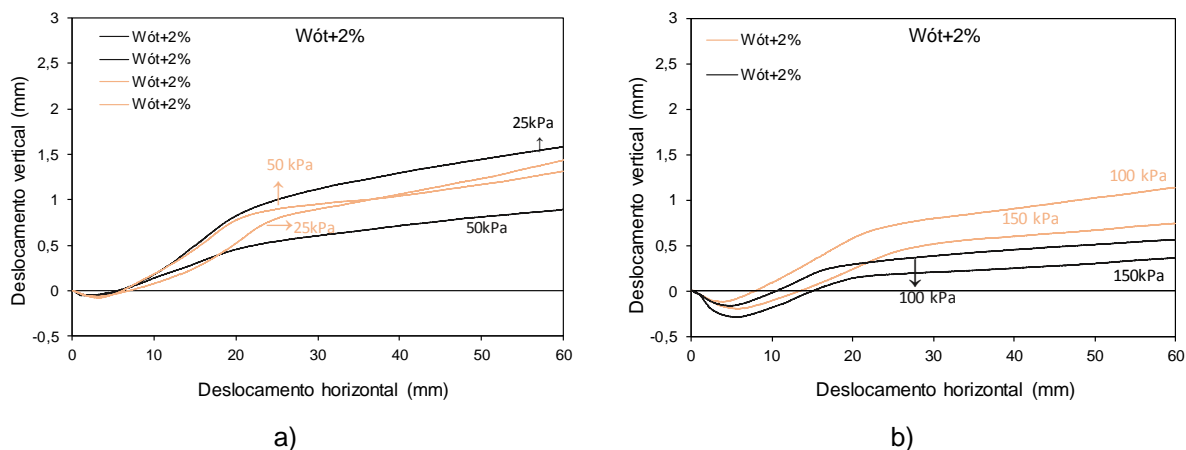


Figura 4.14 – Influência do tipo de geossintético no deslocamento vertical da placa de carregamento ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ): a) tensões normais de 25 e 50 kPa; b) tensões normais de 100 e 150 kPa

#### 4.2.4.3. Envoltentes e parâmetros de resistência ao corte

Na Figura 4.15 apresentam-se os valores máximos da tensão de corte e os valores obtidos grandes deslocamentos horizontais ( $> 50$  mm), bem como as respectivas envoltentes de rotura, relativas às interfaces entre o solo residual de granito e os dois geossintéticos analisados. As Figuras 4.15(a) e 4.15(b) correspondem aos ensaios realizados com teor em água no solo igual ao ótimo, enquanto as restantes dizem respeito ao solo compactado com teor em água 2% acima do ótimo. Nestes gráficos incluem-se, ainda as envoltentes que caracterizam a resistência ao corte do solo para os diferentes teores em água. Desta forma, é possível estabelecer uma comparação entre os resultados obtidos para as interfaces solo-geossintético e os resultados obtidos para o próprio solo.

As envoltentes revelam que, na maior parte dos ensaios e independentemente do teor em água presente no solo, as interfaces SRG-geocompósito foram mais eficientes do que as interfaces envolvendo a geogrelha em termos de resistência ao corte, principalmente para tensões normais mais elevadas. Para além disso, pode concluir-se que a resistência ao corte do solo ultrapassou os valores obtidos para as interfaces solo-geossintético, independentemente das condições experimentais.

Os parâmetros de resistência ao corte nas interfaces solo-geocompósito são apresentados no Quadro 4.5 e permitem concluir que a variação do teor em água no solo não se revelou impactante para o ângulo de atrito ( $\delta$ ), que se manteve com valores bastante próximos para ambas as envoltentes de resistência (máxima e para grandes deformações). No entanto, há um ligeiro incremento no valor do ângulo de atrito referente à envoltente de resistência máxima para o teor em água acima do ótimo.

A adesão ( $c_a$ ) da interface solo-geocompósito diminuiu consideravelmente com o aumento do teor em água no solo. Para o teor ótimo a adesão apresentou um valor de 10,1 kPa que reduziu, com maior humidade, para 5,8 kPa. Para grandes deslocamentos horizontais, a adesão foi de 3,1 kPa para o teor ótimo e de 1,4 kPa para a percentagem de água no solo correspondente a 13,5%.

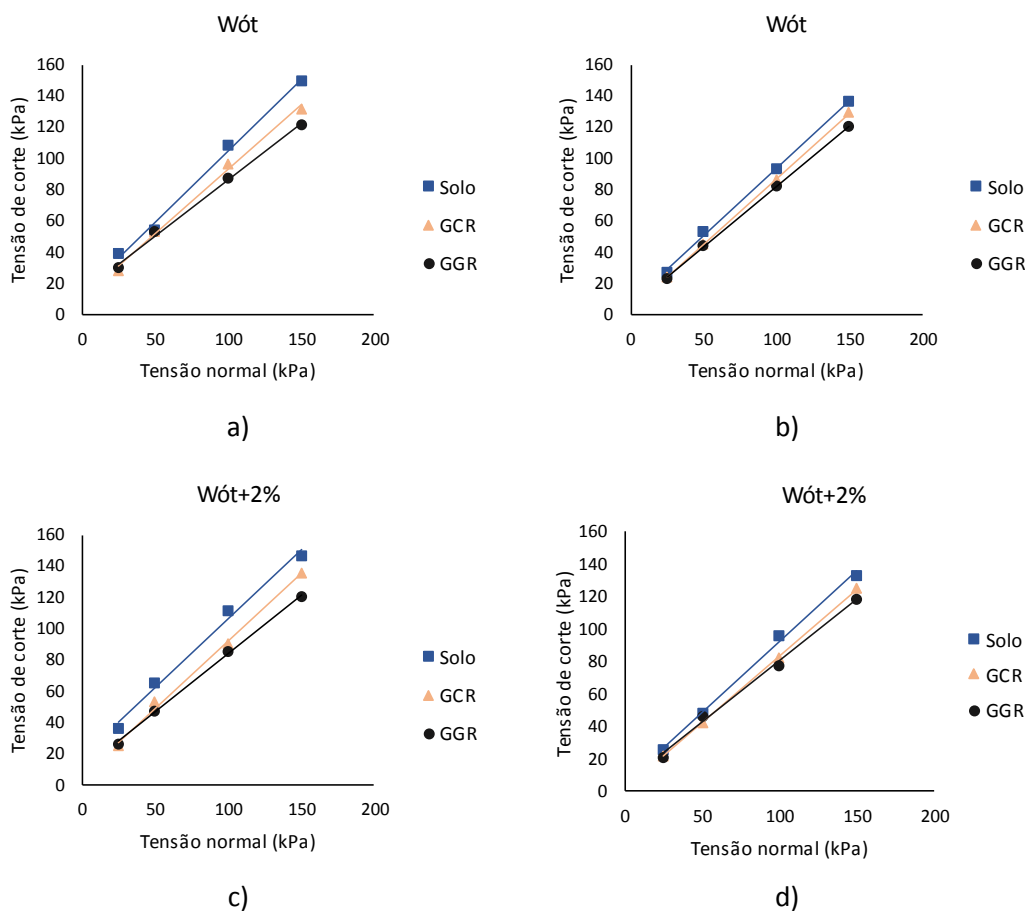


Figura 4.15 – Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces: a) máxima para  $W_{ót}=11,5\%$ ; b) grandes deslocamentos para  $W_{ót}=11,5\%$  c) máxima para  $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ; d) grandes deslocamentos para  $W_{ót+2\%}=13,5\%$

Quadro 4.5 – Parâmetros de resistência ao corte na interface SRG-geocompósito

Condição do solo		Parâmetros de resistência máxima			Parâmetros de resistência para grandes deformações		
W (%)	$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$	$\delta$ (°)	$c_a$ (kPa)	$R^2$	$\delta$ (°)	$c_a$ (kPa)	$R^2$
11,5%	17,5	39,6	10,1	0,994	40,0	3,1	0,999
13,5%	17,5	40,8	5,8	0,996	39,4	1,4	0,999



Uma vez que foram já apresentados os valores respeitantes aos ensaios realizados sobre a interface solo-geogrelha com teor em água igual ao teor ótimo mais 3%, apresentam-se, na Figura 4.16, as envolventes de rotura obtidas para os mesmos assim como os respetivos parâmetros de resistência.

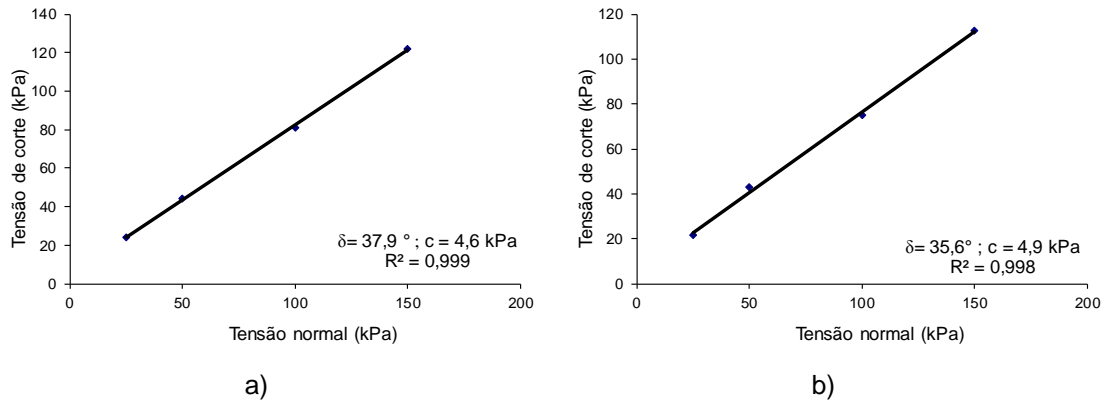


Figura 4.16 – Envolventes de rotura da interface SRG-GGR: a) máxima para  $W_{\text{ót}+3\%}=14,5\%$ , b) grandes deslocamentos para  $W_{\text{ót}+3\%}=14,5\%$

O aumento do teor em água em apenas 1%, quando comparados os resultados obtidos para  $W_{\text{ót}+2\%}$  e  $W_{\text{ót}+3\%}$ , traduz-se numa redução considerável da resistência ao corte máxima da interface SRG-geogrelha. O Quadro 4.6 resume os parâmetros de resistência obtidos para os vários teores em água na interface solo-geogrelha, referentes quer à resistência máxima, quer à resistência registada para grandes deslocamentos ( $> 50 \text{ mm}$ ). É possível verificar que a adesão na interface relativa à resistência ao corte máxima reduz progressivamente com o aumento do teor em água.

Quadro 4.6 - Parâmetros de resistência ao corte da interface SRG-GGR

Condição do solo		Parâmetros de resistência máxima			Parâmetros de resistência para grandes deformações		
W (%)	$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$	$\delta$ (°)	$c_a$ (kPa)	$R^2$	$\delta$ (°)	$c_a$ (kPa)	$R^2$
11,5%	17,5	36,0	13,8	0,991	37,8	4,5	0,999
13,5%	17,5	36,8	8,9	0,998	37,1	4,6	0,994
14,5%	17,5	37,9	4,6	0,999	35,5	4,9	0,998

#### 4.2.5. COEFICIENTES DE RESISTÊNCIA AO CORTE DAS INTERFACES

A norma Europeia 12957-1 (2005) indica que a análise de resultados do ensaio de corte direto deve incluir o cálculo dos coeficientes de resistência das interfaces solo-geossintético. O Quadro 4.7 compila os valores dos coeficientes de resistência ao corte das interfaces entre o solo residual de granito e os geossintéticos, determinados através da equação (4.1) apresentada anteriormente na secção de tratamento de resultados (ponto 4.2.3), para os dois teores em água em estudo.

Quadro 4.7 – Coeficientes de resistência ao corte das interfaces SRG-GCR

Interface	Condição do solo		Tensão normal (kPa)			
	W (%)	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	25	50	100	150
SRG – GCR	11,5	17,5	0,70	0,99	0,89	0,88
	13,5		0,69	0,82	0,81	0,92
SRG – GGR	11,5	17,5	0,75	0,98	0,81	0,78
	13,5		0,73	0,73	0,76	0,82

Os valores do coeficiente de resistência para as interfaces solo-geocompósito variam entre 0,69 e 0,99. O coeficiente de resistência obtido para a tensão normal de 50 kPa e, para o teor em água ótimo, é o valor mais elevado (0,99). Sendo este valor próximo da unidade, pode concluir-se que a tensão de corte máxima mobilizada na interface solo-geocompósito foi idêntica à mobilizada nos ensaios de corte direto do próprio solo.

No caso da interface solo-geogrelha, os valores estimados para os coeficientes de resistência variam entre 0,73 e 0,98. O valor de 0,98 é o mais elevado e, tal como sucedeu para a interface solo-geocompósito, corresponde ao ensaio realizado com solo compactado com o teor em água ótimo e para a tensão normal de 50 kPa.

