

INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO EM CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO MONOTÓNICO E CÍCLICO

FERNANDA BESSA FERREIRA

Orientadora

Professora Doutora Maria de Lurdes da Costa Lopes

Coorientadora

Professora Doutora Castorina Fernanda da Silva Vieira

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para
obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil

AGOSTO DE 2015

PROGRAMA DOUTORAL EM ENGENHARIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 2139

✉ prodec@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

🌐 <http://www.fe.up.pt>

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

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, Abílio e Deolinda

Ao Pedro

*O sucesso nasce do querer, da determinação e persistência em se chegar a um objetivo.
Mesmo não atingindo o alvo, quem busca e vence obstáculos, no mínimo fará coisas
admiráveis.*

José de Alencar

AGRADECIMENTOS

Ao longo dos últimos quatro anos, foram muitas as pessoas e entidades que dia a dia contribuíram para a concretização deste trabalho e sem o apoio das quais o mesmo não teria sido possível. Gostaria, por isso, de deixar registado o meu sincero agradecimento:

- à Professora Maria de Lurdes Lopes, orientadora científica deste trabalho, pela forma sábia e experiente com que me orientou, pelos valiosos ensinamentos que me transmitiu e pela total disponibilidade e amizade demonstradas ao longo do meu percurso enquanto aluna de Mestrado Integrado e de Doutoramento na FEUP; agradeço-lhe, sobretudo, por toda a confiança em mim depositada;
- à Professora Castorina Silva Vieira, coorientadora científica deste trabalho, pela disponibilidade permanente, pela revisão cuidada de todos os trabalhos, pelas brilhantes sugestões, críticas construtivas e outros preciosos contributos ao longo do meu percurso enquanto estudante de Doutoramento; agradeço-lhe, de modo muito especial, a sua dedicação e amizade;
- à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), pelo apoio financeiro através da Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/72886/2010 e dos Projetos de Investigação com as referências FCOMP-01-0124-FEDER-009750-PTDC/ECM/100975/2008 e FCOMP-01-0124-FEDER-028842-PTDC/ECM-GEO/0622/2012;
- aos Arguentes da presente Tese de Doutoramento, nomeadamente, Professor António Alberto Correia, Professor António Topa Gomes e Professor Nuno Cordeiro Cristelo, pela apreciação cuidada do trabalho e pelos valiosos comentários que me incentivaram e conduziram ao desenlace desta Tese;
- aos Arguentes do Relatório de Projeto de Tese de Investigação, Professora Margarida de Pinho Lopes e Professor António Topa Gomes, pelas brilhantes sugestões e recomendações que se refletiram no presente trabalho e em muito o enriqueceram;
- ao Laboratório de Geossintéticos da FEUP (LGS), na pessoa da sua Diretora, Professora Maria de Lurdes Lopes, pela disponibilização do espaço e dos equipamentos utilizados;
- a todos os colaboradores do Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção da FEUP (LEMC) e ao seu Diretor, Professor Afonso de Serra Neves, pelo valioso contributo prestado através do empréstimo de instalações e de equipamentos e pela disponibilidade e apoio permanentes;
- a todos os Professores da Secção de Materiais de Construção da FEUP, pelo seu incentivo e apoio;
- à *International Geosynthetics Society* (IGS) e à Comissão Portuguesa de Geossintéticos (IGS-Portugal) pelos prémios/reconhecimento concedidos;
- aos Engenheiros Carlos Pinto e Ricardo Carvalho do IDMEC da FEUP, pela disponibilidade manifestada e pela preciosa colaboração na resolução de problemas relacionados com os equipamentos de ensaio;
- à Tensar e à TenCate, pela cedência dos geossintéticos utilizados;

- à Tecnogial, na pessoa do Sr. Rui Almeida, pela intervenção cuidada e atempada no equipamento de ensaio de corte em plano inclinado;
- aos Engenheiros Bruno Frontoura e Jorge Gonçalves, pelo profissionalismo na calibração dos equipamentos de ensaio e pela disponibilidade manifestada;
- ao Professor Nuno Cristelo e à Engenheira Mónica Dias, pelo valioso contributo na caracterização laboratorial do solo;
- ao Engenheiro Carlos Rodrigues, pelo esclarecimento de algumas questões relacionadas com o funcionamento do sistema de monitorização de pressões em fibra ótica;
- ao Engenheiro David Carlos e ao Doutor Ricardo Carneiro, pela colaboração na realização de ensaios laboratoriais e pela amizade e boa disposição;
- ao Engenheiro Paulo Pereira, pelas frutuosas trocas de impressões e pela sua amizade;
- ao Professor Miguel Paula, pela transmissão de conhecimentos e partilha de experiências e pela sua amizade;
- à Ana Matos, pelo profissionalismo, disponibilidade constante, incentivo e amizade;
- ao Pedro, meu companheiro nesta luta, pela companhia e incentivo permanentes e pelo apoio incondicional;
- e aos meus pais, que com incedível dedicação me têm apoiado em todas as etapas da vida.

Agradeço, ainda, a todos os familiares e amigos que, embora não estejam aqui individualizados, me apoiaram e incentivaram ao longo desta enriquecedora experiência.

Este trabalho, no âmbito da Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/72886/2010, teve apoio financeiro proveniente de:



RESUMO

Os geossintéticos são materiais poliméricos frequentemente utilizados nas Engenharias Civil e de Ambiente, podendo exercer variadas funções, em associação ou em substituição de materiais naturais, de entre as quais se destaca a função de reforço de solos. As vantagens econômicas e técnicas da sua utilização têm atraído a atenção da comunidade científica internacional e justificam o desenvolvimento notável que a sua aplicação tem vindo a conhecer ao longo das últimas décadas.

A interação solo-geossintético é da maior importância em muitas aplicações dos geossintéticos, sobretudo quando estes materiais atuam como reforço, ou quando são colocados sobre 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.

A presente dissertação visa contribuir para uma melhor compreensão dos fatores que influenciam as características da interação solo-geossintético, em condições de carregamento monotônico e cíclico, particularmente quando o solo envolvido é um solo residual do granito. Através de um extenso programa experimental, procede-se à caracterização do comportamento de diferentes interfaces solo-geossintético em movimentos de corte direto, de corte em plano inclinado e de arranque.

Assim, começa-se por apresentar uma revisão do atual estado da arte acerca da interação solo-geossintético e dos parâmetros que a afetam, contemplando a análise teórica e as vertentes experimental e numérica. Atendendo aos objetivos desta investigação, dá-se particular realce à análise experimental da interação solo-geossintético.

Inclui-se, de seguida, uma descrição detalhada do programa experimental levado a cabo no âmbito deste trabalho. São caracterizados os materiais envolvidos e apresentados os equipamentos de ensaio utilizados, referindo, sempre que aplicável, as alterações e calibrações efetuadas. Descrevem-se, ainda, os procedimentos de ensaio adotados e as condições experimentais analisadas.

São posteriormente apresentados e discutidos os resultados do estudo laboratorial de corte direto. Efetua-se, numa primeira fase, a caracterização da resistência ao corte dos solos e das interfaces solo-geossintético em condições de carregamento monotônico. Avalia-se o efeito de diferentes fatores, tais como a compacidade e o teor em água do solo, a tensão de confinamento, o tipo de solo e o tipo de geossintético no comportamento das interfaces. Determinam-se os parâmetros de resistência ao corte dos solos e das interfaces solo-geossintético, bem como os coeficientes de resistência das interfaces para o movimento de corte direto. Apresentam-se, de seguida, os resultados dos ensaios realizados em condições de carregamento cíclico. Investiga-se a influência da frequência e da amplitude do deslocamento imposto, do número de ciclos de carregamento, da tensão normal e da compacidade do solo no comportamento cíclico e pós-cíclico das interfaces solo-geogrelha.

Analisam-se os resultados do programa experimental de corte em plano inclinado, recorrendo à metodologia preconizada pela norma Europeia do ensaio, e propõe-se uma abordagem distinta para o tratamento dos resultados. Com base na metodologia proposta, avalia-se o efeito do teor em água, da compacidade do solo e do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces solo-geossintético. Estabelece-se uma análise comparativa entre os resultados dos ensaios de corte em plano inclinado e de corte direto, lançando alguns esclarecimentos acerca da correlação entre os parâmetros de resistência ao corte estimados a partir dos dois métodos de ensaio.

Apresentam-se e analisam-se os resultados dos ensaios de arranque. Começam por ser discutidos os resultados obtidos em condições de carregamento monotônico. Ilustra-se a influência do teor em água e da compacidade do solo na resposta ao arranque dos geossintéticos. Avalia-se, igualmente, o efeito do tipo de geossintético no comportamento das interfaces solo-geossintético. Calculam-se os

coeficientes de resistência das interfaces para o movimento de arranque e, com base nos resultados dos ensaios de arranque e de corte direto para as interfaces solo-geotêxtil, verifica-se a adequação do valor do fator de correção associado ao efeito de escala, proposto pela *Federal Highway Administration* (FHWA) para o cálculo da resistência ao arranque de geotêxteis na ausência de resultados experimentais. Passa-se, de seguida, à análise dos resultados obtidos em condições de carregamento cíclico. Avalia-se o efeito da força de arranque instalada no reforço no momento em que a solitação cíclica tem início, da frequência e amplitude da força sinusoidal imposta, do número de ciclos de carregamento e da tensão normal sobre o comportamento cíclico e pós-cíclico do reforço.

Por último, expõem-se as principais conclusões do trabalho e sugerem-se vias para futuras investigações.

ABSTRACT

Geosynthetics are polymeric materials commonly used in civil and environmental works which may perform several functions, in combination or in place of natural materials, among which stands out the soil reinforcement function. The economic and technical advantages of their use have attracted the attention of the international scientific community and justify the remarkable development of their application over the last decades.

Soil-geosynthetic interaction is of the utmost importance in many applications of geosynthetics, mainly when these materials act as reinforcements, or when they are placed 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, under monotonic and cyclic loading conditions, particularly when the soil involved is a granite residual soil. Through an extensive laboratory study, the behaviour of different soil-geosynthetic interfaces in direct shear, inclined plane shear and pullout movements is characterised.

First, a review of the current state of the art about soil-geosynthetic interaction is presented, in which the theoretical analysis and the experimental and numerical components are addressed. Given the objectives of this research, a particular emphasis is given to the experimental analysis of the soil-geosynthetic interaction.

A detailed description of the experimental programme carried out during this research is then provided. The materials involved are characterised and the laboratory devices are presented, along with the changes and calibrations performed. The test procedures adopted and the experimental conditions analysed are also described.

Afterwards, the direct shear test results are presented and discussed. The internal shear strength of the soils and the soil-geosynthetic interface shear strength under monotonic loading conditions are initially characterised. The effect of different factors, such as the soil moisture content and density, confining pressure, soil type and geosynthetic type on the interface behaviour is evaluated. The shear strength parameters for soils and soil-geosynthetic interfaces, as well as the interface shear strength coefficients, are determined. Later, the results from the direct shear tests carried out under cyclic loading conditions are presented. The influence of frequency and amplitude of the imposed shear displacement, number of cycles, normal stress and soil density on the cyclic and post-cyclic shear behaviour of soil-geogrid interfaces is investigated.

The results from the inclined plane tests are analysed, according to the methodology recommended by the European standard, and a different approach for the analysis of the results is proposed. Based on this approach, the effect of soil moisture content, soil density and geosynthetic type on the soil-geosynthetic interface shear strength is evaluated. A comparative analysis between the results from the inclined plane and direct shear tests is then established, aiming to contribute to the clarification of the correlation between the interface shear strength parameters estimated from both test methods.

The pullout test results are presented and analysed. First, the results obtained from tests carried out under monotonic loading conditions are discussed. The influence of soil moisture content and density on the geosynthetic pullout response is shown. The effect of geosynthetic type on the soil-geosynthetic interface behaviour is also assessed. The pullout interaction coefficients are obtained. Based on pullout and direct shear test results for soil-geotextile interfaces, the adequacy of the value of the scale effect correction factor, proposed by the Federal Highway Administration (FHWA) for the determination of

the pullout resistance of geotextiles in the absence of test data, is examined. Next, the results from pullout tests conducted under cyclic loading conditions are analysed. The effect of the pullout force acting on the reinforcement at the beginning of the cyclic phase, frequency, amplitude of the imposed sinusoidal tensile force, number of loading cycles and normal stress on the cyclic and post-cyclic behaviour of the reinforcement is evaluated.

Finally, the main conclusions of this investigation are presented, as well as suggestions for future research.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE QUADROS	xxix
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xxxii

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS	2
1.3. CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO	3

2. INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO. ESTADO DA ARTE	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. RESISTÊNCIA AO CORTE DO SOLO	7
2.3. RESISTÊNCIA AO CORTE DA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO	12
2.4. ANÁLISE EXPERIMENTAL DA INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO	17
2.4.1. ENSAIO DE CORTE DIRETO	17
2.4.1.1. Generalidades	17
2.4.1.2. Influência das características do equipamento e dos procedimentos de ensaio	18
2.4.1.3. Influência das propriedades do solo e do geossintético	25
2.4.1.4. Influência da aplicação de uma sollicitação cíclica	28
2.4.2. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO	30
2.4.2.1. Generalidades	30
2.4.2.2. Influência das características do equipamento e dos procedimentos de ensaio	30
2.4.2.3. Influência das propriedades do solo e do geossintético	33
2.4.2.4. Ensaio de corte em plano inclinado <i>versus</i> ensaio de corte direto	34
2.4.3. ENSAIO DE ARRANQUE	36
2.4.3.1. Generalidades	36

2.4.3.2. Influência das características do equipamento e dos procedimentos de ensaio.....	36
2.4.3.3. Influência das propriedades do solo e do geossintético	39
2.4.3.4. Influência da aplicação de uma solicitação cíclica.....	41
2.5. ANÁLISE NUMÉRICA DA INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO	42
2.5.1. NOTA INTRODUTÓRIA	42
2.5.2. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO DE CORTE DIRETO.....	42
2.5.3. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO	47
2.5.4. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO DE ARRANQUE.....	49
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	59
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	59
3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS ENVOLVIDOS NO ESTUDO	59
3.2.1. NOTA INTRODUTÓRIA	59
3.2.2. SOLOS.....	59
3.2.3. GEOSSINTÉTICOS.....	61
3.3. ENSAIOS DE CORTE DIRETO	70
3.3.1. REFERÊNCIA NORMATIVA	70
3.3.2. EQUIPAMENTO DE ENSAIO	72
3.3.2.1. Descrição do equipamento de ensaio de corte direto.....	72
3.3.2.2. Sistema de monitorização das pressões intersticiais no solo	73
3.3.2.3. Adaptações ao equipamento de ensaio de corte direto.....	75
3.3.3. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO.....	76
3.3.4. PROGRAMA DE ENSAIOS.....	79
3.3.4.1. Ensaio de corte direto em condições de carregamento monotônico	79
3.3.4.2. Ensaio de corte direto em condições de carregamento cíclico.....	85
3.4. ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO	87
3.4.1. REFERÊNCIA NORMATIVA	87
3.4.2. EQUIPAMENTO DE ENSAIO	88
3.4.2.1. Descrição do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado	88
3.4.2.2. Alterações ao equipamento de ensaio.....	89
3.4.2.3. Calibração	91
3.4.3. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO.....	92
3.4.4. PROGRAMA DE ENSAIOS.....	93

3.5. ENSAIOS DE ARRANQUE	95
3.5.1. REFERÊNCIA NORMATIVA	95
3.5.2. EQUIPAMENTO DE ENSAIO	96
3.5.2.1. Descrição do equipamento de ensaio de arranque	96
3.5.2.2. Calibração	98
3.5.3. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO	100
3.5.4. PROGRAMA DE ENSAIOS	102
3.5.4.1. Ensaio de arranque em condições de carregamento monotônico	102
3.5.4.2. Ensaio de arranque em condições de carregamento cíclico	103
4. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CORTE DIRETO	105
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	105
4.2. ENSAIOS DE CORTE DIRETO EM CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO MONOTÔNICO	106
4.2.1. NOTA INTRODUTÓRIA	106
4.2.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS	106
4.2.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS COM A AREIA LIMPA	107
4.2.3.1. Resistência ao corte da areia	107
4.2.3.2. Resistência ao corte das interfaces areia-geossintético	109
4.2.3.3. Coeficientes de resistência ao corte das interfaces areia-geossintético	115
4.2.4. RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS COM O SOLO RESIDUAL DO GRANITO	116
4.2.4.1. Resistência ao corte do solo residual do granito	116
4.2.4.2. Resistência ao corte das interfaces solo residual do granito-geossintético	121
4.2.4.3. Coeficientes de resistência ao corte das interfaces solo residual do granito-geossintético	136
4.2.5. INFLUÊNCIA DO TIPO DE SOLO NO COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO-GEOSSINTÉTICO ..	138
4.3. ENSAIOS DE CORTE DIRETO EM CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO CÍCLICO	142
4.3.1. NOTA INTRODUTÓRIA	142
4.3.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS	143
4.3.3. COMPORTAMENTO CÍCLICO DAS INTERFACES SOLO RESIDUAL DO GRANITO-GEOGRELHA	144
4.3.3.1. Resultados do ensaio base	144
4.3.3.2. Influência da frequência das ondas sinusoidais	146
4.3.3.3. Influência da semi-amplitude do deslocamento	148
4.3.3.4. Influência do número de ciclos de carregamento	151

4.3.3.5. Influência da tensão normal	152
4.3.3.6. Influência da compactidade do solo	154
4.3.3.7. Resumo dos resultados dos ensaios de corte direto cíclico com semi-amplitude constante	155
4.3.3.8. Resultados dos ensaios escalonados	157
4.3.4. COMPORTAMENTO PÓS-CÍCLICO DAS INTERFACES SOLO RESIDUAL DO GRANITO-GEOGRELHA ..	160
4.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	166

5. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO

171

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	171
5.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS	172
5.2.1. ABORDAGEM CONVENCIONAL	172
5.2.2. ABORDAGEM BASEADA NA DEFINIÇÃO DA ENVOLVENTE DE ROTURA.....	173
5.2.3. ANÁLISE DO PROCESSO DE DESLIZAMENTO.....	173
5.3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	174
5.3.1. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS	174
5.3.2. INFLUÊNCIA DO TEOR EM ÁGUA DO SOLO	177
5.3.3. INFLUÊNCIA DA COMPACIDADE DO SOLO	180
5.3.4. INFLUÊNCIA DO TIPO DE GEOSSINTÉTICO	182
5.3.5. COMPORTAMENTO DA INTERFACE SRG-GGRB DURANTE O PROCESSO DE DESLIZAMENTO	185
5.4. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO VERSUS ENSAIO DE CORTE DIRETO – ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS	187
5.4.1. GENERALIDADES.....	187
5.4.2. COMPARAÇÃO DA EVOLUÇÃO DAS CURVAS DESLOCAMENTO-TENSÃO DE CORTE NORMALIZADA.	188
5.4.3. COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CORTE DAS INTERFACES.....	190
5.4.4. COMBINAÇÃO DE RESULTADOS DE AMBOS OS MÉTODOS DE ENSAIO.....	192
5.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	194

6. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE

197

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	197
6.2. ENSAIOS DE ARRANQUE EM CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO MONOTÔNICO	197
6.2.1. NOTA INTRODUTÓRIA	197
6.2.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS.....	198

6.2.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS COM SOLO SECO	200
6.2.3.1. Geogrelha uniaxial	200
6.2.3.2. Geogrelha biaxial	203
6.2.3.3. Geocompósito de reforço.....	206
6.2.3.4. Geotêxtil	209
6.2.4. INFLUÊNCIA DO TEOR EM ÁGUA DO SOLO.....	212
6.2.5. INFLUÊNCIA DA COMPACIDADE DO SOLO	217
6.2.6. INFLUÊNCIA DO TIPO DE GEOSSINTÉTICO	221
6.2.7. RESUMO DE RESULTADOS.....	226
6.3. ENSAIOS DE ARRANQUE EM CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO CÍCLICO	229
6.3.1. NOTA INTRODUTÓRIA	229
6.3.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS	230
6.3.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS COM CARREGAMENTO CÍCLICO BASE	230
6.3.4. INFLUÊNCIA DA INTENSIDADE DA FORÇA CORRESPONDENTE AO INÍCIO DA FASE CÍCLICA	233
6.3.5. INFLUÊNCIA DA FREQUÊNCIA DAS ONDAS SINUSOIDAIS.....	241
6.3.6. INFLUÊNCIA DA AMPLITUDE DO CARREGAMENTO CÍCLICO	246
6.3.7. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE CICLOS DE CARREGAMENTO	251
6.3.8. INFLUÊNCIA DA TENSÃO NORMAL.....	254
6.3.9. RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE CÍCLICO COM AMPLITUDE CONSTANTE	259
6.3.10. RESULTADOS DOS ENSAIOS ESCALONADOS	261
6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	264
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	267
7.1. ENQUADRAMENTO FINAL	267
7.2. CONCLUSÕES.....	268
7.3. PROSSEGUIMENTO DOS ESTUDOS	273
7.4. PUBLICAÇÕES	274
7.5. PRÉMIOS/RECONHECIMENTO.....	275
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	277

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Mecanismo potencial de rotura num aterro de solo reforçado e ensaios laboratoriais que melhor caracterizam a interface solo-reforço (adaptado de Nakamura <i>et al.</i> , 1999).....	6
Figura 2.2 - Curvas características típicas de diferentes tipos de solos (adaptado de Fredlund e Xing, 1994)	8
Figura 2.3 - Variáveis de estado de tensão aplicadas a um elemento de solo não saturado (adaptado de Fredlund e Rahardjo, 1993)	9
Figura 2.4 - Envolvente de rotura de um solo não saturado (adaptado de Fredlund e Rahardjo, 1993)	10
Figura 2.5 - Relação entre a curva característica do solo e a resistência ao corte em função da sucção matricial, mostrando o efeito da secagem e da dilatação do solo durante o corte no declive da envolvente de rotura (adaptado de Gan e Fredlund, 1996)	11
Figura 2.6 - Comparação entre os valores teóricos e experimentais da resistência passiva mobilizada (adaptado de Jewell, 1990)	14
Figura 2.7 - Influência da relação B/D_{50} na resistência passiva mobilizada (adaptado de Jewell, 1996)	15
Figura 2.8 - Dispersão dos resultados obtidos na 2. ^a fase do estudo inter-laboratorial alemão (adaptado de Blümel e Stoewahse, 1998)	19
Figura 2.9 - Coeficientes de variação do valor de pico da resistência ao corte em função da tensão normal relativos à interface areia-geotêxtil (adaptado de Stoewahse <i>et al.</i> , 2002)	19
Figura 2.10 - Diferentes tipos de equipamento de corte direto: 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).....	20
Figura 2.11 - Valores do ângulo de atrito, obtidos por Stoewahse (2001) com os diversos equipamentos, em função do índice de vazios, para uma areia normalizada e para uma interface areia-geotêxtil	21
Figura 2.12 - Equipamentos utilizados: a) equipamento A; b) equipamento B (adaptado de Nakamura <i>et al.</i> , 1999).....	21
Figura 2.13 - Efeito da posição relativa do solo e da geogrelha: a) geogrelha uniaxial; b) geogrelha tecida (adaptado de Nakamura <i>et al.</i> , 1999)	22
Figura 2.14 - Comparação entre os resultados obtidos em condições de carregamento monotônico e cíclico para uma interface solo-geogrelha (adaptado de Ling <i>et al.</i> , 2008)	28
Figura 2.15 - Variação da rigidez e da dissipação de energia com o número de ciclos (adaptado de Vieira <i>et al.</i> , 2013)	29
Figura 2.16 - Efeito do carregamento cíclico na resistência ao corte da interface: a) depois de ensaios com controlo de deslocamento; b) depois de ensaios com controlo de força (adaptado de Vieira <i>et al.</i> , 2013)	29
Figura 2.17 - Diferentes fases do deslizamento da caixa superior (adaptado de Pitanga <i>et al.</i> , 2009)	32

Figura 2.18 - Influência do atrito solo-parede frontal nos resultados do ensaio de arranque (adaptado de Palmeira e Milligan, 1989)	37
Figura 2.19 - Influência da largura do reforço nos efeitos tridimensionais (Ghionna <i>et al.</i> , 2001).....	39
Figura 2.20 - Influência do carregamento cíclico na resistência ao arranque da geogrelha: a) $\sigma_v = 10$ kPa; b) $\sigma_v = 50$ kPa (adaptado de Moraci e Cardile, 2009).....	42
Figura 2.21 - Simulação numérica da geogrelha biaxial (adaptado de Ngo <i>et al.</i> , 2014)	43
Figura 2.22 - Modelo numérico do ensaio de corte direto da interface agregado-geogrelha: a) agregado limpo; b) agregado contaminado por finos (adaptado de Ngo <i>et al.</i> , 2014).....	44
Figura 2.23 - Comparação entre os resultados obtidos por via numérica e experimental: a) interface agregado limpo-geogrelha; b) interface agregado contaminado-geogrelha (adaptado de Ngo <i>et al.</i> , 2014).....	44
Figura 2.24 - Distribuição das forças de contacto para um deslocamento horizontal de 18 mm e uma tensão normal de 51 kPa: a) agregado limpo não reforçado; b) agregado limpo reforçado com geogrelha; c) agregado contaminado não reforçado; d) agregado contaminado reforçado com geogrelha (adaptado de Ngo <i>et al.</i> , 2014).....	45
Figura 2.25 - Distribuição das deformações (direção de corte) ao longo da geogrelha, obtidas no final da simulação numérica do ensaio de corte direto envolvendo: a) agregado limpo; b) agregado contaminado por finos (adaptado de Ngo <i>et al.</i> , 2014)	46
Figura 2.26 - Variação da tensão normal ao longo do comprimento normalizado da interface, para uma inclinação de 25° da caixa de corte em plano inclinado (adaptado de Palmeira <i>et al.</i> , 2002).....	48
Figura 2.27 - Mobilização progressiva da força de tração ao longo do comprimento normalizado do geotêxtil (adaptado de Palmeira <i>et al.</i> , 2002).....	48
Figura 2.28 - Mobilização progressiva do ângulo de atrito da interface ao longo do comprimento normalizado da mesma (adaptado de Palmeira <i>et al.</i> , 2002).....	48
Figura 2.29 - Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do ensaio de arranque de um geotêxtil não tecido (adaptado de Pereira, 2003)	49
Figura 2.30 - Influência do ângulo de atrito do solo (adaptado de Pereira, 2003)	50
Figura 2.31 - Influência da existência da manga e da localização da pega (adaptado de Pereira, 2003)	51
Figura 2.32 - Campo de tensões de compressão para a simulação da ausência da manga (Pereira, 2003).....	51
Figura 2.33 - Influência da tensão de confinamento (adaptado de Pereira, 2003)	51
Figura 2.34 - Influência da altura da caixa de arranque nos resultados obtidos através de simulação numérica (adaptado de Dias, 2003)	52
Figura 2.35 - Influência da rugosidade das paredes da caixa de arranque nos resultados obtidos através de simulação numérica (adaptado de Dias, 2003)	53
Figura 2.36 - Influência da existência da manga na parede frontal da caixa de arranque nos resultados obtidos através de simulação numérica (adaptado de Dias, 2003).....	54
Figura 2.37 - Vista parcial da malha tridimensional gerada (adaptado de Tran <i>et al.</i> , 2013)	54

Figura 2.38 - Evolução força de arranque – deslocamento frontal para $\sigma_v = 49$ kPa e $\sigma_v = 93$ kPa (adaptado de Tran <i>et al.</i> , 2013).....	55
Figura 2.39 - Deslocamentos totais ao longo do comprimento da geogrelha para $\sigma_v = 49$ kPa (adaptado de Tran <i>et al.</i> , 2013).....	55
Figura 2.40 - Configuração deformada da geogrelha para $U_x = 10$ mm e $\sigma_v = 49$ kPa (adaptado de Tran <i>et al.</i> , 2013)	56
Figura 2.41 - Distribuição de tensões tangenciais ao longo da geogrelha para $U_x = 10$ mm e $\sigma_v = 49$ kPa (adaptado de Tran <i>et al.</i> , 2013)	56
Figura 2.42 - Componentes da resistência ao arranque para $\sigma_v = 49$ kPa (adaptado de Tran <i>et al.</i> , 2013)	57
Figura 2.43 - Contribuição acumulada das barras transversais da geogrelha para a resistência passiva total, com $\sigma_v = 49$ kPa (adaptado de Tran <i>et al.</i> , 2013).....	57
Figura 2.44 - Campo de deslocamentos do domínio do solo para $U_x = 10$ mm e $\sigma_v = 49$ kPa (adaptado de Tran <i>et al.</i> , 2013)	58
Figura 3.1 - Aspeto visual dos solos utilizados: a) areia limpa; b) solo residual do granito.....	60
Figura 3.2 - Curvas granulométricas dos solos utilizados	60
Figura 3.3 - Aspeto visual da GGRU	61
Figura 3.4 - Provete de GGRU antes do ensaio de tração	62
Figura 3.5 - Comportamento tração-extensão da geogrelha GGRU (direção de fabrico)	63
Figura 3.6 - Aspeto visual da GGRB	63
Figura 3.7 - Provete de GGRB antes do ensaio de tração	64
Figura 3.8 - Comportamento tração-extensão da geogrelha GGRB: a) direção de fabrico; b) direção perpendicular.....	64
Figura 3.9 - Aspeto visual do GCR: a) face inferior; b) face superior	66
Figura 3.10 - Provete de GCR antes do ensaio de tração	66
Figura 3.11 - Comportamento tração-extensão do GCR: a) direção de fabrico; b) direção perpendicular.....	67
Figura 3.12 - Aspeto visual do GTX	68
Figura 3.13 - Provete de GTX antes do ensaio de tração	69
Figura 3.14 - Comportamento tração-extensão do GTX: a) direção de fabrico; b) direção perpendicular	69
Figura 3.15 - Vista geral do equipamento de ensaio de corte direto do LGS da FEUP	72
Figura 3.16 - Piezômetros adquiridos: a) aspeto visual do piezômetro; b) saturação dos filtros dos piezômetros antes da sua utilização	74
Figura 3.17 - Unidade de leitura.....	74
Figura 3.18 - Caixa de proteção da unidade de leitura	74

Figura 3.19 - Orifícios na parede lateral da meia-caixa superior: a) orifícios para a instalação dos piezômetros; b) orifícios vedados	75
Figura 3.20 - Fases de preparação do ensaio de corte direto: a) compactação do solo na meia-caixa inferior; b) meia-caixa inferior preenchida com solo; c) fixação do geossintético; d) solo compactado na meia-caixa superior; e) abertura de um orifício através do solo; f) instalação de um piezômetro; g) piezômetros instalados nas proximidades da interface; h) LVDTs posicionados sobre a placa de carregamento.....	77
Figura 3.21 - LVDT para monitorização do deslocamento horizontal da meia-caixa inferior nos ensaios de corte direto cíclico.....	78
Figura 3.22 - Colocação dos travamentos utilizados nos ensaios de corte direto cíclico	78
Figura 3.23 - Plástico protetor utilizado nos ensaios realizados com $w = 1,5 w_{ót}$	79
Figura 3.24 - Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS da FEUP	88
Figura 3.25 - Aumento do curso admissível da alavanca: a) antes; b) depois	90
Figura 3.26 - Remoção de uma barra na parte posterior do equipamento: a) antes; b) depois	90
Figura 3.27 - Corte da alavanca e desvio dos fios elétricos: a) antes; b) depois.....	90
Figura 3.28 - Alteração do apoio na base da célula de carga: a) antes; b) depois.....	91
Figura 3.29 - Calibração de transdutores do equipamento de corte em plano inclinado: a) célula de carga; b) transdutor de deslocamentos	91
Figura 3.30 - Fases de preparação do ensaio de corte em plano inclinado: a) enchimento da meia-caixa inferior; b) meia-caixa inferior preenchida com solo; c) fixação do geossintético; d) enchimento da meia-caixa superior; e) meia-caixa superior preenchida com solo; f) colocação do pendural sobre a tampa rígida.....	92
Figura 3.31 - Vista geral do equipamento de ensaio de arranque do LGS da FEUP	96
Figura 3.32 - Células de carga do equipamento de arranque: a) célula de carga de tração; b) célula de carga de compressão	97
Figura 3.33 - Varetas inextensíveis e disposição dos pontos de medição de deslocamentos ao longo dos geossintéticos: a) GGRB; b) GGRU; c) GCR/GTX.....	97
Figura 3.34 - Potenciômetros lineares do equipamento de arranque	97
Figura 3.35 - Pegas do equipamento de ensaio de arranque: a) pega cilíndrica; b) pega de cunha ...	98
Figura 3.36 - Calibração da célula de carga de tração: a) amarração do cabo à pega do equipamento de arranque; b) amarração do cabo à parede posterior da caixa de arranque; c) cabo atravessando o interior da caixa	99
Figura 3.37 - Calibração da célula de carga de compressão.....	99
Figura 3.38 - Calibração de transdutores: a) transdutor de deslocamento frontal; b) potenciômetro linear	99
Figura 3.39 - Preparação de um ensaio de arranque com solo húmido: a) betoneira; b) solo correspondente a uma camada; c) primeira camada de solo colocada; d) geossintético; e) caixa preenchida com solo; f) aplicação da carga vertical; g) solo retirado da caixa; h) transporte do recipiente; i) armazenamento do solo	101

Figura 3.40 - Algumas fases da preparação de um ensaio de arranque com solo seco: a) colocação de uma camada de solo; b) compactação; c) remoção do solo no final do ensaio	101
Figura 4.1 - Resultados dos ensaios de corte direto da areia para $I_D = 50\%$ e $I_D = 85\%$: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal	108
Figura 4.2 - Ângulos de dilatância da areia para $I_D = 50\%$ e $I_D = 85\%$	108
Figura 4.3 - Envoltentes de resistência da areia: a) resistência máxima; b) resistência para grandes deslocamentos (> 50 mm).....	109
Figura 4.4 - Influência do índice de compactidade da areia nos resultados dos ensaios da interface areia-GGRU: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal	110
Figura 4.5 - Influência do índice de compactidade da areia nos resultados dos ensaios da interface areia-GGRB: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal	110
Figura 4.6 - Influência do índice de compactidade da areia nos resultados dos ensaios da interface areia-GCR (face superior): a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal para $\sigma_n = 150$ kPa.....	111
Figura 4.7 - Influência do índice de compactidade da areia nos resultados dos ensaios da interface areia-GTX: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal	111
Figura 4.8 - Comparação de resultados para as duas faces do GCR ($I_D = 50\%$): a) tensão de corte – deslocamento horizontal; b) envoltentes de rotura	112
Figura 4.9 - Comparação de resultados para as duas faces do GCR ($I_D = 85\%$): a) tensão de corte – deslocamento horizontal; b) envoltentes de rotura	112
Figura 4.10 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces areia-geossintético: a) $I_D = 50\%$; b) $I_D = 85\%$	113
Figura 4.11 - Resultados dos ensaios de corte direto do SRG para $\sigma_n = 50$ kPa: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal.....	116
Figura 4.12 - Resultados dos ensaios de corte direto do SRG para $\sigma_n = 100$ kPa: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal.....	116
Figura 4.13 - Ângulos de dilatância do SRG no estado seco para $\gamma_d = 15,31$ kN/m ³ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³	117
Figura 4.14 - Influência do teor em água do solo nos valores do ângulo de dilatância do SRG para $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³	118
Figura 4.15 - Pressão intersticial ao longo do ensaio de corte direto do SRG ($w = 1,5 w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³) com $\sigma_n = 50$ kPa	118
Figura 4.16 - Pressão intersticial ao longo do ensaio de corte direto do SRG ($w = 1,5 w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³) com $\sigma_n = 100$ kPa	119
Figura 4.17 - Pressão intersticial ao longo do ensaio de corte direto do SRG ($w = 1,5 w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³) com $\sigma_n = 150$ kPa	119
Figura 4.18 - Envoltentes de rotura do SRG	120

Figura 4.19 - Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGRU: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ 122

Figura 4.20 - Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGRB: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ 122

Figura 4.21 - Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GCR: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ 123

Figura 4.22 - Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GTX: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ 123

Figura 4.23 - Influência do teor em água do solo no deslocamento vertical da placa de carregamento para $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$: a) interface SRG-GGRU; b) interface SRG-GGRB; c) interface SRG-GCR; d) interface SRG-GTX..... 124

Figura 4.24 - Influência do peso volúmico seco do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGRU: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$; d) $w = 1,5 w_{ót}$ 126

Figura 4.25 - Influência do peso volúmico seco do solo no deslocamento vertical da placa de carregamento – interface SRG-GGRU: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$; d) $w = 1,5 w_{ót}$ 127

Figura 4.26 - Influência do peso volúmico seco do solo na resistência ao corte da interface SRG-GCR: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 128

Figura 4.27 - Influência do peso volúmico seco do solo no deslocamento vertical da placa de carregamento – interface SRG-GCR: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 129

Figura 4.28 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces SRG (seco) - geossintético: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ 130

Figura 4.29 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces SRG ($w = 0,5 w_{ót}$) - geossintético: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ 130

Figura 4.30 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces SRG ($w = w_{ót}$) - geossintético: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ 131

Figura 4.31 - Influência do tipo de suporte nos resultados dos ensaios de corte direto da interface SRG-GCR, em termos de tensões de corte e deslocamentos verticais, para $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$: a) b) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; c) d) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ 132

Figura 4.32 - Influência do tipo de suporte nos resultados dos ensaios de corte direto da interface SRG-GTX, em termos de tensões de corte e deslocamentos verticais, para $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$: a) b) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; c) d) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ 133

Figura 4.33 - Deslocamentos verticais registados nos ensaios das interfaces SRG-geossintético realizados com $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, utilizando a base de solo: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ 134

Figura 4.34 - Influência do tipo de solo nos resultados obtidos para as interfaces solo-GGRU ($I_D = 50\%$): a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal 139

Figura 4.35 - Influência do tipo de solo nos resultados obtidos para as interfaces solo-GGRU ($I_D = 85\%$): a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal 139

Figura 4.36 - Influência do tipo de solo nos resultados obtidos para as interfaces solo-GTX ($I_D = 50\%$): a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal 140

Figura 4.37 - Influência do tipo de solo nos resultados obtidos para as interfaces solo-GTX ($I_D = 85\%$): a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal 140

Figura 4.38 - Influência do tipo de solo na resistência ao corte das interfaces solo-geossintético: a) interface solo-GGRU; b) interface solo-GGRB; interface solo-GCR (face inferior); d) interface solo-GTX 141

Figura 4.39 - Ciclo histerético e definição da rigidez e da área relativa à dissipação de energia (adaptado de Vieira *et al.*, 2013) 143

Figura 4.40 - Ciclos histeréticos referentes ao ensaio base realizado sobre a interface SRG-GGRU: a) 1.º ciclo, incluindo o ramo virgem; b) 20.º ciclo 144

Figura 4.41 - Evolução da tensão de corte e do deslocamento vertical no centro do provete, em função do deslocamento horizontal, no ensaio base da interface SRG-GGRU 145

Figura 4.42 - Evolução da tensão de corte ao longo do tempo no ensaio base da interface SRG-GGRU 145

Figura 4.43 - Evolução, com o número de ciclos de carregamento, da rigidez e da dissipação de energia no ensaio base da interface SRG-GGRU: a) rigidez; b) dissipação de energia 145

Figura 4.44 - Influência da frequência das ondas cíclicas, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, solo seco e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia 146

Figura 4.45 - Influência da frequência das ondas cíclicas, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia 146

Figura 4.46 - Influência da frequência das ondas cíclicas, nos ensaios da interface SRG-GGRB ($\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, solo seco e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia 147

Figura 4.47 - Influência da frequência das ondas cíclicas, nos ensaios da interface SRG-GGRB ($\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia 147

Figura 4.48 - Variação do deslocamento horizontal ao longo do tempo, num ensaio cíclico realizado sobre a interface SRG-GGRB, com frequência de 5 Hz ($\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$) 148

Figura 4.49 - Influência da semi-amplitude do deslocamento, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($f = 0,5 \text{ Hz}$, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, solo seco e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia 149

Figura 4.50 - Influência da semi-amplitude do deslocamento, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($f = 0,5 \text{ Hz}$, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia 149

Figura 4.51 - Influência da semi-amplitude do deslocamento, nos ensaios da interface SRG-GGRB ($f = 0,5 \text{ Hz}$, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, solo seco e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia 150

Figura 4.52 - Influência da semi-amplitude do deslocamento, nos ensaios da interface SRG-GGRB ($f = 0,5$ Hz, $\sigma_n = 100$ kPa, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia.....	150
Figura 4.53 - Influência do número de ciclos de carregamento sobre a rigidez das interfaces RSG-GGRU e RSG-GGRB (ensaios realizados com $f = 0,5$ Hz, $\Delta_a = 1$ mm, $\sigma_n = 100$ kPa, solo seco e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³).....	151
Figura 4.54 - Influência do número de ciclos de carregamento sobre a dissipação de energia nos ensaios cíclicos das interfaces RSG-GGRU e RSG-GGRB ($f = 0,5$ Hz, $\Delta_a = 1$ mm, $\sigma_n = 100$ kPa, solo seco e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³)	151
Figura 4.55 - Influência do número de ciclos de carregamento sobre a rigidez das interfaces RSG-GGRU e RSG-GGRB (ensaios com $f = 0,5$ Hz, $\Delta_a = 1$ mm, $\sigma_n = 100$ kPa, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³)	152
Figura 4.56 - Influência do número de ciclos de carregamento sobre a dissipação de energia nos ensaios cíclicos das interfaces RSG-GGRU e RSG-GGRB ($f = 0,5$ Hz, $\Delta_a = 1$ mm, $\sigma_n = 100$ kPa, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³)	152
Figura 4.57 - Influência da tensão normal, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($f = 0,5$ Hz, $\Delta_a = 1$ mm, solo seco e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³), sobre: a) a rigidez; b) a dissipação de energia	153
Figura 4.58 - Influência da tensão normal, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($f = 0,5$ Hz, $\Delta_a = 1$ mm, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³), sobre: a) a rigidez; b) a dissipação de energia.....	153
Figura 4.59 - Influência da tensão normal, nos ensaios da interface SRG-GGRB ($f = 0,5$ Hz, $\Delta_a = 1$ mm, solo seco e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³), sobre: a) a rigidez; b) a dissipação de energia	154
Figura 4.60 - Influência da tensão normal, nos ensaios da interface SRG-GGRB ($f = 0,5$ Hz, $\Delta_a = 1$ mm, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³), sobre: a) a rigidez; b) a dissipação de energia.....	154
Figura 4.61 - Influência da compacidade do solo, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($f = 0,5$ Hz, $\Delta_a = 1$ mm, $\sigma_n = 50$ kPa e solo seco), sobre: a) a rigidez; b) a dissipação de energia.....	155
Figura 4.62 - Influência da compacidade do solo, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($f = 0,5$ Hz, $\Delta_a = 1$ mm, $\sigma_n = 50$ kPa e $w = w_{ót}$), sobre: a) a rigidez; b) a dissipação de energia	155
Figura 4.63 - Evolução de diferentes parâmetros com a semi-amplitude do deslocamento nos ensaios escalonados (20. ^o ciclo): a) semi-amplitude da tensão de corte; b) rigidez; c) dissipação de energia	158
Figura 4.64 - Evolução, com o número de ciclos de carregamento, da rigidez da interface SRG-GGRU nos ensaios escalonado e com $\Delta_a = 1$ mm ($f = 0,5$ Hz, $\sigma_n = 100$ kPa, solo seco e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³).....	159
Figura 4.65 - Evolução, com o número de ciclos de carregamento, da dissipação de energia nos ensaios escalonado e com $\Delta_a = 1$ mm, realizados sobre a interface SRG-GGRU ($f = 0,5$ Hz, $\sigma_n = 100$ kPa, solo seco e $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³).....	159
Figura 4.66 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ou 400 ciclos, $f = 0,5$ Hz e $\Delta_a = 1$ mm), no ensaio realizado com solo seco, $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento	160
Figura 4.67 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ou 400 ciclos, $f = 0,5$ Hz e $\Delta_a = 1$ mm), no ensaio realizado com $w = w_{ót}$, $\gamma_d = 17,30$ kN/m ³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento	161

Figura 4.68 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,5$ Hz e $\Delta_a = 1, 5$ ou 10 mm), no ensaio realizado com solo seco, $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento 162

Figura 4.69 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,5$ Hz e $\Delta_a = 1, 5$ ou 10 mm), no ensaio realizado com $w = w_{ót}$, $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento 162

Figura 4.70 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,05; 0,5$ e 5 Hz e $\Delta_a = 1$ mm), no ensaio realizado com solo seco, $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento 163

Figura 4.71 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,05; 0,5$ e 5 Hz e $\Delta_a = 1$ mm), no ensaio realizado com $w = w_{ót}$, $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento 163

Figura 4.72 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,5$ ou 5 Hz e $\Delta_a = 1$ mm), no ensaio realizado com solo seco, $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ e $\sigma_n = 50$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento 164

Figura 4.73 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,5$ ou 5 Hz e $\Delta_a = 1$ mm), no ensaio realizado com $w = w_{ót}$, $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ e $\sigma_n = 50$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento 164

Figura 4.74 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,5$ ou 5 Hz e $\Delta_a = 1$ mm), no ensaio realizado com solo seco, $\gamma_d = 15,31$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento 165

Figura 4.75 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,5$ ou 5 Hz e $\Delta_a = 1$ mm), no ensaio realizado com $w = w_{ót}$, $\gamma_d = 15,31$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento 166

Figura 5.1 - Definição dos parâmetros β_d e d_s 173

Figura 5.2 - Evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG (seco, $\gamma_d = 15,31$ kN/m³) – GGRB: a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa..... 174

Figura 5.3 - Evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG (seco, $\gamma_d = 15,31$ kN/m³) – GTX: a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa 175

Figura 5.4 - Influência do teor em água do solo na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG ($\gamma_d = 15,31$ kN/m³) – GGRU: a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa 178

Figura 5.5 - Influência do teor em água do solo na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG ($\gamma_d = 15,31$ kN/m³) – GCR: a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa 179

Figura 5.6 - Influência do teor em água do solo na resistência ao corte das interfaces SRG ($\gamma_d = 15,31$ kN/m³) - geossintético: a) SRG-GGRU; b) SRG-GGRB; c) SRG-GCR; d) SRG-GTX..... 180

Figura 5.7 - Influência da compactidade do solo na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG (seco) – GGRB: a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa 181

Figura 5.8 - Influência da compactidade do solo na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG ($w = w_{ót}$) – GGRB: a) $\sigma_v = 10$ kPa; b) $\sigma_v = 25$ kPa 181

Figura 5.9 - Influência da compactidade do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGRB: a) solo seco; b) $w = w_{ót}$ 182

Figura 5.10 - Influência do tipo de geossintético na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para as interfaces com solo seco e $\gamma_d = 15,31$ kN/m³: a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa 183

Figura 5.11 - Influência do tipo de geossintético na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para as interfaces com $w = 0,5 w_{ót}$ e $\gamma_d = 15,31$ kN/m³: a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa 183

Figura 5.12 - Influência do tipo de geossintético na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para as interfaces com $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 15,31$ kN/m³: a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa 184

Figura 5.13 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces SRG ($\gamma_d = 15,31$ kN/m³) -geossintético: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 185

Figura 5.14 - Comparação das curvas deslocamento-tensão de corte normalizada obtidas nos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado da interface SRG-GGRU: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 188

Figura 5.15 - Comparação das curvas deslocamento-tensão de corte normalizada obtidas nos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado da interface SRG-GCR: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 189

Figura 5.16 - Comparação dos parâmetros de resistência ao corte da interface SRG-GGRU estimados a partir de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 190

Figura 5.17 - 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) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 191

Figura 5.18 - Combinação de resultados de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado relativos à interface SRG-GGRU: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 192

Figura 5.19 - Combinação de resultados de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado relativos à interface SRG-GCR: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 193

Figura 6.1 - Ensaio de arranque da GGRU ($\gamma_d = 15,31$ kN/m³): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo da GGRU-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo da GGRU para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3) 201

Figura 6.2 - Ensaio de arranque da GGRU ($\gamma_d = 17,30$ kN/m³): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo da GGRU-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo da GGRU para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3) 202

Figura 6.3 - Aspecto visual da GGRU após o ensaio de arranque: a) $\gamma_d = 15,31$ kN/m³; b) $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ 203

Figura 6.4 - Ensaio de arranque da GGRB ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRB para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo da GGRB-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo da GGRB para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3)	204
Figura 6.5 - Ensaio de arranque da GGRB ($\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRB para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo da GGRB-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo da GGRB para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3)	205
Figura 6.6 - Aspeto visual da GGRB após o ensaio de arranque: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$	206
Figura 6.7 - Ensaio de arranque do GCR ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo do GCR para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo do GCR-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo do GCR para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3)	207
Figura 6.8 - Ensaio de arranque do GCR ($\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo do GCR para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo do GCR-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo do GCR para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3)	208
Figura 6.9 - Aspeto visual do GCR após o ensaio de arranque: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$	209
Figura 6.10 - Ensaio de arranque do GTX ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo do GTX para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo do GTX-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo do GTX para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3)	210
Figura 6.11 - Ensaio de arranque do GTX ($\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo do GTX para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo do GTX-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo do GTX para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3)	211
Figura 6.12 - Aspeto visual do GTX após o ensaio de arranque: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$	211
Figura 6.13 - Influência do teor em água do solo nos resultados dos ensaios da GGRU, em termos da evolução da força de arranque com o deslocamento frontal e dos deslocamentos médios registados ao longo da GGRU para a força máxima: a) b) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; c) d) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$	212
Figura 6.14 - Influência do teor em água do solo nos resultados dos ensaios da GGRB, em termos da evolução da força de arranque com o deslocamento frontal e dos deslocamentos médios registados ao longo da GGRB para a força máxima: a) b) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; c) d) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$	214
Figura 6.15 - Influência do teor em água do solo nos resultados dos ensaios do GCR, em termos da evolução da força de arranque com o deslocamento frontal e dos deslocamentos médios registados ao longo do GCR para a força máxima: a) b) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; c) d) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$	215
Figura 6.16 - Influência do teor em água do solo nos resultados dos ensaios do GTX, em termos da evolução da força de arranque com o deslocamento frontal e dos deslocamentos médios registados ao longo do GTX para a força máxima: a) b) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; c) d) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$	216

Figura 6.17 - Influência da compactidade do solo nos resultados dos ensaios da GGRU ($w = w_{ót}$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) deformação ao longo da GGRU para a força de arranque máxima 218

Figura 6.18 - Influência da compactidade do solo nos resultados dos ensaios da GGRB ($w = w_{ót}$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRB para a força de arranque máxima; c) deformação ao longo da GGRB para a força de arranque máxima 219

Figura 6.19 - Influência da compactidade do solo nos resultados dos ensaios do GCR ($w = w_{ót}$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo do GCR para a força de arranque máxima 220

Figura 6.20 - Influência da compactidade do solo nos resultados dos ensaios do GTX ($w = w_{ót}$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo do GTX para a força de arranque máxima 221

Figura 6.21 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao arranque mobilizada nos ensaios realizados com $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 222

Figura 6.22 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao arranque mobilizada nos ensaios realizados com $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 223

Figura 6.23 - Influência do tipo de geossintético nos deslocamentos registados no momento da resistência máxima ao arranque nos ensaios realizados com $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 224

Figura 6.24 - Influência do tipo de geossintético nos deslocamentos registados no momento da resistência máxima ao arranque nos ensaios realizados com $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$ 225

Figura 6.25 - Evolução da força de arranque ao longo do tempo no ensaio cíclico base ($\sigma_n = 25 \text{ kPa}$, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1 \text{ Hz}$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$) realizado com $I_D = 50\%$ 231

Figura 6.26 - Resultados do ensaio cíclico base ($\sigma_n = 25 \text{ kPa}$, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1 \text{ Hz}$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$) realizado com $I_D = 50\%$: a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica; d) evolução dos deslocamentos acumulados nas extremidades da GGRU durante a fase cíclica 231

Figura 6.27 - Resultados do ensaio cíclico base ($\sigma_n = 25 \text{ kPa}$, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1 \text{ Hz}$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$) realizado com $I_D = 85\%$: a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica; d) evolução dos deslocamentos acumulados nas extremidades da GGRU durante a fase cíclica 232

Figura 6.28 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25 \text{ kPa}$, $f = 0,01 \text{ Hz}$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $F_i/P_R = 0,25$; b) $F_i/P_R = 0,50$; c) $F_i/P_R = 0,65$ 234

Figura 6.29 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25 \text{ kPa}$, $f = 0,01 \text{ Hz}$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $F_i/P_R = 0,25$; b) $F_i/P_R = 0,50$; c) $F_i/P_R = 0,65$ 235

Figura 6.30 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25 \text{ kPa}$, $f = 0,01 \text{ Hz}$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais

acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU.....	236
Figura 6.31 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $F_i/P_R = 0,25$; b) $F_i/P_R = 0,50$; c) $F_i/P_R = 0,65$	237
Figura 6.32 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU.....	237
Figura 6.33 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 50$ kPa, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $F_i/P_R = 0,25$; b) $F_i/P_R = 0,65$	238
Figura 6.34 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 50$ kPa, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU.....	238
Figura 6.35 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,01$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $F_i/P_R = 0,25$; b) $F_i/P_R = 0,50$; c) $F_i/P_R = 0,65$	239
Figura 6.36 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,01$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $F_i/P_R = 0,25$; b) $F_i/P_R = 0,50$; c) $F_i/P_R = 0,65$	240
Figura 6.37 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica, nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,01$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU.....	241
Figura 6.38 - Influência da frequência sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $f = 0,01$ Hz; b) $f = 0,1$ Hz; c) $f = 0,5$ Hz; d) $f = 1$ Hz.....	242
Figura 6.39 - Influência da frequência sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $f = 0,01$ Hz; b) $f = 0,1$ Hz; c) $f = 0,5$ Hz; d) $f = 1$ Hz.....	243
Figura 6.40 - Influência da frequência, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU.....	243
Figura 6.41 - Influência da frequência sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $f = 0,01$ Hz; b) $f = 0,1$ Hz; c) $f = 1$ Hz	244
Figura 6.42 - Influência da frequência sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $f = 0,01$ Hz; b) $f = 0,1$ Hz; c) $f = 1$ Hz	245

Figura 6.43 - Influência da frequência, nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU 245

Figura 6.44 - Influência da amplitude do carregamento sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$: a) $A_F/P_R = 0,15$; b) $A_F/P_R = 0,40$; c) $A_F/P_R = 0,60$ 247

Figura 6.45 - Influência da amplitude do carregamento sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$: a) $A_F/P_R = 0,15$; b) $A_F/P_R = 0,40$; c) $A_F/P_R = 0,60$ 248

Figura 6.46 - Influência da amplitude do carregamento, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU 248

Figura 6.47 - Influência da amplitude do carregamento sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$: a) $A_F/P_R = 0,15$; b) $A_F/P_R = 0,40$; c) $A_F/P_R = 0,60$ 249

Figura 6.48 - Influência da amplitude do carregamento sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$: a) $A_F/P_R = 0,15$; b) $A_F/P_R = 0,40$; c) $A_F/P_R = 0,60$ 250

Figura 6.49 - Influência da amplitude do carregamento, nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU 250

Figura 6.50 - Influência do número de ciclos de carregamento sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $A_F/P_R = 0,40$: a) $n = 40$; b) $n = 120$ 251

Figura 6.51 - Resultados do ensaio realizado com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,40$ e $n = 120$: a) evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica; b) evolução dos deslocamentos acumulados nas extremidades da GGRU durante a fase cíclica 252

Figura 6.52 - Influência do número de ciclos de carregamento sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $A_F/P_R = 0,40$: a) $n = 40$; b) $n = 120$ 253

Figura 6.53 - Resultados do ensaio realizado com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,40$ e $n = 120$: a) evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica; b) evolução dos deslocamentos acumulados nas extremidades da GGRU durante a fase cíclica 253

Figura 6.54 - Fotografias tiradas após o ensaio de arranque cíclico realizado com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,40$ e $n = 120$ 254

Figura 6.55 - Influência da tensão normal sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $F_i/P_R = 0,25$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $\sigma_n = 25$ kPa; b) $\sigma_n = 50$ kPa 255

Figura 6.56 - Influência da tensão normal sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $F_i/P_R = 0,25$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $\sigma_n = 25$ kPa; b) $\sigma_n = 50$ kPa 255

Figura 6.57 - Influência da tensão normal, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $F_i/P_R = 0,25$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU 256

Figura 6.58 - Influência da tensão normal sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $F_i/P_R = 0,65$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $\sigma_n = 25$ kPa; b) $\sigma_n = 50$ kPa 256

Figura 6.59 - Influência da tensão normal sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $F_i/P_R = 0,65$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $\sigma_n = 25$ kPa; b) $\sigma_n = 50$ kPa 257

Figura 6.60 - Influência da tensão normal, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $F_i/P_R = 0,65$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU 257

Figura 6.61 - Influência da tensão normal sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $\sigma_n = 25$ kPa; b) $\sigma_n = 50$ kPa 258

Figura 6.62 - Influência da tensão normal sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $\sigma_n = 25$ kPa; b) $\sigma_n = 50$ kPa 258

Figura 6.63 - Influência da tensão normal, nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU 259

Figura 6.64 - Ensaio escalonado com amplitudes crescentes ($I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$ e $f = 0,1$ Hz): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase de carregamento cíclico 261

Figura 6.65 - Ensaio escalonado com amplitudes crescentes ($I_D = 50\%$, $\sigma_n = 50$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$ e $f = 0,1$ Hz): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase de carregamento cíclico 262

Figura 6.66 - Evolução dos deslocamentos acumulados durante a fase cíclica dos ensaios escalonados realizados com $\sigma_n = 25$ kPa e $\sigma_n = 50$ kPa: a) deslocamentos frontais; b) deslocamentos na extremidade posterior da GGRU 263

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Propriedades dos solos utilizados por Pinho-Lopes (1998)	16
Quadro 2.2 - Propriedades das geogrelhas ensaiadas por Pinho-Lopes (1998)	16
Quadro 2.3 - Valores de B/D_{50} e F_1	16
Quadro 3.1 - Índices físicos dos solos utilizados	60
Quadro 3.2 - Propriedades físicas e mecânicas dos geossintéticos utilizados	61
Quadro 3.3 - Resumo dos resultados do ensaio de tração da geogrelha GGRU (direção de fabrico)	63
Quadro 3.4 - Resumo dos resultados do ensaio de tração da geogrelha GGRB (direção de fabrico)	65
Quadro 3.5 - Resumo dos resultados do ensaio de tração da geogrelha GGRB (direção perpendicular ao fabrico).....	65
Quadro 3.6 - Resumo dos resultados do ensaio de tração do GCR (direção de fabrico)	67
Quadro 3.7 - Resumo dos resultados do ensaio de tração do GCR (direção perpendicular ao fabrico)	68
Quadro 3.8 - Resumo dos resultados do ensaio de tração do GTX (direção de fabrico)	70
Quadro 3.9 - Resumo dos resultados do ensaio de tração do GTX (direção perpendicular ao fabrico)	70
Quadro 3.10 - Programa de ensaios de corte direto da areia	79
Quadro 3.11 - Programa de ensaios de corte direto das interfaces areia – geossintético	80
Quadro 3.12 - Programa de ensaios de corte direto do SRG	81
Quadro 3.13 - Programa de ensaios de corte direto das interfaces SRG (seco) – geossintético	82
Quadro 3.14 - Programa de ensaios de corte direto das interfaces SRG ($w = 0,5 w_{ót}$) – geossintético	83
Quadro 3.15 - Programa de ensaios de corte direto das interfaces SRG ($w = w_{ót}$ e $w = 1,5 w_{ót}$) – geossintético.....	84
Quadro 3.16 - Programa de ensaios de corte direto cíclico envolvendo o solo residual do granito seco	85
Quadro 3.17 - Programa de ensaios de corte direto cíclico envolvendo o solo residual do granito com $w = w_{ót}$	86
Quadro 3.18 - Força necessária para impedir o deslizamento da meia-caixa superior vazia, $f(\beta)$	91
Quadro 3.19 - Programa de ensaios de corte em plano inclinado da interface SRG-GGRB.....	93
Quadro 3.20 - Programa de ensaios de corte em plano inclinado das interfaces SRG-GGRU, SRG-GCR e SRG-GTX	94
Quadro 3.21 - Programa de ensaios de arranque em condições de carregamento monotônico	102
Quadro 3.22 - Programa de ensaios de arranque em condições cíclicas: características da fase cíclica de carregamento	104

Quadro 4.1 - Parâmetros de resistência ao corte das interfaces areia-geossintético.....	114
Quadro 4.2 - Coeficientes de resistência ao corte das interfaces areia-geossintético	115
Quadro 4.3 - Parâmetros de resistência ao corte do SRG.....	121
Quadro 4.4 - Parâmetros de resistência ao corte das interfaces SRG-geossintético.....	135
Quadro 4.5 - Coeficientes de resistência ao corte das interfaces SRG-geossintético.....	137
Quadro 4.6 - Resumo dos resultados dos ensaios realizados com solo seco.....	156
Quadro 4.7 - Resumo dos resultados dos ensaios realizados com $w = w_{ót}$	157
Quadro 5.1 - Cálculo do ângulo de atrito da interface SRG (seco, $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$) - GGRB para $\sigma_v = 5 \text{ kPa}$ (método convencional)	175
Quadro 5.2 - Valores médios do ângulo de atrito das interfaces (ϕ_{sg}) e coeficientes de variação (CV)	176
Quadro 5.3 - Parâmetros de resistência ao corte das interfaces SRG-geossintético.....	177
Quadro 5.4 - Valores médios do ângulo de inclinação β_d (°).....	186
Quadro 5.5 - Valores médios do deslocamento d_s (mm)	186
Quadro 6.1 - Valores médios e coeficientes de variação da resistência máxima ao arranque, do respectivo deslocamento frontal e da rigidez secante para 50% da resistência máxima.....	226
Quadro 6.2 - Valores médios das tensões τ_s e τ_p e do coeficiente de resistência das interfaces, f_a , e indicação do modo de rotura dos provetes	228
Quadro 6.3 - Valores das tensões τ_p e $\tau_{s/g}$ e do fator de correção associado ao efeito de escala, α ..	229
Quadro 6.4 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque realizados em condições de carregamento cíclico.....	260

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A - área de contacto solo-geossintético [m^2]

a_b - fração da largura da geogrelha disponível para mobilização da resistência passiva

A_F - amplitude da força de arranque [kN/m]

a_s - fração sólida da área superficial da geogrelha

B - espessura das barras transversais da geogrelha [m]

c - coesão do solo [kPa]

c' - coesão efetiva do solo [kPa]

c_a - coesão da interface solo-geossintético [kPa]

C_C - coeficiente de curvatura

C_U - coeficiente de uniformidade

CV - coeficiente de variação [%]

D - dissipação de energia [%]

D1 a D5 - deslocamentos medidos pelos potenciômetros lineares do equipamento de arranque [mm]

D_{max} - diâmetro máximo das partículas de solo [mm]

DP - desvio padrão

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 [mm]

e_{max} - índice de vazios máximo

e_{min} - índice de vazios mínimo

f - frequência da solitação cíclica [Hz]

f_a - coeficiente de resistência da interface solo-geossintético em arranque

f_{cd} - coeficiente de resistência da interface solo-geossintético em corte direto

F^* - fator de resistência ao arranque (FHWA)

F_i - força de arranque instalada no reforço no início da fase cíclica [kN/m]

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

H_s - altura interna da caixa de arranque [m]

I_D - índice de compactidade do solo [%]

$J_{T_{max}}$ - rigidez secante correspondente à força máxima de tração [kN/m]

$J_{x\%}$ - rigidez secante correspondente a x% de deformação [kN/m]

J_{50} - rigidez secante correspondente a 50% da resistência máxima ao arranque [kN/m]

K - rigidez da interface solo-geossintético [MPa/m]

L - comprimento do geossintético [m]

L_i - comprimento da interface [m]

L_R - comprimento confinado do geossintético no instante em que é mobilizada a resistência máxima ao arranque [m]

L_s - comprimento interno da caixa de arranque [m]

n - número de ciclos de carregamento

P_R - resistência máxima ao arranque [kN/m]

R^2 - coeficiente de determinação

S - distância entre as barras transversais da geogrelha [m]

S_w - largura das aberturas da geogrelha [m]

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

T_{max} - resistência à tração do geossintético [kN/m]

T_p - parcela de resistência ao corte da interface correspondente à mobilização do impulso passivo nas barras transversais da geogrelha [kN/m]

$T_{s/g}$ - parcela de resistência 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_{PR} - deslocamento frontal correspondente à mobilização da resistência máxima ao arranque [mm]

u_w - pressão intersticial [kPa]

U_{ac} - deslocamento frontal acumulado durante a fase cíclica dos ensaios de arranque [m]

U_x - deslocamento frontal no ensaio de arranque [m]

w - teor em água do solo (gravimétrico) [%]

W - largura do geossintético [m]

w_L - limite de liquidez [%]

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

w_p - limite de plasticidade [%]

W_s - largura interna da caixa de arranque [m]

α - fator de correção associado ao efeito de escala para o movimento de arranque (FHWA)

β - ângulo de deslizamento da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado [°]

β_d - inclinação correspondente ao início do deslizamento da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado [°]

β_{lim} - inclinação correspondente ao início da fase dinâmica de deslizamento da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado [°]

γ - aceleração da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado [m/s^2]

γ_c - aceleração da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado na fase dinâmica de deslizamento [m/s^2]

γ_d - peso volúmico seco do solo [kN/m^3]

γ_{dmax} - peso volúmico seco máximo do solo [kN/m^3]

γ_{dmin} - peso volúmico seco mínimo do solo [kN/m^3]

Δ_a - semi-amplitude do deslocamento horizontal na interface [mm]

$\Delta_{h,max}$ - deslocamento máximo do ciclo histerético [mm]

$\Delta_{h,min}$ - deslocamento mínimo do ciclo histerético [mm]

Δ_{hn} - deslocamento correspondente a $\tau_{min,c}$ [mm]

Δ_{hx} - deslocamento correspondente a $\tau_{max,c}$ [mm]

ΔW - área do ciclo histerético [$kPa \times mm$]

δ - ângulo de atrito da interface solo-geossintético [°]

δ^\dagger - ângulo de atrito da interface solo-geossintético considerando a coesão aparente nula [°]

δ' - ângulo de atrito da interface solo-parede frontal do equipamento de arranque [°]

ε - extensão do geossintético [%]

ε_{Tmax} - extensão correspondente à força máxima de tração [%]

ε_{ac}^1 - deformação acumulada na secção do provete adjacente à extremidade frontal durante a fase cíclica dos ensaios de arranque [%]

ε_{ac}^m - deformação média acumulada ao longo do comprimento do provete durante a fase cíclica dos ensaios de arranque [%]

λ_{lim} - ângulo de atrito obtido através do ensaio de corte em plano inclinado de acordo com o procedimento de medição de forças [°]

σ_n - tensão normal [kPa]

σ'_n - tensão efetiva normal [kPa]

σ'_p - tensão passiva mobilizada nas barras transversais da geogrelha [kPa]

σ_v - tensão vertical [kPa]

τ - tensão de corte [kPa]

τ_a - semi-amplitude da tensão de corte [kPa]

$\tau_{\max,c}$ - valor máximo da tensão de corte do ciclo histerético [kPa]

$\tau_{\min,c}$ - valor mínimo da tensão de corte do ciclo histerético [kPa]

τ_p - tensão tangencial máxima mobilizada na interface durante o ensaio de arranque [kPa]

τ_s - tensão de corte máxima mobilizada no ensaio de corte direto do solo [kPa]

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

ϕ - ângulo de atrito do solo [°]

ϕ' - ângulo de atrito efetivo do solo [°]

ϕ^b - ângulo de atrito do solo associado à sucção matricial [°]

ϕ_{din} - ângulo de atrito dinâmico da interface obtido através do ensaio de corte em plano inclinado [°]

ϕ_{est} - ângulo de atrito estático da interface obtido através do ensaio de corte em plano inclinado [°]

ϕ_{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 [°]

χ - parâmetro de Bishop para solos não saturados

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

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

FHWA - Federal Highway Administration

GCR - geocompósito de reforço

GGRB - geogrelha biaxial tecida

GGRU - geogrelha uniaxial extrudida

GTX - geotêxtil

IPAC - Instituto Português de Acreditação

LGS - Laboratório de Geossintéticos

LVDT - transdutor linear indutivo de deslocamento

PEAD - polietileno de alta densidade

PET - poliéster

PP - polipropileno

PVC - policloreto de vinilo

SRG - solo residual do granito

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O conceito de solo reforçado existe desde há milhares de anos. No entanto, o seu rápido avanço deve-se à invenção do sistema “Terra Armada”, na década de 60, pelo engenheiro francês Henri Vidal, o primeiro a formalizar um dimensionamento racional de um sistema de solo reforçado moderno (Bergado *et al.*, 1994).