Ferreira (2015) estimou os coeficientes de resistência para duas interfaces SRG-geogrelha e obteve valores entre 0,71 e 0,99. Cazzuffi *et al.* (1993) apresentaram, para diferentes interfaces solo-geogrelha de polietileno de alta densidade (o mesmo material constituinte da geogrelha em estudo), valores entre 0,83 e 1,04. Com isto pode afirmar-se que, os valores calculados nesta análise, referentes às interfaces entre o solo residual de granito e a geogrelha, estão em conformidade com a maioria dos valores constantes na bibliografia para interfaces solo-geogrelha.

Do Quadro 4.7 pode ainda concluir-se que, em geral, os valores dos coeficientes sofrem abaixamento com o aumento da percentagem de água nas amostras para ambas as interfaces analisadas. Apesar disto, importa referir que nos ensaios realizados com teor em água acima do ótimo e tensão normal de 150 kPa, os valores determinados para os coeficientes de resistência são superiores aos obtidos para o teor em água ótimo e para ambas as interfaces solo-geossintético.

É de salientar que os coeficientes de resistência são determinados com o intuito de estabelecer uma comparação entre a resistência ao corte das interfaces solo-geossintético e a resistência ao corte do solo, quando as condições experimentais são idênticas. Isto pressupõe que não devem ser considerados como medida comparativa da resistência ao corte de interfaces diferentes, ou seja, uma interface que apresente um coeficiente de resistência mais elevado (tome-se de exemplo a interface solo-geocompósito para o teor ótimo e tensão normal de 50 kPa) não é necessariamente uma interface com resistência ao corte superior, mas sim uma interface que exhibe uma resistência mais próxima da que caracteriza o próprio solo.

### **4.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO**

#### **4.3.1. GENERALIDADES**

O ensaio de corte em plano inclinado surge como alternativa ao ensaio de corte direto quando se pretende avaliar as propriedades da interação solo-geossintético quando o mecanismo de interação na interface é o corte em plano inclinado. É apropriado para a caracterização da interação solo-geossintético em taludes, onde o movimento de corte é uma das situações mais desfavoráveis em termos de estabilidade planar.

O ensaio de corte em plano inclinado tenta colmatar algumas limitações do ensaio de corte direto, uma vez que este último fornece valores de resistência ao corte pouco realistas quando realizado com tensões verticais reduzidas.

Em capítulos anteriores procedeu-se à descrição do ensaio de corte em plano inclinado, quer em termos dos vários constituintes do equipamento, quer em termos dos procedimentos de ensaio. Muito resumidamente, o ensaio consiste em fazer deslizar o solo contido na meia-caixa superior ao longo da superfície de contacto com o geossintético, à medida que a base do aparelho, que inicialmente se encontra na horizontal, vai inclinando a velocidade constante.

Os resultados obtidos segundo a modalidade de ensaio de corte em plano inclinado são apresentados ao longo deste ponto 4.3. Pretende-se caracterizar a resistência ao corte das interfaces entre o solo residual de granito (SRG) e os dois geossintéticos utilizados (geocompósito de reforço uniaxial e geogrelha uniaxial extrudida) para valores de tensão vertical de 5, 10 e 25 kPa. É analisada a influência do teor em água do solo, assim como do tipo de geossintético, nos parâmetros de resistência ao corte das interfaces.

De seguida apresentam-se alguns aspetos teóricos relacionados com o tratamento e análise dos resultados, que foram realizados segundo duas abordagens distintas: abordagem convencional e abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

#### **4.3.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS**

##### **4.3.2.1. Abordagem convencional**

De acordo com a norma EN ISO 12957-2 (2005), o ensaio de corte em plano inclinado permite avaliar a evolução do deslocamento sofrido pela meia-caixa superior à medida que a inclinação da caixa de corte aumenta a velocidade constante. A norma indica que a inclinação para a qual é atingido um deslocamento da caixa superior igual a 50 mm corresponde ao ângulo de deslizamento ( $\beta$ ). Para a determinação do ângulo de atrito na interface solo-geossintético ( $\phi_{sg}$ ) é necessário que sejam conhecidos os valores da tensão normal ( $\sigma_n$ ) e da tensão de corte ( $\tau$ ) no momento em que ocorre o deslizamento da caixa superior. Na Figura 4.17 é esquematizado o sistema de forças aplicadas na interface.

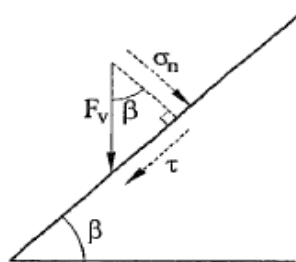


Figura 4.17 – Esquema do sistema de forças aplicadas na interface (adaptado de Costa-Lopes, 2001)

O cálculo do valor da tensão normal ( $\sigma_n$ ) e da tensão de corte ( $\tau$ ) no momento do deslizamento, ou seja, quando a inclinação da base é igual a  $\beta$ , é efetuado a partir das expressões 4.2 e 4.3, respetivamente:

$$\sigma_n = \frac{F_v \cos\beta}{A} \quad (4.2)$$

$$\tau = \frac{F_v \sin\beta + f(\beta)}{A} \quad (4.3)$$

onde:

$\sigma_n$  = tensão normal quando a inclinação da base é  $\beta$ ;

$F_v$  = força vertical que atua na interface solo-geossintético;

$A$  = área de contacto solo geossintético;

$\beta$  = ângulo de deslizamento da meia-caixa superior;

$\tau$  = tensão de corte ao longo da superfície de deslizamento;

$f(\beta)$  = força requerida para impedir o movimento da meia-caixa superior vazia quando a base está inclinada de  $\beta$ , aplicada na direção da superfície de deslizamento.

A partir das expressões 4.2 e 4.3 é então possível determinar o ângulo de atrito da interface solo-geossintético (equação 4.4). O resultado obtido para o ângulo de atrito ( $\phi_{sg}$ ) deve ser expresso em termos do valor médio referente aos provetes ensaiados sob condições de repetibilidade. O desvio padrão e o coeficiente de variação são valores que devem também ser apresentados.

$$\text{tg } \phi_{sg} = \frac{\tau}{\sigma_n} \Rightarrow \phi_{sg} = \text{arctg} \frac{\tau}{\sigma_n} \quad (4.4)$$

A norma Europeia indica que a interface solo-geossintético fica caracterizada com a determinação do ângulo de atrito da interface ( $\phi_{sg}$ ), não tendo em consideração a parcela de resistência ao corte correspondente à adesão.

#### 4.3.2.2. Abordagem baseada na definição da envolvente de rotura

Uma vez que a caracterização da resistência ao corte da interface solo-geossintético é baseada no critério de rotura de Mohr-Coulomb, os resultados dos ensaios de corte em plano inclinado podem ser analisados a partir da envolvente de rotura das interfaces (Ferreira, 2015).

Para areias e solos granulares em geral, no estado seco, a envolvente de rotura apresenta coesão praticamente nula. No caso de solos residuais de granito em condições não saturadas, as envolventes de rotura tendem a apresentar coesão aparente não nula. A coesão não nula para solos residuais de granito não saturados advém geralmente da sucção matricial. A sucção matricial está relacionada com a matriz do solo (tipo de partículas e o seu arranjo estrutural) e corresponde à pressão negativa da água intersticial gerada pelos efeitos de capilaridade e forças de absorção. Deste modo, quando a análise laboratorial da resistência ao corte de interfaces solo-geossintético envolve o uso de solos residuais de granito em condições não saturadas, a envolvente de rotura poderá apresentar adesão não nula.

A determinação dos parâmetros de resistência ao corte da interface solo-geossintético, através da abordagem baseada na envolvente de rotura, é conseguida através dos dados recolhidos ao longo do ensaio de corte em plano inclinado. Através dos pares de valores da tensão normal ( $\sigma_n$ ) e da tensão de corte ( $\tau$ ) correspondentes à inclinação da caixa de corte no momento de deslizamento (inclinação  $\beta$ ), obtidos para cada provete, define-se a envolvente de rotura.

Se existir uma parcela de resistência ao corte associada à adesão, o ângulo de atrito determinado segundo esta abordagem será inferior (mais conservativo) do que os valores de ângulo de atrito calculados para cada tensão vertical através da metodologia preconizada pela norma (método convencional), em que a parcela coesiva é desprezada.

#### 4.3.3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

##### 4.3.3.1. Apresentação de resultados

Para cada condição experimental, ensaiaram-se dois provetes do mesmo geossintético. Isto é, para cada teor em água em estudo ( $W_{ót}=11,5\%$  e  $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ) e para cada tensão vertical aplicada (5, 10 e 25 kPa), realizaram-se dois ensaios de corte em plano inclinado. Este procedimento foi aplicado quer para o geocompósito, quer para a geogrelha.

A repetição do ensaio tem o propósito de averiguar a repetibilidade dos resultados obtidos. A norma EN ISO 12957-2 (2005) recomenda a realização de três ensaios em condições idênticas para cada provete, o que não foi possível dado o tempo disponível para a realização do presente estudo. Os pares de valores obtidos, de tensão normal e de tensão de corte, permitem a caracterização da interface solo-geossintético, para cada condição experimental, pois é com estes que se define a envolvente de rotura.

Nas Figuras 4.18 e 4.19 apresentam-se os gráficos que relacionam a variação do deslocamento da meia-caixa superior com a inclinação da caixa de corte para cada tensão normal aplicada. As curvas deslocamento-inclinação apresentadas nestas figuras correspondem às interfaces do solo residual de granito com o teor em água ótimo ( $W_{ót}=11,5\%$ ) e os geossintéticos em estudo (geocompósito de reforço e geogrelha uniaxial, respetivamente). Relembre-se que o peso volúmico seco é idêntico para todos os ensaios de corte em plano inclinado, assumindo o valor de  $17,5 \text{ kN/m}^3$ , tal como nos ensaios de corte direto. Importa ainda salientar que os ensaios de corte em plano inclinado foram submetidos a uma pré-carga com duração de 60 minutos, antes de se dar início à inclinação da base.

A observação das curvas deslocamento-inclinação permite que se identifiquem três fases distintas no decorrer do ensaio. Numa primeira fase, o aumento da inclinação da caixa de corte não provoca deslizamentos significativos na meia-caixa superior, estando esta praticamente imóvel até uma determinada inclinação. A segunda fase é aquela em que se verificam deslizamentos graduais da meia-caixa superior à medida que a inclinação vai incrementando. A terceira e última fase corresponde ao deslizamento brusco até ser atingido o deslocamento que determina o final do ensaio de corte em plano inclinado (50 mm).

Comparando os gráficos obtidos para cada uma das interfaces solo-geossintéticos, é perceptível que o geocompósito de reforço permitiu que se atingissem maiores ângulos de deslizamento do que a geogrelha, para teor em água no solo correspondente ao teor ótimo.

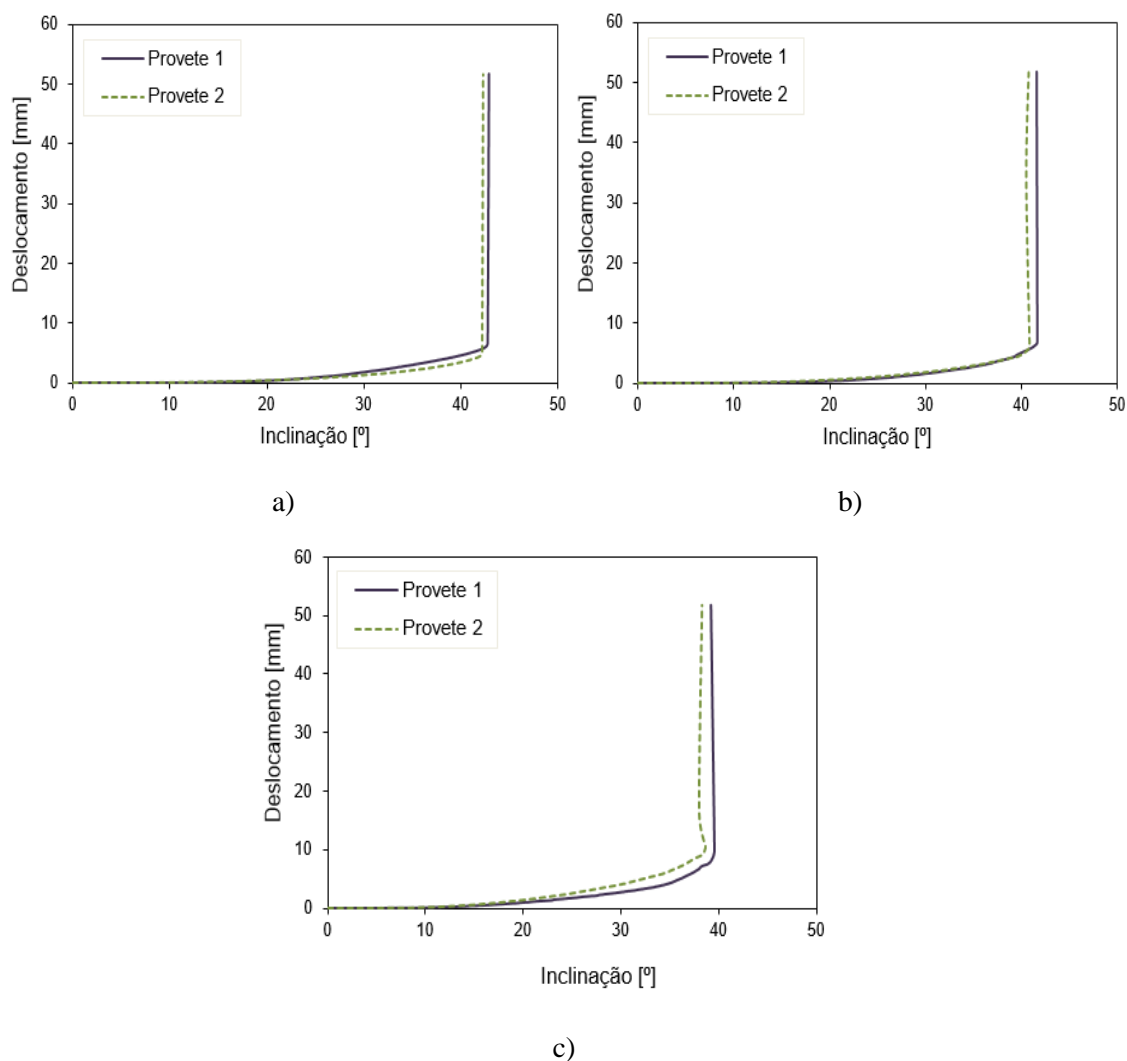


Figura 4.18 – Evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG-GCR ( $W_{ót}=11,5\%$ ): a)  $\sigma_n= 5$  kPa; b)  $\sigma_n= 10$  kPa; c)  $\sigma_n= 25$  kPa