A tecnologia “Terra Armada” consiste na introdução de reforços metálicos unidimensionais, também designados por reforços inextensíveis, que dada a sua resistência à tração e a interação que desenvolvem com o solo, permitem reduzir as tensões de corte que o solo teria de suportar e aumentar a resistência ao corte disponível.

Ao longo das últimas décadas, a diminuição dos recursos naturais, associada a imperativos de ordem económica e a uma crescente sensibilização da sociedade para questões ambientais, tem impulsionado o desenvolvimento de novas técnicas construtivas e a utilização de novos materiais nos diversos domínios da Engenharia Civil, destacando-se, de entre eles, os geossintéticos.

A aplicação de geossintéticos em obras de Engenharia Civil e de Ambiente tem vindo a evoluir de forma rápida, a nível mundial, podendo estes materiais desempenhar várias funções, de entre as quais se destaca a função de reforço de solos. A razão para tal crescimento está associada às principais vantagens técnicas e económicas da sua utilização: rapidez de construção, flexibilidade, possibilidade de utilização de solos locais disponíveis e boa relação custo-eficácia (O’Kelly e Naughton, 2008).

Porém, o rápido desenvolvimento do uso de geossintéticos como elementos de reforço de solos levou a que a primeira preocupação fosse manter a confiança da indústria da construção, minimizando os riscos de rotura através da adoção de métodos de dimensionamento conservativos, baseados nos métodos utilizados para estruturas reforçadas com armaduras metálicas, nos quais é especificado que o material de aterro deve ser um solo granular (sem coesão), e da utilização de coeficientes de segurança elevados, dado o desconhecimento científico acerca da durabilidade destes materiais.

Investigação recente tem demonstrado que a abordagem tradicional de cálculo destas estruturas é excessivamente conservativa (Lopes e Mendonça, 1999; Mendonça *et al.*, 2003; Vieira *et al.*, 2006; Vieira *et al.*, 2007; Vieira, 2008), em parte devido à muito maior área disponível para transferência de tensões quando os reforços são geossintéticos (bidimensionais) do que quando são metálicos (unidimensionais). Este aspeto, associado ao excelente comportamento observado até à data de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, permite antever a possibilidade de usar solos de pior qualidade ou mesmo subprodutos em substituição de solos granulares (Ferreira, 2012a), facto que em muito melhoraria a economia da construção e a proteção ambiental.

1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

O desempenho de uma massa de solo reforçado com geossintéticos depende, não só das características dos seus componentes, mas fundamentalmente da interação solo-reforço, pois é através desta que ocorre a transferência de tensões do solo para o reforço.

Embora fatores como a geometria do sistema de solo reforçado e o processo construtivo possam influenciar as características da interação solo-geossintético, estas são fortemente determinadas pelos mecanismos de interação mobilizados, pelas propriedades físicas e mecânicas do solo (compacidade, forma e dimensão dos grãos, distribuição granulométrica, teor em água, etc.) e pelas propriedades mecânicas, forma e geometria dos reforços. A complexidade e o número de parâmetros suscetíveis de influenciar os mecanismos de interação nas interfaces solo-geossintético justificam que o seu comportamento mecânico não seja ainda plenamente conhecido.

Ao longo das últimas décadas, a interação solo-geossintético tem sido estudada predominantemente com solos granulares de elevada qualidade (Ferreira, 2010). Porém, as características planares dos geossintéticos e o facto de poderem exercer, simultaneamente, as funções de reforço, de drenagem e de filtragem, têm levado a encarar a possibilidade da utilização de solos não convencionais, como os solos coesivos e residuais, em estruturas reforçadas com geossintéticos.

Dado que nem sempre é fácil e económico dispor de um material de aterro com as características mais adequadas, a utilização de solos coesivos e residuais na construção de estruturas de solo reforçado poderá trazer benefícios económicos e ambientais relevantes, particularmente no caso de estes se encontrarem próximos do local da construção. Assim se justificam os esforços em torno da investigação acerca de reforços, técnicas construtivas e teorias adequadas à construção de estruturas de solo reforçado envolvendo materiais de aterro alternativos.

As estruturas de solo reforçado com geossintéticos podem estar sujeitas a ações estáticas (peso próprio e sobrecargas) ou cíclicas, tais como as induzidas pelo tráfego ou pelos sismos. São exemplos de aplicações de geossintéticos em que estes são submetidos a carregamento cíclico provocado pelo tráfego, os geossintéticos utilizados no reforço de vias pavimentadas ou não pavimentadas e no reforço do balastro de vias férreas (Ferreira, 2012b).

Os geossintéticos estão sujeitos a ações sísmicas quando as estruturas em que estão inseridos se encontram em zonas sísmicamente ativas. O adequado desempenho das estruturas de solo reforçado com geossintéticos durante os sismos que ocorreram ao longo das últimas três décadas (Vieira, 2008) e a evolução da aplicação destes materiais em condições sísmicas, conduzem a uma necessidade crescente de investigação no sentido de comprovar o bom comportamento destas estruturas nessas condições e de desenvolver métodos de dimensionamento adequados. Contudo, atualmente, são ainda escassos os estudos abrangendo a caracterização da interação solo-geossintético sob condições cíclicas.

O presente trabalho centra-se na análise experimental do comportamento de interfaces solo-geossintético em condições de carregamento monotónico e cíclico, bem como dos fatores que o afetam, através da realização de ensaios laboratoriais de corte direto, de corte em plano inclinado e de arranque, utilizando, na sua maioria, um solo residual do granito. Tendo por base a contextualização que se apresentou nos parágrafos anteriores, estabelecem-se os seguintes objetivos fundamentais.

- Realização de uma pesquisa bibliográfica atualizada acerca da interação solo-geossintético em movimentos de corte direto, de corte em plano inclinado e de arranque, em condições de carregamento monotónico e cíclico. Pretende-se, deste modo, avaliar o atual estado da arte em

torno do tema central desta dissertação, contemplando as vertentes teórica, experimental e numérica da análise da interação solo-geossintético.

- Caracterização laboratorial dos solos (uma areia limpa e um solo residual do granito) e dos geossintéticos selecionados (duas geogrelhas, um geocompósito de reforço e um geotêxtil). No caso dos geossintéticos importa essencialmente avaliar o comportamento tensão-extensão a curto prazo. No caso dos solos, a caracterização inclui a determinação dos índices de vazios, máximo e mínimo, da densidade das partículas sólidas, da distribuição granulométrica e da resistência ao corte. A caracterização do solo residual do granito compreende ainda a definição dos limites de Atterberg e dos parâmetros de compactação.
- Análise experimental da interação solo-geossintético em condições de carregamento monotônico, através da realização de ensaios de corte direto, de corte em plano inclinado e de arranque. Pretende-se avaliar o efeito da tensão de confinamento, do teor em água, da compactidade do solo, do tipo de solo e do tipo de geossintético no comportamento das interfaces solo-geossintético.
- Análise experimental da interação solo-geossintético em condições de carregamento cíclico, mediante a realização de ensaios de corte direto e de arranque, e caracterização do comportamento pós-cíclico das interfaces. De entre os fatores a analisar destacam-se a frequência e amplitude da solitação cíclica, o número de ciclos de carregamento, a tensão de confinamento, o teor em água e a compactidade do solo e, no caso dos ensaios de arranque, a força de arranque instalada no reforço no instante em que é iniciada a fase de carregamento cíclico.

Pretende-se contribuir para uma melhor compreensão dos fatores que influenciam a interação solo-geossintético, tendo em vista um dimensionamento mais realista das estruturas de solo reforçado com geossintéticos, tanto em condições estáticas, como em condições dinâmicas de carregamento, anteendo-se que estruturas mais económicas, sustentáveis e tecnicamente mais eficazes possam vir a ser construídas no futuro.

1.3. CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO

Este documento engloba um total de sete capítulos. No Capítulo 2, apresenta-se uma revisão bibliográfica acerca da interação solo-geossintético em condições de carregamento monotônico e cíclico. São inicialmente introduzidos aspetos teóricos fundamentais associados à resistência ao corte do solo e das interfaces solo-geossintético. Descrevem-se os ensaios laboratoriais tipicamente utilizados para a caracterização da interação solo-geossintético, bem como os fatores com maior influência nos resultados desses ensaios. Finaliza-se o capítulo com a apresentação de estudos numéricos envolvendo a simulação dos ensaios laboratoriais de corte direto, de corte em plano inclinado e de arranque.

O Capítulo 3 descreve o programa experimental levado a cabo no âmbito desta investigação. Efetua-se a caracterização dos materiais envolvidos e, para os diferentes tipos de ensaios utilizados na análise da interação solo-geossintético, inclui-se a respetiva referência normativa, apresenta-se o equipamento utilizado, mencionando, sempre que aplicável, as alterações e calibrações realizadas, expõem-se os procedimentos experimentais adotados e esquematizam-se os planos de ensaio.

Os resultados do estudo laboratorial de corte direto são apresentados e discutidos no Capítulo 4. Começa-se por abordar os resultados dos ensaios executados em condições de carregamento monotônico. Procede-se à caracterização da resistência ao corte da areia e das interfaces areia-geossintético e, posteriormente, do solo residual do granito e das interfaces envolvendo este solo. São analisados diferentes fatores com influência nos resultados dos ensaios e estimados os coeficientes

de resistência ao corte das interfaces entre os solos e os geossintéticos considerados. Avalia-se, igualmente, o efeito do tipo de solo no comportamento das interfaces solo-geossintético em movimento de corte direto. Numa segunda fase, analisam-se os resultados dos ensaios realizados com carregamento cíclico. Apresentam-se resultados de um ensaio base e avalia-se o efeito de diferentes fatores sobre o comportamento das interfaces solo residual do granito-geogrelha, quando solicitadas ciclicamente. Analisa-se, ainda, o comportamento pós-cíclico das interfaces.

No Capítulo 5 apresentam-se os resultados dos ensaios de corte em plano inclinado. Introduzem-se alguns aspectos relacionados com o tratamento e análise dos resultados deste ensaio e prossegue-se com a apresentação dos resultados obtidos e com o estudo dos diversos fatores que influenciam o comportamento das interfaces. Termina-se com a apresentação de uma análise comparativa entre os resultados obtidos nos ensaios de corte em plano inclinado e de corte direto.

Dedica-se o Capítulo 6 à apresentação e discussão dos resultados do programa experimental de arranque. São inicialmente analisados os resultados obtidos em condições monotônicas. Caracteriza-se, detalhadamente, o comportamento dos geossintéticos quando confinados por solo seco, com diferentes índices de compactação, e avalia-se o efeito de vários fatores nos resultados dos ensaios. Investiga-se, de seguida, o comportamento cíclico e pós-cíclico de uma das geogrelhas utilizadas no presente trabalho. Apresentam-se os resultados dos ensaios com carregamento cíclico base e analisam-se diversos parâmetros com influência na resistência ao arranque e na deformabilidade da geogrelha durante e após a solicitação cíclica.

Finalmente, no Capítulo 7, são enunciadas as principais conclusões do estudo e abertas perspectivas de desenvolvimentos futuros.

2

INTERAÇÃO SOLO- GEOSSINTÉTICO. ESTADO DA ARTE

2.1. INTRODUÇÃO

A interação solo-geossintético é fundamental em diversas aplicações de geossintéticos, sobretudo quando estes materiais atuam como reforço, pois dela depende a eficácia com que ocorre a transferência de tensões entre o solo e os elementos resistentes e, conseqüentemente, todo o comportamento do sistema compósito.

Embora fatores como a geometria do sistema de solo reforçado e o processo construtivo possam influenciar as características da interação solo-geossintético, esta depende fundamentalmente dos mecanismos de interação mobilizados, da tensão de confinamento, das propriedades físicas e mecânicas do solo e das propriedades mecânicas e geométricas dos reforços.

Podem identificar-se dois movimentos relativos possíveis, capazes de mobilizar a resistência nas interfaces solo-geossintético: o movimento de corte direto e o movimento de arranque. O movimento de corte direto ocorre quando as tensões de corte geradas no maciço devido ao respetivo peso próprio e a eventuais sobrecargas ultrapassam a resistência ao corte na interface solo-geossintético. 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.

O movimento de arranque desenvolve-se quando o esforço de tração a que o geossintético está submetido supera a resistência ao corte disponível na interface solo-geossintético ao longo do comprimento de amarração do geossintético (comprimento que se prolonga para além da linha que representa a superfície potencial de rotura). Desta forma, ocorre um deslocamento do reforço em relação ao solo envolvente, sendo este movimento responsável pela mobilização da resistência na interface.

Geralmente, em muros e taludes reforçados, o movimento de arranque é o mais condicionante na zona superficial da estrutura, sendo o movimento de corte direto preponderante para profundidades superiores. Noutros tipos de estruturas, o movimento de corte direto pode ocorrer para pequenas profundidades.

Dependendo do tipo de movimento relativo na interface e das características geométricas do geossintético de reforço, podem ser mobilizados diferentes mecanismos de interação solo-geossintético:

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

No caso dos geotêxteis e tiras, somente o atrito lateral contribui para a resistência da interface solo-reforço. Se o geossintético em questão for uma geogrelha, deve ser também considerado 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 (Lopes, 2012).

Os ensaios laboratoriais mais frequentemente utilizados para a caracterização da interação solo-geossintético são os ensaios de corte direto e de arranque. De acordo com Farrag *et al.* (1993), as características da mesma interface definidas através de cada um deles podem ser diferentes ou mesmo inconsistentes, já que são utilizados diferentes procedimentos de ensaio, trajetórias de tensão, mecanismos de rotura e condições de fronteira.

A adequação de cada um dos ensaios para a análise do comportamento da interface solo-geossintético baseia-se no movimento relativo com maior probabilidade de ocorrência na interface. A Figura 2.1 ilustra um mecanismo potencial de rotura num aterro de solo reforçado. Para caracterizar a interação solo-geossintético na zona exterior à superfície de deslizamento, o ensaio de arranque será o mais apropriado. Por sua vez, o ensaio de corte direto permitirá simular com maior precisão os mecanismos de interação mobilizados junto ao pé do talude.

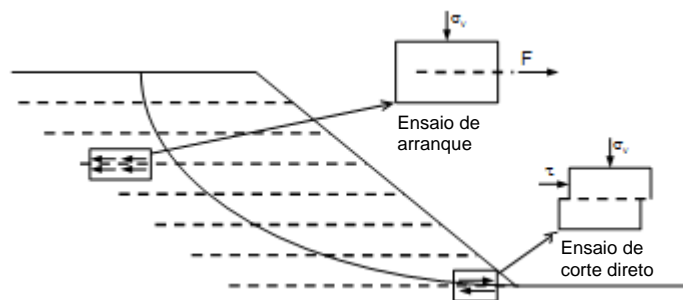


Figura 2.1 - Mecanismo potencial de rotura num aterro de solo reforçado e ensaios laboratoriais que melhor caracterizam a interface solo-reforço (adaptado de Nakamura *et al.*, 1999)

Quando os geossintéticos são colocados sobre taludes, como constituintes, por exemplo, de sistemas de proteção contra a erosão ou de sistemas de impermeabilização lateral de aterros de resíduos, a caracterização das interfaces através de ensaios de corte direto não é adequada, pois a utilização de tensões normais reduzidas poderá conduzir a resultados pouco realistas e contrários à segurança, como constatado por Girard *et al.* (1990), Giroud *et al.* (1990) e Gourc *et al.* (1996), e o ensaio de arranque não reproduz corretamente os mecanismos de interação aí existentes.

Para caracterizar a interação solo-geossintético nas situações acima referidas, em que a rotura geralmente ocorre por falta de resistência nas interfaces entre os diferentes materiais constituintes dos sistemas, o ensaio de corte em plano inclinado é o mais apropriado, pois permite simular com maior rigor os deslizamentos que podem ocorrer em taludes e a presença de tensões normais reduzidas.

Este capítulo constitui uma revisão do atual estado da arte acerca da interação solo-geossintético em condições de carregamento monotônico e cíclico. São inicialmente introduzidos alguns aspetos teóricos relativos à resistência ao corte do solo e das interfaces solo-geossintético. Apresenta-se, posteriormente, uma descrição dos ensaios laboratoriais mais utilizados para a determinação da resistência das interfaces solo-geossintético e dos principais fatores com influência nos resultados desses ensaios. Termina-se o capítulo referenciando alguns trabalhos relativos à aplicação de métodos numéricos para a simulação da interação solo-geossintético em ensaios laboratoriais.

2.2. RESISTÊNCIA AO CORTE DO SOLO

A resistência ao corte da interface solo-geossintético, de grande importância para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado com estes materiais, está diretamente relacionada com a resistência ao corte do solo constituinte da interface. Assim, considera-se importante rever alguns conceitos e fundamentos teóricos acerca da resistência ao corte do solo, tendo em conta as diferentes condições de humidade a que este pode estar submetido.

Para a maioria dos solos, a resistência ao corte pode ser estimada através do critério de rotura de Mohr-Coulomb, segundo o qual um material entra em rotura num ponto quando num par de facetas que passam nesse ponto é atingida a relação entre as tensões efetiva normal (σ'_n) e tangencial (τ) expressa pela equação (2.1):

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

em que ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo e c' representa a sua coesão efetiva. O critério de rotura de Mohr-Coulomb deve ser aplicado em termos de tensões efetivas, uma vez que o comportamento tensão-deformação-resistência dos solos depende do seu estado de tensões efetivas (tensões instaladas no esqueleto sólido).

Num solo seco e emerso, as tensões totais e efetivas têm igual valor. Num solo saturado, constituído pelas fases sólida (grãos de solo) e líquida (água que preenche os poros), só a parcela da tensão normal correspondente à tensão efetiva contribui para a resistência ao corte. Neste caso, a tensão efetiva normal pode ser obtida através do conhecimento da tensão normal total (σ_n) e da pressão da água nos poros (u_w), de acordo com a equação (2.2), que define o princípio da tensão efetiva postulado por Terzaghi.

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

Num solo não saturado, condição que ocorre acima do nível freático em taludes naturais sujeitos a variações ambientais, em solos residuais, barragens de terra, entre outros (Fredlund e Rahardjo, 1993), a determinação das tensões efetivas é mais complexa, uma vez que os poros do solo estão preenchidos por dois fluidos (água e ar) sujeitos a pressões diferentes. A água existente, que preenche parcialmente os vazios, pode derivar de processos de infiltração da água da chuva ou por ascensão através dos vazios, estando sujeita a uma pressão negativa, denominada de sucção.

O fenómeno de ascensão de fluidos através de tubos capilares designa-se por capilaridade. Se um tubo de reduzido diâmetro for colocado em contacto com a superfície livre da água, esta sobe até atingir uma posição de equilíbrio formando um menisco. A altura de ascensão capilar é tanto maior quanto menor for o diâmetro do tubo. A pressão no interior do tubo é inferior à pressão atmosférica, crescendo em valor absoluto desde a superfície livre até ao menisco. Este fenómeno (capilaridade) é consequência da tensão superficial que ocorre nas interfaces entre a água e o ar, nas quais o líquido se comporta como uma membrana elástica tensa.

Nos solos, de forma análoga, a água sobe por capilaridade até uma determinada altura acima do nível freático, sendo os vazios do solo equiparados a tubos capilares, embora irregulares. Nos contactos entre as partículas formam-se meniscos capilares, a água está submetida a pressões intersticiais negativas e o solo apresenta uma coesão aparente, que se altera com a variação do teor em água.

À medida que o solo seca, a água vai ficando retida em tubos capilares cada vez mais finos, os meniscos formados têm cada vez menor raio e a água fica submetida a pressões negativas (sucções) cada vez maiores. Uma vez que, de acordo com o princípio das tensões efetivas, as pressões intersticiais negativas se traduzem em tensões efetivas mais elevadas, a resistência do solo aumenta quando o teor em água é progressivamente reduzido, o que se verifica especialmente nos solos mais finos (Matos Fernandes, 2006).

A sucção nos solos (sucção total) pode ser dividida em duas componentes: a sucção matricial e a sucção osmótica. A sucção matricial está associada ao fenômeno da capilaridade, descrito anteriormente, e é considerada como a parcela mais importante para descrever o comportamento da maioria dos solos não saturados. Em termos quantitativos, a sucção matricial é dada pela diferença entre a pressão do ar e a pressão da água nos poros. A sucção osmótica pode existir nos solos saturados e não saturados e está relacionada com a quantidade de sais presentes na água dos poros.

Visto que a maioria dos problemas geotécnicos que envolvem solos não saturados está relacionada com a variação das condições ambientais que condicionam o teor em água dos solos e que, de acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), estas mudanças afetam essencialmente a sucção matricial, pouco influenciando os valores da sucção osmótica, torna-se geralmente desnecessário considerar esta componente da sucção. Existe, contudo, uma exceção relacionada com as contaminações químicas dos solos que, conduzindo a variações significativas no valor da sucção osmótica, podem influenciar consideravelmente o comportamento dos solos.

Para um determinado tipo de solo, a relação entre a quantidade de água existente e a sucção matricial é geralmente representada através da respectiva curva característica ou curva de retenção de água no solo, considerada como uma importante ferramenta na mecânica dos solos não saturados. A Figura 2.2 representa graficamente as curvas características típicas de solos argilosos, siltosos e arenosos, verificando-se que, independentemente do tipo de solo, a sucção matricial varia inversamente com o teor em água do solo.

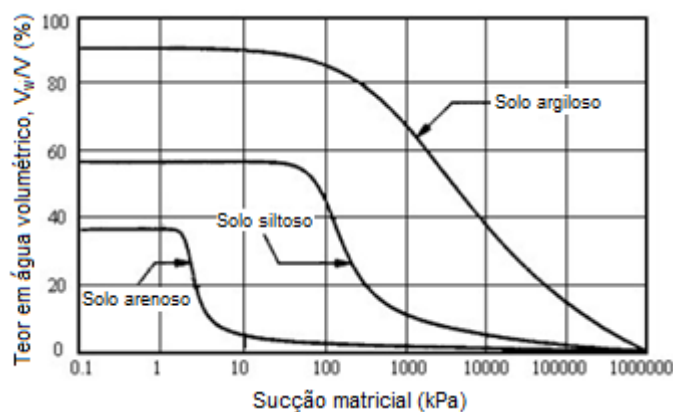


Figura 2.2 - Curvas características típicas de diferentes tipos de solos (adaptado de Fredlund e Xing, 1994)

Tal como se referiu anteriormente, a aplicação do conceito de tensão efetiva aos solos não saturados é bastante mais complexa, pois torna-se difícil descrever o comportamento mecânico destes solos (resistência ao corte e variação volumétrica) através de uma única variável de estado de tensão, independente das propriedades do solo. Bishop (1959) propôs a equação (2.3) para a determinação da tensão efetiva em solos não saturados:

$$\sigma'_n = (\sigma_n - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad (2.3)$$

em que u_a é a pressão do ar nos poros, $(u_a - u_w)$ é a sucção matricial e χ é um parâmetro relacionado com o grau de saturação do solo.

Note-se que o parâmetro χ varia apenas entre 0 (solos secos) e 1 (solos saturados). O seu valor depende fundamentalmente do grau de saturação do solo e, de forma secundária, da estrutura do solo e dos ciclos de secagem e de molhagem (Bishop *et al.*, 1960).

No caso de um solo se aproximar do estado de saturação, a pressão da água nos poros (pressão intersticial) aproxima-se da pressão do ar e, conseqüentemente, a sucção matricial tende a anular-se, podendo substituir-se a pressão do ar nos poros, na equação (2.3), pela pressão intersticial. Nesse caso, a equação (2.3) fica reduzida à equação que define o princípio da tensão efetiva de Terzaghi, podendo ser considerada uma extensão da mesma.

Aplicando o critério de rotura de Mohr-Coulomb e considerando a proposta de Bishop (1959) para o cálculo das tensões efetivas, a resistência ao corte de um solo não saturado pode ser expressa pela equação (2.4) e representada através de um gráfico bidimensional.

$$\tau = c' + [(\sigma_n - u_a) + \chi (u_a - u_w)] \operatorname{tg}(\phi') \quad (2.4)$$

Contudo, a proposta de Bishop (1959) para a definição das tensões efetivas em solos não saturados, testada experimentalmente, revelou-se inadequada para determinados tipos de solos. Por outro lado, a determinação do parâmetro χ gerou alguma falta de consenso, visto que diversos investigadores consideram que este parâmetro não pode ser considerado constante para a determinação da resistência ao corte e da variação volumétrica de um solo.

Fredlund *et al.* (1978), seguindo um raciocínio diferente, sem a preocupação em definir uma equação para as tensões efetivas em solos não saturados, concluíram que o estado de tensão num elemento de solo não saturado pode ser definido através de duas variáveis de estado de tensão, independentes, expressas em termos de tensões quantificáveis (σ_n , u_w e u_a). De acordo com Fredlund e Morgenstern (1977), uma variável de estado de tensão é aquela que não produz distorção ou variação de volume num elemento de solo quando os seus componentes variam mas o seu valor permanece constante.

Embora salientando a existência de três combinações possíveis de variáveis de estado de tensão para descrever o estado de tensão de um solo não saturado, designadamente $(\sigma_n - u_w)$ e $(u_a - u_w)$, $(\sigma_n - u_a)$ e $(\sigma_n - u_w)$ ou $(\sigma_n - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, Fredlund e Rahardjo (1993) consideram a combinação da tensão normal líquida $(\sigma_n - u_a)$ e da sucção matricial $(u_a - u_w)$ como a mais vantajosa na prática. A Figura 2.3 mostra o estado de tensão num elemento de solo não saturado, considerando a proposta apresentada pelos autores.

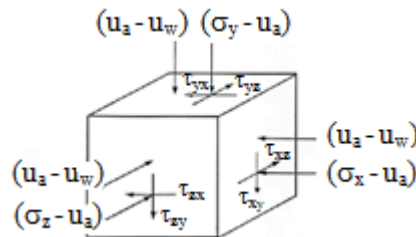


Figura 2.3 - Variáveis de estado de tensão aplicadas a um elemento de solo não saturado (adaptado de Fredlund e Rahardjo, 1993)

Fredlund *et al.* (1978) sugeriram a equação (2.5) para o cálculo da resistência ao corte de solos não saturados:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \operatorname{tg}(\phi') + (u_a - u_w) \operatorname{tg}(\phi^b) \quad (2.5)$$

onde ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo associado à tensão normal líquida e ϕ^b é o ângulo que indica o ritmo de crescimento da resistência ao corte do solo em função da sucção matricial.

Como se referiu, existem outras combinações possíveis de variáveis de estado de tensão para expressar a resistência ao corte de um solo não saturado. A equação (2.6) exemplifica outra combinação possível (Fredlund e Rahardjo, 1993).

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_w) \operatorname{tg}(\phi') + (u_a - u_w) \operatorname{tg}(\phi^b) \quad (2.6)$$

Importa salientar que quando o valor da pressão do ar nos poros do solo iguala o valor da pressão intersticial, as equações (2.4), (2.5) e (2.6) correspondem à equação de rotura baseada no princípio da tensão efetiva de Terzaghi, razão pela qual um solo saturado pode ser considerado como um caso particular dos solos não saturados.

A envolvente de rotura de um solo não saturado, definida através de duas variáveis de estado de tensão, é caracterizada graficamente num espaço tridimensional, representando-se nos eixos horizontais as variáveis de estado de tensão e no eixo vertical a tensão de corte. A Figura 2.4 ilustra a envolvente de rotura de um solo não saturado tendo por base a equação (2.5).

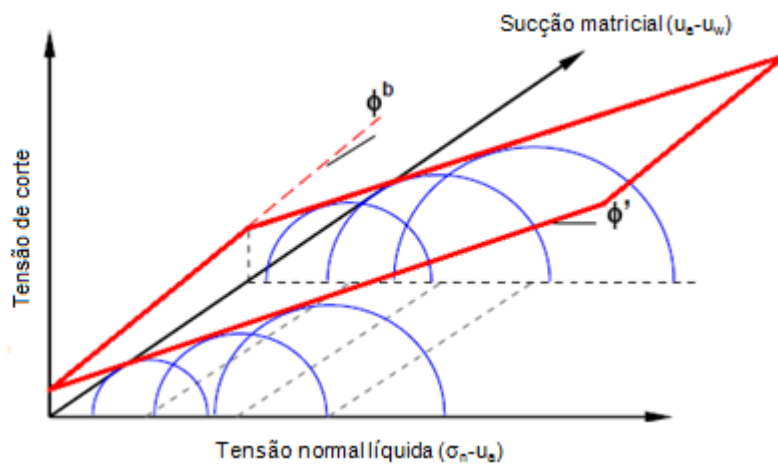


Figura 2.4 - Envolvente de rotura de um solo não saturado (adaptado de Fredlund e Rahardjo, 1993)

Supondo que é legítimo igualar as equações (2.4) e (2.5), propostas, respetivamente, por Bishop (1959) e Fredlund *et al.* (1978) para a determinação da resistência ao corte de solos não saturados, a relação entre o parâmetro χ e o ângulo ϕ^b pode ser traduzida pela equação (2.7).

$$\chi = \frac{\operatorname{tg}(\phi^b)}{\operatorname{tg}(\phi')} \quad (2.7)$$

Para uma envolvente de rotura plana, em que os parâmetros ϕ^b e ϕ' são constantes, é possível definir um único valor de χ para um determinado tipo de solo. Contudo, resultados experimentais têm demonstrado que a envolvente de rotura dos solos não saturados é não linear em relação à sucção matricial. Nesse caso, a correspondência entre as duas formulações só é possível se forem adotados diferentes valores de χ para diferentes valores de sucção.

Fredlund e Rahardjo (1993) realçam o facto de a equação (2.7) ser aplicável apenas na avaliação da resistência ao corte do solo (e não na análise das variações volumétricas) e, dadas as limitações da sua aplicação, sugerem o uso independente das duas variáveis de estado de tensão $[(\sigma_n - u_a)$ e $(u_a - u_w)]$ para a caracterização da resistência ao corte de um solo não saturado.

Gan e Fredlund (1996) defendem que a não linearidade da resistência ao corte de solos não saturados está relacionada com a curva característica da água no solo e com a magnitude de dilatação durante o corte. Tal como representa a Figura 2.5, quando um solo se encontra saturado, os valores dos ângulos ϕ^b e ϕ' são iguais. Contudo, com a redução da quantidade de água no solo, o ângulo ϕ^b decresce, podendo assumir declives positivos ou negativos para elevados valores de sucção. Segundo os autores, este comportamento está relacionado com a taxa de secagem do solo e com a magnitude de dilatação durante o corte.

Para contornar 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 ϕ^b (Fredlund e Rahardjo, 1993; Rahardjo *et al.*, 1995).

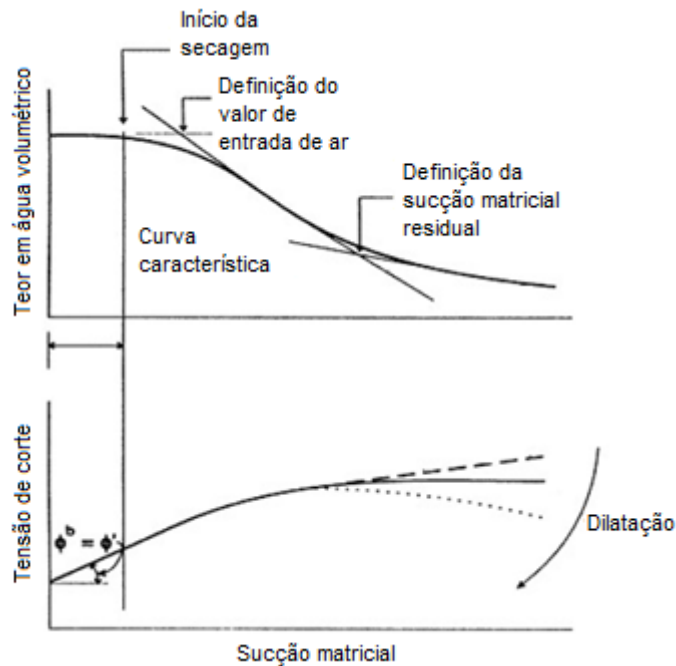


Figura 2.5 - Relação entre a curva característica do solo e a resistência ao corte em função da sucção matricial, mostrando o efeito da secagem e da dilatação do solo durante o corte no declive da envolvente de rotura (adaptado de Gan e Fredlund, 1996)

2.3. RESISTÊNCIA AO CORTE DA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO

A compreensão dos fenômenos envolvidos na mobilização da resistência ao corte das interfaces solo-geossintético é fundamental para o dimensionamento e análise de estabilidade de estruturas de solo reforçado com estes materiais. Nesta seção é efetuada uma exposição teórica acerca da resistência das interfaces solo-geossintético, seguindo de perto o exposto por Lopes (2012).

Como se referiu anteriormente, existem dois movimentos relativos capazes de mobilizar a resistência nas interfaces solo-geossintético: o movimento de corte direto e o movimento de arranque. A resistência ao corte da interface (T) para os movimentos de corte direto e de arranque pode ser definida pelas equações (2.8) e (2.9), respetivamente:

$$T = W L \sigma'_n f \operatorname{tg} \phi' \quad (2.8)$$

$$T = 2 W L \sigma'_n f \operatorname{tg} \phi' \quad (2.9)$$

onde W e L representam a largura e o comprimento do geossintético, respetivamente, σ'_n é a tensão normal efetiva na interface, f é o coeficiente de resistência da interface (podendo o seu valor variar entre 0 e 1) e ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo (de pico ou residual, dependendo da densidade do solo). Note-se que estas expressões derivam da consideração da existência de um solo granular (não coesivo) na interface.

A principal dificuldade na determinação da resistência da interface através das equações apresentadas reside na definição do valor do coeficiente de resistência, visto que este depende do mecanismo de interação mobilizado e do movimento relativo na interface. Supondo que o único mecanismo mobilizado é o atrito lateral ao longo do reforço, como no caso dos geotêxteis, o valor de f é próximo, senão idêntico, para os movimentos de corte direto e de arranque (Jewell, 1996), podendo ser traduzido por:

$$f = f_{cd} = f_a = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi'} \quad (2.10)$$

sendo δ o ângulo de atrito da interface solo-reforço e f_{cd} e f_a os coeficientes de resistência da interface de corte direto e de arranque, correspondendo, respetivamente, aos movimentos na interface de corte direto e de arranque (Jewell, 1996).

No caso de o reforço ser uma geogrelha, a resistência ao corte da interface solo-reforço em movimento de corte direto é a soma de duas parcelas, correspondentes ao mecanismo de atrito lateral ($T_{s/g}$) e ao mecanismo de atrito solo-solo ($T_{s/s}$), considerando-se desprezável a contribuição do mecanismo de mobilização do impulso passivo nas barras transversais da geogrelha:

$$T = T_{s/g} + T_{s/s} \quad (2.11)$$

sendo $T_{s/g}$ e $T_{s/s}$ dadas pelas equações (2.12) e (2.13), respetivamente, onde a_s representa a fração sólida da área superficial da geogrelha.

$$T_{s/g} = a_s W L \sigma'_n \operatorname{tg} \delta \quad (2.12)$$

$$T_{s/s} = (1 - a_s) W L \sigma'_n \operatorname{tg} \phi' \quad (2.13)$$

A partir das equações (2.8), (2.11), (2.12) e (2.13), a expressão teórica para a determinação do coeficiente de resistência da interface solo-geogrelha para o movimento de corte direto vem:

$$f_{cd} = a_s \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi'} + (1 - a_s) \quad (2.14)$$

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-se nula a contribuição do mecanismo de atrito solo-solo (equação 2.15).

$$T = 2T_{s/g} + T_p \quad (2.15)$$

Por sua vez, o valor da componente T_p pode ser estimado a partir da equação (2.16):

$$T_p = \left(\frac{L}{S}\right) a_b W B \sigma'_p \quad (2.16)$$

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 σ'_p a tensão passiva efetiva mobilizada.

Conjugando as equações (2.9), (2.12), (2.15) e (2.16), o coeficiente de resistência da interface solo-geogrelha para o movimento de arranque é dado por:

$$f_a = a_s \left(\frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi'}\right) + \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right) \left(\frac{a_b B}{S}\right) \left(\frac{1}{2 \operatorname{tg} \phi'}\right) \quad (2.17)$$

Note-se que se $a_s = 1$ e $a_b = 0$, a equação (2.17) é equivalente à equação (2.10), representando o coeficiente de resistência (para o movimento de arranque) de interfaces solo-reforço onde o único mecanismo mobilizado é o atrito lateral ao longo do reforço, como no caso dos geotêxteis.

Relativamente à determinação da relação σ'_p / σ'_n (equação 2.17), de acordo com Jewell *et al.* (1984) e Jewell (1990; 1996), podem estabelecer-se dois limites teóricos, traduzidos pelas equações (2.18) e (2.19) e representados graficamente na Figura 2.6.

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \phi'} \quad (2.18)$$

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{(\frac{\pi}{2} + \phi') \text{tg} \phi'} \quad (2.19)$$

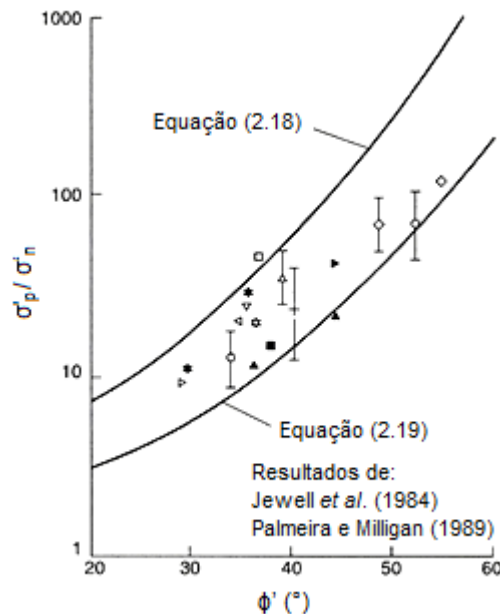


Figura 2.6 - Comparação entre os valores teóricos e experimentais da resistência passiva mobilizada (adaptado de Jewell, 1990)

Os limites teóricos da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas são definidos com base na teoria geral da capacidade de carga, considerando as barras transversais semelhantes a sapatas contínuas rodadas de 90°. O mecanismo de rotura considerado para a definição do limite superior da resistência passiva mobilizada (equação 2.18) é o de falta de capacidade de carga em sapatas (Peterson e Anderson, 1980). Para limite inferior da resistência passiva, Jewell *et al.* (1984) sugerem a adoção do mecanismo de rotura ao corte por punçoamento em fundações profundas. Note-se que as equações (2.18) e (2.19) são válidas para um meio contínuo (desprezam o efeito da dimensão das partículas), para reforços com barras transversais de secção circular e para solos sem coesão.

Segundo Ospina (1988), é possível definir uma relação entre a tensão de confinamento e o mecanismo de rotura aplicável, considerando que para baixas tensões de confinamento, a rotura ocorre segundo o mecanismo subjacente ao limite inferior e, para tensões de confinamento elevadas, segundo o mecanismo subjacente ao limite superior.

Palmeira e Milligan (1989), com base em resultados de ensaios de arranque de grelhas metálicas envolvidas em areia, defendem que o mecanismo de rotura depende da relação entre a espessura das barras transversais do reforço (B) e a dimensão média das partículas de solo (D_{50}), tendo verificado que quando B/D_{50} é inferior a 10, o mecanismo de rotura passa do subjacente ao limite inferior para o subjacente ao limite superior. Jewell (1990), com base nos resultados de Palmeira e Milligan (1989), sugeriu a consideração da influência da razão B/D_{50} na resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas por meio das seguintes equações, apresentadas graficamente na Figura 2.7:

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \left(2 - \frac{B}{10 D_{50}} \right) \quad \text{quando } \frac{B}{D_{50}} < 10 \quad (2.20)$$

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \quad \text{quando } \frac{B}{D_{50}} > 10 \quad (2.21)$$

onde $(\sigma'_p / \sigma'_n)_\infty$ representa a resistência passiva mobilizada quando a influência das dimensões dos grãos de solo é desprezável, assumindo-se que, para um meio contínuo, é dada pela equação (2.19), no caso de grelhas com barras transversais circulares.

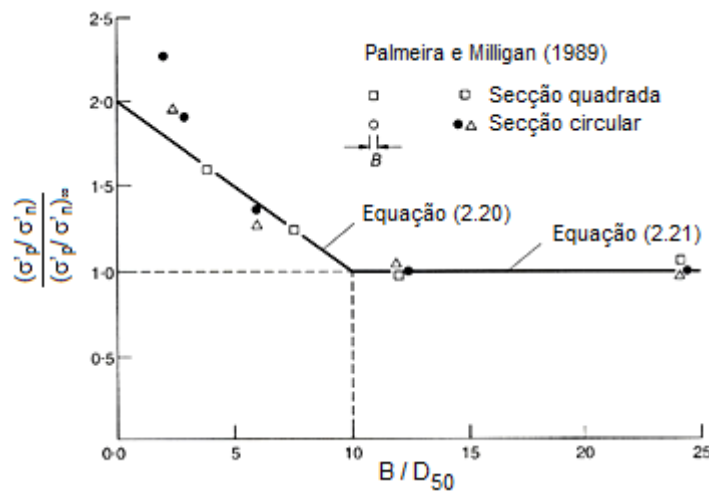


Figura 2.7 - Influência da relação B/D₅₀ na resistência passiva mobilizada (adaptado de Jewell, 1996)

Tal como mostra a Figura 2.7, quando $B/D_{50} < 10$, a resistência passiva pode ser aumentada mais do que duas vezes, dependendo da geometria das barras transversais das grelhas, sendo o aumento da resistência passiva cerca de 20% superior quando as barras transversais são retangulares em vez de circulares.

De modo a poder ter em conta estes 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) sugeriu que a equação (2.17) fosse reescrita como se segue:

$$f_a = a_s \left(\frac{\text{tg } \delta}{\text{tg } \phi'} \right) + F_1 F_2 \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \left(\frac{a_b B}{S} \right) \left(\frac{1}{2 \text{tg } \phi'} \right) \quad (2.22)$$

onde F_1 representa o efeito de escala devido à dimensão média das partículas de solo e F_2 é o fator de forma. Quando $B/D_{50} < 10$, F_1 é dado pela equação (2.23). Se $B/D_{50} > 10$, F_1 é igual a 1 (equação 2.24). O fator F_2 é igual a 1 para barras de secção circular e igual a 1,2 para barras de secção retangular.

$$F_1 = \left(2 - \frac{B}{10 D_{50}} \right) \quad \text{quando } \frac{B}{D_{50}} < 10 \quad (2.23)$$

$$F_1 = 1 \quad \text{quando } \frac{B}{D_{50}} > 10 \quad (2.24)$$

Cabe salientar que os valores propostos por Jewell (1996) tiveram por base resultados obtidos para grelhas metálicas (inextensíveis). Pinho-Lopes (1998) estudou a influência da dimensão dos grãos de solo na interação solo-geogrelha através da realização de ensaios de arranque de geogrelhas envolvidas em areia. Os procedimentos e condições de ensaio foram idênticos ao longo do programa experimental, tendo, no entanto, sido usados diferentes solos e geogrelhas, cujas propriedades se resumem nos Quadros 2.1 e 2.2, respectivamente.

Quadro 2.1 - Propriedades dos solos utilizados por Pinho-Lopes (1998)

Solo	D _{min} (mm)	D ₅₀ (mm)	D _{max} (mm)	γ _{dmax} (kN/m ³)	γ _{dmin} (kN/m ³)	φ (°)
Solo 1	0,074	0,43	2,00	17,90	15,00	35,7
Solo 2	0,074	1,30	9,54	18,70	15,60	44,2

φ - ângulo de atrito do solo (a 38 kPa de tensão vertical) em corte direto

Quadro 2.2 - Propriedades das geogrelhas ensaiadas por Pinho-Lopes (1998)

Geogrelha	Material	L (mm)	W (mm)	B (mm)	S _w (mm)	T _{max} (kN/m)
GG1	PEAD	960	330	3,55	16	80
GG2	PEAD	960	330	5,70	16	120

S_w - largura das aberturas das geogrelhas

T_{max} - resistência à tração das geogrelhas

Pinho-Lopes (1998) observou, com ambas as geogrelhas, um aumento da resistência da interface solo-geogrelha quando o solo utilizado era o solo 2, ou seja, quando a dimensão dos grãos de solo aumentava e a razão B/D₅₀ diminuía. No Quadro 2.3 são apresentados os valores da razão B/D₅₀ e do fator de escala F₁ definido pelas equações (2.23) e (2.24), para as duas geogrelhas ensaiadas em ambos os solos.

Quadro 2.3 - Valores de B/D₅₀ e F₁

Geogrelhas	Solo 1		Solo 2	
	B/D ₅₀	F ₁	B/D ₅₀	F ₁
GG1	8,26	1,17	2,73	1,73
GG2	13,26	1,00	4,38	1,56

A autora determinou um aumento na resistência global da interface solo-geogrelha de cerca de 24% e 27% para as geogrelhas GG1 e GG2, respectivamente, o qual corresponde a cerca de metade dos valores sugeridos pelo fator de escala (devido ao efeito da dimensão média das partículas) proposto por Jewell (1996), com base em resultados de Palmeira e Milligan (1989), para o aumento da resistência passiva mobilizada na interface (48% e 56% para as geogrelhas GG1 e GG2, respectivamente). Entre outras razões, como a utilização de diferentes condições e procedimentos de

ensaio, pode referir-se que a diferença nos resultados obtidos se deve muito provavelmente ao seguinte:

- as geogrelhas ensaiadas por Pinho-Lopes (1998) eram em PEAD e as ensaiadas por Palmeira e Milligan (1989) eram em aço macio galvanizado;
- materiais inextensíveis, como as grelhas metálicas, movem-se em relação ao solo envolvente durante o arranque, sendo a resistência mobilizada simultaneamente ao longo do reforço e em todas as barras transversais da grelha;
- materiais extensíveis, como as geogrelhas em PEAD, deformam-se ao mesmo tempo que se movem em relação ao solo envolvente durante o arranque, provocando diferentes graus de mobilização de resistência ao longo do reforço e nas barras transversais das geogrelhas;
- com materiais extensíveis, o aumento da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas devido à dimensão dos grãos de solo pode ser responsável pelo aumento da deformação do material durante o arranque;
- pelas duas últimas razões apontadas, materiais extensíveis mobilizam menor resistência na interface com o solo do que materiais inextensíveis.

Os resultados obtidos por Pinho-Lopes (1998) sugerem a adoção de fatores de escala F_1 inferiores aos valores propostos por Jewell (1996) para grelhas constituídas por materiais inextensíveis.

2.4. ANÁLISE EXPERIMENTAL DA INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

2.4.1. ENSAIO DE CORTE DIRETO

2.4.1.1. Generalidades

Tal como se mencionou anteriormente, o ensaio de corte direto é adequado ao estudo da interação solo-geossintético quando se verifica a ocorrência de movimento de uma massa de solo relativamente ao geossintético. Este ensaio é geralmente realizado de acordo com três normas principais: BS 6906 (1991), ASTM D5321-92 (1992) e EN ISO 12957-1 (2005).

No ensaio de corte direto, após a aplicação da carga vertical, transmitida até ao plano de corte sob a forma de uma tensão normal, é aplicada uma força horizontal na meia-caixa móvel, impondo-lhe, geralmente, um deslocamento com velocidade constante, enquanto a outra meia-caixa permanece fixa. As duas meias-caixas podem ser preenchidas com solo, ou, alternativamente, uma delas pode constituir um suporte rígido.

Durante as últimas décadas, vários equipamentos foram desenvolvidos por investigadores de todo o mundo, no sentido de analisar o comportamento da interface solo-geossintético em movimento de corte direto (Bakeer *et al.*, 1998; Sieira, 2003; Fleming *et al.*, 2006; Bergado *et al.*, 2006; O'Kelly e Naughton, 2008; Liu *et al.*, 2009; Anubhav e Basudhar, 2010; Vieira *et al.*, 2013). Como consequência da diversidade de equipamentos existentes e das diferentes condições de fronteira, os resultados encontrados na bibliografia divergem significativamente (Dixon *et al.*, 2006; Baxter *et al.*, 2008; Dixon, 2010).

O comportamento da interface solo-geossintético em movimento de corte direto depende, para além das características do equipamento e dos procedimentos de ensaio, de vários outros parâmetros relacionados com as propriedades do solo e do reforço e ainda do tipo de carregamento aplicado

(monotônico ou cíclico). Nas próximas seções são abordados diferentes fatores com influência no comportamento da interface solo-geossintético em movimento de corte direto.

2.4.1.2. Influência das características do equipamento e dos procedimentos de ensaio

Diversos autores têm vindo a debruçar-se sobre a análise do efeito da dimensão e configuração do equipamento utilizado, bem como dos procedimentos de ensaio adotados, sobre os resultados dos ensaios de corte direto das interfaces solo-geossintético e geossintético-geossintético (Takasumi *et al.*, 1991; Nakamura *et al.*, 1996; 1999; Blümel e Brummermann, 1996; Gourc e Lalarakotoson, 1997; Blümel e Stoewahse, 1998; Stoewahse *et al.*, 2002; Hsieh e Hsieh, 2003; Nakamura *et al.*, 2003).

Como apoio ao desenvolvimento da norma Europeia relativa à caracterização de interfaces através de ensaios de corte direto (prEN ISO 12957-1:2001), foram realizados dois grandes estudos inter-laboratoriais a nível Europeu, com o objetivo de avaliar a variabilidade de resultados decorrente da utilização de equipamentos e procedimentos de ensaio distintos (Gourc e Lalarakotoson, 1997; Blümel e Brummermann, 1996; Blümel e Stoewahse, 1998). O estudo mais alargado foi conduzido pela Sociedade Alemã de Geotecnia (DGGT) e decorreu em duas fases distintas (1995 e 1996), tendo participado cerca de vinte entidades em cada fase.

Na primeira fase do estudo alemão, que consistiu na análise do comportamento de três interfaces, utilizando equipamentos de corte direto com dimensões mínimas em planta de 0,3 m × 0,3 m, os participantes tiveram liberdade de escolha relativamente ao tipo de equipamento a utilizar, condições de fronteira, modo de fixação do geossintético, entre outros fatores. Atendendo à grande variabilidade de resultados obtidos, o estudo prosseguiu para uma segunda fase de ensaios em que foram fornecidas instruções mais detalhadas aos participantes e em que foi efetuada uma distinção entre os equipamentos de corte direto que possuíam a caixa superior fixa apenas na direção horizontal e os equipamentos cuja caixa superior estava fixa nas direções horizontal e vertical. Embora a variabilidade de resultados tenha reduzido ligeiramente, esta continuou a ser bastante significativa, quer em termos dos valores das resistências de pico e residual, quer na forma das curvas tensão-deslocamento.

A Figura 2.8 apresenta os resultados obtidos para uma das interfaces analisadas (interface areia-geotêxtil) nos ensaios realizados com uma tensão normal de 100 kPa. Apesar de sete das instituições participantes terem utilizado equipamentos com características semelhantes, a dispersão de resultados para este subgrupo foi idêntica à observada para a totalidade das instituições (Blümel e Stoewahse, 1998), o que demonstra que os procedimentos de ensaio e o próprio operador exercem uma grande influência sobre os resultados do ensaio.

Com o objetivo de reduzir o número de fatores perturbadores e de avaliar a dispersão de resultados sob condições de repetibilidade, Blümel e Brummermann (1996) e Dixon *et al.* (2000) apresentaram resultados de ensaios realizados nas universidades de Hanover e Loughborough, respetivamente, mantendo as condições de ensaio (ensaios realizados no mesmo equipamento, pelo mesmo operador). Tal como seria de esperar, os coeficientes de variação foram, em regra, bastante inferiores nos ensaios de repetibilidade, relativamente aos obtidos no estudo inter-laboratorial anteriormente apresentado, tendendo a decrescer com o aumento da tensão normal (Figura 2.9).

Após uma análise detalhada dos resultados do estudo inter-laboratorial, Stoewahse *et al.* (2002) apontam como uma das principais razões para a discrepância nos resultados obtidos, o uso de equipamentos de ensaio com características distintas.

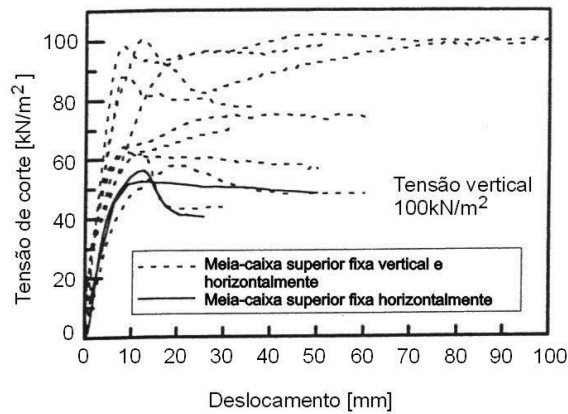


Figura 2.8 - Dispersão dos resultados obtidos na 2.ª fase do estudo inter-laboratorial alemão (adaptado de Blümel e Stoewahse, 1998)

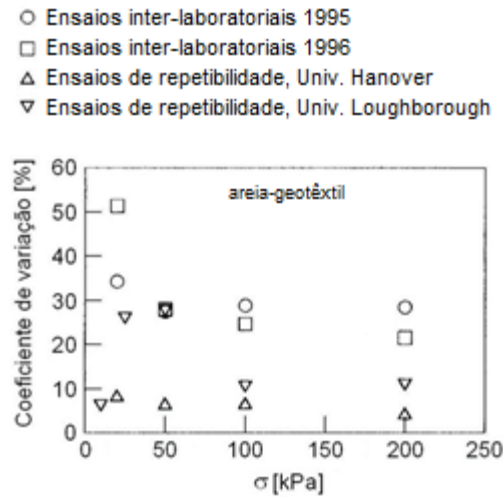


Figura 2.9 - Coeficientes de variação do valor de pico da resistência ao corte em função da tensão normal relativos à interface areia-geotêxtil (adaptado de Stoewahse *et al.*, 2002)

Com o objetivo de clarificar a influência do tipo de equipamento utilizado sobre os resultados dos ensaios, Stoewahse (2001) utilizou quatro tipos de equipamento (Figura 2.10), com diferentes condições de apoio da meia-caixa superior e diferentes sistemas de aplicação e controlo da carga vertical.

Um dos equipamentos possuía a meia-caixa superior fixa apenas num ponto na direção horizontal, sendo permitida a sua rotação em torno desse ponto (Figura 2.10a). No segundo equipamento, a meia-caixa superior podia movimentar-se verticalmente, mas sem a possibilidade de rotação (Figura 2.10b). O terceiro equipamento possuía a meia-caixa superior fixa em ambas as direções (Figura 2.10c). Visto que, neste tipo de equipamento, deve ser tida em consideração a variação da tensão vertical ao nível da interface, pois esta pode ser alterada devido ao atrito entre o solo contido na meia-caixa superior e as paredes dessa caixa, foi utilizado um quarto equipamento com características análogas, mas com a possibilidade de medição e controlo da tensão vertical média ao nível da interface, através da quantificação das reações verticais nos apoios da meia-caixa superior (Figura 2.10d).

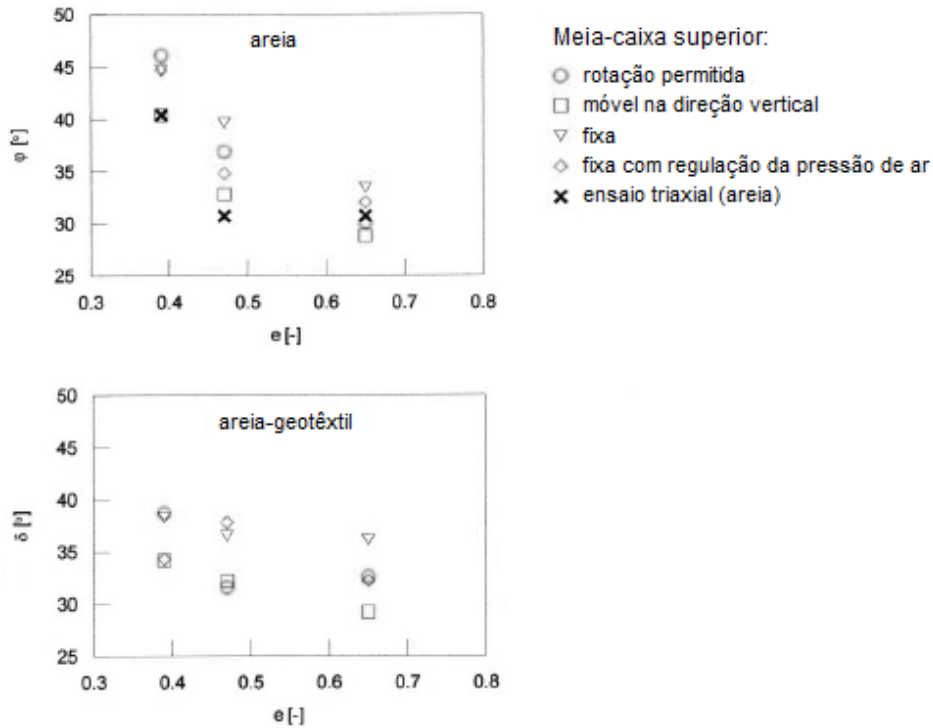


Figura 2.11 - Valores do ângulo de atrito, obtidos por Stoewahse (2001) com os diversos equipamentos, em função do índice de vazios, para uma areia normalizada e para uma interface areia-geotêxtil

Para analisar a influência da configuração do equipamento de ensaio, no que se refere à posição do geossintético em relação à camada de solo, ao sistema de aplicação e registo da carga vertical e à rugosidade do suporte para a fixação do reforço, Nakamura *et al.* (1996; 1999) realizaram ensaios de corte direto sobre interfaces areia-geogrelha, utilizando os equipamentos ilustrados na Figura 2.12.

No equipamento A (Figura 2.12a), a carga vertical é aplicada na meia-caixa inferior, no sentido ascendente, por intermédio de uma placa rígida, e registada no seu ponto de aplicação. No equipamento B (Figura 2.12b), a carga vertical é aplicada na meia-caixa superior, no sentido descendente, através de uma membrana de borracha sob pressão de ar, sendo registada através de uma célula de carga instalada sob a meia-caixa inferior.

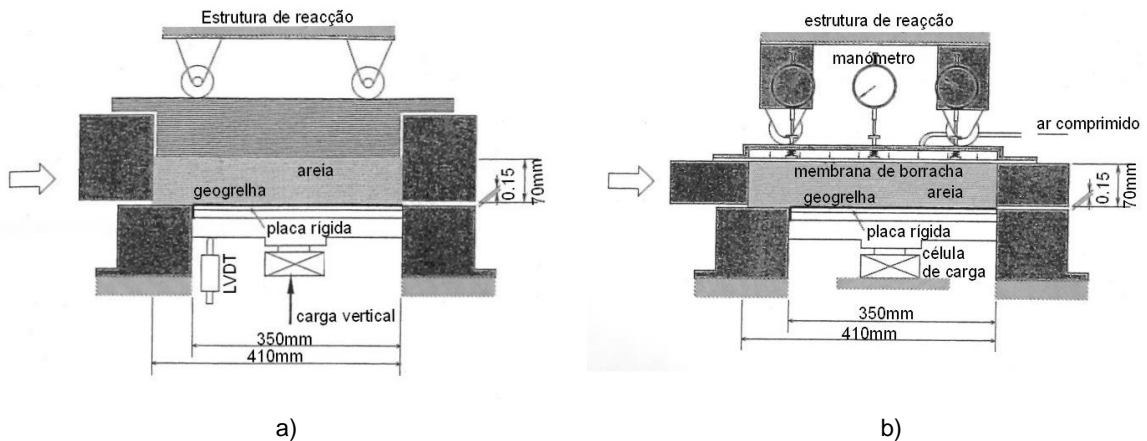


Figura 2.12 - Equipamentos utilizados: a) equipamento A; b) equipamento B (adaptado de Nakamura *et al.*, 1999)

Nos dois equipamentos a meia-caixa superior é móvel e apresenta dimensões em planta de 0,41 m × 0,35 m, enquanto a meia-caixa inferior é fixa e com dimensões de 0,35 m × 0,35 m. O afastamento entre as duas meias-caixas é de cerca de 0,15 mm. Note-se que, dada a configuração dos equipamentos utilizados e o modo de fixação do geossintético, distintos dos usualmente utilizados por outros autores, é possível que a folga entre as duas meias-caixas seja independente da espessura do geossintético.

Tendo em vista a análise da influência da posição da geogrelha em relação à camada de solo, Nakamura *et al.* (1999) apresentam resultados de ensaios realizados com o equipamento A, com diferentes métodos de instalação do reforço. O primeiro método consiste na colocação da geogrelha entre duas camadas de areia. No método 2, a geogrelha é colada a um suporte rígido instalado no interior da meia-caixa superior (móvel), sendo o solo depositado na meia-caixa inferior. Num terceiro método, a geogrelha é colada a um suporte rígido instalado no interior da meia-caixa inferior, sendo o solo colocado na meia-caixa superior.

A Figura 2.13 ilustra os resultados obtidos por Nakamura *et al.* (1999), em termos de resistência ao corte e dos deslocamentos verticais, nos ensaios das interfaces entre duas geogrelhas (uma geogrelha uniaxial de polietileno de alta densidade e uma geogrelha tecida de poliéster) e uma areia, compactada para o índice de compactidade de 85%.

Observa-se que, com o método 3, a resistência ao corte de pico das interfaces ultrapassa a resistência ao corte da areia e a dilatância observada é marcadamente positiva. A resistência residual é aproximadamente igual à resistência residual da areia.

Com o método 2 (solo colocado inferiormente), não é observável um pico de resistência bem definido. A curva tensão de corte-deslocamento para a geogrelha uniaxial apresenta uma evolução distinta da esperada, facto que os autores atribuem à possibilidade de, neste método, as aberturas da geogrelha (de dimensões superiores às da geogrelha tecida) não se encontrarem completamente preenchidas com areia, na fase inicial do corte.

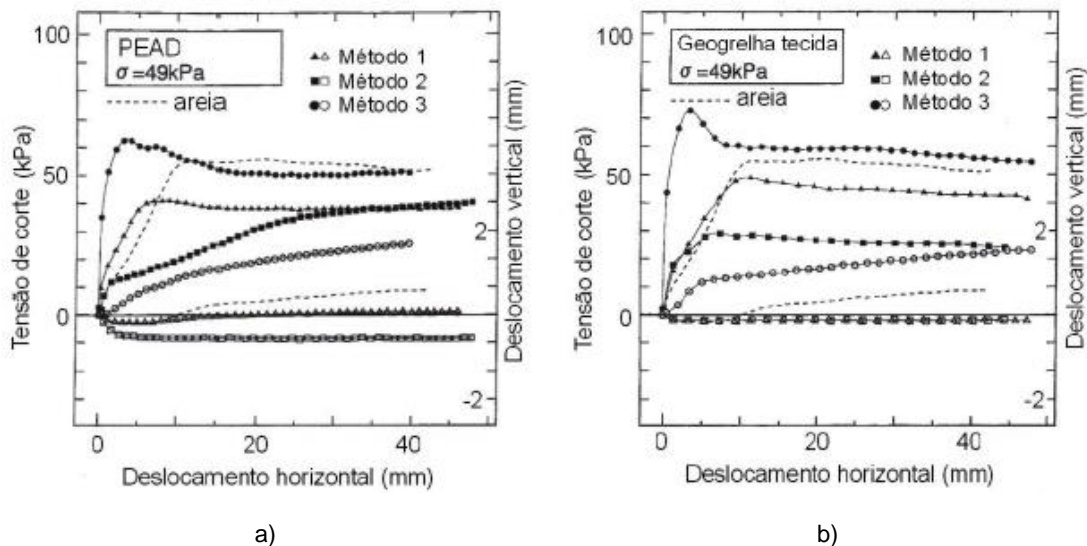


Figura 2.13 - Efeito da posição relativa do solo e da geogrelha: a) geogrelha uniaxial; b) geogrelha tecida (adaptado de Nakamura *et al.*, 1999)

Os resultados relativos ao método 1 situam-se, de um modo geral, entre os resultados dos dois outros métodos. Nakamura *et al.* (1999) consideram que, com o método 1, existe a possibilidade de a geogrelha se afastar do plano de corte e de a resistência registada se referir à interface entre as partículas de areia, mais do que à interface entre a areia e a geogrelha.

De entre os três métodos de instalação da geogrelha em relação ao solo, os autores acabam por recomendar o terceiro método, considerando-o como o que melhor reproduz as condições que existem no terreno. Importa contudo assinalar que, dado que no equipamento utilizado a carga vertical é aplicada inferiormente, o facto de a resistência ao corte, obtida com este método de instalação da geogrelha, ter ultrapassado a resistência ao corte da areia é, provavelmente, resultado de uma eventual subida do suporte onde a geogrelha foi colada.

Em termos de influência do sistema de aplicação e medição da carga vertical, os autores obtiveram, com o equipamento A, ângulos de atrito superiores aos registados com o outro equipamento. Por outro lado, os ensaios realizados com o equipamento B confirmaram a existência de uma variação significativa da tensão vertical durante o ensaio, devido aos fenómenos de dilatação do solo (Nakamura *et al.*, 1999). Note-se que, com o equipamento A, o valor da tensão vertical registada é constante, visto ser medido no seu ponto de aplicação. Contudo, neste tipo de equipamento, a resistência da interface pode ser sobrestimada devido aos movimentos verticais da placa de carregamento, causados pelas variações volumétricas da amostra, que causam uma mudança na posição do plano de corte (Nakamura *et al.*, 1999).

Utilizando o equipamento de ensaio B e duas superfícies distintas (uma de perspex e a outra de madeira coberta com uma lixa de classe P100) para a fixação da geogrelha, os autores verificaram que as tensões de pico são superiores, sendo mobilizadas para deslocamentos inferiores, quando é utilizada a lixa. No caso do equipamento A, a rugosidade da superfície onde a geogrelha é colada não tem uma influência relevante para tensões de corte inferiores à tensão de pico, afetando, no entanto, a transição entre a resistência de pico e a resistência residual. Nakamura *et al.* (1999) atribuem esta diferença de comportamento observada com os dois equipamentos ao modo como é aplicada a carga vertical.

Face aos resultados obtidos, os autores recomendam a utilização de equipamentos de corte direto semelhantes ao equipamento B, ou seja, a configuração do equipamento deve permitir que a carga vertical seja aplicada sobre uma superfície flexível e que a medição seja efetuada do lado oposto ao sistema de carregamento, utilizando uma superfície rugosa (lixa) para fixar a geogrelha, a qual deverá ser escolhida em função da granulometria do solo que se prevê existir em obra.

Relativamente às dimensões da caixa de corte e à sua influência nos resultados dos ensaios, encontram-se na bibliografia opiniões divergentes. Palmeira (1987) realizou ensaios de corte direto numa areia densa utilizando caixas de corte com dimensões em planta variáveis entre 0,06 m × 0,06 m e 1 m × 1 m, tendo concluído que os valores dos ângulos de atrito de pico e de dilatação não são afetados pelo efeito de escala. No entanto, o autor verificou que as dimensões da caixa de corte influenciam o comportamento do solo após ser atingida a resistência de pico.

Imaizumi *et al.* (1994) compararam resultados de ensaios de corte direto realizados sobre interfaces areia-geomembrana, em equipamentos com diferentes dimensões, tendo verificado uma redução da resistência ao corte de pico da interface, uma redução da diferença entre as resistências de pico e residual e um aumento do deslocamento necessário à mobilização da resistência de pico, com o aumento das dimensões da caixa de corte. Segundo os autores, a redução da resistência ao corte associada ao aumento das dimensões do provete deve-se ao facto de a distribuição de tensões de corte não ser uniforme ao longo da superfície de corte, tendendo a ocorrer um fenómeno de rotura progressiva.

Em contrapartida, Hsieh e Hsieh (2003), tendo realizado ensaios de corte direto de interfaces areia-geomembrana num equipamento com a possibilidade de simular diferentes dimensões da caixa de corte, verificaram que a resistência ao corte da interface tende a aumentar com as dimensões da caixa, permanecendo praticamente constante para dimensões em planta superiores a 0,3 m × 0,3 m. A razão para a divergência nos resultados obtidos por Imaizumi *et al.* (1994) e Hsieh e Hsieh (2003) poderá estar associada ao tipo de equipamento utilizado e às condições de apoio da meia-caixa superior.