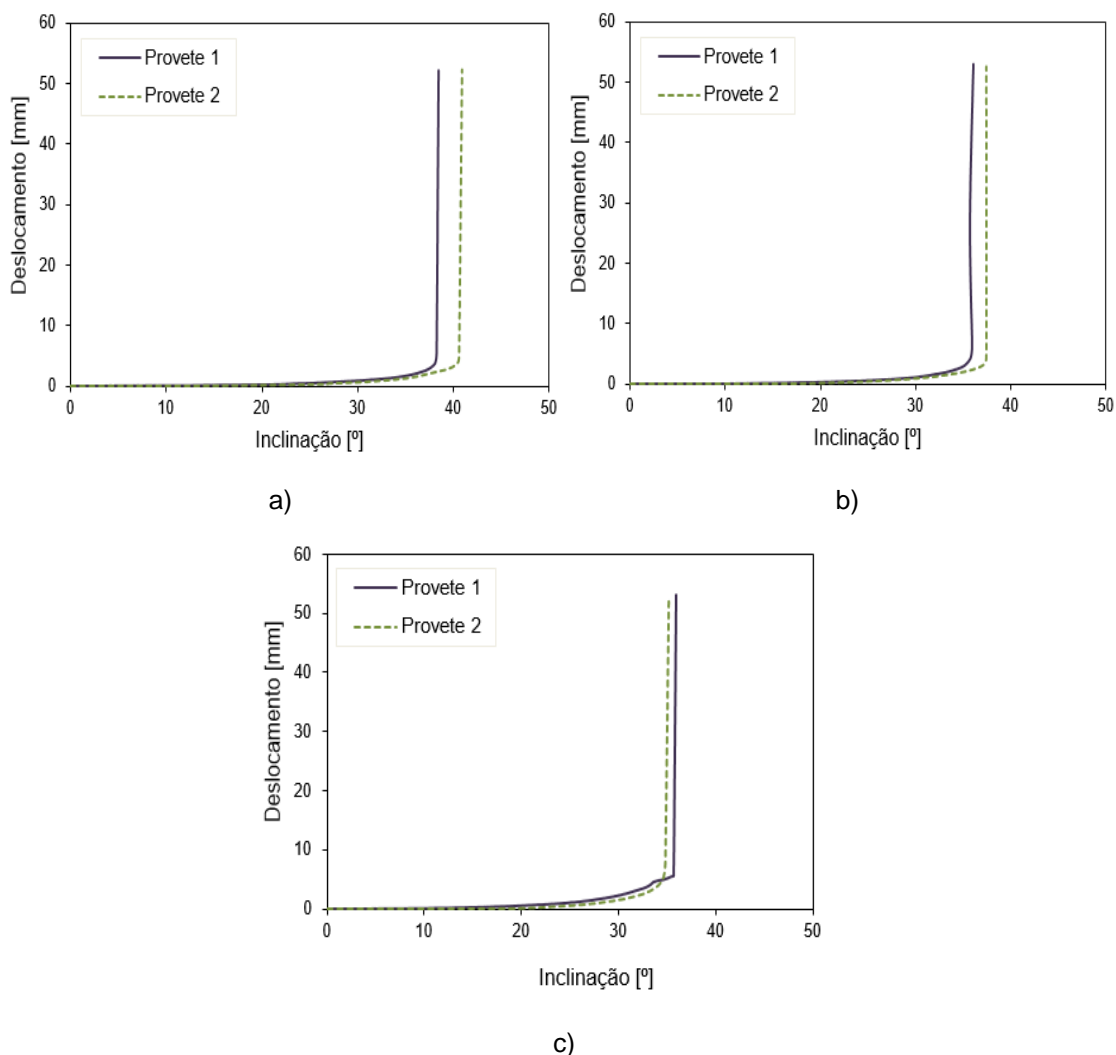


Figura 4.19 – Evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG-GGR ( $W_{ót}=11,5\%$ ): a)  $\sigma_n= 5$  kPa; b)  $\sigma_n= 10$  kPa; c)  $\sigma_n= 25$  kPa

#### Resultados segundo Abordagem Convencional

A título de exemplo, apresenta-se no Quadro 4.8 o cálculo do ângulo de atrito da interface solo-geossintético segundo a abordagem convencional (EN ISO 12957-2:2005). O ângulo de atrito foi calculado através da Equação 4.4, que pressupõe a determinação da tensão normal e da tensão de corte no momento do deslizamento (para a inclinação  $\beta$ ).

O Quadro 4.8 corresponde à interface entre o solo residual de granito (teor em água ótimo) e o geocompósito quando é aplicada uma tensão vertical de 5 kPa, que corresponde a uma força vertical ( $F_v$ ) de 450 N. Para esta interface o valor médio do ângulo de atrito é de aproximadamente  $48^\circ$ , com desvio padrão (DP) de 0,4 e coeficiente de variação (CV) de 0,9%.

Quadro 4.8 – Determinação do ângulo de atrito da interface SRG-GCR ( $W_{ót}$ ) para  $\sigma_n=5$  kPa segundo a abordagem convencional

Provetes	$\beta$ (°)	$F_v$ (N)	A (m <sup>2</sup> )	$\sigma_n$ (kPa)	f ( $\beta$ ) (N)	$\tau$ (kPa)	$\tau/\sigma_n$	$\phi_{sg}$ (°)
Provete 1	42,87	450	0,09	3,66	58,81	4,06	1,11	47,9
Provete 2	42,27	450	0,09	3,70	58,06	4,01	1,08	47,3
Média	42,57							47,6
DP	0,43							0,4
CV (%)	1,00							0,9

Os valores médios dos ângulos de atrito e os respectivos coeficientes de variação para cada uma das interfaces analisadas, estimados segundo a norma EN ISO 12957-2 (2005), são apresentados no Quadro 4.9. Os valores foram calculados para cada uma das tensões verticais aplicadas (5, 10 e 25 kPa) e para os dois teores em água do solo em estudo ( $W_{ót}= 11,5\%$  e  $W=13,5\%$ ).

Quadro 4.9 – Valores médios do ângulo de atrito das interfaces ( $\phi_{sg}$ ) e coeficientes de variação (CV)

Interface	Condição do solo		Tensão normal (kPa)					
	W (%)	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	5		10		15	
			Média (°)	CV (%)	Média (°)	CV (%)	Média (°)	CV (%)
SRG - GCR	11,5	17,5	47,6	0,9	43,8	1,4	39,8	1,6
	13,5		48,6	3,9	43,6	1,8	40,9	1,0
SRG - GGR	11,5	17,5	44,6	3,9	39,3	2,5	36,6	1,5
	13,5		49,8	0,9	46,0	3,1	40,2	2,3

Da análise do Quadro 4.9 pode concluir-se que, tanto no caso da interface SRG-geocompósito como da interface SRG-geogrelha, o ângulo de atrito médio tende a aumentar com o teor em água no solo. A única exceção ocorreu no caso da interface entre o solo residual de granito e o geocompósito de reforço quando esta foi submetida a uma tensão vertical de 10 kPa, em que os valores obtidos para os dois teores em água foram muito semelhantes.

Os resultados demonstram que o ângulo de atrito das interfaces diminui com o aumento da tensão vertical aplicada. Esta constatação vai de encontro a resultados obtidos em estudos semelhantes realizados por outros autores (Costa-Lopes, 2000; Reyes Ramírez *et al.*, 2002; Pitanga *et al.*, 2009; Ferreira, 2015). Tendo em conta que a decomposição da força vertical aplicada na interface resulta numa componente estabilizadora (tensão normal) e numa componente instabilizadora (tensão de corte), os resultados corroboram que o aumento da tensão de corte se sobrepõe ao aumento da tensão normal.

Em termos de variação dos valores do ângulo de atrito, para a interface SRG-geocompósito os valores variam entre 30,8° e 48,6° e para a interface SRG-geogrelha essa variação fica compreendida no intervalo 36,6° - 49,8°. Os coeficientes de variação em relação ao ângulo de



atrito assumem valores entre 0,9% e 3,9%, demonstrando uma adequada repetibilidade de resultados.

#### Resultados segundo a Abordagem baseada na Definição da Envoltente de Rotura

De acordo com a abordagem baseada na definição da envoltente de rotura, determinaram-se o ângulo de atrito ( $\delta$ ) e a adesão ( $c_a$ ) para cada uma das interfaces em análise, assim como os coeficientes de determinação ( $R^2$ ) referentes às envoltentes de rotura. Os valores dos parâmetros de resistência ao corte das várias interfaces encontram-se reunidos no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Parâmetros de resistência ao corte das interfaces SRG-geossintético

Interface	Condição do solo		Parâmetros de resistência		$R^2$
	W (%)	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\delta$ (°)	$c_a$ (kPa)	
SRG - GCR	11,5	17,5	37,5	1,3	0,999
	13,5		38,9	1,2	0,999
SRG - GGR	11,5	17,5	34,4	1,1	0,999
	13,5		37,2	1,7	0,996

Os dados obtidos segundo esta abordagem (envoltente de rotura) demonstram uma variação do ângulo de atrito entre 37,5° e 38,9° na interface solo-geocompósito e entre 34,4° e 37,2° na interface solo-geogrelha, associada ao aumento do teor em água no solo.

A adesão não apresenta grandes oscilações, variando entre 1,2 e 1,3 kPa no caso da interface solo-geocompósito de reforço e entre 1,1 e 1,7 kPa no caso da interface envolvendo a geogrelha uniaxial.

#### 4.3.3.2. Influência do teor em água no solo

No presente ponto pretende-se demonstrar a influência do teor em água do solo no comportamento das interfaces solo-geossintético sujeitas a movimento de corte em plano inclinado. Nas Figuras 4.20 e 4.21 compara-se a evolução das curvas deslocamento-inclinação, referentes a cada uma das interfaces, para o solo compactado com teor em água ótimo ( $W_{ót}=11,5\%$ ) e teor em água 2% acima do ótimo ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ). A Figura 4.20 é respeitante à interface SRG-geocompósito e a Figura 4.21 corresponde à interface SRG-geogrelha.

Os ensaios realizados sobre a interface SRG-GCR (Figura 4.20) permitem concluir que não há uma variação muito significativa do ângulo de deslizamento da meia-caixa superior com o aumento do teor em água do solo. No entanto, o valor do ângulo de deslizamento para a interface com solo compactado com teor em água acima do ótimo tende a ser ligeiramente superior ao que se obtém quando se utiliza o teor ótimo.