No que se refere ao efeito do tipo de placa de carregamento (rígida ou flexível), Gourc *et al.* (1996) defendem a utilização de uma membrana flexível, com um fluido no seu interior (ar ou água), em detrimento de uma solução rígida. Os autores consideram que aquela solução permite obter uma maior uniformidade da tensão vertical aplicada no plano de corte durante o ensaio, visto ser possível controlar o valor da tensão vertical aplicada no topo da amostra através da variação da pressão hidráulica no interior da membrana. De acordo com Gourc *et al.* (1996), quando se utiliza um sistema rígido para a aplicação da carga vertical, as tensões verticais que se estabelecem na parte frontal da caixa de corte são significativamente superiores às da retaguarda.

Através da comparação de resultados de ensaios realizados sobre uma interface areia-geotêxtil, utilizando os dois sistemas de aplicação da carga vertical, Gourc *et al.* (1996) constataram que a utilização de um sistema flexível conduz a um acréscimo da resistência de pico da interface.

Hsieh e Hsieh (2003), contrariando os resultados apresentados por Gourc *et al.* (1996), obtiveram valores de resistência ao corte ligeiramente superiores nos ensaios em que utilizaram uma placa de carregamento rígida. No entanto, através da utilização de várias células de carga na meia-caixa inferior, concluíram, tal como Gourc *et al.* (1996), que a utilização da solução flexível se traduz numa maior uniformidade das tensões verticais ao nível da interface.

Outro aspeto importante nos ensaios de corte direto é a adoção da folga entre as duas meias-caixas, ou entre a base da meia-caixa superior e a superfície do geossintético. A norma Europeia aponta para um valor da folga entre as duas meias-caixas igual à espessura do geossintético a ensaiar, mais 0,5 mm de espessura livre, no sentido de permitir a dilatação do solo.

De acordo com Bembem e Schulze (1998), o valor da folga afeta particularmente a resistência residual da interface. Stoewahse *et al.* (2002) defendem que a folga entre as meias-caixas deve ser suficientemente pequena para que não ocorra a saída das partículas de solo, mas suficientemente elevada para que não sejam induzidas restrições durante o corte.

Através de uma pesquisa recente envolvendo sete tipos de solo granular, Kim *et al.* (2012) concluíram que a resistência ao corte de pico diminui com o aumento da folga entre as duas meias-caixas, corroborando os resultados de outras investigações (Shibuya *et al.*, 1997; Lings e Dietz, 2004). Os autores introduziram um gráfico que permite correlacionar o diâmetro médio das partículas de solo com o valor máximo da folga a ser utilizado, de forma a minimizar a perda de solo durante o ensaio e, consequentemente, a reduzir a influência da folga nos resultados obtidos.

A espessura de solo a colocar no interior da meia-caixa superior pode também influenciar os resultados dos ensaios, tal como demonstram Gourc *et al.* (1996). Os autores utilizaram uma caixa de corte com dimensões em planta de 0,3 m × 0,3 m, adotando diferentes alturas de solo até ao valor de 8 cm, para analisar a influência deste parâmetro nos resultados dos ensaios de corte direto de interfaces solo-geossintético. Os autores concluíram que o aumento da espessura de solo se traduz num acréscimo da resistência ao corte registada, o que poderá estar relacionado com o aumento das tensões tangenciais que se desenvolvem nas paredes laterais da caixa.

Stoewahse *et al.* (2002), utilizando um equipamento de ensaio com as mesmas dimensões em planta (0,3 m × 0,3 m), referem que a influência da altura de solo contido na meia-caixa superior a partir dos 5 cm é desprezável, sendo essa a altura mínima recomendável quando o solo é do tipo arenoso. Para solos coesivos, os autores consideram que a altura de solo pode ser reduzida para 3 cm.

Saliente-se, ainda, a importância do tipo de suporte para o geossintético (base rígida ou solo) e da modalidade de ensaio adotada (área constante ou reduzida) na realização do ensaio de corte direto. Contrariando a posição defendida por Nakamura *et al.* (1999), alguns autores consideram que, para o ensaio de materiais com aberturas (geogrelhas), é fundamental a utilização de uma base de solo, por forma a modelar os fenômenos tridimensionais que ocorrem na interface durante o corte (p. ex. Gourc *et al.*, 1996; Lopes, 2012).

Silvano (2005) concluiu que não é viável a utilização da modalidade de ensaio de área constante quando se utiliza solo na meia-caixa inferior, devido ao empolamento do solo na extremidade livre (não carregada) da meia-caixa. Liu *et al.* (2009) observaram o mesmo fenômeno. Deste modo, quando se utiliza solo na meia-caixa inferior, o ensaio deverá ser realizado de acordo com a modalidade de área reduzida.

A modalidade de área de corte constante poderá ser adotada para a realização de ensaios de materiais com superfícies laterais contínuas, como no caso dos geotêxteis e das geomembranas, desde que se utilize um suporte rígido para a fixação dos mesmos. Neste caso, há que ter em conta a importância da fixação do geossintético na zona a ensaiar, de modo a inibir a sua deformação durante o ensaio. Para tal, são soluções comuns a colagem do provete ao suporte ou a criação de uma superfície rugosa com uma determinada rugosidade calibrada.

Relativamente à velocidade de ensaio, Stoewahse *et al.* (2002) demonstraram que a resistência ao corte de pico de uma interface areia-geotêxtil não é influenciada pela sua variação, para valores compreendidos entre 0,03 e 40 mm/min. Na norma Europeia, a velocidade recomendada para a realização do ensaio de corte direto da interface solo-geossintético é de 1 mm/min.

Por fim, importa ainda referir que, independentemente do tipo de equipamento utilizado, a tensão vertical aplicada no plano da interface é um dos fatores determinantes para a sua resistência ao corte. O aumento da tensão vertical traduz-se num aumento da resistência ao corte da interface, sendo a própria filosofia de determinação dos parâmetros de resistência ao corte da interface solo-geossintético baseada nesta constatação, visto ser efetuado um ajuste linear através dos pontos representativos das tensões de corte máximas para os diferentes valores da tensão vertical aplicada.

2.4.1.3. Influência das propriedades do solo e do geossintético

Tal como se referiu anteriormente, as características da interação solo-geossintético em movimento de corte direto podem ser significativamente influenciadas pelas propriedades do solo e do reforço.

A densidade do solo é um fator de relevo na interação solo-geossintético, visto que os solos densos são mais resistentes e rígidos do que os solos soltos. Considere-se, a título exemplificativo, o estudo de Vieira (2008). A autora realizou ensaios de corte direto de uma interface areia-geocompósito com dois valores distintos do índice de compacidade da areia (70% e 90%), tendo concluído que o aumento do índice de compacidade induz o acréscimo da rigidez e da resistência ao corte de pico da interface. No entanto, em termos de resistência para grandes deslocamentos, a autora não observou diferenças significativas nos resultados dos ensaios realizados para os diferentes valores do índice de compacidade da areia.

O teor em água do solo é também um fator capaz de influenciar a resistência ao corte das interfaces solo-geossintético, tal como demonstrou o estudo experimental conduzido por Fleming *et al.* (2006). Os autores analisaram a resistência ao corte de interfaces constituídas por uma geomembrana lisa em PEAD e três solos arenosos com diferentes características, em condições saturadas e não saturadas, utilizando um equipamento de ensaio de corte direto onde foi instalado um sensor de pressões intersticiais de reduzidas dimensões. O sensor de pressões intersticiais, colocado nas proximidades das interfaces, permitiu a monitorização da variação das pressões intersticiais durante o corte, possibilitando a análise dos resultados dos ensaios em termos de tensões efetivas.

Para um dos três solos arenosos utilizados, foi realizado um estudo paramétrico no sentido de avaliar, entre outros fatores, a influência do teor em água do solo nos parâmetros de resistência ao corte da interface solo-geomembrana. Após ensaiarem amostras de solo com valores do teor em água entre 6% e 13%, Fleming *et al.* (2006) concluíram que o teor em água tem um efeito considerável sobre o ângulo de atrito da interface e que quanto maior o teor em água do solo, menor o valor do ângulo de atrito. Os autores associaram esta ocorrência a dois fatores: por um lado, o teor em água pode ter influenciado a estrutura das partículas de solo, uma vez que aquele continha bentonite, cuja expansão é fortemente influenciada pela existência de água; por outro lado, a presença de pressões intersticiais negativas nas interfaces solo-geomembrana, principalmente para valores reduzidos do teor em água, pode ter levado a que as tensões efetivas fossem superiores às tensões totais, o que se traduziu numa resistência ao corte superior.

Quando utilizaram o solo saturado, Fleming *et al.* (2006) verificaram que as pressões intersticiais se mantiveram próximas de zero durante todo o ensaio, exceto no início do movimento de corte direto, onde se verificou um aumento máximo de 2 kPa, provavelmente associado à contração dos poros do solo nas proximidades do sensor. Deste modo, não se registou qualquer diferença significativa entre as envolventes de rotura da interface traçadas em termos de tensões normais totais e em termos de tensões normais efetivas.

No caso do solo não saturado, a análise de resultados foi realizada com base nos conceitos da mecânica dos solos não saturados, atendendo à equação da resistência ao corte proposta por Fredlund *et al.* (1978), apresentada anteriormente (equação 2.5). Os autores concluíram que a análise da resistência ao corte da interface solo-geomembrana baseada nos conceitos da mecânica dos solos não saturados só é aplicável para valores reduzidos da tensão normal (inferiores a 12 kPa).

Abu-Farsakh *et al.* (2007) avaliaram o efeito do teor em água do solo no comportamento das interfaces entre três solos coesivos e dois geossintéticos (um geotêxtil tecido e uma geogrelha biaxial, ambos em polipropileno), em movimento de corte direto, recorrendo a um equipamento de ensaio de grandes dimensões. Os solos utilizados, designadamente, dois siltes argilosos e uma argila siltosa, foram ensaiados na condição ótima de compactação (com o teor em água ótimo e o peso volúmico seco máximo) e com um valor superior e um valor inferior do teor em água, relativamente ao teor ótimo, utilizando os valores correspondentes do peso volúmico seco (de acordo com a curva de Proctor).

Abu-Farsakh *et al.* (2007) verificaram que o aumento do teor em água do solo conduz a uma diminuição considerável da resistência ao corte das interfaces, o que pode ser justificado pela redução da sucção matricial no solo e pelo eventual desenvolvimento de excessos de pressão intersticial. Contudo, segundo os autores, o decréscimo de resistência está dependente do tipo de solo e do tipo de geossintético considerados. Em particular, a redução de resistência registada nas interfaces com a geogrelha foi mais significativa do que a observada nas interfaces com o geotêxtil, o que muito provavelmente se deve às diferentes condições de drenagem na interface, proporcionadas pelos diferentes geossintéticos.

Com base nos resultados obtidos, os autores sugerem que, no dimensionamento de estruturas de solo coesivo reforçado com geossintéticos, sejam considerados parâmetros de resistência das interfaces obtidos com os solos compactados com peso volúmico seco correspondente a 95% do valor máximo e com teor em água 2% acima do teor em água ótimo.

Khoury *et al.* (2011) estudaram o comportamento mecânico de uma interface solo-geotêxtil, em condições não saturadas, utilizando um equipamento de corte direto modificado, com capacidade de controlo da sucção no solo. Os autores utilizaram um solo artificial não-plástico, com uma granulometria semelhante à de um silte arenoso fino. As amostras ensaiadas apresentavam um teor em água de $17,2\% \pm 1\%$ e um peso volúmico seco de $15,4 \text{ kN/m}^3$. Os ensaios foram realizados variando a tensão normal líquida (entre 50 e 300 kPa) e a sucção matricial do solo (entre 0 e 100 kPa), adotando uma velocidade de corte reduzida (0,005 mm/min) para evitar variações das pressões nos poros durante o corte.

A resistência ao corte da interface foi caracterizada através de uma envolvente de rotura tridimensional, traçada com base na expressão da resistência ao corte para solos não saturados (equação 2.5), proposta por Fredlund *et al.* (1978), considerando como variáveis de estado de tensão a sucção matricial e a tensão normal líquida.

Os autores concluíram que o valor de pico da resistência ao corte da interface aumenta com a tensão normal líquida e com a sucção matricial. O aumento da sucção matricial traduz-se, essencialmente, num aumento da coesão aparente da interface, sendo o valor do ângulo de atrito (em relação à tensão normal líquida) pouco sensível à sua variação. Os autores não observaram uma influência significativa da sucção matricial sobre a resistência ao corte da interface para grandes deslocamentos.

Note-se que, embora os autores tenham mantido o valor do teor em água do solo em todos os ensaios, a variação da sucção matricial pode ser relacionada com a variação do teor em água através da curva característica ou curva de retenção de água no solo.

Para além da densidade e do teor em água do solo, a sua distribuição granulométrica e o tipo de geossintético utilizado têm, naturalmente, influência nos resultados dos ensaios de corte direto. Liu *et al.* (2009) conduziram uma série de 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. Para tal, os autores utilizaram quatro tipos de solo (areia de Ottawa, cascalho grosseiro, cascalho mais fino e argila) e sete geossintéticos de poliéster com características mecânicas e geométricas distintas (seis geogrelhas e um geotêxtil tecido). Os solos granulares foram ensaiados após secagem ao ar, com valores do peso volúmico seco iguais a $16,0$ e $17,4 \text{ kN/m}^3$, no caso da areia de Ottawa, e com um valor inferior ($15,2 \text{ kN/m}^3$), no caso dos solos mais grossos. A argila foi ensaiada com o teor em água ótimo (24,8%) e com um grau de compactação de 90%.

Os autores obtiveram, para as interfaces solo-geogrelha, uma resistência ao corte superior à registada para as interfaces solo-geotêxtil, tendo concluído que a resistência daquelas interfaces aumenta com a resistência à tração do reforço na direção transversal e reduz com o comprimento das aberturas e com a percentagem de área aberta das geogrelhas.

Para as interfaces envolvendo geogrelhas, os valores do coeficiente de resistência variaram entre 0,89 e 1,01, não tendo sido significativamente influenciados pelo tipo de solo utilizado. Em contrapartida, no caso das interfaces solo-geotêxtil, os valores deste coeficiente variaram em função do tipo de solo, tendo sido obtidos valores superiores para as interfaces com os solos mais grossos (valores próximos de 0,9) comparativamente com os registados para as interfaces com os solos mais finos (próximos de 0,75).

2.4.1.4. Influência da aplicação de uma solicitação cíclica

A partir da pesquisa bibliográfica efetuada, constatou-se ser ainda reduzido o número de estudos tendo em vista a caracterização da interação solo-geossintético em movimento de corte direto cíclico (Ling *et al.*, 2008; Vieira, 2008; Vieira *et al.*, 2013).

Ling *et al.* (2008) realizaram uma série de ensaios de corte direto com o objetivo de avaliar a resistência de interfaces solo-geogrelha e solo-betão em condições de carregamento monotónico e cíclico, utilizando um equipamento de corte direto modificado, com dimensões em planta de 0,1 m × 0,1 m. Os ensaios de corte direto cíclico foram realizados com uma velocidade constante de 2 mm/s, tendo sido aplicados, no mínimo, 15 ciclos de carregamento, quando a tensão de corte na interface atingiu 56% a 74% da resistência máxima obtida em condições de carregamento monotónico. Após a aplicação dos ciclos de carregamento, o ensaio prosseguiu em condições monotónicas até à rotura.

A Figura 2.14 compara os resultados dos ensaios de corte direto de uma interface solo-geogrelha realizados em condições de carregamento monotónico e cíclico, para os mesmos valores da tensão normal. Independentemente da interface solo-geogrelha ensaiada, os autores observaram um aumento significativo da rigidez pós-cíclica da interface, relativamente à registada antes da aplicação do carregamento cíclico, e constataram que, em geral, a solicitação cíclica não afetou a sua resistência ao corte.

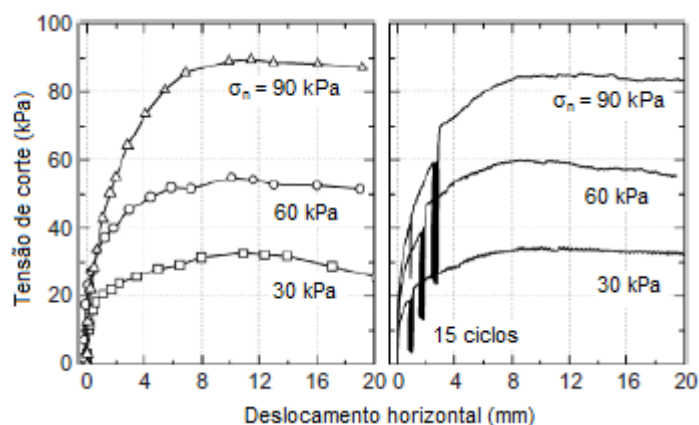


Figura 2.14 - Comparação entre os resultados obtidos em condições de carregamento monotónico e cíclico para uma interface solo-geogrelha (adaptado de Ling *et al.*, 2008)

Vieira *et al.* (2013) analisaram o comportamento de uma interface areia-geocompósito de reforço, sob carregamento monotónico e cíclico, utilizando uma caixa de corte com dimensões em planta de 0,6 m × 0,3 m. Os ensaios de corte direto monotónico foram executados com uma velocidade de corte de 1 mm/min. Os ensaios cíclicos, realizados quer com controlo de força, quer com controlo de deslocamento, consistiram na aplicação de escalões de carregamento (constituídos por 40 ciclos) com amplitudes crescentes, até se verificar a rotura da interface.

Nos ensaios realizados com controlo de deslocamento, a semi-amplitude no escalão inicial foi de 0,5 mm (o que corresponde a cerca de 7% do valor do deslocamento para o qual se registou a resistência máxima da interface no ensaio de corte direto monotónico), aumentando 0,25 mm nos escalões posteriores. Nos ensaios realizados com controlo de força, a semi-amplitude inicial foi da ordem dos 20% da força máxima registada no ensaio monotónico, aumentando cerca de 10% nos escalões seguintes.

Para avaliar o efeito da sollicitação cíclica na resistência ao corte da interface, foram realizados ensaios de corte direto monotônico após um carregamento cíclico predefinido (com semi-amplitude de deslocamento de 2,5 mm, ou semi-amplitude de tensão de corte de 46,6 kPa, consoante o tipo de ensaio), bem como depois da rotura da interface por carregamento cíclico (Vieira *et al.*, 2013).

Os resultados dos ensaios demonstraram que a rigidez da interface tende a aumentar com o número de ciclos de carregamento, verificando-se o oposto relativamente à dissipação de energia (Figura 2.15). Contudo, as variações destes parâmetros após o 10.º ciclo de carregamento foram pouco significativas (Vieira *et al.*, 2013).

Por outro lado, independentemente do tipo de ensaio (isto é, com controlo de força ou de deslocamento), foi possível constatar que a carga cíclica não provocou degradação da resistência ao corte da interface, se a sua resistência, sob carregamento cíclico, não tivesse sido previamente atingida (Figura 2.16). No entanto, a resistência da interface para elevados deslocamentos foi consideravelmente reduzida em virtude do carregamento cíclico prévio (Vieira *et al.*, 2013).

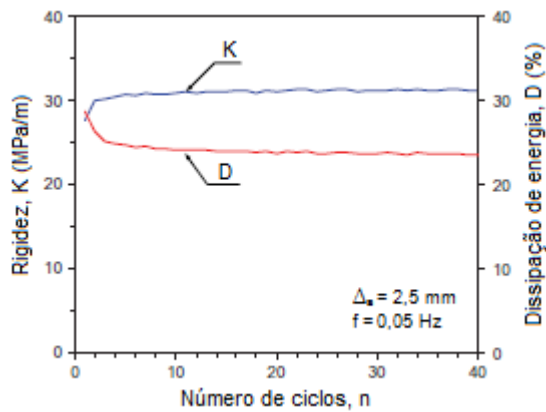


Figura 2.15 - Variação da rigidez e da dissipação de energia com o número de ciclos (adaptado de Vieira *et al.*, 2013)

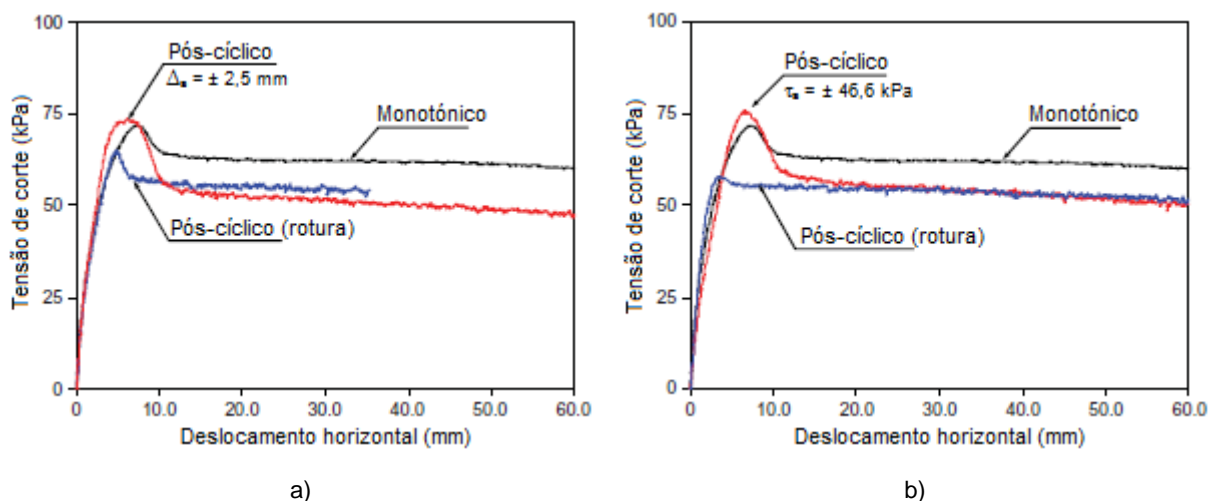


Figura 2.16 - Efeito do carregamento cíclico na resistência ao corte da interface: a) depois de ensaios com controlo de deslocamento; b) depois de ensaios com controlo de força (adaptado de Vieira *et al.*, 2013)

2.4.2. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO

2.4.2.1. Generalidades

O ensaio de corte em plano inclinado é adequado ao estudo da estabilidade de sistemas de impermeabilização e cobertura de aterros de resíduos e de controlo de erosão em taludes, os quais se encontram, tipicamente, sujeitos a tensões normais reduzidas. No caso dos taludes de aterros de resíduos, para além do solo de cobertura, podem estar presentes vários tipos de geossintéticos, com diferentes funções, como geomembranas, geotêxteis e georredes. Assim, é importante garantir a estabilidade do solo de cobertura, de forma a evitar potenciais roturas desses sistemas. São diversos os casos de deslizamentos de solos de cobertura sobre camadas de geossintéticos, em taludes de aterros de resíduos ou de reservatórios, documentados na bibliografia (Dwyer *et al.*, 2002; Gross *et al.*, 2002; Blight, 2007; Stark *et al.*, 2008; Wu *et al.*, 2008a).

Através do ensaio de corte em plano inclinado, é possível analisar a interação solo-geossintético e geossintético-geossintético em taludes, sendo uma das suas principais vantagens a possibilidade de simulação de uma tensão normal reduzida. Note-se que o uso de equipamentos de corte direto tradicionais para a realização de ensaios sob tensões normais reduzidas pode conduzir à obtenção de parâmetros de resistência pouco realistas (Girard *et al.*, 1990; Giroud *et al.*, 1990; Gourc *et al.*, 1996).

O ensaio encontra-se normalizado a nível Europeu (EN ISO 12957-2:2005) e, em traços gerais, consiste no aumento de inclinação de uma base, que pode ser um suporte plano ou uma caixa inferior, à qual o geossintético é fixado, até que a caixa superior, preenchida com solo, deslize sobre o geossintético. De acordo com a norma Europeia, o ângulo de atrito da interface é calculado com base no ângulo de deslizamento, que corresponde à inclinação da base para a qual a caixa superior atinge um deslizamento de 50 mm.

Na bibliografia existe, atualmente, uma grande diversidade de estudos relativos à utilização de equipamentos de ensaio de corte em plano inclinado, estando alguns deles adaptados à análise de interfaces entre diferentes geossintéticos ou de interfaces solo-geossintético com várias camadas sobrepostas destes materiais (Girard *et al.*, 1990; Giroud *et al.*, 1990; Koutsourais *et al.*, 1991; 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.*, 2008b). Nestes estudos, para além de serem utilizados equipamentos e procedimentos de ensaio distintos, são adotadas diferentes condições experimentais e metodologias para a interpretação dos resultados.

Nos parágrafos seguintes são abordados os principais fatores com influência nos resultados do ensaio de corte em plano inclinado. Estes fatores incluem as características do equipamento e os procedimentos de ensaio, bem como as propriedades do solo e do geossintético.

2.4.2.2. Influência das características do equipamento e dos procedimentos de ensaio

O ensaio de corte em plano inclinado pode ser utilizado para avaliar a resistência de interfaces solo-geossintético, geossintético-geossintético e solo-solo. Na definição das dimensões da caixa de corte, deve ser tida em consideração a necessidade de uma área de contacto representativa da interface a analisar, a importância da redução dos efeitos de escala e as dificuldades associadas à colocação de grandes quantidades de solo.

Izgin e Wasti (1998) analisaram o comportamento de diversas interfaces solo-geomembrana, utilizando provetes com dimensões (em planta) variáveis entre $0,060\text{ m} \times 0,060\text{ m}$ e $0,300\text{ m} \times 0,300\text{ m}$, tendo observado um aumento de cerca de 3° no valor do ângulo de atrito da interface com o aumento das dimensões do provete. Os autores concluíram que, para materiais semelhantes aos utilizados, a área de corte deve ser no mínimo de $0,200\text{ m} \times 0,200\text{ m}$.

Tal como noutros tipos de ensaio, a dimensão da caixa de corte influencia a distribuição da tensão normal ao nível da interface. Contudo, no caso do ensaio de corte em plano inclinado, a tensão normal reduz com o aumento da inclinação da base. O nível de heterogeneidade da distribuição da 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).

No sentido de reduzir a irregularidade da tensão normal na interface, Palmeira *et al.* (2002) sugerem a utilização de caixas longas com camadas de solo de reduzida espessura. O uso de paredes inclinadas na caixa superior é também uma solução apontada por diversos autores para contornar este problema (Gourc *et al.*, 1996). Deste modo, as paredes frontal e da retaguarda mantêm-se paralelas entre si durante o ensaio, devendo a sua inclinação ser definida de forma a que estas estejam próximas da vertical na fase de deslizamento.

Note-se que, acerca das dimensões da caixa de corte, a norma Europeia recomenda dimensões internas mínimas, em planta, de $0,300\text{ m} \times 0,300\text{ m}$ para a meia-caixa superior e de $0,400\text{ m} \times 0,325\text{ m}$ para a meia-caixa inferior. No que se refere à altura das meias-caixas, estas devem permitir a colocação de alturas de solo superiores a $7 \times D_{\text{max}}$ e a $0,050\text{ m}$, sendo D_{max} o diâmetro máximo das partículas do solo a utilizar no ensaio.

Para evitar o atrito entre a base da caixa superior e a superfície do geossintético, é necessária a existência de uma folga. A norma Europeia recomenda uma espessura livre entre as duas superfícies inferior a $0,5\text{ mm}$ e a $1,5\text{ mm}$, para equipamentos com base rígida e base de solo, respetivamente. Contudo, Pitanga *et al.* (2009), tendo adotado valores de folga compreendidos entre 1 e 10 mm , constataram que o valor ideal para a mesma é de $6,5\text{ mm}$.

Embora o ensaio de corte em plano inclinado seja tipicamente executado sob uma tensão vertical de 5 kPa (Moraci *et al.*, 2014), existem, na bibliografia, descrições de ensaios em que foram adotados valores de tensão vertical compreendidos entre $1,1\text{ kPa}$ (Girard *et al.*, 1990) e 50 kPa (Izgin e Wasti, 1998). Ao contrário do que se verifica no ensaio de corte direto, é geralmente aceite que, neste ensaio, o aumento da tensão vertical conduz a uma redução da resistência ao corte da interface (Costa-Lopes, 2000; Reyes Ramirez *et al.*, 2002; Pitanga *et al.*, 2009).

Relativamente ao ritmo de inclinação da base (velocidade do ensaio), Izgin e Wasti (1998), tendo realizado ensaios de corte em plano inclinado com velocidades compreendidas entre 1 e $6,5^\circ/\text{s}$, não observaram diferenças significativas nos resultados obtidos. Reyes Ramirez *et al.* (2002) chegaram a conclusão análoga através da realização de ensaios com velocidades variáveis entre $0,58$ e $3,08^\circ/\text{min}$. A norma Europeia recomenda que o ritmo de inclinação seja constante durante o ensaio e de $3^\circ/\text{min}$.

Tal como são apresentados, na bibliografia, equipamentos de ensaio com características distintas, são também descritos diferentes métodos para a realização do ensaio e para a interpretação dos resultados, que, em termos gerais, se podem dividir em três categorias: o procedimento preconizado na norma Europeia, o procedimento baseado na análise do processo de deslizamento (Gourc e Reyes Ramirez, 2004) e o procedimento baseado na medição de forças (Briançon *et al.*, 2011).

Como já foi referido, a norma Europeia estabelece que o ângulo de atrito da interface seja determinado com base no ângulo de inclinação da base correspondente a um deslizamento da caixa superior de

50 mm. Este valor foi definido com base nos resultados de um estudo inter-laboratorial, que consistiu na análise de várias interfaces em diferentes laboratórios Europeus, tendo-se conseguido uma reprodutibilidade satisfatória (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 o mais adequado e pode 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) modificaram o seu equipamento de ensaio convencional, tornando possível a obtenção de deslocamentos superiores a 500 mm e a medição precisa da velocidade e da aceleração (γ) da caixa superior durante o processo de deslizamento. Segundo os autores, visto que a velocidade da caixa pode atingir valores significativos durante o ensaio, a análise de equilíbrio mecânico deve ser conduzida utilizando uma abordagem dinâmica. Gourc e Reyes Ramírez (2004) identificaram três fases durante o deslizamento da caixa superior (Figura 2.17):

- fase 1 (fase estática) - a caixa superior está praticamente imóvel até um determinado ângulo de inclinação da caixa de corte, considerado como o ângulo limite de equilíbrio estático ($\beta = \beta_d$);
- fase 2 (fase transitória) - para uma inclinação superior a β_d , a caixa superior move-se no sentido descendente, com uma aceleração crescente, podendo ocorrer um deslizamento brusco ou gradual;
- fase 3 (fase de deslizamento não estabilizado ou fase dinâmica) - a caixa superior desliza a uma velocidade crescente e com uma aceleração constante (γ_c), mesmo que a inclinação da caixa de corte se mantenha ($\beta = \beta_{lim}$).

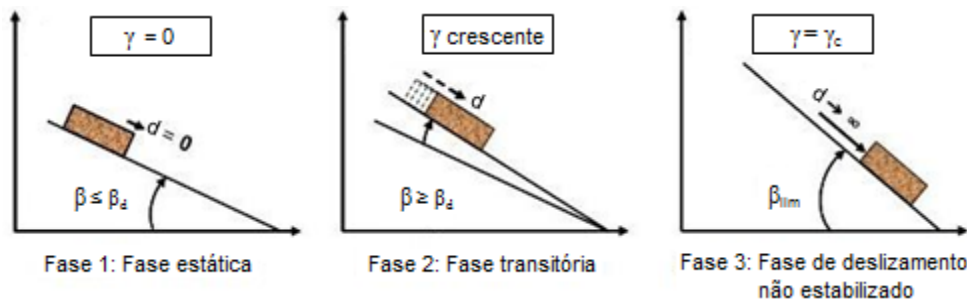


Figura 2.17 - Diferentes fases do deslizamento da caixa superior (adaptado de Pitanga *et al.*, 2009)

Os autores caracterizaram a resistência ao corte das interfaces analisadas através dos ângulos de atrito estático (ϕ_{est}) e dinâmico (ϕ_{din}), em detrimento do ângulo de atrito convencional, de acordo com as equações (2.25) e (2.26), respetivamente:

$$\text{tg } \phi_{est} = \text{tg } \beta_d \quad (2.25)$$

$$\text{tg } \phi_{din} = \text{tg } \beta_{lim} - \frac{1}{\cos \beta_{lim}} \frac{\gamma_c}{g} \quad (2.26)$$

onde γ_c é a aceleração medida na fase dinâmica do deslizamento (fase 3) e g é a aceleração da gravidade.

A principal limitação encontrada na aplicação deste procedimento prende-se com a monitorização da aceleração durante o ensaio, o que por vezes se torna difícil, especialmente para as interfaces que apresentam um deslizamento gradual durante o ensaio (Pitanga *et al.*, 2009; Carbone *et al.*, 2012).

Com o objetivo de contornar esta dificuldade, Briançon *et al.* (2011) propõem um procedimento de ensaio baseado na medição da força necessária para impedir o deslizamento da caixa superior à medida que a base aumenta de inclinação. Para tal, é utilizado um sensor de força, fixo à estrutura do equipamento e ligado à caixa superior por meio de um cabo. O ensaio começa com o cabo folgado até ser atingido um valor limite de deslocamento da caixa superior (fase a), a partir do qual a caixa é impedida de se deslocar, sendo a força de tração transmitida ao cabo continuamente monitorizada (fase b).

De acordo com os autores, o ângulo de atrito da interface (λ_{lim}) deve ser determinado na fase b, tendo em conta a inclinação da base (β) a partir da qual se verifica a estabilização do sistema, ou seja, quando $\text{tg}(\lambda)$ se torna constante. O valor de $\text{tg}(\lambda)$ é determinado considerando um equilíbrio pseudo-estático do sistema, através da equação (2.27):

$$\text{tg} \lambda = \frac{F_v \text{ sen } \beta - F(\beta)}{F_v \text{ cos } \beta} \quad (2.27)$$

onde F_v é a força vertical que atua na interface (peso total da caixa superior) e $F(\beta)$ é a força necessária para impedir o deslizamento da caixa superior preenchida com solo.

2.4.2.3. Influência das propriedades do solo e do geossintético

Para além dos fatores associados às especificidades do equipamento e aos procedimentos de ensaio, as propriedades do solo e do geossintético podem afetar consideravelmente os resultados do ensaio de corte em plano inclinado.

Costa-Lopes (2000) analisou 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. Para tal, foram utilizados dois solos granulares, com valores do diâmetro médio das partículas de 0,43 e 1,30 mm, e sete geossintéticos distintos: duas geogrelhas (uma biaxial e uma uniaxial), duas geomembranas (uma lisa e uma rugosa) e três geotêxteis (um geotêxtil não tecido agulhado, um geotêxtil não tecido termossoldado e um geotêxtil tecido). Os solos foram ambos compactados para um índice de compactação de 50%.

A autora concluiu que a granulometria do solo influencia de forma relevante a resistência da interface solo-geossintético em movimento de corte em plano inclinado: solos com granulometrias mais extensas e com maior diâmetro médio das partículas conduzem a um acréscimo de resistência, sendo esse acréscimo tanto mais importante, quanto mais lisa for a superfície lateral do geossintético.

Relativamente ao efeito da estrutura do geossintético sobre a resistência da interface, Costa-Lopes (2000) refere que esta é condicionante, uma vez que pode conduzir a superfícies laterais mais ou menos rugosas (por exemplo, pela utilização de geomembranas lisas e rugosas), superfícies que permitem um imbricamento mais ou menos significativo de grãos de solo na estrutura do geossintético (mais significativo no caso dos geotêxteis não tecidos agulhados) e superfícies com ou sem contribuição do atrito solo-solo, que se traduz numa importante parcela da resistência da interface, no caso das geogrelhas.

2.4.2.4. Ensaio de corte em plano inclinado versus ensaio de corte direto

O ensaio de corte direto é um dos ensaios laboratoriais mais adequados para a caracterização da resistência ao corte da interface solo-geossintético. No entanto, as dificuldades mecânicas relacionadas com a aplicação e o controle de valores reduzidos da tensão normal constituem uma limitação deste tipo de ensaio, podendo conduzir à obtenção de resultados pouco realistas e, inclusivamente, contrários à segurança. O ensaio de corte em plano inclinado constitui um método alternativo para a avaliação da resistência ao corte da interface solo-geossintético sob tensões normais reduzidas, permitindo simular com maior precisão os mecanismos de interação solo-geossintético em taludes.

No que respeita à comparação dos parâmetros de resistência ao corte obtidos a partir dos dois métodos de ensaio, constatou-se, da pesquisa bibliográfica efetuada, que não é possível identificar uma tendência geral para os diferentes tipos de interfaces. Apresenta-se, de seguida, uma síntese dos principais trabalhos que visam a análise comparativa dos resultados obtidos, para a mesma interface, em ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado. Devido à escassez de estudos envolvendo interfaces entre solos e geossintéticos, foram também incluídos trabalhos relativos à caracterização de interfaces entre diferentes geossintéticos.

Girard *et al.* (1990) estudaram um incidente de rotura parcial que ocorreu durante a construção da Barragem de Aubrac (em França) ao longo da interface entre uma geomembrana de PVC e um geotêxtil não tecido, constituinte do sistema de revestimento de um dos taludes laterais. Os ensaios de corte direto, efetuados num equipamento de grandes dimensões (375 mm × 375 mm), para tensões normais de 100, 200 e 400 kPa, conduziram à obtenção de um ângulo de atrito da interface geomembrana-geotêxtil de 34°, sugerindo a existência de uma considerável margem de segurança quando comparado com a inclinação do talude da barragem (21,8°). Contudo, através do ensaio de corte em plano inclinado, realizado num equipamento com dimensões 1000 mm × 1000 mm, foi obtido um ângulo de atrito de apenas 25°. Os autores apontam como razões para o deslizamento observado na fase de construção da barragem o valor do ângulo de atrito estimado a partir do ensaio de corte em plano inclinado e as solicitações dinâmicas resultantes do tráfego de veículos de serviço.

Giroud *et al.* (1990) avaliaram a resistência ao corte de interfaces geomembrana rugosa-georrede e geomembrana rugosa-geotêxtil recorrendo aos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado. Nos ensaios de corte direto, as interfaces foram submetidas a tensões normais compreendidas entre 25 e 160 kPa. Nos ensaios de corte em plano inclinado, foi imposta uma tensão normal inicial significativamente inferior (0,7 kPa). Para a interface geomembrana rugosa-georrede, foram idênticos os parâmetros de resistência obtidos a partir dos dois tipos de ensaio. Em contrapartida, para a interface geomembrana rugosa-geotêxtil, os ensaios forneceram resultados algo distintos: do ensaio de corte direto resultou um ângulo de atrito de 15° e uma coesão aparente de 5,5 kPa, enquanto no ensaio de corte em plano inclinado o deslizamento ocorreu para uma inclinação de 48°. Os autores combinaram os resultados de ambos os ensaios para a definição da envolvente de rotura da interface, que assumiu uma forma curva para tensões normais inferiores a 25 kPa.

Izgin e Wasti (1998) compararam resultados de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado realizados sobre diversas interfaces areia-geomembrana, com igual área de corte (60 mm × 60 mm). Nos ensaios de corte em plano inclinado foram aplicadas tensões normais iniciais entre 5 e 50 kPa. Nos ensaios de corte direto as tensões normais impostas variaram entre 14 e 200 kPa.

Os autores constataram que os resultados dos ensaios de corte em plano inclinado para as interfaces consideradas podiam ser representados através de envolventes de rotura lineares, com valores da coesão aparente praticamente nulos ($\leq 0,5$ kPa). Por outro lado, a partir das envolventes definidas com base nos resultados dos ensaios de corte direto, foram obtidos valores superiores do ângulo de atrito

(cerca de 5 a 10°), bem como da coesão aparente das interfaces. Izgin e Wasti (1998) consideram que o ensaio de corte direto pode conduzir à sobrestimação da resistência ao corte da interface areia-geomembrana, particularmente nas situações em que a tensão normal ao nível da interface assume um valor reduzido.

Wasti e Özdüzgün (2001) deram continuidade ao estudo iniciado por Izgin e Wasti (1998), recorrendo aos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado para a caracterização de diferentes interfaces geomembrana-geotêxtil. Os autores estabeleceram uma comparação entre os resultados obtidos a partir dos dois métodos de ensaio para áreas de corte distintas (60 mm × 60 mm e 300 mm × 300 mm). Do estudo efetuado, Wasti e Özdüzgün (2001) concluíram que a concordância entre os resultados dos dois métodos depende do tipo de interface considerada. Para as interfaces entre geomembranas lisas e geotêxteis, foram obtidos resultados coerentes. Contudo, para as interfaces com geomembranas rugosas, a resistência estimada a partir do ensaio de corte direto ultrapassou consideravelmente os valores obtidos através do ensaio de corte em plano inclinado, o que se traduziu, fundamentalmente, no aumento da coesão aparente das interfaces.

No âmbito do projeto Europeu para a normalização dos ensaios de caracterização da resistência ao corte das interfaces envolvendo geossintéticos, Lalarakotoson *et al.* (1999) efetuaram uma série de ensaios de corte em plano inclinado, visando a comparação dos resultados destes ensaios com os resultados dos ensaios de corte direto e a sua validação. Os autores utilizaram uma areia normalizada (depositada com índices de compactação de 20% e 85%) e cinco geossintéticos com características distintas: duas geomembranas, um geocompósito de reforço, um geotêxtil não tecido e uma geogrelha biaxial. Os ensaios de corte direto foram realizados numa caixa de corte com dimensões, em planta, de 300 mm × 300 mm, enquanto nos ensaios de corte em plano inclinado a área de corte utilizada foi significativamente superior (1000 mm × 700 mm).

Para a comparação dos resultados relativos aos dois métodos de ensaio, foram considerados e analisados três parâmetros: a rigidez secante da interface para a tensão de corte máxima, o ângulo de atrito de pico (ângulo de atrito secante, dependente da tensão normal) e o ângulo de atrito residual. Refira-se que para a avaliação deste último foi adotado um procedimento que consistia em permitir que a caixa superior deslizasse até colidir com um amortecedor hidráulico, equipado com um sensor de compressão, sendo o seu valor determinado, para cada tensão normal, com base no impulso registado.

Os resultados obtidos por Lalarakotoson *et al.* (1999) nos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado foram coerentes e evidenciaram tendências semelhantes. Os autores verificaram que, independentemente do método de ensaio, o ângulo de atrito residual da interface é independente da tensão normal e que, quando se utiliza a areia densa, o ângulo de atrito de pico decresce com o aumento da tensão normal aplicada. O estudo demonstrou ainda que o ensaio de corte em plano inclinado permite caracterizar com maior precisão o comportamento das interfaces areia-geossintético sob tensões normais reduzidas, comparativamente com o ensaio de corte direto.

Reyes Ramirez e Gourc (2003) levaram a cabo uma série de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado sobre uma interface geotêxtil-geoespaçador. Os ensaios de corte direto foram realizados para tensões normais de 25, 50 e 75 kPa, com uma área de corte de 300 mm × 300 mm. Nos ensaios de corte em plano inclinado foi aplicada uma tensão normal inicial de 5,7 kPa e utilizada uma área de corte de 700 mm × 180 mm. O ângulo de atrito estimado a partir dos ensaios de corte em plano inclinado (18,4°) ultrapassou o valor obtido nos ensaios de corte direto (16,8°). Segundo os autores, esta discrepância de resultados está relacionada com os diferentes valores da tensão normal a que a interface foi submetida.

2.4.3. ENSAIO DE ARRANQUE

2.4.3.1. Generalidades

O ensaio de arranque é um dos ensaios laboratoriais mais utilizados para a caracterização da interação solo-geossintético, adequando-se ao estudo da resistência das interfaces onde o movimento relativo com maior probabilidade de ocorrência está associado ao arranque do reforço em relação ao solo.

O ensaio encontra-se atualmente normalizado a nível Europeu através da EN 13738 (2004), onde são estabelecidas as dimensões mínimas da caixa de arranque (1,5 m comprimento \times 0,6 m largura \times 0,3 m profundidade) e definidos os principais parâmetros e procedimentos de ensaio. Em traços gerais, o ensaio consiste na colocação do geossintético a ensaiar entre duas camadas de solo, submetido a uma determinada tensão vertical, sendo posteriormente solicitado à tração através de uma pega que lhe impõe um deslocamento horizontal com velocidade constante, até que ocorra a rotura por tração ou por arranque do reforço. Alternativamente, podem ser utilizados métodos de controlo da carga aplicada (EN 13738:2004).

Ao longo das últimas décadas, o comportamento de interfaces solo-geossintético em movimento de arranque tem sido objeto de muitas investigações (Fourie e Fabian, 1987; Palmeira e Milligan, 1989; Farrag *et al.*, 1993; Alfaro *et al.*, 1995; Lopes e Ladeira, 1996a; Fuller, 1997; Pinho-Lopes e Lopes, 1999; Sugimoto *et al.*, 2001; Alagiyawanna *et al.*, 2001; Palmeira, 2004; Moraci e Recalcati, 2006; Subaida *et al.*, 2008; Sieira *et al.*, 2009; Khedkar e Mandal, 2009; Lopes e Silvano, 2010; Zhou *et al.*, 2012; Cazuffi *et al.*, 2014). Para tal, foram desenvolvidos diferentes equipamentos, variando, essencialmente, em termos de dimensões e de métodos para a minimização dos efeitos das condições de fronteira.

De entre os principais fatores com influência nos resultados do ensaio de arranque, destacam-se o tipo de equipamento, os procedimentos de ensaio, as características geotécnicas do solo, as propriedades do reforço e o tipo de carregamento (monotônico ou cíclico). Os principais fatores com influência nos resultados do ensaio são abordados nos próximos parágrafos.

2.4.3.2. Influência das características do equipamento e dos procedimentos de ensaio

A partir da revisão bibliográfica efetuada, foi possível constatar que os resultados do ensaio de arranque podem variar em função de diversos fatores relacionados com as características do equipamento e com os procedimentos de ensaio: dimensões da caixa de arranque (em particular, a altura de solo acima e abaixo do geossintético), condições de fronteira na parede frontal da caixa, métodos utilizados para minimizar o atrito entre o solo e as paredes laterais da caixa, tipo de sistema adotado para a aplicação da carga vertical, tipo de pega, dimensões do geossintético, velocidade de ensaio e valor da carga vertical aplicada.

As fronteiras rígidas acima e abaixo do nível do reforço têm influência sobre os mecanismos de interação que se desenvolvem durante o movimento de arranque, podendo levar a um aumento da tensão normal ao nível da interface, especialmente quando a espessura de solo é baixa e a dilatação restringida. Farrag *et al.* (1993) realizaram ensaios de arranque de geogrelhas inseridas num solo granular, utilizando alturas de solo variáveis, tendo concluído ser recomendável adotar uma altura mínima de solo de 0,3 m acima e abaixo do reforço, no sentido de evitar os efeitos das fronteiras rígidas superior e inferior da caixa de arranque. Lopes e Ladeira (1996b) concluíram que a utilização de alturas de solo acima e abaixo do reforço de 0,2 m ou de 0,3 m não se reflete de forma significativa nos resultados do ensaio, embora tenham observado um ligeiro aumento da resistência ao arranque com a redução da espessura de solo.

Visto que, devido à proximidade do ponto de aplicação da força de arranque, as tensões tangenciais são superiores junto à parede frontal do equipamento, é nesse local que as restrições à dilatação do solo têm maior significado. O efeito das condições de fronteira associadas à parede frontal da caixa de arranque tem sido estudado por diferentes investigadores (Johnston e Romstad, 1989; Raju, 1995; Chang *et al.*, 2000; Sugimoto *et al.*, 2001) através da colocação de células de pressão em diferentes posições dessa parede. Os estudos têm demonstrado que a pressão aplicada na parede frontal aumenta continuamente no decorrer do ensaio e que o valor máximo é registado nas proximidades do reforço, decrescendo simetricamente em direção às extremidades superior e inferior da parede.

Com o propósito de avaliar o efeito da rigidez da parede frontal da caixa de arranque, Sugimoto *et al.* (2001) executaram ensaios de arranque utilizando um equipamento capaz de materializar condições de fronteira rígidas e flexíveis. Os autores concluíram que a rigidez da parede frontal afeta a distribuição dos deslocamentos ao longo do comprimento do reforço e, portanto, a mobilização dos mecanismos de interação na interface, conseguindo-se uma distribuição mais uniforme desses mecanismos com uma parede frontal flexível. Segundo os autores, quando a parede frontal é rígida, ocorre um aumento da densidade do solo nas proximidades da parede, devido às descontinuidades impostas no campo de deslocamentos das partículas de solo.

Palmeira e Milligan (1989) analisaram a influência da rugosidade da parede frontal da caixa de arranque nos resultados dos ensaios, tendo demonstrado que o valor da resistência da interface aumenta significativamente com o ângulo de atrito solo-parede frontal, δ' (Figura 2.18).

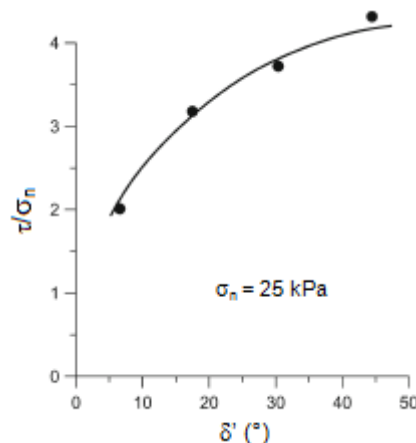


Figura 2.18 - Influência do atrito solo-parede frontal nos resultados do ensaio de arranque (adaptado de Palmeira e Milligan, 1989)

Geralmente, para minimizar os efeitos do atrito na parede frontal, são colados, nessa parede, materiais de baixa rugosidade, ou, alternativamente, utilizadas mangas metálicas, promovendo o afastamento entre a parede e a parte frontal confinada do geossintético. Farrag *et al.* (1993) analisaram a influência do comprimento da manga nos resultados dos ensaios de arranque, tendo concluído que o seu aumento se traduz numa redução da resistência ao arranque do reforço e da pressão exercida na parede frontal. Com base nos resultados obtidos para diferentes comprimentos, os autores sugerem a utilização de mangas com um comprimento mínimo de 0,3 m. Lopes e Ladeira (1996b), tendo realizado ensaios de arranque com e sem a existência de uma manga metálica na parede frontal do equipamento de arranque, obtiveram um aumento de cerca de 10% na resistência ao arranque do geossintético na

ausência da manga. Os autores recomendam a utilização de uma manga com um comprimento mínimo de 0,2 m, para equipamentos semelhantes ao utilizado.

As condições de fronteira nas paredes laterais do equipamento de arranque podem também influenciar de forma significativa os resultados do ensaio. A tensão vertical ao nível da interface resulta da tensão aplicada na camada superior de solo e do peso de solo acima da interface. Considerando a espessura de solo acima do reforço, o atrito solo-parede desenvolvido ao longo das paredes laterais pode levar a que a tensão vertical efetivamente aplicada na interface seja inferior à pretendida (Johnston e Romstad, 1989; Farrag *et al.*, 1993; Chang *et al.*, 2000). Para contornar este efeito, é também recomendável o uso de materiais de atrito reduzido nas paredes laterais da caixa de arranque (teflon, alumínio liso, vidro, membranas de borracha lubrificadas).

No ensaio de arranque, a tensão vertical pode ser aplicada por meio de uma placa rígida ou através de uma membrana flexível (geralmente de borracha) preenchida por um fluido (água ou ar). O segundo sistema permite obter uma distribuição mais uniforme da tensão aplicada e possibilita a ocorrência de deslocamentos verticais em toda a superfície de contacto com o solo. Palmeira e Milligan (1989) compararam resultados de ensaios de arranque realizados com sistemas de aplicação da carga vertical dos tipos rígido e flexível, tendo concluído que a utilização de um sistema rígido conduz à obtenção de valores superiores da resistência máxima ao arranque.

A configuração da pega utilizada para aplicar a força de tração ao reforço é outro parâmetro importante nos ensaios de arranque. A pega pode estar situada no exterior ou no interior da caixa de arranque (Moraci e Montanelli, 2000; Moraci e Giofrè, 2006). No segundo caso, a pega é inserida até uma determinada profundidade dentro da caixa de arranque, permitindo que o provete fique totalmente confinado no início do ensaio.

De acordo com Farrag e Morvant (2000) e Moraci e Montanelli (2000), nos ensaios realizados com uma pega externa, as curvas da força de arranque devem ser traçadas em função do deslocamento medido num ponto do provete situado o mais próximo possível da pega, mas que permaneça confinado durante toda a duração do ensaio.

No que se refere ao efeito da geometria do provete nos resultados do ensaio, Lopes e Ladeira (1996b), tendo realizado ensaios de arranque de uma geogrelha uniaxial envolvida em areia, utilizando provetes com comprimentos (0,8 m, 0,96 m e 1,12 m) e larguras distintas (0,33 m, 0,47 m e 0,60 m), numa caixa de arranque com dimensões internas de 1,53 m × 1,00 m × 0,80 m (comprimento × largura × altura), verificaram que a variação da largura não exerceu qualquer efeito significativo sobre os resultados do ensaio. Visto terem utilizado dois valores distintos do índice de compactação da areia (50% e 86%), os autores constataram ainda que, quando o solo foi utilizado num estado mais denso, a resistência ao arranque do reforço reduziu com o aumento do comprimento do mesmo, tendo-se verificado o oposto quando o solo foi utilizado num estado mais solto.

Hayashi *et al.* (1996) e Ghionna *et al.* (2001) demonstraram que, para provetes com uma largura inferior à da caixa de arranque, a tendência de dilatância do solo desenvolve um efeito tridimensional. As áreas de solo situadas à volta dos provetes mais estreitos, onde não ocorre dilatância (zonas a na Figura 2.19), limitam a dilatância do solo nas zonas em que esta tende a ocorrer (zonas b na Figura 2.19). Este efeito, por sua vez, gera tensões de corte na fronteira entre as duas zonas e induz um aumento da tensão normal na interface, provocando um acréscimo da resistência registada. Aumentando a largura do provete, o referido efeito é reduzido, em consequência da diminuição da área de solo que bloqueia a dilatância, e as tensões de corte não são geradas, desde que as paredes da caixa estejam revestidas com um material de baixa rugosidade.

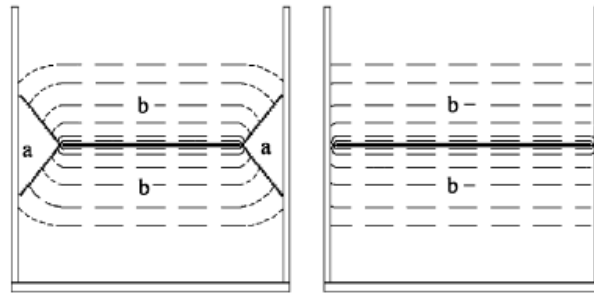


Figura 2.19 - Influência da largura do reforço nos efeitos tridimensionais (Ghionna *et al.*, 2001)

Hayashi *et al.* (1997) mediram a tensão vertical nas proximidades da interface durante o ensaio de arranque, por meio de células de pressão de dimensões reduzidas, distribuídas ao longo de toda a largura do reforço, tendo demonstrado que, se forem usadas técnicas eficazes para reduzir o atrito entre o solo e as paredes laterais da caixa, é possível obter uma distribuição uniforme da tensão vertical, mesmo para provetes com uma largura semelhante à largura da caixa de arranque.

Relativamente à influência do valor da tensão vertical aplicada no ensaio, este desempenha um papel importante na resistência da interface solo-geossintético, visto que influencia a resistência ao corte do próprio solo e que ambas estão diretamente relacionadas. O efeito da tensão vertical é ainda mais relevante quando a mobilização da resistência da interface é um fenômeno tridimensional, como no caso do reforço com tiras e, parcialmente, com geogrelhas. Nestes casos, o aumento da tensão vertical inibe mais eficazmente a dilatância que tende a ocorrer na interface com os solos densos, conduzindo a um aumento da resistência ao arranque da interface solo-geossintético (Lopes, 2012).

Por fim, refira-se ainda que a velocidade de ensaio pode influenciar a resposta ao arranque dos reforços. Farrag *et al.* (1993) analisaram a influência da velocidade do ensaio na resposta ao arranque de uma interface areia-geogrelha, tendo recomendado o uso de velocidades inferiores a 6 mm/min quando são utilizadas areias uniformes.

Lopes e Ladeira (1996a) observaram um acréscimo de cerca de 30% na resistência máxima ao arranque de uma interface areia-geogrelha com o aumento da velocidade de ensaio de 1,8 para 22 mm/min. Os autores verificaram, ainda, que o deslocamento frontal necessário à mobilização da resistência máxima, bem como os deslocamentos por deformação ao longo do reforço, tendem a reduzir com o aumento da velocidade de ensaio. Como explicação para o acréscimo de resistência máxima ao arranque registrada para velocidades superiores, os autores apontam o aumento da rigidez da interface solo-geogrelha e a redução da capacidade de rearranjo das partículas de solo.

Embora diversos investigadores tenham vindo a utilizar uma velocidade de ensaio de 1mm/min (Alfaro *et al.*, 1995; Lee *et al.*, 1996; Alagiyawanna *et al.*, 2001; Moraci e Recalcati, 2006; Khedkar e Mandal, 2009; Moraci e Cardile, 2009), a velocidade recomendada na norma EN 13738 (2004) é de 2 mm/min.

2.4.3.3. Influência das propriedades do solo e do geossintético

Tal como se mencionou anteriormente, as propriedades dos materiais utilizados no ensaio são condicionantes para a interação que ocorre na interface durante o movimento de arranque.

A densidade do solo assume um papel análogo ao da tensão vertical na resistência ao arranque da interface solo-geossintético. Os solos densos são mais resistentes e rígidos do que os solos soltos, apresentando comportamento dilatante e induzindo tensões de confinamento superiores. Lopes e Ladeira (1996a) analisaram a influência da densidade do solo na resistência da interface areia-geogrelha em movimento de arranque. Os autores observaram um incremento superior a 40% na resistência da interface, bem como uma redução dos deslocamentos e do comprimento da geogrelha efetivamente mobilizado, quando o índice de compactação da areia aumentou de 50% para 86%.

O teor em água do solo pode também influenciar as características da interação solo-geossintético em movimento de arranque, tal como demonstram os resultados dos trabalhos experimentais de Hatami *et al.* (2012) e Esmaili *et al.* (2014).

Hatami *et al.* (2012) apresentam resultados de uma série de ensaios de arranque realizados com o objetivo de avaliar a influência do teor em água do solo e da sucção matricial na resistência ao arranque da interface solo-geocompósito de reforço, utilizando dois solos com percentagens significativas de partículas finas (uma argila siltosa e uma areia argilosa). Os autores analisaram três valores distintos do teor em água do solo (teor em água ótimo, 2% acima e 2% abaixo do teor em água ótimo), mantendo constante o valor do peso volúmico seco (95% do peso volúmico seco máximo). Para a monitorização da sucção matricial ao nível da interface, foram utilizados vários psicrómetros (no caso da argila) e tensiómetros (no caso da areia argilosa). Os resultados foram analisados com base na teoria da resistência ao corte dos solos não saturados, considerando duas variáveis de estado de tensão (tensão normal líquida e sucção matricial), de acordo com a proposta de Fredlund *et al.* (1978).

Independentemente do tipo de solo utilizado, foi registada uma redução significativa da resistência ao arranque do reforço com o aumento do teor em água do solo (atingindo os 37%). A redução da resistência ao arranque é justificada pela diminuição da sucção matricial na interface. Na sequência do estudo de Hatami *et al.* (2012), Esmaili *et al.* (2014) propõem um fator de redução da resistência ao arranque em função do teor em água do solo, a ser incluído na expressão geral de cálculo da resistência ao arranque dos reforços em estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

A influência da granulometria do solo e da estrutura do reforço na interação solo-geossintético em movimento de arranque tem sido estudada por diversos investigadores. Pinho-Lopes (1998) realizou uma série de ensaios de arranque utilizando dois solos granulares, com valores do diâmetro médio das partículas de 0,43 e 1,30 mm, e seis geossintéticos distintos (três geogrelhas uniaxiais, uma geogrelha biaxial, um geotêxtil não tecido e um geocompósito de reforço), tendo constatado que a granulometria do solo influencia de forma relevante o comportamento das interfaces solo-geossintético. Contudo, segundo a autora, essa influência depende de diversos fatores.

No caso de o reforço ser uma geogrelha, a relação entre a dimensão das partículas de solo e a dimensão das aberturas e a espessura das barras transversais do reforço é condicionante para a capacidade de mobilização da resistência passiva nas barras transversais. Em geral, os solos com uma percentagem significativa de grãos com dimensões ligeiramente superiores à espessura das barras transversais da geogrelha, mas inferiores à dimensão das aberturas, são os que permitem uma mobilização mais eficaz dessa parcela de resistência da interface. Para as condições experimentais analisadas, foram observados acréscimos de resistência superiores a 20% no caso de ser cumprido este critério (Pinho-Lopes, 1998).

A autora refere que, no caso da interface com o geotêxtil, não foi observada uma influência significativa da granulometria do solo na resistência ao arranque, o que poderá estar relacionado com a elevada deformabilidade do geossintético. Contudo, no caso do geocompósito de reforço, a resistência registada foi superior quando foi utilizada a areia mais grossa (solo de granulometria mais extensa).

Relativamente à estrutura do geossintético, a investigação desenvolvida por Pinho-Lopes (1998) permitiu concluir que o geotêxtil e o geocompósito de reforço exibem um comportamento mais dúctil, comparativamente com o das geogrelhas, e que a ausência das barras transversais das geogrelhas provoca uma redução considerável na resistência ao arranque mobilizada, o que demonstra a importância do desenvolvimento do impulso passivo nas barras transversais neste tipo de reforços durante o movimento de arranque.

Convém, no entanto, salientar que, nos ensaios executados por Pinho-Lopes (1998), a rotura nem sempre resultou do deslizamento do geossintético ao longo da interface. De facto, para determinadas condições experimentais, a rotura foi originada por falta de resistência à tração do material na zona não confinada, pelo que os valores máximos de resistência registados nessas situações representam um limite inferior da resistência ao arranque dos reforços.

2.4.3.4. Influência da aplicação de uma solicitação cíclica

Da pesquisa bibliográfica efetuada concluiu-se que, de momento, é ainda reduzido o número de publicações relacionadas com a interação solo-geossintético em ensaios de arranque realizados com carregamento cíclico (Hanna e Touahmia, 1991; Yasuda *et al.*, 1992; Min *et al.*, 1995; Raju, 1995; Raju e Fannin, 1997; Raju e Fannin, 1998; Mayer *et al.*, 2004; Moraci e Cardile, 2008; 2009; 2012).

Recentemente, Moraci e Cardile (2008; 2009; 2012) apresentaram um procedimento de ensaio utilizado na caracterização da resistência ao arranque de interfaces solo-geogrelha em condições de carregamento cíclico, composto por três fases distintas. Na primeira fase, o ensaio é realizado em condições monotónicas, com uma velocidade de 1 mm/min. Quando é atingido um valor prescrito da força de arranque (F_i), inicia-se a aplicação de uma força de tração cíclica, com uma dada frequência (f) e amplitude (A_F), até à conclusão do número de ciclos predefinido. Depois desta fase, o ensaio prossegue novamente em condições de carregamento monotónico, com as mesmas características da primeira fase, até ser atingida a rotura por arranque ou por tração da geogrelha.

Através da comparação da resistência ao arranque das geogrelhas, registada na terceira fase do ensaio cíclico, com a resistência (P_R) obtida em condições monotónicas de carregamento, os autores constataram que a aplicação do carregamento cíclico se traduziu numa redução da resistência máxima ao arranque dos reforços, sendo essa redução influenciada, fundamentalmente, pelo valor da amplitude do carregamento e pela tensão vertical (σ_v) aplicada no ensaio (Figura 2.20).

Os resultados demonstraram também que a influência da frequência do carregamento cíclico na resistência máxima ao arranque e nos deslocamentos e deformações acumuladas das geogrelhas, para os valores adotados no estudo (0,05 Hz e 0,1 Hz) foi pouco significativa (Moraci e Cardile, 2009; 2012). Durante a fase cíclica, os incrementos de deformação das geogrelhas foram acumulados principalmente nos primeiros 10-15 ciclos e especialmente na zona dos provetes situada junto à pega, tendendo a aumentar com a amplitude do carregamento cíclico e com a tensão vertical aplicada (Moraci e Cardile, 2012).

Como referem os autores numa publicação posterior (Moraci *et al.*, 2014), as conclusões deste estudo devem ser tidas em consideração no dimensionamento sísmico de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, aplicando um fator de redução aos parâmetros de resistência obtidos através de ensaios de arranque realizados em condições de carregamento monotónico.

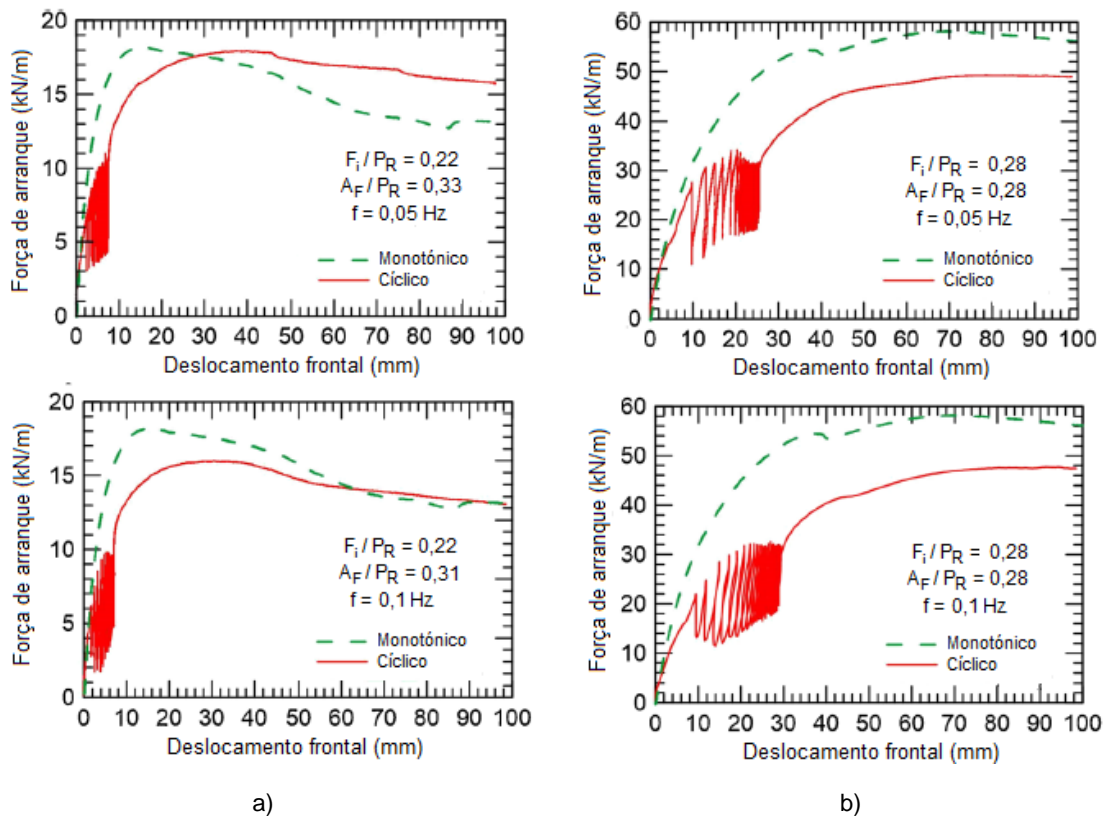


Figura 2.20 - Influência do carregamento cíclico na resistência ao arranque da geogrelha: a) $\sigma_v = 10$ kPa; b) $\sigma_v = 50$ kPa (adaptado de Moraci e Cardile, 2009)

2.5. ANÁLISE NUMÉRICA DA INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

2.5.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Os métodos numéricos constituem ferramentas poderosas para a análise dos problemas complexos que nos rodeiam, com vasta aplicabilidade em todas as ciências, particularmente na Engenharia. Assim, a análise da interação solo-geossintético pode também ser efetuada recorrendo a diferentes métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos, o Método das Diferenças Finitas, o Método dos Elementos Discretos, entre outros.

Nas secções seguintes apresentam-se alguns dos trabalhos encontrados na bibliografia relativos à utilização de métodos numéricos para o estudo da interação solo-geossintético em ensaios laboratoriais.