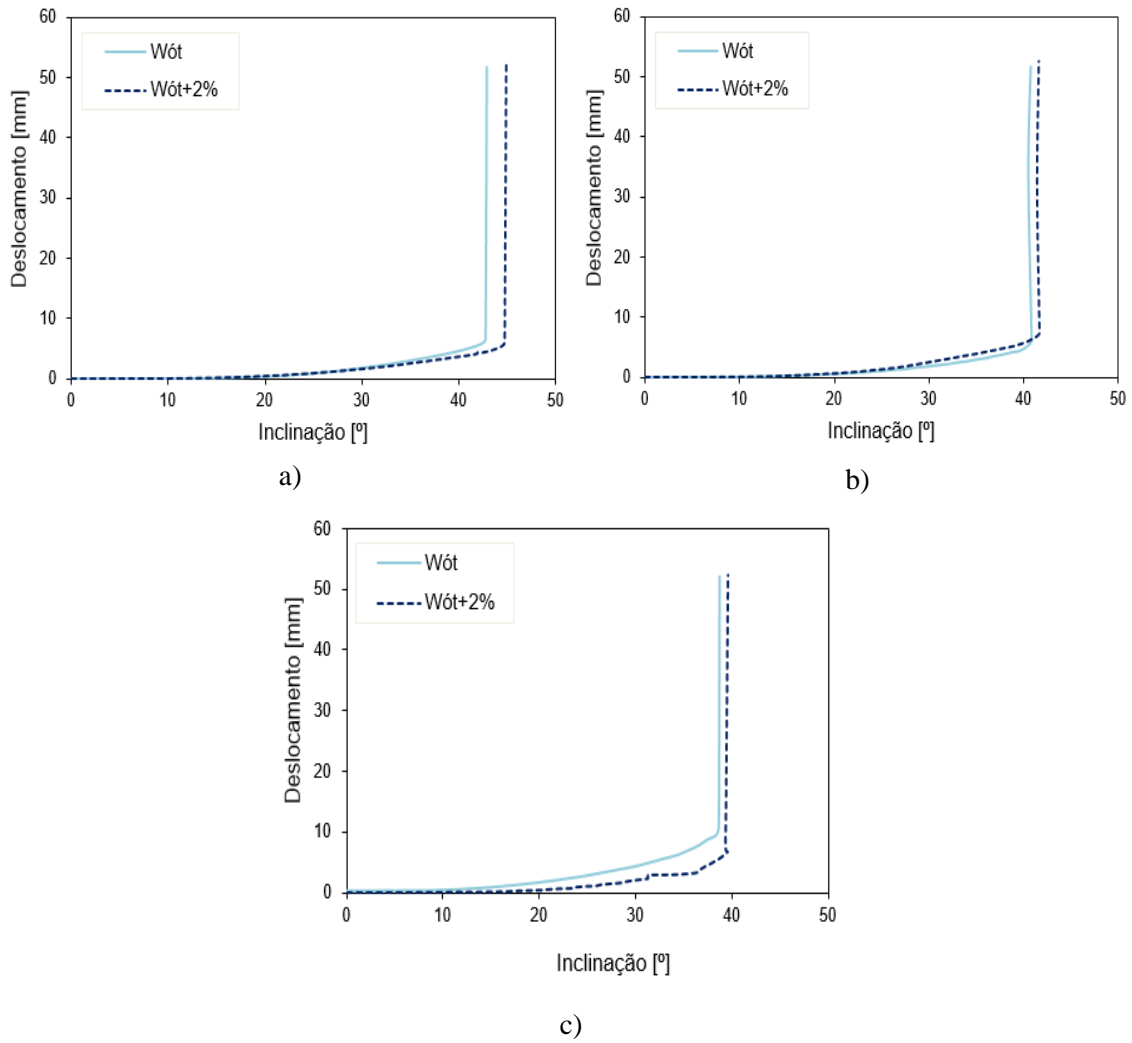


Figura 4.20 – Influência do teor em água do solo na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG-GCR: a)  $\sigma_n=5$  kPa; b)  $\sigma_n= 10$  kPa; c)  $\sigma_n= 25$  kPa

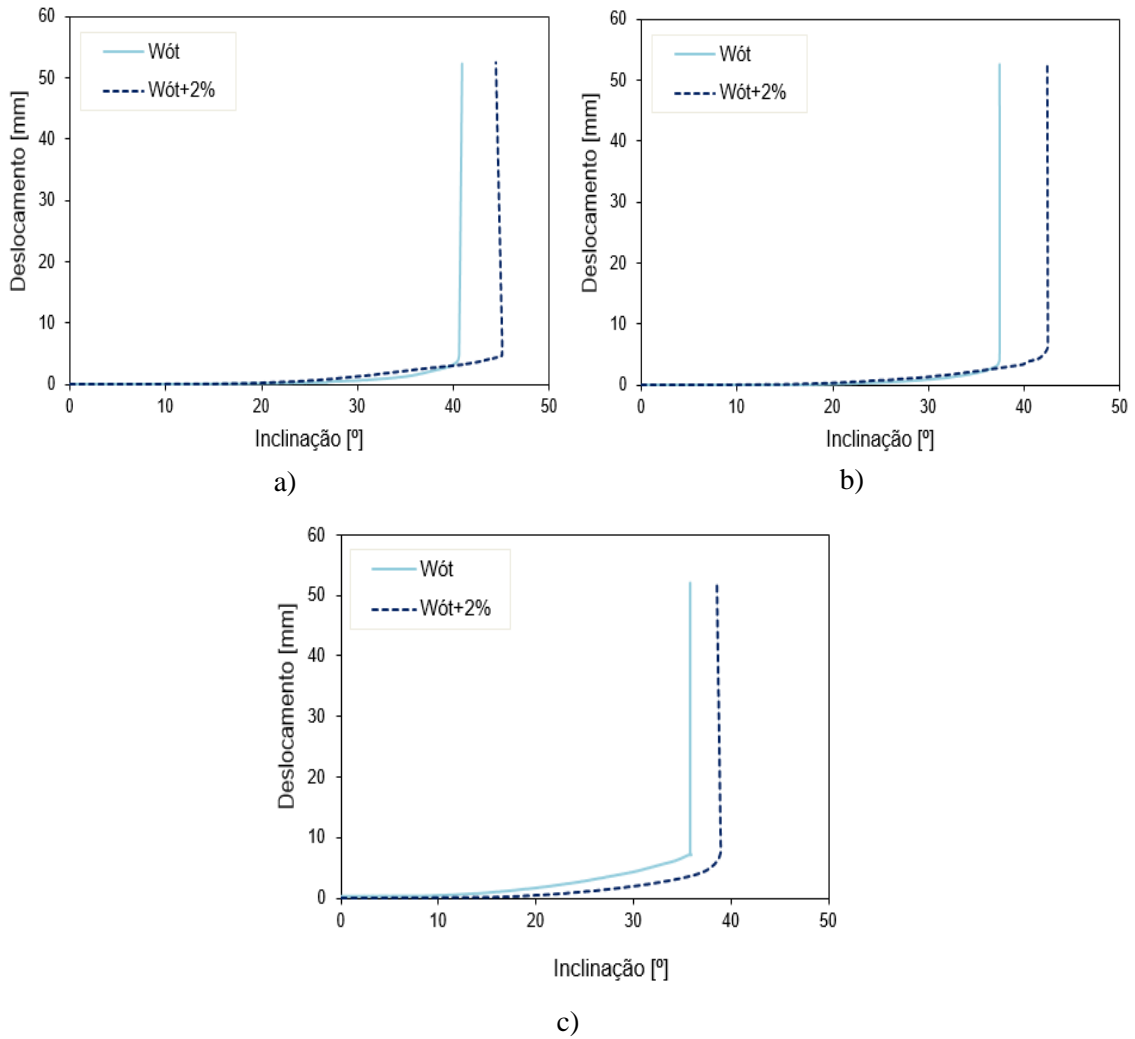


Figura 4.21 – Influência do teor em água do solo na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG-GGR: a)  $\sigma_n=5$  kPa; b)  $\sigma_n= 10$  kPa; c)  $\sigma_n= 25$  kPa

O Quadro 4.11 reúne as variações percentuais entre os valores do ângulo de atrito obtidos segundo a abordagem convencional para a interface solo-geocompósito com diferentes teores em água do solo, para cada tensão normal aplicada, sendo que a maior variação ocorreu para a tensão normal de 25 kPa (2,8%). Para a tensão normal de 10 kPa, o efeito do teor em água é praticamente desprezável (0,5%).

Quadro 4.11 – Variação percentual do ângulo de atrito na interface SRG-GCR entre os dois teores em água em estudo

Tensão normal aplicada ( $\sigma_n$ )	Ângulo de atrito médio da interface para $W_{ót}$ (°)	Variação percentual do ângulo de atrito da interface SRG-GCR (%)	Ângulo de atrito médio da interface para $W_{ót+2\%}$ (°)
5	47,6	2,1	48,6
10	43,8	-0,5	43,6
25	39,8	2,8	40,9

O efeito do teor em água do solo é mais evidente no caso da interface SRG-GGR, como se depreende da análise da Figura 4.21. As curvas deslocamento-inclinação, obtidas através de ensaios realizados com a geogrelha, demonstram que os ângulos de deslizamento alcançados para a interface são superiores quando o solo se apresenta com teor em água mais elevado ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ).

O Quadro 4.12 apresenta a variação ocorrida entre os ângulos de atrito da interface solo-geogrelha referentes aos dois teores em água em estudo, para cada tensão normal aplicada. Os ângulos de atrito constantes no Quadro 4.12 foram determinados segundo a abordagem convencional. Enquanto o efeito do teor em água do solo era pouco notório para as interfaces SRG-geocompósito, no que respeita ao ângulo de atrito da interface, as variações percentuais respeitantes à interface SRG-geogrelha são significativas.

Quadro 4.12 - Variação percentual do ângulo de atrito na interface SRG-GGR entre os dois teores em água em estudo

Tensão normal aplicada ( $\sigma_n$ )	Ângulo de atrito médio da interface para $W_{ót}$ (°)	Variação percentual do ângulo de atrito da interface SRG-GGR (%)	Ângulo de atrito médio da interface para $W_{ót+2\%}$ (°)
5	44,6	11,7	49,8
10	39,3	17,0	46,0
25	36,6	10,1	40,3

As envolventes de rotura respeitantes à interface entre o solo residual de granito e o geocompósito de reforço encontram-se representadas na Figura 4.22, onde se pretende analisar o efeito do teor em água do solo na resistência ao corte da interface. Na Figura 4.23 apresentam-se as envolventes de rotura relativas à interface solo-geogrelha para os diferentes teores em água do solo.

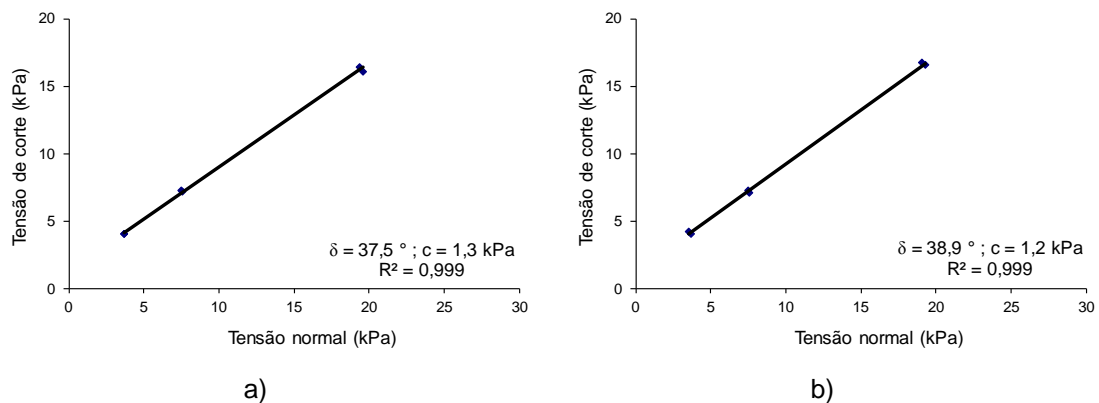


Figura 4.22 – Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GCR: a)  $W_{\delta t}=11,5\%$ ; b)  $W_{\delta t+2\%}=13,5\%$

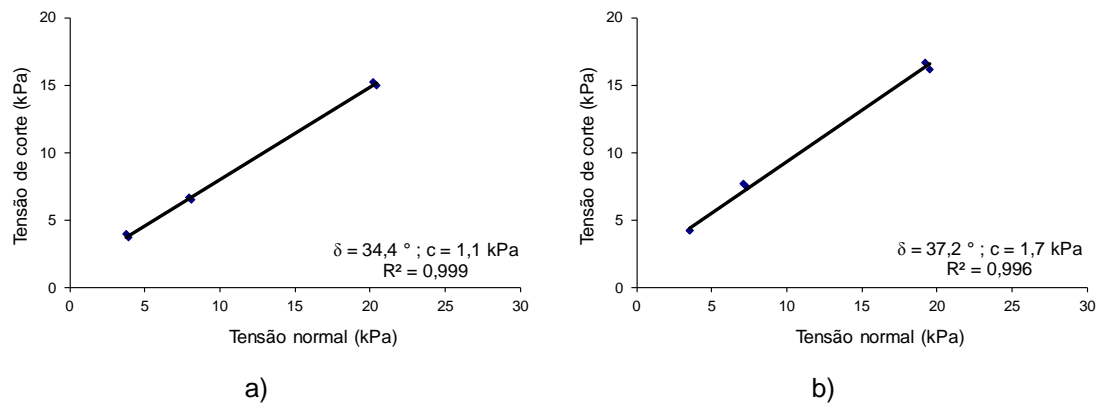


Figura 4.23 – Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGR: a)  $W_{\delta t}=11,5\%$ ; b)  $W_{\delta t+2\%}=13,5\%$

O aumento do teor em água do solo praticamente não se repercutiu no valor do ângulo de atrito da interface SRG-GCR, que apresenta um valor de  $37,5^\circ$  para o teor ótimo (Figura 4.22a) e  $38,9^\circ$  para o teor em água mais elevado (Figura 4.22b). A adesão também não apresentou variações significativas, passando de 1,3 para 1,2 kPa. Com isto, pode afirmar-se que a influência do teor em água do solo nos resultados obtidos nos ensaios de corte em plano inclinado utilizando o geocompósito de reforço não é muito significativa. Esta conclusão pode derivar do facto de o geocompósito, pela sua estrutura, absorver parte da água presente na interface e daí os parâmetros de resistência ao corte serem semelhantes para os diferentes teores em água analisados.