2.5.2. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO DE CORTE DIRETO

Ao longo da pesquisa bibliográfica efetuada, não foi encontrado qualquer estudo em torno da simulação numérica do ensaio de corte direto da interface solo-geossintético. Os trabalhos de Tutumber *et al.* (2011) e de Ngo *et al.* (2014) visam um objetivo semelhante, envolvendo, no entanto, interfaces entre geogrelhas e agregados. Nos próximos parágrafos, apresenta-se, a título de exemplo, o trabalho de Ngo *et al.* (2014).

Ngo *et al.* (2014) recorreram ao Método dos Elementos Discretos para simular o comportamento da interface entre uma geogrelha biaxial de polipropileno e um material granular semelhante ao utilizado na camada de balastro de vias férreas, quando submetida ao ensaio de corte direto. Os resultados do estudo numérico foram comparados com resultados obtidos experimentalmente num estudo levado a cabo pelos mesmos autores (Indraratna *et al.* 2011), tendo em vista a calibração e validação do modelo.

Salienta-se que um dos principais objetivos da investigação desenvolvida por Ngo *et al.* (2014) consistia na análise do efeito da contaminação do balastro por partículas finas, tendo por isso sido simulado quer um agregado limpo, quer um agregado contaminado por finos.

As partículas do agregado, de diâmetro máximo igual a 40 mm e formas irregulares, foram simuladas associando cerca de dez a vinte elementos esféricos com tamanhos e disposições apropriados. A contaminação do balastro foi modelada através da inserção de elementos esféricos em miniatura nos vazios dos elementos do agregado (Ngo *et al.*, 2014).

A geogrelha biaxial considerada, com aberturas de dimensões 40 mm × 40 mm, foi simulada recorrendo à junção de uma elevada quantidade de elementos esféricos de reduzidas dimensões, formando a geometria e aberturas que a constituem (Figura 2.21). Os parâmetros micromecânicos da geogrelha foram calibrados tendo por base resultados de ensaios de tração (Ngo *et al.*, 2014).

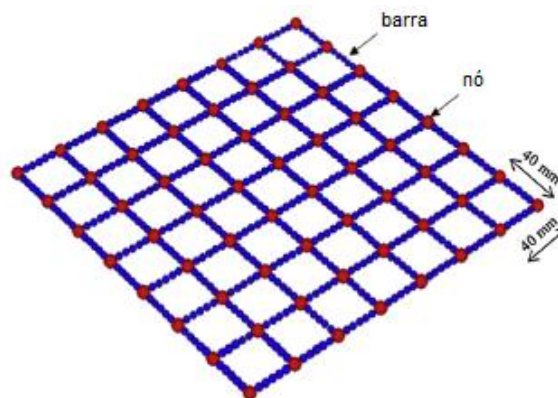


Figura 2.21 - Simulação numérica da geogrelha biaxial (adaptado de Ngo *et al.*, 2014)

A caixa de corte, de grandes dimensões (300 mm × 300 mm, em planta, e altura total de 200 mm, dividida equitativamente por duas meias-caixas), foi simulada através de paredes rígidas e com uma placa de carregamento livre de se deslocar verticalmente, de modo a permitir a variação volumétrica da amostra durante o corte. A Figura 2.22 ilustra os modelos numéricos gerados para a simulação dos ensaios de corte direto das interfaces entre a geogrelha e o agregado limpo (Figura 2.22a) e contaminado por finos (Figura 2.22b). As tensões normais consideradas variaram entre 27 e 75 kPa (Ngo *et al.*, 2014).

A Figura 2.23 compara os resultados obtidos pelos autores, por via numérica e experimental, nos ensaios das interfaces entre a geogrelha e o agregado limpo (Figura 2.23a) e contaminado (Figura 2.23b), em termos da evolução da tensão de corte e dos deslocamentos verticais da placa de carregamento, em função do deslocamento horizontal da meia-caixa inferior. Como se pode observar, foi obtida, em geral, uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais, independentemente do valor da tensão normal aplicada.

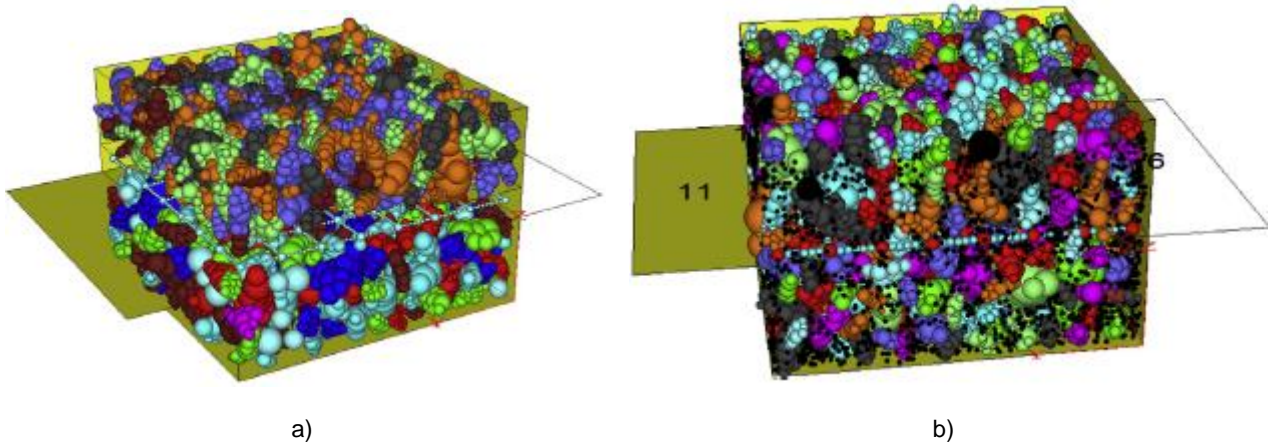


Figura 2.22 - Modelo numérico do ensaio de corte direto da interface agregado-geogrelha: a) agregado limpo; b) agregado contaminado por finos (adaptado de Ngo *et al.*, 2014)

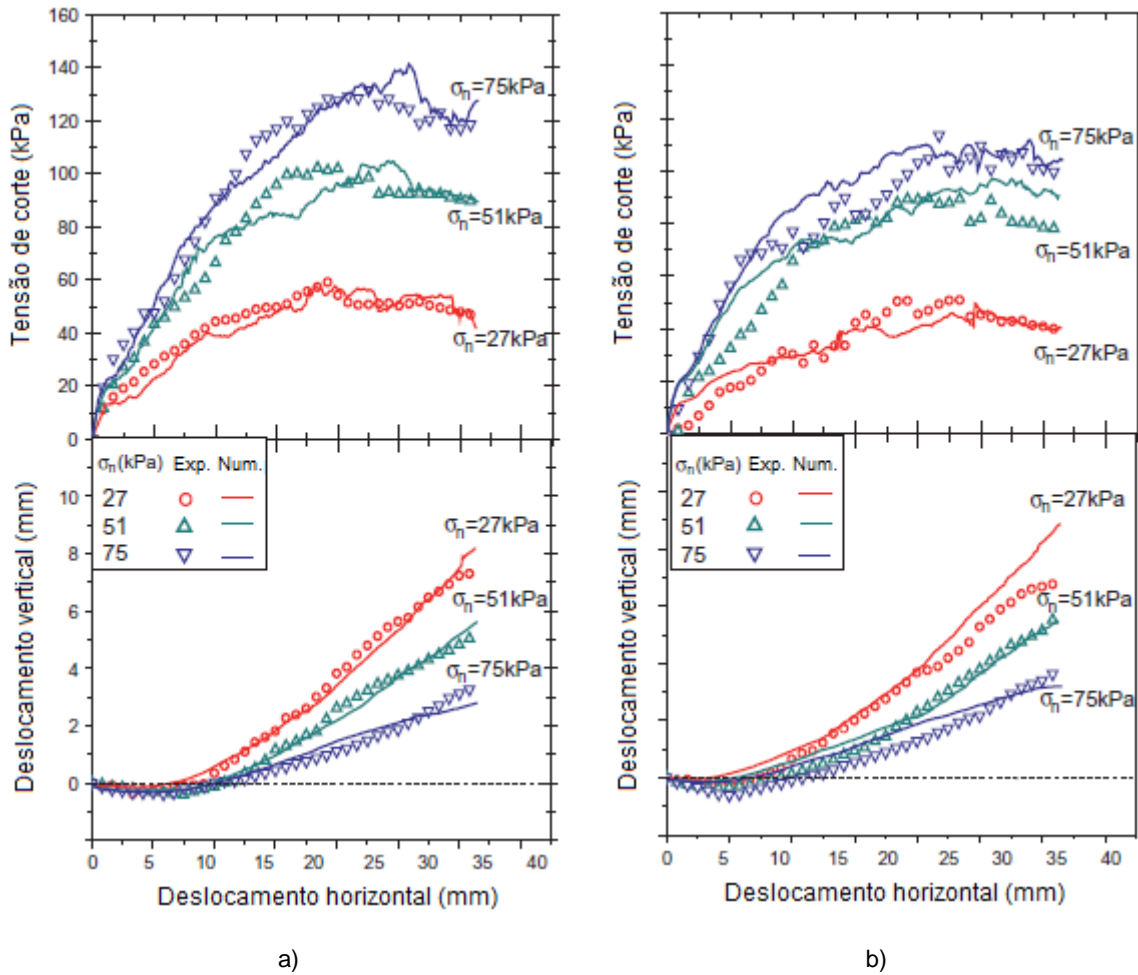


Figura 2.23 - Comparação entre os resultados obtidos por via numérica e experimental: a) interface agregado limpo-geogrelha; b) interface agregado contaminado-geogrelha (adaptado de Ngo *et al.*, 2014)

Após a validação do modelo numérico, os autores prosseguiram o estudo analisando as forças de contacto desenvolvidas entre os elementos da malha, ao longo do ensaio de corte direto, considerando a presença de agregado limpo ou contaminado por finos, reforçado ou não reforçado.

A Figura 2.24 apresenta a distribuição das forças de contacto mobilizadas no instante em que o deslocamento horizontal atingiu os 18 mm, sob tensão normal de 51 kPa, para os diferentes casos analisados: agregado limpo e não reforçado (Figura 2.24a), agregado limpo reforçado com geogrelha (Figura 2.24b), agregado contaminado por finos e não reforçado (Figura 2.24c) e, por último, agregado contaminado reforçado (Figura 2.24d). Nesta figura, as forças de contacto encontram-se representadas através de linhas com espessura proporcional à sua magnitude, sendo apenas incluídas as forças cujo valor excede o valor médio da malha.

Ngo *et al.* (2014) verificaram que as forças de contacto entre as partículas do agregado contaminado (Figuras 2.24c e 2.24d) se apresentavam com maior densidade, sendo o seu valor máximo mais reduzido, comparativamente com as forças mobilizadas nas amostras não contaminadas (Figuras 2.24a e 2.24b). Os autores associam esta evidência ao facto de as partículas finas terem a capacidade para parcialmente absorver e transmitir as forças de contacto geradas.

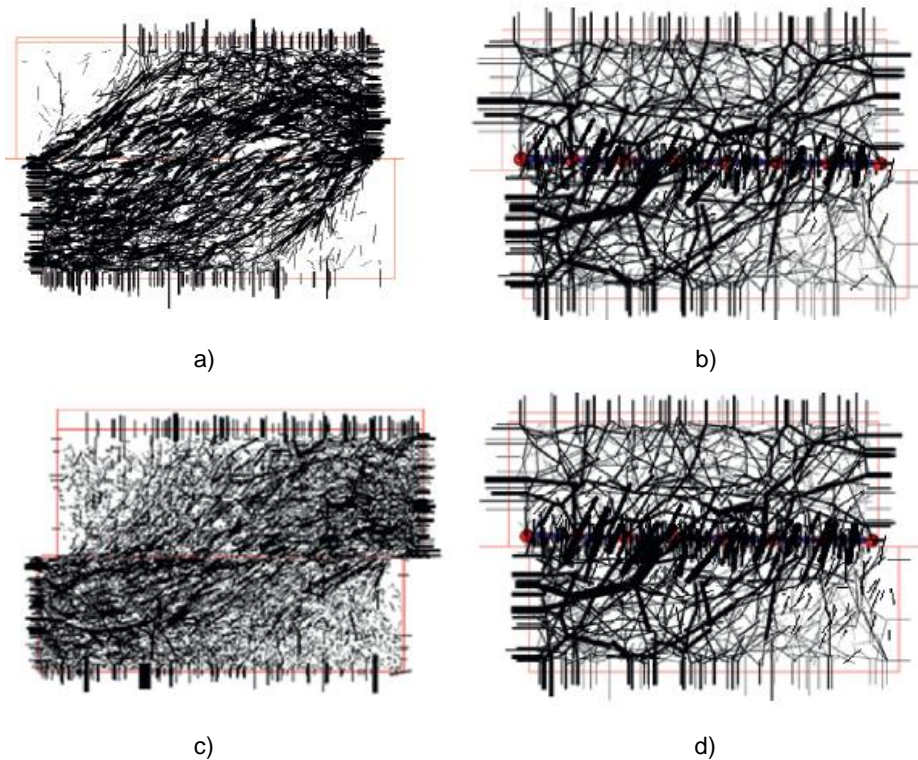


Figura 2.24 - Distribuição das forças de contacto para um deslocamento horizontal de 18 mm e uma tensão normal de 51 kPa: a) agregado limpo não reforçado; b) agregado limpo reforçado com geogrelha; c) agregado contaminado não reforçado; d) agregado contaminado reforçado com geogrelha (adaptado de Ngo *et al.*, 2014)

Ngo *et al.* (2014) observaram igualmente que, no caso do agregado reforçado, se desenvolveram, ao longo do plano de corte, forças de contacto entre a geogrelha e as partículas do agregado. Com efeito, foi detetado um aumento significativo do número e magnitude das forças de contacto entre os elementos da malha reforçada (Figuras 2.24b e 2.24 d), ao nível da interface agregado-geogrelha, em relação às desenvolvidas na superfície de corte do agregado não reforçado (Figuras 2.24a e 2.24c), o

que está relacionado com a interpenetração das partículas nas aberturas da geogrelha. Para o agregado contaminado (Figura 2.24d), as forças de contacto mobilizadas foram inferiores às registadas para o agregado limpo (Figura 2.24b), o que se deve à redução da eficácia das aberturas da geogrelha e ao menor imbricamento das partículas (Ngo *et al.*, 2014).

Ngo *et al.* (2014) analisaram ainda, com base nos resultados da simulação numérica, a distribuição das deformações da geogrelha, após o ensaio de corte direto (deslocamento horizontal de 40 mm) envolvendo o agregado limpo (Figura 2.25a) e contaminado por finos (Figura 2.25b). Os autores verificaram que as deformações se desenvolvem de modo não uniforme ao longo da geogrelha e que a sua magnitude depende do imbricamento entre a geogrelha e as partículas do agregado. No final do ensaio, a geogrelha encontrava-se em regime elástico. O valor máximo da deformação da geogrelha em contacto com o agregado contaminado (1%) foi ligeiramente inferior ao valor máximo registado com o agregado limpo (1,4%), o que estará relacionado com a redução do imbricamento na interface, causada pela presença das partículas finas, que promovem a sua colmatação (Ngo *et al.*, 2014).

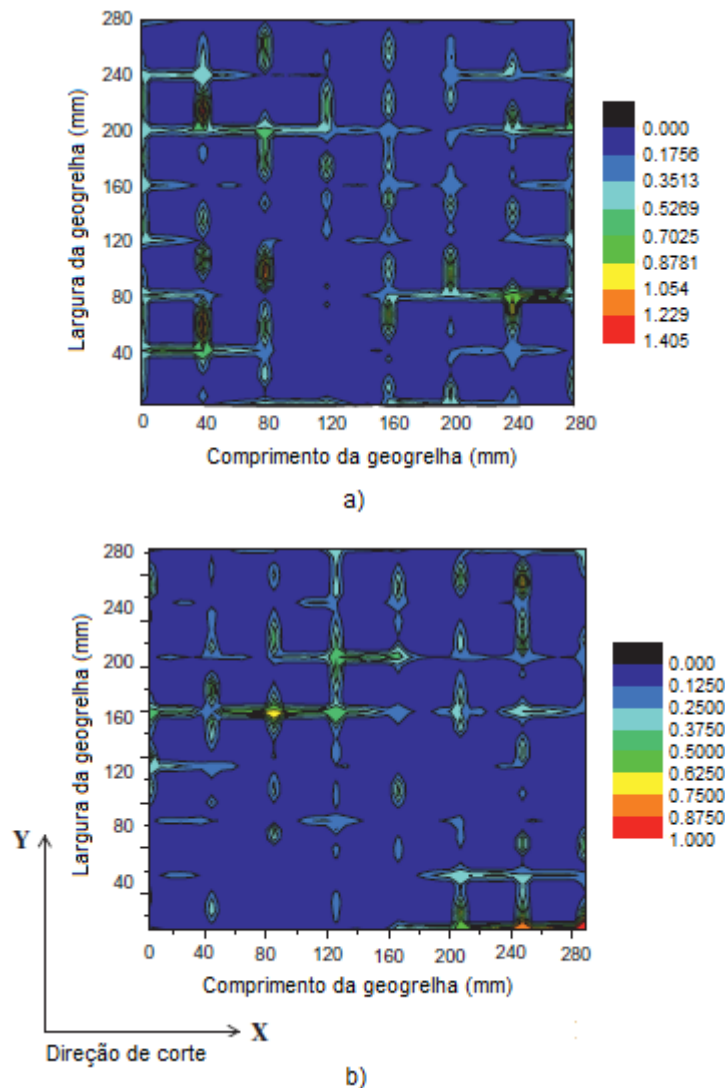


Figura 2.25 - Distribuição das deformações (direção de corte) ao longo da geogrelha, obtidas no final da simulação numérica do ensaio de corte direto envolvendo: a) agregado limpo; b) agregado contaminado por finos (adaptado de Ngo *et al.*, 2014)

2.5.3. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO

O único exemplo de simulação numérica do ensaio de corte em plano inclinado encontrado na bibliografia foi levado a cabo por Palmeira *et al.* (2002), recorrendo ao programa de cálculo *PLAXIS*, baseado no Método dos Elementos Finitos. Segundo os autores, esta análise forneceu informações relevantes para o dimensionamento do equipamento de ensaio utilizado em trabalhos experimentais subsequentes. O estudo efetuado consistiu, essencialmente, na análise da distribuição das tensões normais ao nível da interface, da força de tração mobilizada ao longo do geossintético e do ângulo de atrito da interface para diferentes inclinações da caixa de corte.

Os autores mencionam que na análise numérica realizada, o solo foi caracterizado por um peso volumico de 17 kN/m^3 , módulo de Young de 20 MPa , coeficiente de Poisson de $0,3$ e ângulo de atrito de 35° . Foi adotado o critério de rotura de Mohr-Coulomb, tanto para o solo como para as interfaces, e foram simulados três valores distintos do comprimento da amostra de solo ($0,5 \text{ m}$, 2 m e 10 m).

A Figura 2.26 apresenta a variação da tensão normal ao longo do comprimento normalizado da interface (medido a partir da extremidade inferior da caixa), obtida por via numérica, considerando diferentes comprimentos (L_i) da interface e uma inclinação da caixa de corte de 25° (Palmeira *et al.*, 2002). Pode observar-se que a distribuição de tensões normais ao longo do comprimento da interface não é uniforme, sendo a diferença entre o valor máximo e mínimo da tensão consideravelmente superior para as interfaces com menor comprimento.

Seguindo a proposta de Gourc *et al.* (1996), os autores simularam a existência de paredes laterais inclinadas na caixa superior do equipamento, de modo a que estas coincidissem com a direção vertical para uma inclinação da caixa de corte de 25° . Na Figura 2.26 é ilustrada a distribuição das tensões normais ao longo da interface considerando a existência dessas paredes, para um comprimento da interface de $0,5 \text{ m}$. Os autores constataram que, tal como esperado, a distribuição de tensões na interface é muito mais uniforme adotando a solução proposta por Gourc *et al.* (1996). Assim, é de salientar que, particularmente para as caixas com dimensões mais reduzidas, é essencial a utilização de paredes laterais inclinadas, embora a preparação da amostra de solo seja ligeiramente dificultada.

Tal como se referiu, a modelação numérica realizada por Palmeira *et al.* (2002) permitiu analisar a evolução da força de tração mobilizada no geossintético e do ângulo de atrito da interface com o aumento de inclinação da caixa de corte. Para a análise destas grandezas, os autores simularam um ensaio de corte em plano inclinado de uma interface areia-geotêxtil, adotando valores de comprimento e altura da amostra de solo de 2 m e $0,23 \text{ m}$, respetivamente. O geotêxtil foi caracterizado por uma rigidez à tração de 70 kN/m e os ângulos de atrito das interfaces solo-geotêxtil e base rígida-geotêxtil considerados iguais a 31° e 26° , respetivamente.

A variação da força de tração ao longo do comprimento do geotêxtil, para diferentes inclinações da caixa de corte, é apresentada na Figura 2.27. Esta figura permite visualizar que para inclinações reduzidas, apenas uma fração do comprimento do geotêxtil é tracionada, sendo essa fração sucessivamente mais significativa com o aumento da inclinação da caixa. O comprimento total do geotêxtil é mobilizado para inclinações muito próximas do valor do ângulo de atrito de rotura (31°).

A Figura 2.28 representa a evolução do ângulo de atrito mobilizado ao longo da interface solo-geotêxtil com a inclinação da caixa de corte. Através desta figura é possível constatar que a rotura da interface ocorre de forma progressiva, à medida que aumenta a inclinação da caixa. Palmeira (2009) refere que o carácter progressivo do mecanismo de rotura, observado através da simulação numérica efetuada (Palmeira *et al.*, 2002), é semelhante ao que poderá ocorrer em campo, particularmente no caso de taludes extensos.

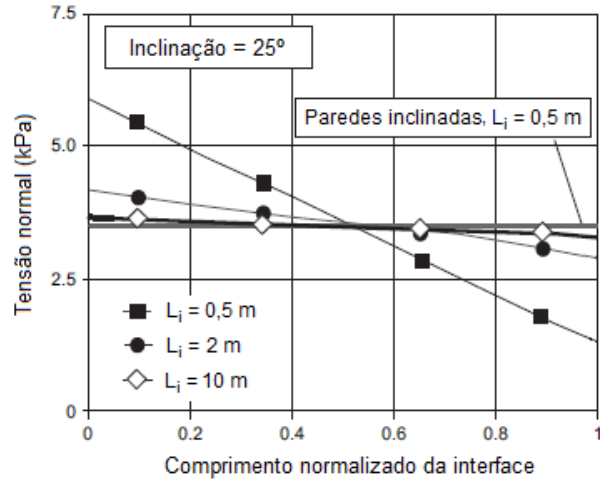


Figura 2.26 - Variação da tensão normal ao longo do comprimento normalizado da interface, para uma inclinação de 25° da caixa de corte em plano inclinado (adaptado de Palmeira *et al.*, 2002)

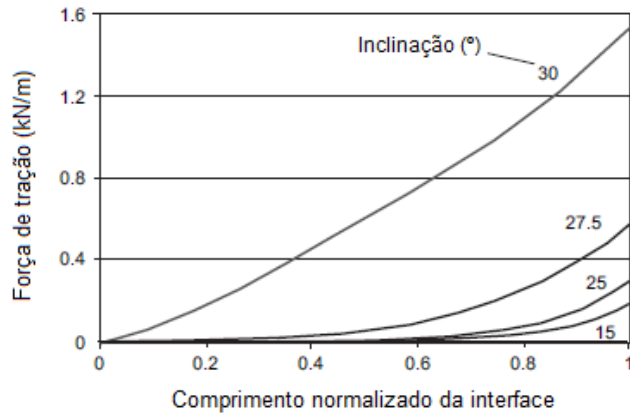


Figura 2.27 - Mobilização progressiva da força de tração ao longo do comprimento normalizado do geotêxtil (adaptado de Palmeira *et al.*, 2002)

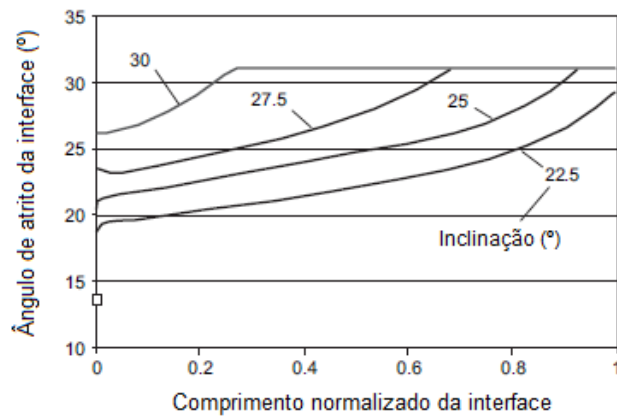


Figura 2.28 - Mobilização progressiva do ângulo de atrito da interface ao longo do comprimento normalizado da mesma (adaptado de Palmeira *et al.*, 2002)

2.5.4. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO DE ARRANQUE

A interação solo-geossintético em movimento de arranque tem sido simulada numericamente por vários autores recorrendo ao Método dos Elementos Finitos (Wilson-Fahmy *et al.*, 1994; Yogarajah e Yeo, 1994; Perkins, 2001; Pereira, 2003; Dias, 2003; Sugimoto e Alagiyawanna, 2003; Khedkar e Mandal, 2009) ou utilizando este método conjugado com o Método dos Elementos Discretos (Tran *et al.*, 2013).

Pereira (2003) efetuou uma simulação numérica bidimensional do equipamento de ensaio de arranque do LGS da FEUP recorrendo ao Método dos Elementos Finitos. O autor utilizou elementos finitos planos para a discretização do solo e do geossintético e elementos de junta de espessura nula para a modelação das várias interfaces presentes. Foi adotado o critério de rotura de Mohr-Coulomb para o solo e para as interfaces solo-geossintético e solo-caixa e o critério de cedência de von Mises para o geossintético.

Para a afinação e validação do modelo numérico foram simulados dois ensaios de arranque realizados na FEUP, utilizando um geotêxtil não tecido e um geocompósito de reforço. A Figura 2.29 ilustra as curvas da força de arranque em função do deslocamento frontal relativas ao ensaio do geotêxtil não tecido, obtidas numérica e experimentalmente (Pinho-Lopes, 1998), verificando-se uma boa aproximação entre a curva obtida por simulação numérica e a curva experimental com a correção do ajuste do material à pega. Os resultados obtidos para o geocompósito de reforço demonstraram, de forma análoga, a adequação do modelo numérico bidimensional utilizado.

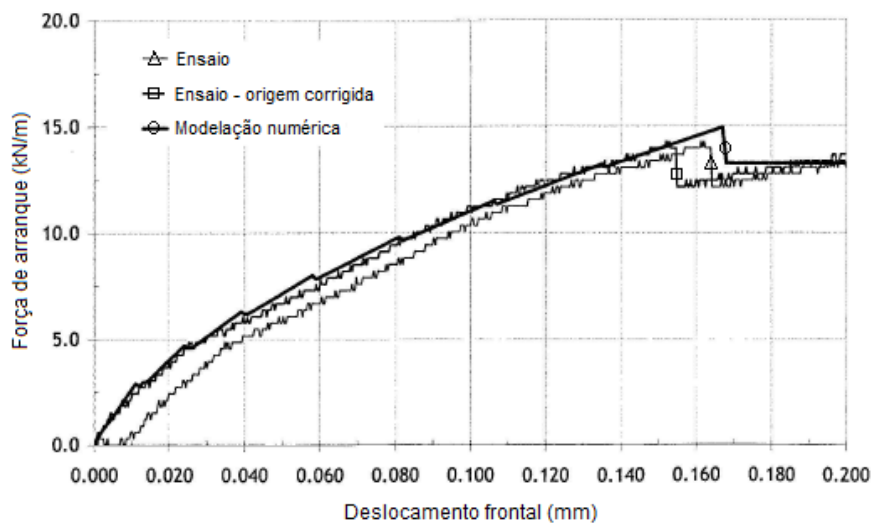


Figura 2.29 - Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do ensaio de arranque de um geotêxtil não tecido (adaptado de Pereira, 2003)

Pereira (2003) realizou um estudo paramétrico com o objetivo de analisar, entre outros fatores, a influência da resistência e da deformabilidade do solo, da deformabilidade do geossintético, da existência da manga, da localização da pega e da tensão de confinamento nos resultados numéricos do ensaio de arranque.

O autor concluiu que o aumento do ângulo de atrito do solo (ϕ) se traduz num acréscimo da resistência máxima ao arranque do reforço e do correspondente deslocamento frontal (Figura 2.30). Os resultados demonstraram ainda que o aumento do módulo de elasticidade do solo conduz a uma redução da resistência máxima ao arranque e do deslocamento frontal necessário à sua mobilização.

Relativamente à influência da deformabilidade do reforço, Pereira (2003) constatou que o aumento do módulo de elasticidade do geossintético provoca um acréscimo da resistência máxima ao arranque e uma diminuição do deslocamento frontal correspondente. Após analisar a influência da relação entre os módulos de elasticidade do geossintético e do solo, o autor verificou que na simulação em que essa razão era igual a 5, o comportamento do conjunto foi pouco dúctil, sendo o comportamento bastante mais homogêneo com a redução dessa razão para um valor inferior à unidade.

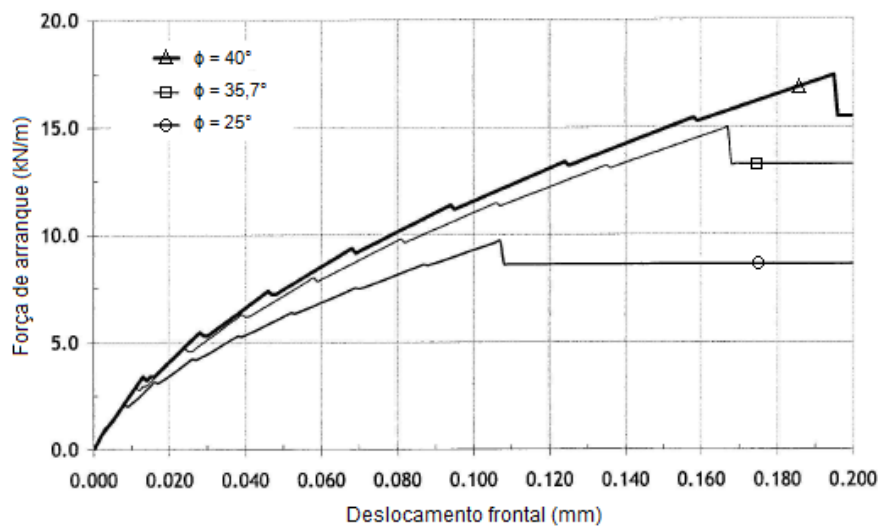


Figura 2.30 - Influência do ângulo de atrito do solo (adaptado de Pereira, 2003)

Para analisar a influência da existência da manga e da localização da pega, Pereira (2003) simulou três situações distintas: existência da manga, estando a pega localizada no limite interior da mesma; existência da manga, estando a pega situada à face do equipamento; e ausência da manga (pega situada à face do equipamento). A Figura 2.31 apresenta os resultados obtidos para as situações consideradas.

O autor concluiu que a resistência máxima ao arranque do geossintético é bastante semelhante para as três situações, diferenciando-se apenas o deslocamento necessário para a mobilização dessa resistência, que é superior no caso da existência da manga, com a pega situada à face do equipamento (Figura 2.31).

Através da análise dos campos de tensões principais de compressão para as três simulações efetuadas, o autor verificou ainda que a ausência da manga origina valores mais elevados de tensões na zona frontal da caixa de arranque (Figura 2.32).

No que se refere à influência da tensão de confinamento nos resultados obtidos, Pereira (2003) observou um incremento da resistência máxima ao arranque do reforço e do deslocamento frontal correspondente à mobilização dessa resistência com o aumento da tensão de confinamento entre 25 e 50 kPa (Figura 2.33).