A Figura 4.23 revela que o efeito do teor em água é mais relevante no caso dos ensaios realizados sobre a interface SRG-GGR, onde o ângulo de atrito aumenta consideravelmente com o teor em água, de  $34,4^\circ$  para  $37,2^\circ$  (Figuras 4.23a e 4.23b, respetivamente). A variação da adesão é também mais significativa nesta interface do que a verificada no caso do geocompósito, assumindo um valor de 1,1 kPa para o teor em água ótimo e 1,7 para o teor em água superior.

#### 4.3.3.3. Influência do tipo de geossintético

As Figuras 4.24 e 4.25 ilustram a influência do tipo de geossintético nas curvas deslocamento-inclinação obtidas nos ensaios realizados para a caracterização das interfaces envolvendo solo compactado com teor em água ótimo ( $W_{ót}=11,5\%$ ) e solo compactado com teor em 2% acima do teor ótimo ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ), respectivamente.

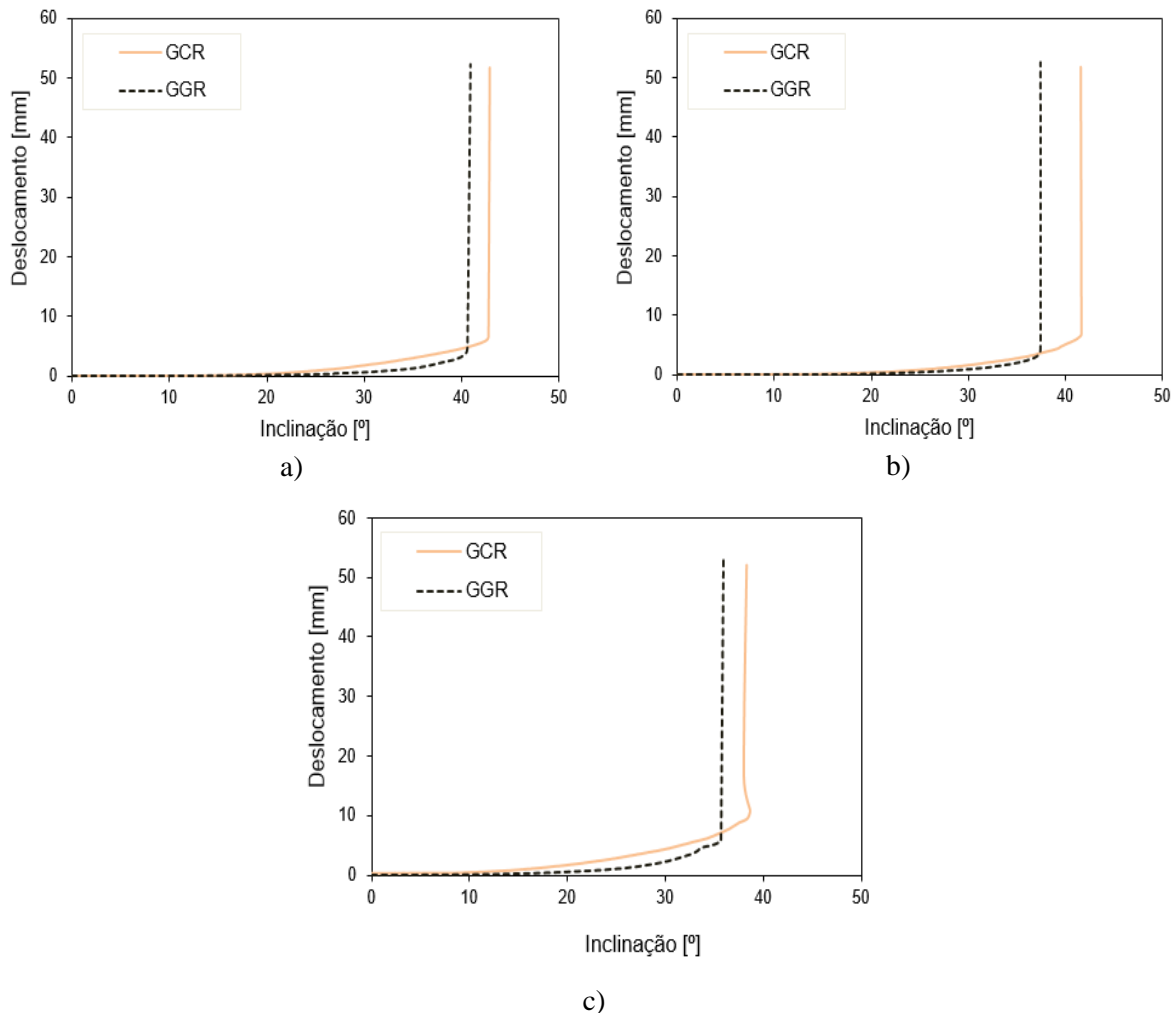


Figura 4.24 – Influência do tipo de geossintético na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para as interfaces com solo compactado com teor ótimo ( $W_{ót}=11,5\%$ ): a)  $\sigma_n = 5$  kPa; b)  $\sigma_n = 10$  kPa, c)  $\sigma_n = 25$  kPa

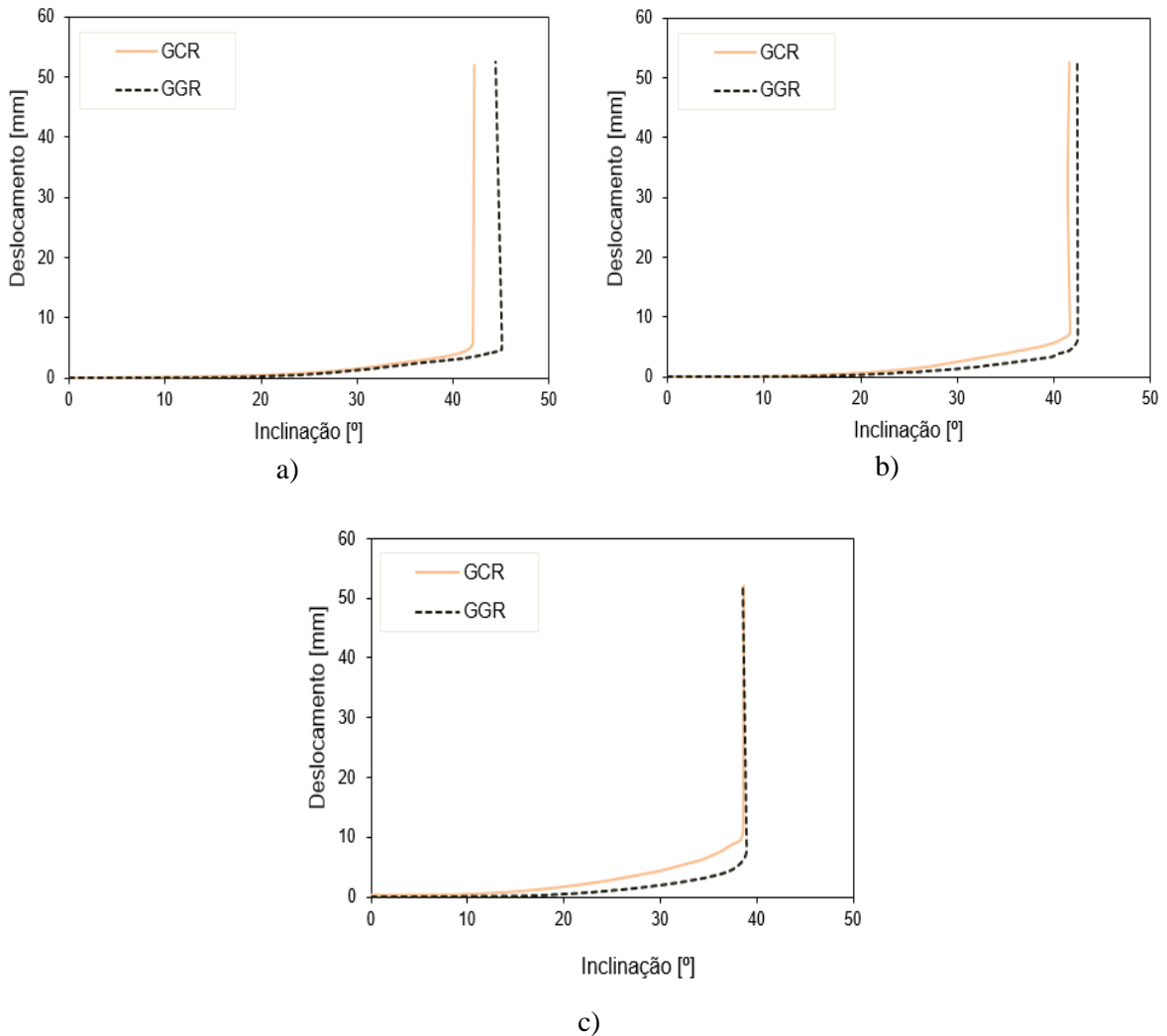


Figura 4.25 – Influência do tipo de geossintético na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para as interfaces com solo compactado com mais dois por cento acima do teor ótimo ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ): a)  $\sigma_n = 5$  kPa; b)  $\sigma_n = 10$  kPa, c)  $\sigma_n = 25$  kPa

Analisando o comportamento das duas interfaces sob tensões verticais de 5 kPa (Figura 4.24a), 10 kPa (Figura 4.24b) e 25 kPa (Figura 4.24c), quando a umidade no solo corresponde ao teor ótimo, verifica-se que os ângulos de deslizamento obtidos para a interface constituída pelo geocompósito foram superiores aos da geogrelha.

Para o teor em água acima do teor ótimo (Figura 4.25) constata-se o oposto, passando a interface solo-geogrelha a atingir ângulos de deslizamento geralmente superiores aos da interface solo-geocompósito. Apesar de a interface entre o solo-geogrelha apresentar ângulos de deslizamento geralmente superiores, para o ensaio realizado com tensão vertical de 25 kPa, os resultados para as duas interfaces foram praticamente coincidentes (Figura 4.25c).

Na Figura 4.26 encontram-se representadas as retas envolventes de rotura para as duas interfaces SRG-geossintético envolvendo solo sob diferentes condições de humidade: com teor em água ótimo (Figura 4.26a) e teor em água superior ao ótimo (Figura 4.26b).

Os parâmetros de resistência, resumidos anteriormente no Quadro 4.10, reforçam as tendências observadas nas envolventes de rotura. A interface SRG-GCR apresenta valores de ângulo de atrito ( $\delta$ ) superiores aos da interface SRG-GGR, independentemente do teor em água do solo, embora, no caso do teor em água mais elevado, a diferença entre os valores obtidos seja pouco significativa.

Ferreira (2015), realizando ensaios de corte em plano inclinado para a caracterização do comportamento das interfaces entre um solo residual de granito (semelhante ao envolvido no presente estudo) e diferentes geossintéticos, entre eles uma geogrelha uniaxial, concluiu que a resistência ao corte da interface SRG-geogrelha uniaxial tende a ser inferior à obtida com outros geossintéticos. Esta tendência foi verificada para vários teores em água do solo. À menor resistência da interface com a geogrelha uniaxial, a autora associou o facto de esta apresentar uma superfície lateral menos rugosa do que a dos outros materiais, como é o caso do geocompósito, que apresenta superfície lateral rugosa.

Salienta-se que os ensaios de corte em plano inclinado foram sujeitos a pré-carga. A aplicação da pré-carga por um período de 60 minutos (previamente à inclinação da base) traduziu-se num aumento da resistência ao corte das interfaces, comparativamente com estudos anteriores. Resultados que podem estar associados a um maior imbricamento dos grãos, ou seja, rearranjo das partículas do solo contido nas meias-caixas do equipamento de ensaio através da carga.

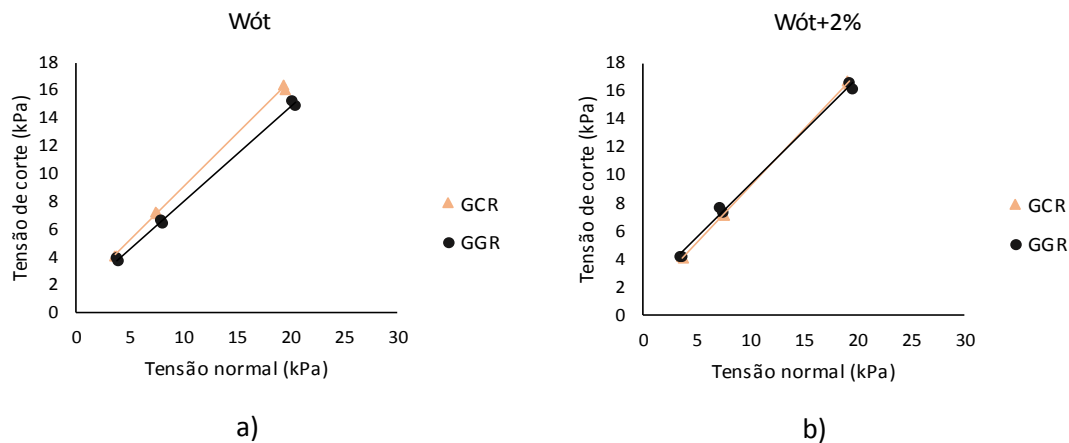


Figura 4.26 – Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces SRG-geossintético. a)  $W_{ót} = 11,5\%$ ; b)  $W_{ót+2\%} = 13,5\%$



#### 4.4. ENSAIO DE CORTE DIRETO *VERSUS* ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO – ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

##### 4.4.1. GENERALIDADES

O ensaio de corte direto e o ensaio de corte em plano inclinado são dois meios laboratoriais que permitem a caracterização da resistência ao corte da interface solo-geossintético. Apesar de serem realizados com a mesma finalidade assentam em metodologias de ensaio distintas.

No terceiro capítulo da presente dissertação, os ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado foram descritos de forma detalhada, tanto a nível de equipamento como de procedimentos de ensaio. No entanto, importa recordar as principais diferenças existentes entre os dois métodos, nomeadamente em termos de tensões aplicadas e dados monitorizados no decorrer dos ensaios.

Os valores da tensão normal aplicada no ensaio de corte direto são relativamente elevados, normalmente superiores a 50 kPa. Contrariamente, os ensaios de corte em plano inclinado realizam-se sob tensões normais reduzidas (iguais ou inferiores a 25 kPa), sendo particularmente adequados para simular a interação solo-geossintético em taludes sob tensões de confinamento reduzidas.

No decorrer do ensaio de corte direto é avaliada, sob condições de tensão normal constante, a variação da tensão de corte na interface em função do deslocamento horizontal a que a meia-caixa inferior é sujeita. O valor máximo da tensão de corte registado durante o ensaio corresponde ao valor da máxima resistência ao corte da interface e, caso o deslocamento horizontal disponível seja suficientemente extenso, pode avaliar-se a resistência residual (resistência para grandes deslocamentos).

O ensaio de corte em plano inclinado é executado em condições de tensão controlada, contrariamente ao ensaio de corte direto que é realizado com controlo de deslocamento. Durante o ensaio de corte em plano inclinado, a caixa de corte vai aumentando de inclinação e com esse aumento diminui o valor da tensão normal ao nível da interface. A máxima resistência ao corte da interface é estimada com base na inclinação para a qual o solo contido na meia-caixa superior desliza sobre o geossintético, ou seja, quando a meia-caixa superior atinge um deslocamento igual a 50 mm.

Na bibliografia pode encontrar-se uma vasta gama de estudos realizados com vista à caracterização do comportamento da interface solo-geossintético em movimento de corte direto e de corte em plano inclinado. Contudo, são escassos os estudos desenvolvidos com vista a estabelecer uma comparação entre os resultados estimados a partir dos dois tipos de ensaio. Do limitado número de investigações neste sentido, constatou-se que as correlações entre os resultados obtidos não seguem uma tendência geral.

Neste ponto é elaborada uma análise comparativa entre os resultados dos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado realizados sobre as interfaces entre o solo residual de granito e os dois geossintéticos distintos: geocompósito de reforço e geogrelha uniaxial. O peso volúmico do solo manteve-se ao longo de todo o programa experimental ( $\gamma_d=17,5$  kN/m<sup>3</sup>) e, para ambos os métodos de ensaio, foi avaliada a influência do teor em água do solo e do tipo de geossintético no comportamento das interfaces. Para além da comparação dos parâmetros de resistência ao corte das interfaces, procedeu-se à combinação de resultados de ambos os métodos de ensaio.

4.4.2. COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CORTE DAS INTERFACES

Para analisar e comparar o comportamento das interfaces quando ensaiadas segundo ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado, optou-se pela apresentação das retas envolventes de rotura. Deste modo, apresentam-se, nas Figuras 4.27 e 4.28, as envolventes de rotura respeitantes às interfaces solo-geocompósito e solo-geogrelha, respetivamente, para diferentes condições de humidade do solo. As figuras incluem os valores dos parâmetros de resistência ao corte das interfaces (ângulo de atrito e adesão) e do coeficiente de determinação ( $R^2$ ) obtidos a partir dos dois métodos de ensaio.

Tal como se mencionou anteriormente, os ensaios de corte direto são realizados, normalmente, para tensões normais superiores a 50 kPa. Uma vez que se pretendia estabelecer uma análise comparativa entre os resultados obtidos a partir dos dois métodos de ensaio, realizaram-se ensaios de corte direto para tensões normais de 25 kPa (valor correspondente à maior tensão aplicada nos ensaios de corte em plano inclinado). Ainda no sentido de se estabelecer uma comparação entre resultados, teve-se o cuidado de aplicar, no ensaio de corte em plano inclinado, uma pré-carga vertical durante 60 minutos, à semelhança do procedimento utilizado no ensaio de corte direto.

Da análise da Figura 4.27 conclui-se que, independentemente do teor em água do solo, os valores dos parâmetros de resistência ao corte da interface solo-geocompósito estimados com base nos resultados dos ensaios de corte direto são superiores aos obtidos nos ensaios de corte em plano inclinado. Para ambos os teores em água do solo ( $W_{ót}=11,5\%$  e  $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ), os valores dos ângulos de atrito da interface solo-geocompósito estimados pelos ensaios de corte direto são superiores em cerca de 6% aos obtidos pelos ensaios de corte em plano inclinado para a mesma interface.

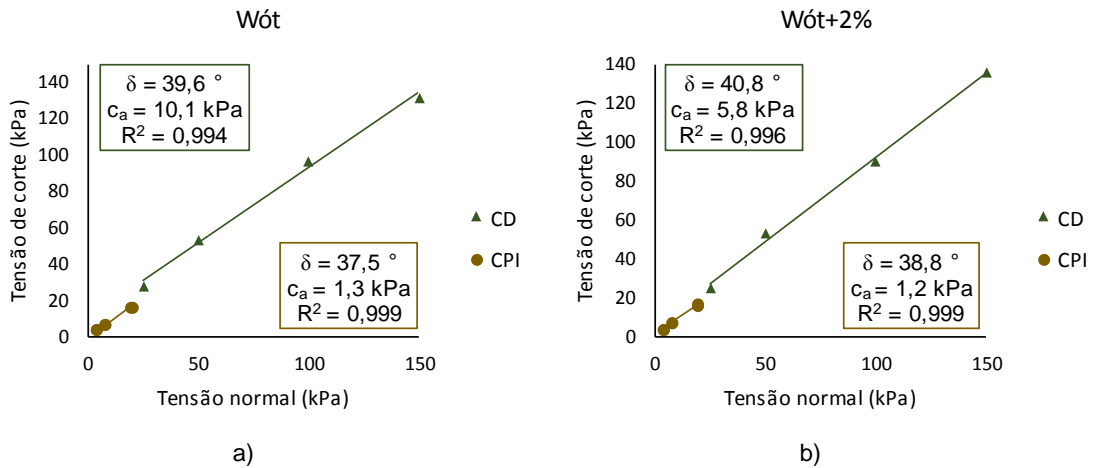


Figura 4.27 – Comparação dos parâmetros de resistência ao corte da interface SRG-GCR estimados a partir de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado: a)  $W_{ót}=11,5\%$ , b)  $W_{ót+2\%}=13,5\%$

O ângulo de atrito da interface solo-geogrelha estimado pelo ensaio de corte direto foi superior ao obtido pelo ensaio de corte em plano inclinado apenas para o teor em água ótimo do solo (Figura 4.28a). Contrariamente aos restantes casos, o ângulo de atrito estimado pelo ensaio de corte em plano inclinado excedeu ligeiramente o valor obtido através do ensaio de corte direto quando o teor em água do solo se apresentou superior ao teor ótimo (Figura 4.28b).

No que respeita à adesão das interfaces, observa-se que os valores referentes aos ensaios de corte direto (entre 5,8 e 13,8 kPa) são significativamente superiores aos do corte em plano inclinado (entre 1,1 e 1,7 kPa), tendendo a diminuir com o aumento do teor em água do solo (Figuras 4.27 e 4.28).

As análises comparativas existentes na bibliografia incidiram maioritariamente sobre interfaces geossintético-geossintético. Girard *et al.* (1990) compararam resultados de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado relativos a interfaces geomembrana-geotêxtil e, posteriormente, Wasti e Özdüzgün (2001) estudaram também interfaces do mesmo tipo. Os autores concluíram que os parâmetros de resistência ao corte estimados a partir de ensaios de corte direto tendem a ser superiores aos valores obtidos com base em resultados de ensaios de corte em plano inclinado. Izgin e Wasti (1998) realizaram uma análise comparativa para diversas interfaces areia-geomembrana e concluíram o mesmo que os autores anteriores. Ferreira (2015) elaborou um estudo comparativo sobre diversas interfaces solo geossintético, utilizando um solo semelhante ao do presente estudo e geossintéticos bastante similares em termos de características mecânicas. Os resultados da autora apresentaram-se em conformidade com os estudos referenciados.

Face ao exposto, pode afirmar-se que os resultados obtidos no presente trabalho estão em concordância com a maioria dos estudos desenvolvidos até a data, reforçando a ideia de que a extrapolação das envolventes de rotura das interfaces solo-geossintético, definidas a partir dos ensaios de corte direto, para tensões inferiores às utilizadas nos ensaios, é um procedimento tendencialmente não-conservativo. Assim, considera-se essencial a realização do ensaio de corte em plano inclinado para avaliar a resistência ao corte da interface solo-geossintético sob tensões de confinamento reduzidas.

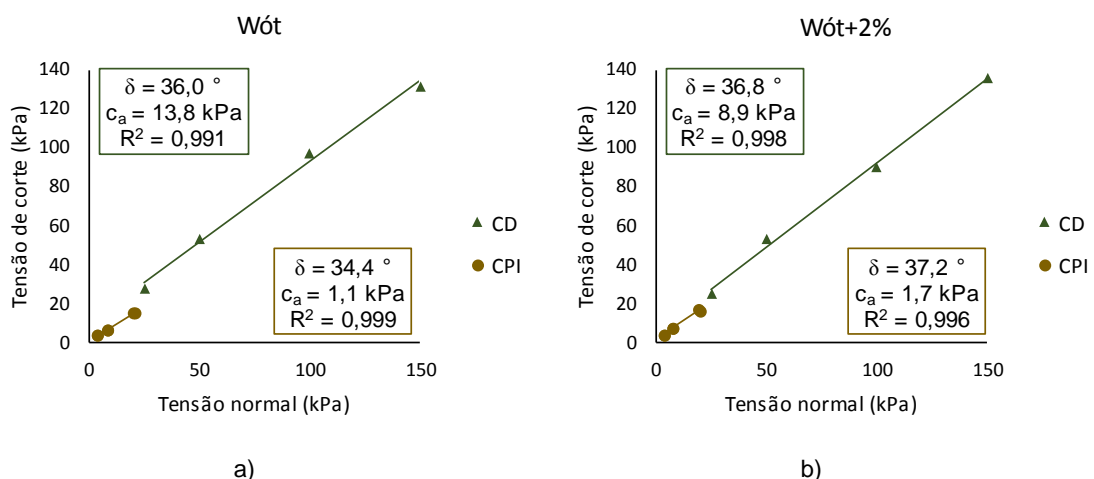


Figura 4.28 – Comparação dos parâmetros de resistência da interface SRG-GGR estimados a partir de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado: a)  $W_{\acute{o}t}=11,5\%$ , b)  $W_{\acute{o}t+2\%}=13,5\%$

#### 4.4.3. COMBINAÇÃO DE RESULTADOS DE AMBOS OS MÉTODOS DE ENSAIO

A Figura 4.29 compila os resultados dos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado realizados sobre a interface entre o solo residual de granito e o geocompósito de reforço, expressos em termos dos valores máximos da tensão de corte em função da tensão normal aplicada. Nesta figura apresentam-se também as retas de melhor ajuste (envolventes de rotura), os respetivos parâmetros de resistência ao corte e os coeficientes de determinação ( $R^2$ ). A Figura 4.29(a) ilustra os resultados obtidos aquando da utilização do teor em água ótimo do solo ( $W_{ót}=11,5\%$ ) enquanto a Figura 4.29(b) corresponde à envolvente de rotura referente à interface envolvendo solo compactado com teor acima do ótimo ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ).

Na Figura 4.30 encontram-se representados os resultados relativos às interfaces entre o solo residual de granito, sob as diferentes condições de humidade, e a geogrelha uniaxial.

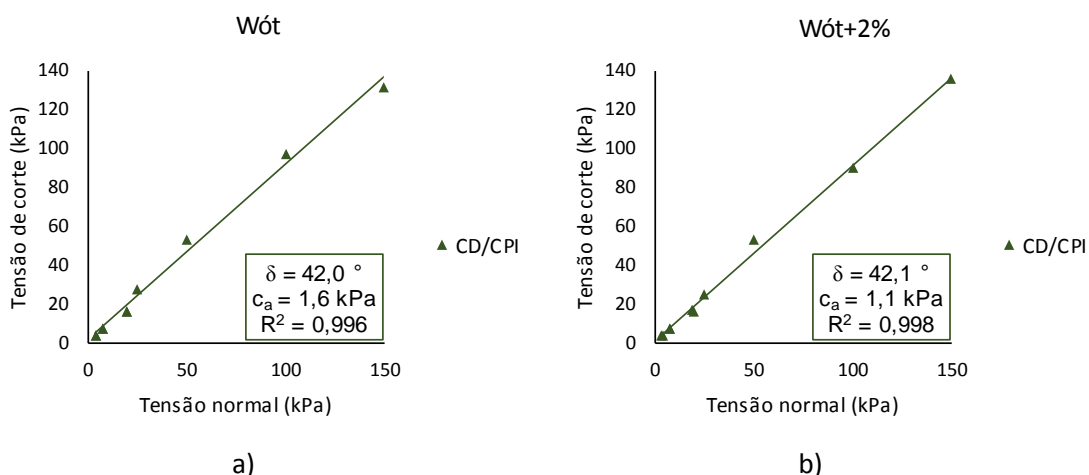


Figura 4.29 - Combinação de resultados de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado relativos à interface SRG-GCR: a)  $W_{ót}=11,5\%$ , b)  $W_{ót+2\%}=13,5\%$

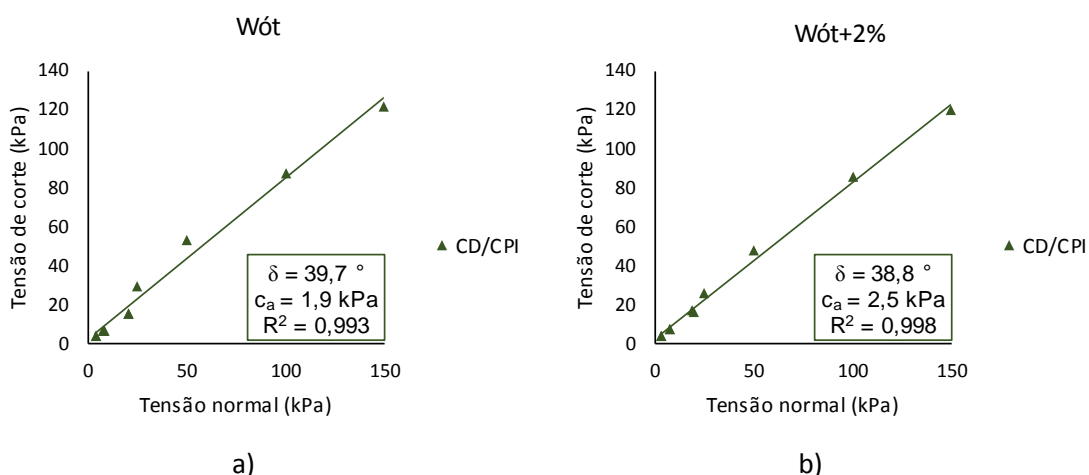


Figura 4.30 – Combinação de resultados de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado relativos à interface SRG-GGR: a)  $W_{ót}=11,5\%$ , b)  $W_{ót+2\%}=13,5\%$

A combinação de resultados de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado, representados nas Figuras 4.29 e 4.30, revela coeficientes de determinação elevados ( $\geq 0,993$ ). Os coeficientes de determinação estão associados à reta de melhor ajuste aos valores da tensão de corte máxima em função da tensão normal. Estes resultados são bastante satisfatórios uma vez que os ensaios apresentam diferenças, tanto a nível de tensões normais aplicadas como da própria cinemática.

Relativamente aos parâmetros de resistência ao corte, as Figuras 4.29 e 4.30 demonstram que os valores do ângulo de atrito das interfaces determinados de acordo com a presente abordagem são superiores aos definidos pela análise individual dos resultados dos dois métodos de ensaio. Os valores da adesão resultantes da combinação de resultados são, para ambas as interfaces em estudo, significativamente inferiores aos valores determinados pelo ensaio de corte direto e tendencialmente superiores aos obtidos através dos ensaios de corte em plano inclinado.

Devido às grandes oscilações observadas nos valores de adesão crê-se que esta não possa ser considerada como uma propriedade intrínseca das interfaces solo-geossintético, devendo apenas ser considerada como um parâmetro matemático que possibilita a descrição da resistência ao corte das interfaces para as tensões normais ensaiadas.



# 5

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1. CONCLUSÕES

No capítulo anterior apresentaram-se e discutiram-se os resultados do estudo laboratorial de corte direto e de corte em plano inclinado. Neste capítulo pretende-se compilar as conclusões de maior relevância obtidas pela análise individual dos resultados das duas metodologias de ensaio, assim como, as conclusões da análise comparativa de resultados.

Seguindo a ordem de apresentação de resultados da dissertação, começa-se por expor as principais conclusões obtidas através dos ensaios de corte direto. De seguida, apresentam-se as conclusões dos ensaios de corte em plano inclinado e, posteriormente, da análise comparativa dos resultados obtidos a partir dos dois tipos de ensaios.

Importa relembrar que se utilizou um solo residual de granito (SRG) compactado para o mesmo peso volúmico seco ( $\gamma_d=17,5 \text{ KN/m}^3$ ) em todos os ensaios e que, para as interfaces SRG-geossintético, se analisou o efeito do teor em água do solo e do tipo de geossintético na resistência ao corte das mesmas. A influência do teor em água do solo foi analisada considerando duas condições de humidade distintas: teor em água ótimo ( $W_{ót}=11,5\%$ ) e teor em água acima do ótimo em dois pontos percentuais ( $W_{ót+2\%}=13,5\%$ ). Os geossintéticos envolvidos no estudo foram um geocompósito de reforço (GCR) e uma geogrelha uniaxial (GGR).

Os ensaios de corte direto foram realizados sob tensões normais de 25, 50, 100 e 150 kPa. A análise dos resultados destes ensaios permitiu concluir que:

- independentemente da tensão normal aplicada, a resistência ao corte do solo residual de granito diminui com o aumento do teor em água do solo; a redução máxima observada foi de cerca de 20%;
- a dilatância do solo tende a diminuir com o aumento do teor em água e da tensão normal aplicada;
- a resistência ao corte da interface SRG-GCR diminuiu de forma pouco significativa com o aumento do teor em água do solo (até 10%), o que poderá justificar-se pelo facto de as propriedades hidráulicas dos geotêxteis não tecidos favorecerem a dissipação das pressões intersticiais no solo;
- a resistência ao corte da interface SRG-GGR diminuiu consideravelmente com o incremento do teor em água do solo; a influência negativa do teor em água do solo na

resistência desta interface foi mais notória para tensões normais reduzidas (25 e 50 kPa), revelando-se pouco significativa para tensões normais superiores (100 e 150 kPa); a redução máxima foi de cerca de 11,5%;

- a utilização de solo compactado com teor em água superior ao ótimo em três pontos percentuais ( $W_{\text{ót}+3\%}=14,5\%$ ) acentuou o impacto negativo do teor em água na resistência ao corte da interface SRG-GGR (redução máxima da resistência na ordem dos 20%);
- independentemente do teor em água no solo, a resistência ao corte mobilizada na interface SRG-geocompósito foi, em geral, superior à obtida para a interface SRG-geogrelha, particularmente para as tensões mais elevadas (100 e 150 kPa);
- os coeficientes de resistência ao corte da interface SRG-GCR variaram entre 0,70 e 0,99 para o teor em água ótimo do solo ( $W_{\text{ót}}=11,5\%$ ) e entre 0,69 e 0,92 para o teor acima ( $W_{\text{ót}+2\%}=13,5\%$ ). A interface SRG-GGR apresentou coeficientes de resistência ao corte a variar entre 0,75 e 0,98 para o teor em água ótimo e entre 0,73 e 0,82 para o teor em água 2% superior.

Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização da interação SRG-geossintético em movimento de corte em plano inclinado foram analisados segundo duas abordagens: abordagem convencional (preconizada pela norma Europeia do ensaio) e abordagem baseada na definição da envolvente de rotura das interfaces. Com base nestas abordagens concluiu-se, essencialmente, que:

- os ângulos de atrito médios de ambas as interfaces (SRG-GCR e SRG-GGR), obtidos com base na abordagem convencional, tendem a aumentar com o teor em água no solo, verificando-se maiores variações no seu valor para a tensão normal de 25 kPa. No entanto, a variação do ângulo de atrito médio com o aumento do teor em água do solo é pouco significativa para a interface SRG-GCR (máxima variação de - 2,8%). Contrariamente, a interface SRG-GGR apresentou maiores variações (máxima variação - 17%);
- o aumento do teor em água não se repercutiu de forma significativa nos valores dos parâmetros de resistência ao corte da interface SRG-GCR, obtidos a partir da abordagem baseada na definição da envolvente de rotura;
- para a interface SRG-GGR, a influência do teor em água do solo foi mais relevante, visto que o valor do ângulo de atrito aumentou de 34,4° para 37,2° e a adesão de 1,1 kPa para 1,7 kPa com o aumento do teor em água;
- nos ensaios realizados com o teor em água ótimo, a interface envolvendo o geocompósito de reforço atingiu uma resistência ao corte superior à obtida para a interface com a geogrelha; no entanto, para o teor em água mais elevado ( $W_{\text{ót}+2\%}=13,5\%$ ), a resistência ao corte obtida para ambas as interfaces SRG-geossintético foi muito semelhante.



A análise comparativa entre os resultados obtidos nos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado para as interfaces entre o solo residual de granito, sob as diferentes condições de humidade, e os dois geossintéticos em estudo evidenciou que:

- independentemente do teor em água do solo, os valores do ângulo de atrito da interface SRG-GCR, estimados com base nos resultados dos ensaios de corte direto, foram superiores aos obtidos nos ensaios de corte em plano inclinado (em cerca de 5%);
- o ângulo de atrito da interface SRG-GGR estimado a partir dos resultados dos ensaios de corte direto, foi superior ao obtido pelo ensaio de corte em plano inclinado apenas para o teor em água ótimo do solo; para o teor em água superior ( $W_{6+2}=13,5\%$ ), os valores do ângulo de atrito obtidos pelos dois métodos de ensaio foram muito próximos;
- a adesão das interfaces SRG-geossintético foi significativamente superior quando estimada por ensaios de corte direto (variando entre 5,8 e 13,8 kPa), comparativamente aos valores obtidos através do ensaio de corte em plano inclinado (variando entre 1,1 e 1,7 kPa),

## **5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Termina-se a dissertação perspetivando-se desenvolvimentos futuros, na sequência do trabalho até aqui elaborado:

- utilizar outros tipos de geossintéticos para o mesmo estudo, segundo as mesmas condições;
- analisar a influência do teor em água do solo no comportamento das interfaces solo-geossintético em movimento de corte direto e de corte em plano inclinado, em condições de carregamento cíclico, e, para tal, adequar o equipamento de corte em plano inclinado à realização de ensaios cíclicos;
- prever um sistema de impermeabilização dos aparelhos de corte direto e de corte em plano inclinado para que se possam ensaiar teores em água do solo superiores aos utilizados no presente estudo;
- propor um fator de redução da resistência ao corte da interface solo-geossintético associado ao aumento do teor em água do solo, a utilizar no dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramento, M. (1998). *Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes*. Curso sobre aplicações de geossintéticos em geotecnia e meio ambiente. No. 1, São Paulo.
- Abu-Farsakh, M., Coronel, J. e Tao, M. (2007). *Effect of soil moisture content and dry density on cohesive soil-geosynthetic interactions using large direct shear tests*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19 (7), pp. 540-549.
- Amorim Jr., W.M. (1992). *Mecanismos de interação solo-geogrelha*". *Geossintéticos'92*, Brasília, pp. 121-139.
- Anubhav e Basudhar, P.K. (2010). *Modeling of soil-woven geotextile interface behavior from direct shear test results*. *Geotextiles and Geomembranes*, 28 (4), pp. 403-408.
- ASTM D5321-92 (1992). *Standard test method for determining the coefficient of soil and geosynthetic or geosynthetic and geosynthetic friction by the Direct Shear Method*. American Society for Testing Materials.
- Bemben, S.M. e Schulze, D.A. (1998). *The influence of equipment style and setup dimensions on sand-geomembrane direct shear test measurement*. *Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics*, Vol. 1, pp. 453-458.
- Bergado, D.T., Ramana, G.V., Sia, H.I. e Varun (2006). *Evaluation of interface shear strength of composite liner system and stability analysis for a landfill lining system in Thailand*. *Geotextiles and Geomembranes*, 24 (6), pp. 371-393.
- Blümel, W. e Stoewahse, C. (1998). *Geosynthetic interface friction testing in Germany – effect of test setups*. *Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics*, pp. 447-452.
- Briançon, L., Girard, H. e Gourc, J.P. (2011). *A new procedure for measuring geosynthetic friction with an inclined plane*. *Geotextiles and Geomembranes*, 29 (5), pp. 472-482.
- Briançon, L., Girard, H. e Poulain, D. (2002). *Slope stability of lining systems – experimental modeling of friction at geosynthetic interfaces*. *Geotextiles and Geomembranes*, 20 (3), pp. 147-172.
- BS 6906 (1991). *Methods of test for geotextiles. Determination of sand-geotextile frictional behaviour by direct shear*. Vol. 6906, part 8. British Standards Institution.
- Carbone, L., Briançon, L., Gourc, J.P., Moraci, N. e Carrubba, P. (2012). *Geosynthetic interface friction using force procedure at the tilting plane*. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> European Conference on Geosynthetics – EuroGeo 5*, Valencia, Spain, Vol. 5, pp. 93-98.
- Carlos, D.M. (2016). *Análise experimental e numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos: solo granular versus solo fino*. Tese de Doutorado, Universidade de Aveiro, 347p.
- Cazzuffi, D., Picarelli, L., Ricciuti, A. e Rimoldi, P. (1993). *Laboratory investigations on the shear strength of geogrid reinforced soils*. *ASTM Special Technical Publication 1190*, pp. 119-137.
- Cazzuffi, D., Moraci, N., Calvarano, L.S., Cardile, G., Giofrè, D. e Recalcati, P. (2014). *European experience in pullout tests: Part 2 – the influence of vertical effective stress and of geogrid length on interface behaviour under pullout conditions*. *Geosynthetics*, 32 (2), pp. 40-50.

- Christopher, B.R., Berg, R.R. (1990). *Pullout Evaluation of Geosynthetics in Cohesive Soils. Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Vol. 2, pp. 673-676, Den Hoedt – A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
- Costa-Lopes, C.P. (2000). *Estudo da interação solo-geossintético através de ensaios de corte em plano inclinado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 194p.
- Costa-Lopes, C.P., Lopes, M.L. e Lopes, M.P. (2001). *Shear behaviour of geosynthetics in the inclined plane test – influence of soil particle size and geosynthetic structure*. *Geosynthetics International*, 8 (4), pp. 327-342.
- Dixon, N., Kamugisha, P. e Jones, D.R.V. (2000). *Geosynthetic interface testing at low normal stresses: design implications*. *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> European Conference on Geosynthetics – EuroGeo 2000*, Bologna, Vol. 2, pp. 535-540.
- EN 13738 (2004). *Geotextiles and geotextile-related products – Determination of pullout resistance in soil*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- EN ISO 9862 (2005). *Geosynthetics. Sampling and preparation of test specimens*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- EN ISO 12957-1 (2005). *Geosynthetics – Determination of friction characteristics - Part 1: Direct shear test*. European Committee for Standardization, TC 189, Brussels, Belgium.
- EN ISO 12957-2 (2005). *Geotextiles and geotextile-related products – Determination of friction characteristics - Part 2: Inclined plane test*. European Committee for Standardization, TC 189, Brussels, Belgium.
- Farrag, K., Acar, Y.B. e Juran, I. (1993). *Pull-out resistance of geogrid reinforcements*. *Geotextiles and Geomembranes*, 12 (2), pp. 133-159.
- Ferreira, F.B. (2010). *Comportamento das interfaces solo-geossintético*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 116p.
- Ferreira, F.B. (2015). *Interação solo-geossintético em condições de carregamento monotónico e cíclico*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, pp. 116-136; 174-194.
- Fredlund, D.G. e Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York, John Wiley & Sons.
- Girard, H., Fischer, S. e Alonso, E. (1990). *Problems of friction posed by the use of geomembranes on dam slopes – examples and measurements*. *Geotextiles and Geomembranes*, 9 (2), pp. 129-143.
- Girard, H., Berroir, G., Gourc, J.P. e Matheu, G. (1994). *Frictional behaviour of geosynthetic and slope stability of lining systems*. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Singapore, Vol. 1, pp. 339-342.
- Giroud, J.P., Swan, R.H., Richer, P.J. e Spooner, P.R. (1990). *Geosynthetic landfill cap: laboratory and fill tests, design and construction*. *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Balkema, Rotterdam, pp. 493-498.
- Gourc, J.P. e Lalarakotoson, S. (1997). *Research and intercomparison tests for the harmonization of standards on geotextiles*. EC Measurement and Testing Programme, Project 0169, Task 3.2 - Friction, Report No. 3.
- Gourc, J.P., Lalarakotoson, S., Müller-Rochholtz, H. e Bronstein, Z. (1996). *Friction measurement by direct shearing or tilting process – development of a European standard*.

- Proceedings of the 1<sup>st</sup> European Conference on Geosynthetics – EuroGeo 1, Maastricht, The Netherlands, Vol.1, pp. 1039-1046.
- Gourc, J.P. e Reyes Ramírez, R. (2004). *Dynamics-based interpretation of the interface friction test at the inclined plane*. Geosynthetics International, 11 (6), pp. 439-454.
- Hsieh, C. W. e Hsieh, M. W. (2003). *Load plate rigidity and scale effects on the frictional behaviour of sand-geomembrane interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, 21 (1), pp. 25-47.
- Imaizumi, S., Nishigata, T. e Imura, K. (1994). *Effect of variation in sample sizes on soil-polymer interface strength*. Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 5-9 September, Vol. 1, pp. 423-426.
- Izgin, M. e Wasti, Y. (1998). *Geomembrane-sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear box tests*. Geotextiles and Geomembranes, 16 (4), pp. 207-219.
- Jewell, R.A. (1996). *Soil reinforcement with geotextiles*. Ciria ISBN 0 86017 425 5, Thomas Telford.
- Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W. e Dubois, D. (1984). *Interaction between soil and geogrids*. Proceedings of the Conference on Polymer Grid Reinforcement, pp. 18-30, Thomas Telford.
- Kim, B.-S., Shibuya, S., Park, S.-W. e Kato, N. (2012). *Effect of opening on the shear behaviour of granular materials in direct shear test*. KSCE Journal of Civil Engineering, 16 (7), pp. 1132-1142.
- Koerner, R.M. (1998). *Designing with Geosynthetics*. Prentice Hall, New Jersey.
- Lalarakotoson, S., Villard, P. e Gourc, J.P. (1999). *Shear strength characterization of geosynthetic interfaces on inclined planes*. Geotechnical Testing Journal, 22 (4), pp. 284-291.
- Ling, H.I., Burke, C., Mohri, Y. e Matsushima, K. (2002). *Shear strength parameters of soil-geosynthetic interfaces under low confining pressure using a tilting table*. Geosynthetics International, 9 (4), pp. 373-380.
- Lings, M.L. e Dietz, M.S. (2004). *An improved direct shear apparatus for sand*. Géotechnique, 54 (4), pp. 245-256.
- Liu, C.N., Ho, Y.H. e Huang, J.W. (2009). *Large scale direct shear tests of soil/PET-yarn geogrid interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, 27 (1), pp. 19-30.
- Lopes, M.L. (2005). *Geossintéticos*. Apontamentos de apoio às aulas de Geossintéticos (2009/2010), FEUP.
- Lopes, M.L. e Silvano, R. (2010). *Soil/geotextile interface behaviour in direct shear and pullout movements*. Geotechnical and Geological Engineering, 28 (6), pp. 791-804.
- Lopes, M.L. (2012). Soil-geosynthetic interaction. In *Handbook of Geosynthetic Engineering*, pp. 45-66, Ice Publishing, Thomas Telford Ltd.
- Lopes, M.L. e Silvano, R. (2010). *Soil/geotextile interface behaviour in direct shear and pullout movements*. Geotechnical and Geological Engineering, 28 (6), pp. 791-804.
- Matos Fernandes, M. (2012). *Mecânica dos solos. Conceitos e Princípios fundamentais*. FEUP Edições, 451p.
- Moraci, N. e Cardile, G. (2009). *Influence of cyclic tensile loading on pullout resistance of geogrids embedded in a compacted granular soil*. Geotextiles and Geomembranes, 27 (6), pp. 475-487.

- Moraci, N., Cardile, G., Giofrè, D., Mandaglio, M.C., Calvanaro, L.S. e Carbone, L. (2014). *Soil-geosynthetic interaction: design parameters from experimental and theoretical analysis*. Journal of Transportation Infrastructure Geotechnology, 1 (2), pp. 165-227.
- Nakamura, T., Ikeura, I. e Mitachi, T. (1996). *Some factors affecting the results of soil-geogrid direct shear test*. Earth Reinforcement, Edited by Ochiai, Yasufuku e Omine, Balkema, pp. 123-128.
- Nakamura, T., Mitachi, T. e Ikeura, I. (1999). *Direct shear testing method as a means for estimating geogrid-sand interface shear-displacement behaviour*. Soils and Foundations, 39 (4), pp. 1-8.
- O'Kelly, B.C. e Naughton, P.J. (2008). *On the interface shear resistance of a novel geogrid with in-plane drainage capability*. Geotextiles and Geomembranes, 26 (4), pp. 357-362.
- Palmeira, E.M. (2009). *Soil-geosynthetic interaction: modelling and analysis*. Geotextiles and Geomembranes, 27 (5), pp. 368-390.
- Palmeira, E.M., Lima Junior, N.R. e Melo, L.G.R. (2002). *Interaction between soils and geosynthetic layers in large-scale ramp tests*. Geosynthetics International, 9 (2), pp. 149-187.
- Palmeira, E.M. e Milligan, G.W.E. (1989). *Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand*. Géotechnique, 39 (3), pp. 511-524.
- Palmeira, E.M e Viana, H.N.L. (2003). *Effectiveness of geogrids as inclusions in cover soils of slopes of waste disposal areas*. Geotextiles and Geomembranes, 21 (5), pp. 317-337.
- Pinho-Lopes, M. e Lopes, M.L. (1999). *Soil-geosynthetic interaction – influence of soil particle size and geosynthetic structure*. Geosynthetics International, 6 (4), pp. 261-282.
- Pinho-Lopes, M. e Lopes, M.L. (2010). *A durabilidade dos geossintéticos*. FEUP edições (1), pp. 19-50
- Pitanga, H.N., Gourc, J.-P. e Vilar, O.M. (2009). *Interface shear strength of geosynthetics: evaluation and analysis of inclined plane tests*. Geotextiles and Geomembranes, 27 (6), pp. 435-446.
- Pitanga, H.N., Gourc, J.-P. e Vilar, O.M. (2011). *Enhanced measurement of geosynthetic interface shear strength using a modified inclined plane device*. Geotechnical Testing Journal, 34 (6), pp. 643-652.
- prEN ISO 12957-1 (2001). *Geosynthetics – Determination of friction characteristics - Part 1: Direct shear test*. European Committee for Standardization, TC 189, Brussels, Belgium.
- prEN ISO 12957-2 (1997). *Geotextiles and geotextile-related products – Determination of friction characteristics – Part 2: Inclined plane test*. European Committee for Standardization, TC 189, Brussels, Belgium.
- Reyes Ramírez, R. e Gourc, J.P. (2003). *Use of the inclined plane test in measuring geosynthetic interface friction relationship*. Geosynthetics International, 10 (5), pp. 165-175.
- Reyes Ramírez, R., Gourc, J.P. e Billet, P. (2002). *Influence of the friction test conditions on the characterization of the geosynthetics interfaces*. Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, September 2002, Nice, France, Vol. 2, pp. 22-27.
- Shibuya, S., Mitachi, T. e Tamate, S. (1997). *Interpretation of direct shear box testing of sands as quasi-simple shear*. Géotechnique, 47 (4), pp. 769-790.

- Sieira, A.C.C.F. (2003). *Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha*. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil, 360p.
- Sieira, A.C., Gerscovich, D. e Sayão, A. (2009). *Displacement and load transfer mechanisms of geogrids under pullout condition*. *Geotextiles and Geomembranes*, 27 (4), pp. 241-253.
- Stoewahse, C. (2001). *Ermittlung des reibungsverhaltens von geotekunststoffen und erdstoffen im rahmenschergerat*. PhD thesis, Hannover University, 158 p.
- Stoewahse, C., Dixon, N., Jones, D.R.V., Blümel, W. e Kamugisha, P. (2002). *Geosynthetic interface shear behaviour: Part 1 – Test methods*. *Ground Engineering*, 35 (2), pp. 35-41.
- Silvano, R.P. (2005). *Solo reforçado com geossintéticos. Estudo dos parâmetros caracterizadores do comportamento*. Dissertação de Mestrado, FCTUC, 197p.
- Vieira, C.S. (2008). *Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos. Comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento*. Tese de Doutorado, FEUP, 575p.
- Vieira, C.S., Pereira, M.P. (2015). *Damage induced by recycled construction and demolition wastes on the short-term tensile behaviour of two geosynthetics*. *Transportation Geotechnics* 64-75, pp. 66-72.
- Wasti, Y. e Özdüzgün, Z.B. (2001). *Geomembrane-geotextile interface shear properties as determined by inclined board and direct shear box tests*. *Geotextiles and Geomembranes*, 19 (1), pp. 45-57.
- Wu, W., Wick, H., Ferstl, F. e Aschauer, F. (2008). *A tilt table device for testing geosynthetic interfaces in centrifuge*. *Geotextiles and Geomembranes*, 26 (1), pp. 31-38.
- Zhou, J., Chen, J.-F., Xue, J.-F. e Wang, J.-Q. (2012). *Micro-mechanism of interaction between sand and geogrid transverse ribs*. *Geosynthetics International*, 19 (6), pp. 426-437.