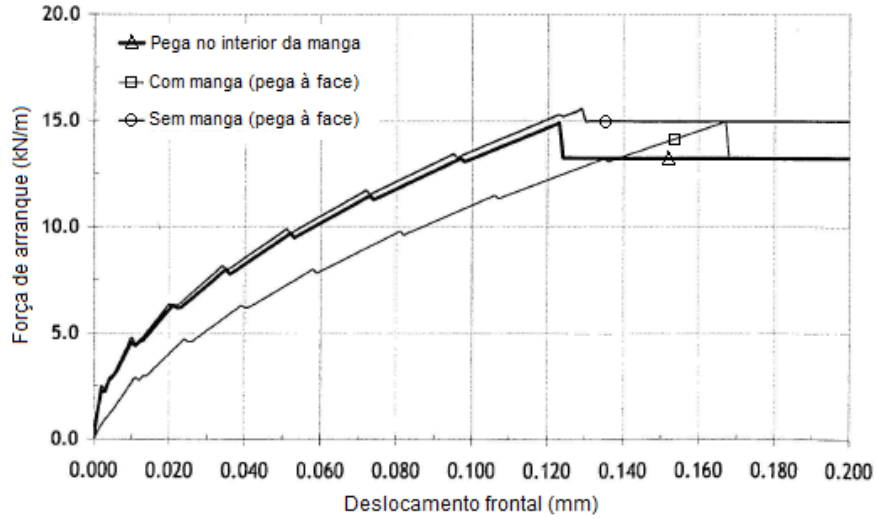


Figura 2.31 - Influência da existência da manga e da localização da pega (adaptado de Pereira, 2003)

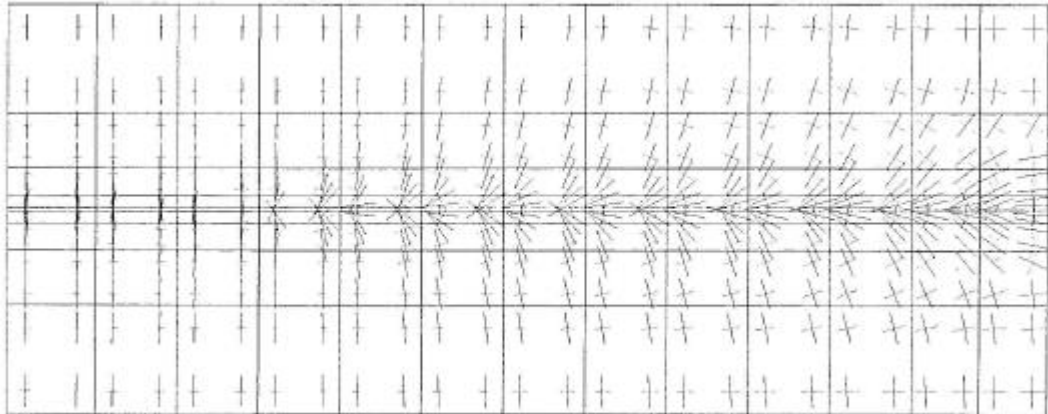


Figura 2.32 - Campo de tensões de compressão para a simulação da ausência da manga (Pereira, 2003)

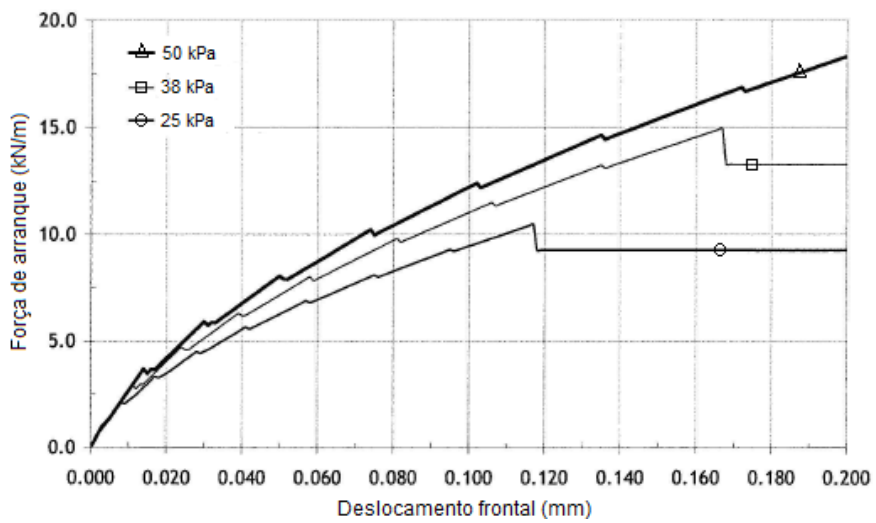


Figura 2.33 - Influência da tensão de confinamento (adaptado de Pereira, 2003)

Dias (2003) efetuou uma modelação numérica do ensaio de arranque, utilizando o programa de cálculo *PLAXIS 2D 7.2*, tendo investigado a influência de diversos fatores nas características da interação solo-geossintético em movimento de arranque, tais como as dimensões da caixa de arranque, a rugosidade das paredes da caixa, o método de aplicação da carga vertical (placa rígida ou membrana flexível), a presença da manga na parede frontal, entre outros.

O solo foi considerado como um material elasto-plástico e o reforço como um material linear elástico, colocado a meia-altura da amostra de solo. Foi aplicada uma tensão vertical de 25 kPa ao nível da interface e, na generalidade das simulações efetuadas, as paredes laterais da caixa foram tidas como fronteiras rígidas lubrificadas, com um ângulo de atrito solo-parede de 6°.

No sentido de analisar a influência da altura da caixa de arranque (H_s) nos resultados do ensaio, foram consideradas alturas variáveis entre 0,3 e 1 m, fixando os valores do comprimento da caixa (2 m) e do reforço (0,5 m). A Figura 2.34 compara os resultados obtidos numericamente, em termos de evolução da força de arranque com o deslocamento frontal do reforço, para as diferentes alturas consideradas.

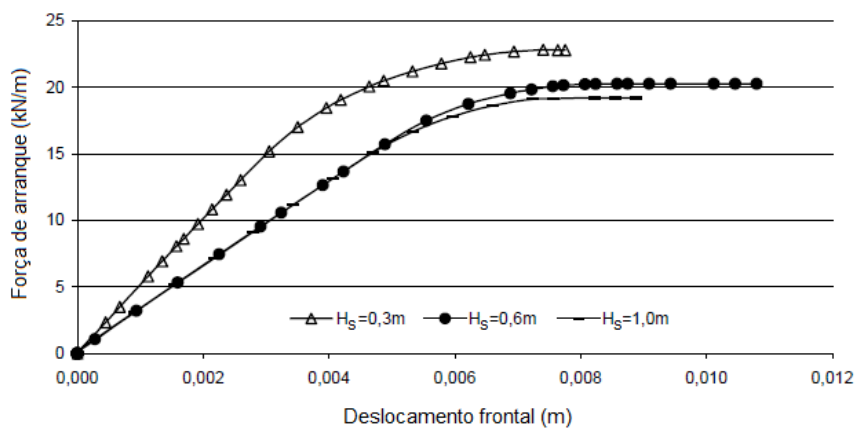


Figura 2.34 - Influência da altura da caixa de arranque nos resultados obtidos através de simulação numérica (adaptado de Dias, 2003)

A partir desta análise, a autora concluiu que a utilização de uma altura total de solo de 0,3 m (o menor valor analisado) conduz à obtenção de valores mais elevados da rigidez inicial e da resistência máxima ao arranque da interface. Para alturas da caixa superiores ao comprimento do reforço, não foi observado qualquer efeito significativo desse parâmetro nos resultados. É de salientar que estas verificações estão em concordância com os resultados obtidos experimentalmente por Farrag *et al.* (1993) e Lopes e Ladeira (1996b) através de ensaios de arranque onde foram adotadas alturas de solo variáveis.

Relativamente ao efeito do comprimento da caixa de arranque nos resultados do ensaio, as simulações numéricas, realizadas com comprimentos variáveis entre 0,5 e 2,0 m, indicaram que o aumento do comprimento da caixa conduz a uma redução da resistência máxima ao arranque e a um aumento do correspondente deslocamento frontal (Dias, 2003).

Tendo em vista a análise da influência da rugosidade das paredes da caixa de arranque nos resultados, Dias (2003) efetuou simulações numéricas considerando duas possibilidades: a lubrificação de todas as paredes da caixa ou a lubrificação apenas da parede frontal. Para a simulação das fronteiras lubrificadas e rugosas foram admitidos ângulos de atrito solo-parede de 6° e 25°, respetivamente.

A Figura 2.35 apresenta a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal para as duas condições referidas, considerando uma caixa de arranque com uma altura de 0,6 m e um comprimento de 0,5 m. Nesta figura pode ser observado um aumento da força de arranque associado à lubrificação de todas as paredes internas. Dado que nesta análise foram consideradas diferentes alturas da caixa de arranque, foi possível concluir que a influência da lubrificação das paredes internas tende a aumentar com a altura da caixa de arranque (Dias, 2003).

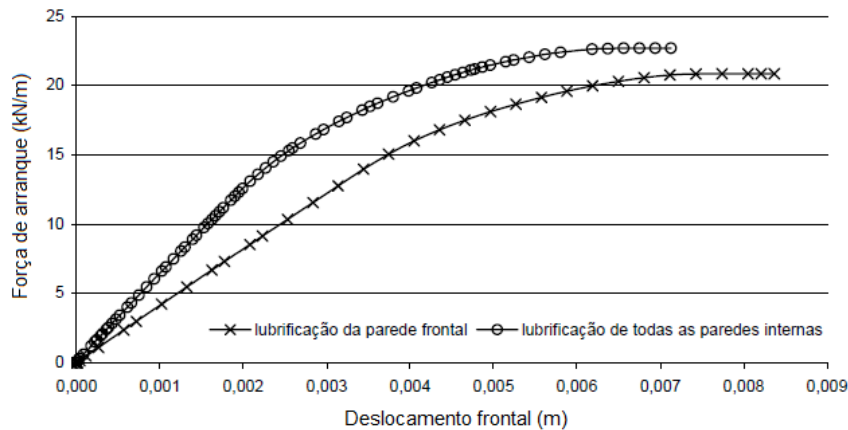


Figura 2.35 - Influência da rugosidade das paredes da caixa de arranque nos resultados obtidos através de simulação numérica (adaptado de Dias, 2003)

O estudo efetuado permitiu, igualmente, analisar a influência da rigidez da fronteira superior da caixa de arranque (fronteira rígida ou flexível) nos resultados previstos numericamente. Para a simulação da placa rígida, foi adotado um valor do ângulo de atrito solo-placa de 25° . O comprimento do reforço foi fixado em 0,5 m e para o comprimento e altura da caixa de arranque foram considerados valores variáveis entre 0,5 e 2 m e entre 0,3 e 1 m, respetivamente. Com base nesta análise a autora concluiu que, de um modo geral, a resistência ao arranque do reforço é superior quando se simula a existência de uma fronteira flexível. Para além disso, os resultados numéricos demonstraram que a influência da rigidez da fronteira superior pode ser significativamente reduzida através do aumento da altura da caixa (Dias, 2003).

Para analisar a influência da existência de uma manga metálica na parede frontal da caixa de arranque, a autora efetuou a simulação de três condições distintas: a inexistência da manga e a existência de mangas com comprimentos de 0,15 e 0,30 m. A autora constatou que, tal como seria de esperar, a existência da manga provoca uma redução das tensões normais atuantes na parede frontal do equipamento e que, independentemente da utilização ou não da manga, a distribuição das tensões acima e abaixo do nível do reforço não é simétrica, devido ao peso próprio do solo.

Relativamente à influência da manga na variação da força de arranque em função do deslocamento frontal (Figura 2.36), foi possível verificar que, para as condições analisadas, a sua existência levou a um aumento da resistência máxima registada, não sendo observáveis diferenças significativas nos resultados referentes aos diferentes comprimentos adotados. Refira-se, contudo, que estas verificações contrastam com as conclusões dos estudos experimentais levados a cabo por Farrag *et al.* (1993) e Lopes e Ladeira (1996b), descritos anteriormente em 2.4.3.2, pelo que será recomendável efetuar um estudo mais aprofundado acerca da forma mais adequada para minimizar a influência da parede frontal nos resultados do ensaio (Palmeira, 2009).

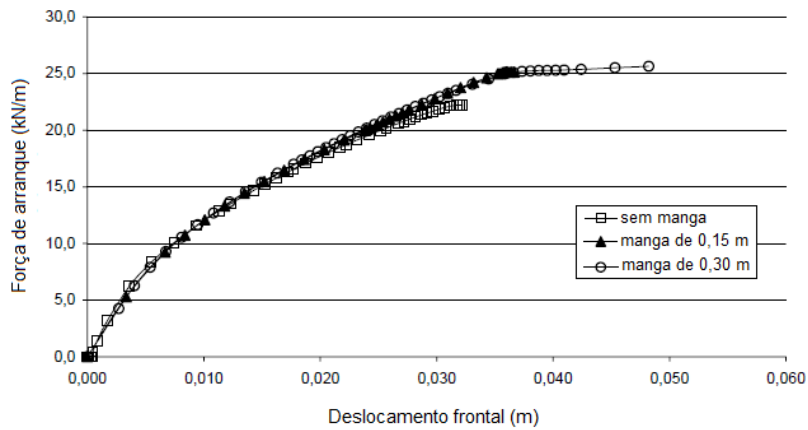


Figura 2.36 - Influência da existência da manga na parede frontal da caixa de arranque nos resultados obtidos através de simulação numérica (adaptado de Dias, 2003)

Um estudo numérico tridimensional acerca da interação solo-geossintético em ensaios de arranque foi recentemente conduzido por Tran *et al.* (2013). Os autores desenvolveram e implementaram um algoritmo no programa de cálculo *YADE*, utilizando o Método dos Elementos Finitos para simular a camada do reforço (geogrelha biaxial) e o Método dos Elementos Discretos para modelar o solo envolvente (solo granular). Para simular a interação entre os dois domínios, foram utilizados elementos de interface. A Figura 2.37 ilustra parte da geometria tridimensional gerada.

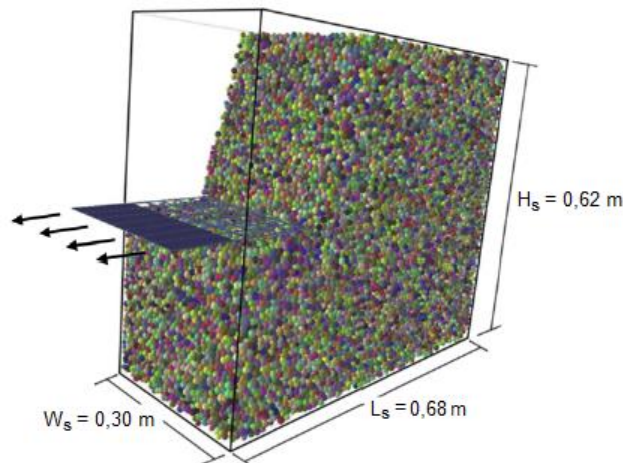


Figura 2.37 - Vista parcial da malha tridimensional gerada (adaptado de Tran *et al.*, 2013)

Neste estudo, os autores analisaram os diferentes mecanismos de interação solo-geogrelha em movimento de arranque, bem como os deslocamentos, tensões e campos de deformação nas proximidades do reforço. Os resultados obtidos por via numérica foram comparados com os resultados de ensaios de arranque realizados em laboratório por outros autores (Sugimoto e Alagiyawanna, 2003), de forma a efetuar a validação do modelo.

A Figura 2.38 compara os resultados obtidos numérica e experimentalmente em termos de evolução força de arranque – deslocamento frontal, para dois valores distintos da tensão vertical (σ_v) aplicada

(49 e 93 kPa). Na Figura 2.39 estão representados os deslocamentos totais ao longo do comprimento da geogrelha para diferentes valores do deslocamento frontal (U_x), considerando uma tensão vertical de 49 kPa. As figuras demonstram que as previsões numéricas se ajustam satisfatoriamente aos resultados experimentais obtidos por Sugimoto e Alagiyawanna (2003).

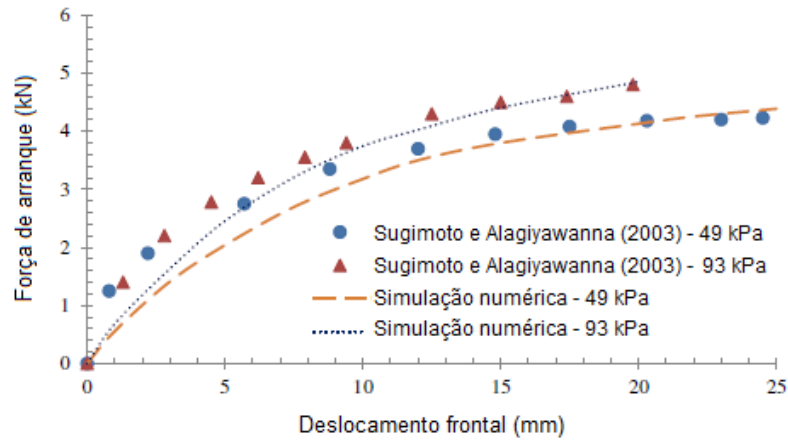


Figura 2.38 - Evolução força de arranque – deslocamento frontal para $\sigma_v = 49$ kPa e $\sigma_v = 93$ kPa (adaptado de Tran *et al.*, 2013)

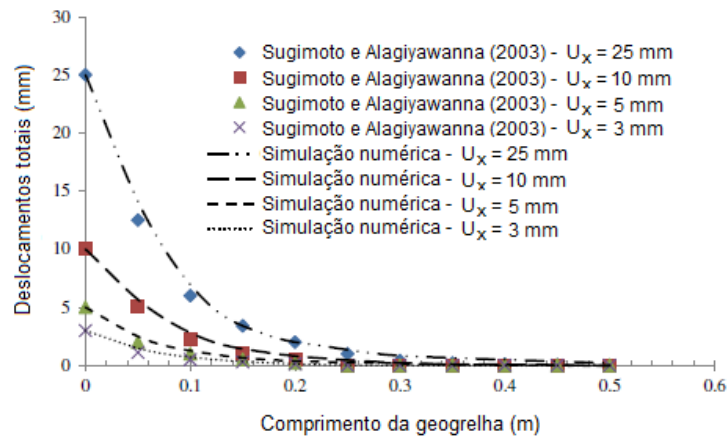


Figura 2.39 - Deslocamentos totais ao longo do comprimento da geogrelha para $\sigma_v = 49$ kPa (adaptado de Tran *et al.*, 2013)

Através da observação da configuração deformada da geogrelha, correspondente a $U_x = 10$ mm e $\sigma_v = 49$ kPa (Figura 2.40), os autores concluíram que as deformações mais significativas da geogrelha ocorrem nas proximidades da zona de aplicação da força de arranque, decrescendo rapidamente com a distância à extremidade frontal. As barras longitudinais da geogrelha sofrem deformações axiais, enquanto nas barras transversais ocorrem deformações por flexão, particularmente importantes nas vizinhanças da pega.

A distribuição das tensões tangenciais (τ_{xx}) ao longo do comprimento da geogrelha para $U_x = 10$ mm e $\sigma_v = 49$ kPa é apresentada na Figura 2.41. Em conformidade com o padrão de deslocamentos, as tensões tangenciais são mais elevadas na parte frontal da geogrelha, atingindo um valor desprezável a

partir de cerca de metade do comprimento da mesma. Por outro lado, é possível constatar que as tensões tangenciais mobilizadas nas barras longitudinais da geogrelha são superiores às mobilizadas nas barras transversais (Tran *et al.*, 2003).

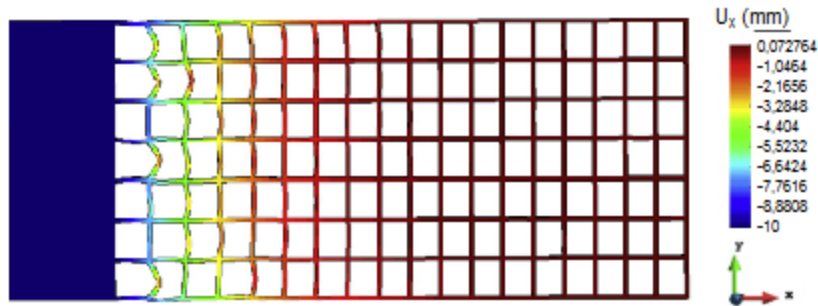


Figura 2.40 - Configuração deformada da geogrelha para $U_x = 10$ mm e $\sigma_v = 49$ kPa (adaptado de Tran *et al.*, 2013)

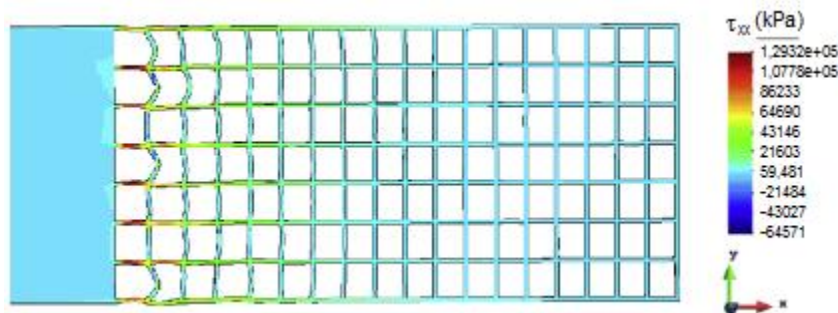


Figura 2.41 - Distribuição de tensões tangenciais ao longo da geogrelha para $U_x = 10$ mm e $\sigma_v = 49$ kPa (adaptado de Tran *et al.*, 2013)

Tal como mostra a Figura 2.42, a simulação numérica conduzida por Tran *et al.* (2013) permitiu analisar separadamente a contribuição dos diferentes mecanismos de interação solo-geogrelha para a resistência total da interface (T). A figura indica que, independentemente do deslocamento frontal considerado, a contribuição da resistência passiva mobilizada nas barras transversais do reforço (T_p) é inferior à contribuição do mecanismo de atrito lateral nas duas faces do reforço ($2T_{s/g}$), sendo este, portanto, o mecanismo de interação dominante. Contudo, o aumento da resistência proporcionada pelo atrito torna-se pouco significativo para deslocamentos frontais superiores a cerca de 18 mm, o que corresponde ao início do deslizamento da geogrelha (Tran *et al.*, 2013).

Os autores analisaram ainda a contribuição acumulada das diferentes barras transversais da geogrelha para a resistência passiva total, considerando diferentes valores do deslocamento frontal (Figura 2.43), tendo concluído que as barras situadas num comprimento de 0,18 m medido a partir da extremidade frontal mobilizam aproximadamente 90% da resistência passiva total, sendo mais de 50% dessa resistência mobilizada nas barras transversais situadas num comprimento de 0,06 m a partir da pega.

Note-se que a constatação retirada por via numérica de que as barras transversais próximas da parte frontal da caixa contribuem de forma mais significativa para a resistência passiva total mobilizada está em concordância com as conclusões apresentadas por outros autores, tais como Costalonga (1990), Milligan *et al.* (1990) e Palmeira (1987; 2004; 2009).

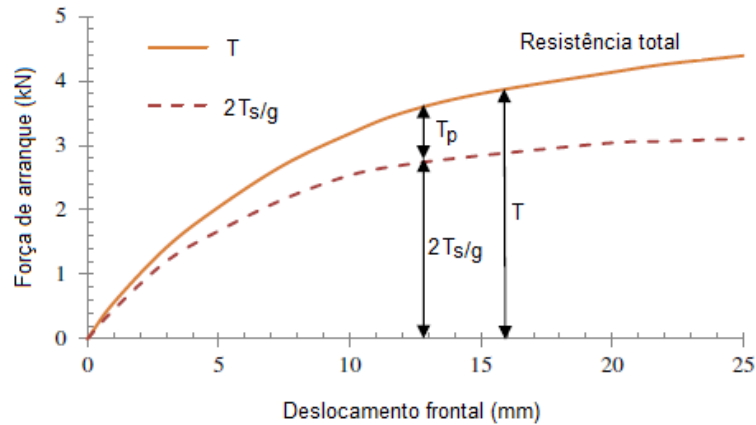


Figura 2.42 - Componentes da resistência ao arranque para $\sigma_v = 49$ kPa (adaptado de Tran *et al.*, 2013)

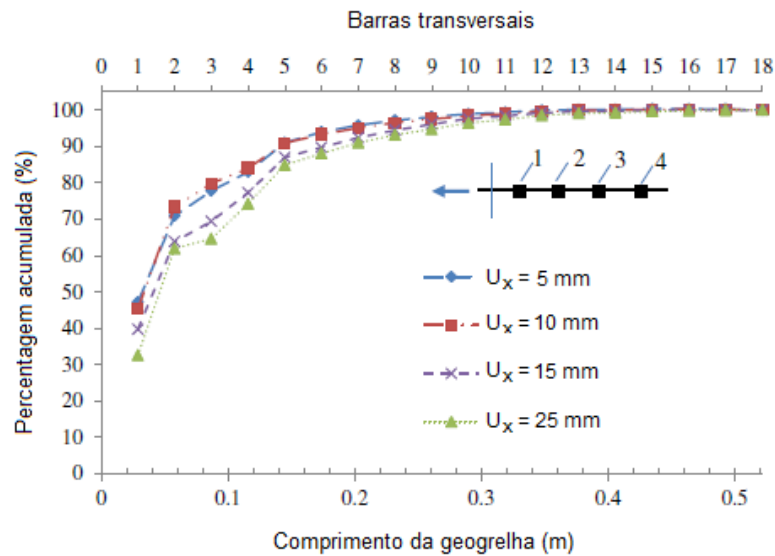


Figura 2.43 - Contribuição acumulada das barras transversais da geogrelha para a resistência passiva total, com $\sigma_v = 49$ kPa (adaptado de Tran *et al.*, 2013)

A Figura 2.44 apresenta o campo de deslocamentos em todo o domínio do solo, para $U_x = 10$ mm e $\sigma_v = 49$ kPa. É possível observar que o movimento do solo é mais significativo nas proximidades da parede frontal da caixa, causando um aumento da densidade do solo nessa zona. À medida que aumenta a distância à parede frontal, o movimento torna-se gradualmente menos visível, podendo considerar-se desprezável a partir de cerca de metade do comprimento da geogrelha. As partículas de solo junto à geogrelha tendem a mover-se na horizontal, em direção à parede frontal, mudando gradualmente para a direção vertical à medida que se aproximam da parede (Tran *et al.*, 2013).

Refira-se, por fim, que estas verificações estão em conformidade com as imagens radiográficas obtidas por Alagiyawanna *et al.* (2001) em ensaios de arranque de geogrelhas e com constatações anteriores de Jewell (1980) e Dyer (1985) relativas ao padrão de deslocamentos do solo durante o ensaio de arranque.

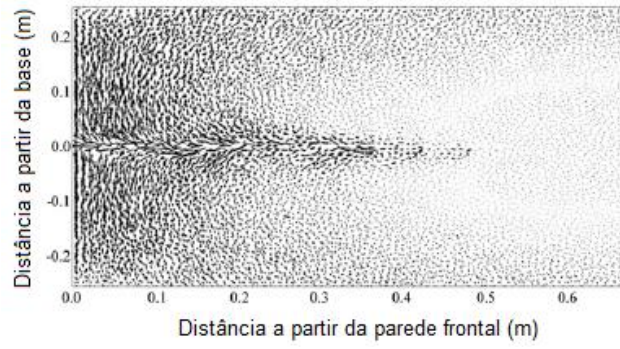


Figura 2.44 - Campo de deslocamentos do domínio do solo para $U_x = 10$ mm e $\sigma_v = 49$ kPa (adaptado de Tran *et al.*, 2013)

3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental a seguir descrito foi desenvolvido no Laboratório de Geossintéticos da FEUP. O estudo consistiu, fundamentalmente, na análise da interação solo-geossintético em movimentos de corte direto, de corte em plano inclinado e de arranque, utilizando dois solos e quatro geossintéticos com características distintas. O presente capítulo começa pela caracterização dos materiais envolvidos no estudo, sendo apresentados, numa fase posterior, os diferentes ensaios de interação solo-geossintético. Para cada tipo de ensaio, inclui-se a respetiva referência normativa, bem como a descrição do equipamento utilizado, dos procedimentos levados a cabo para a sua preparação e, finalmente, das condições experimentais analisadas e objetivos estabelecidos.

3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS ENVOLVIDOS NO ESTUDO

3.2.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Neste estudo laboratorial foram utilizados dois solos com propriedades físicas e mecânicas distintas, designadamente, uma areia limpa e um solo residual do granito desagregado, tendo este último sido usado na maioria dos ensaios executados. No que se refere aos geossintéticos, foram selecionadas duas geogrelhas, um geocompósito de reforço e um geotêxtil. Procurou-se, desta forma, analisar e comparar o comportamento de interfaces solo-geossintético constituídas por diferentes materiais.

3.2.2. SOLOS

Um dos solos utilizados no presente trabalho foi uma areia limpa, mal graduada, de classificação SP de acordo com o Sistema Unificado (Figura 3.1a). Esta areia é comercialmente designada por SP49 e, em termos de composição química, é maioritariamente constituída por sílica. O solo residual do granito (SRG) considerado (Figura 3.1b) possui uma granulometria extensa e pode ser classificado como SW-SM (areia bem graduada com silte e cascalho).

A caracterização física destes solos compreendeu a sua análise granulométrica e a determinação da densidade das partículas sólidas e dos valores máximo e mínimo do peso volúmico seco, de acordo com as normas ASTM D4253-93 e ASTM D4254-93. No caso do solo residual do granito, foram ainda determinados os parâmetros de compactação, através do ensaio de Proctor modificado, bem como o limite de liquidez. Visto não ter sido possível determinar o limite de plasticidade, o solo pode ser considerado não-plástico. As curvas granulométricas e os índices físicos dos dois solos utilizados são apresentados na Figura 3.2 e no Quadro 3.1, respetivamente.



Figura 3.1 - Aspetto visual dos solos utilizados: a) areia limpa; b) solo residual do granito

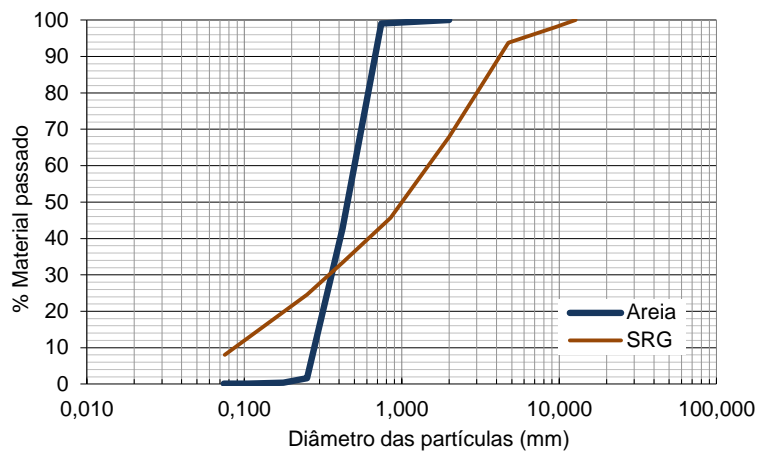


Figura 3.2 - Curvas granulométricas dos solos utilizados

Quadro 3.1 - Índices físicos dos solos utilizados

Índice físico	Areia	SRG
D ₁₀ (mm)	0,27	0,09
D ₃₀ (mm)	0,36	0,35
D ₅₀ (mm)	0,45	1,00
Coefficiente de uniformidade, C _U	1,9	16,9
Coefficiente de curvatura, C _C	0,9	1,0
Densidade das partículas sólidas, G	2,65	2,73
Peso volúmico seco máximo, γ_{dmax} (kN/m ³)	17,10	18,14
Peso volúmico seco mínimo, γ_{dmin} (kN/m ³)	14,52	13,40
Índice de vazios mínimo, e _{min}	0,520	0,476
Índice de vazios máximo, e _{max}	0,791	0,998
Peso volúmico seco máximo Proctor, γ_{dmax} (kN/m ³)	-	18,93
Teor em água ótimo*, w _{ót} (%)	-	11,45
Limite de liquidez, w _L (%)	-	43
Limite de plasticidade, w _P (%)	-	-

* Teor em água gravimétrico

3.2.3. GEOSINTÉTICOS

Tal como se referiu, foram usados neste trabalho experimental quatro geossintéticos com características distintas, designadamente, uma geogrelha uniaxial extrudida (GGRU), uma geogrelha biaxial tecida (GGRB), um geocompósito de reforço uniaxial (GCR) e um geotêxtil não tecido (GTX). O Quadro 3.2 resume as principais propriedades físicas e mecânicas destes materiais.

Quadro 3.2 - Propriedades físicas e mecânicas dos geossintéticos utilizados

	Geossintéticos			
	GGRU	GGRB	GCR	GTX
Matéria-prima	PEAD	PET	PET/PP	PP
Massa por unidade de área (g/m ²)	450	380	310	1000
Espessura nominal (mm)	-	-	2,3	7,2
Espessura das barras longitudinais (mm)	1,1	1,6	-	-
Espessura das barras transversais (mm)	2,5 - 2,7	1,6	-	-
Dimensão da malha (mm)	22×235	25×25	-	-
Percentagem de aberturas (%)	59	68	-	-
Resistência à tração ¹ (kN/m)	68	58	58	55
Extensão na força máxima ¹ (%)	11,0	10,5	11,5	105,0
Resistência à tração ² (kN/m)	52,2	43,9	54,6	69,5
Extensão na força máxima ² (%)	12,4	7,9	10,6	104,0
Módulo de rigidez secante para $\epsilon = 5\%$ ² (kN/m)	509,8	401,6	600,9	156,3

¹ De acordo com as indicações do fabricante (direção de fabrico)

² De acordo com os ensaios de tração realizados (direção de fabrico)

A geogrelha uniaxial extrudada, representada na Figura 3.3, é produzida a partir de polietileno de alta densidade (PEAD) e apresenta uma massa por unidade de área de 450 g/m² (determinada no LGS da FEUP). É constituída por uma malha de cerca de 22 mm × 235 mm, com uma dimensão média de aberturas de 16 mm × 219 mm. As barras transversais possuem uma espessura variável entre 2,5 e 2,7 mm.



Figura 3.3 - Aspeto visual da GGRU

Segundo as indicações do fabricante, a geogrelha apresenta uma resistência à tração de 68 kN/m e uma extensão na força máxima de cerca de 11% (valores médios). Devido às suas características mecânicas, trata-se de um material amplamente utilizado na construção de muros de solo reforçado e de encontros de pontes, na estabilização de taludes íngremes e na reparação de deslizamentos de solo.

Para a análise do comportamento tração-extensão da geogrelha GGRU, foi realizado um ensaio de tração de acordo com a norma EN ISO 10319 (2008), numa prensa eletromecânica com capacidade máxima (em tração e em compressão) de 50 kN. Tendo em conta a elevada resistência e rigidez da geogrelha, optou-se pela utilização das pegas em cunha de face rugosa, com as quais se conseguiu evitar o escorregamento dos provetes ao longo do ensaio. A leitura das extensões foi efetuada por intermédio de um vídeo-extensómetro. Tal como mostra a Figura 3.4, os pontos de referência (alvos) foram posicionados no eixo de simetria dos provetes (paralelo à direção de aplicação da carga), separados por um elemento transversal. O carregamento foi aplicado com velocidade de deformação igual a 20%/minuto.



Figura 3.4 - Proвете de GGRU antes do ensaio de tração

A Figura 3.5 apresenta a evolução da força de tração em função da extensão para os cinco provetes ensaiados e o Quadro 3.3 resume os resultados do ensaio em termos da força máxima de tração (T_{max}), extensão na força máxima (ϵ_{Tmax}), módulos de rigidez secante correspondentes a 2%, 5% e 10% de deformação ($J_{2\%}$, $J_{5\%}$ e $J_{10\%}$, respetivamente) e módulo de rigidez secante para a força máxima (J_{Tmax}).

Como se pode observar, o valor médio da resistência à tração (52,18 kN/m) ficou aquém do valor indicado pelo produtor (cerca de 23,3%). Por outro lado, o valor médio da extensão correspondente à força máxima (12,37%) ultrapassou ligeiramente o valor especificado na ficha técnica da geogrelha.

Analisando os valores do módulo de rigidez secante para as diferentes fases do ensaio de tração, conclui-se que os mesmos reduziram progressivamente com o aumento da deformação da geogrelha, sendo o valor do módulo de rigidez secante correspondente à força máxima de tração cerca de metade do valor referente a uma extensão de 2%.

Quanto à variabilidade nos resultados do ensaio, verifica-se, a partir do Quadro 3.3, que o coeficiente de variação associado à força máxima de tração assumiu um valor próximo de 4,72%, tendo-se obtido para os restantes parâmetros valores do coeficiente de variação compreendidos entre 7,27% e 8,98%.

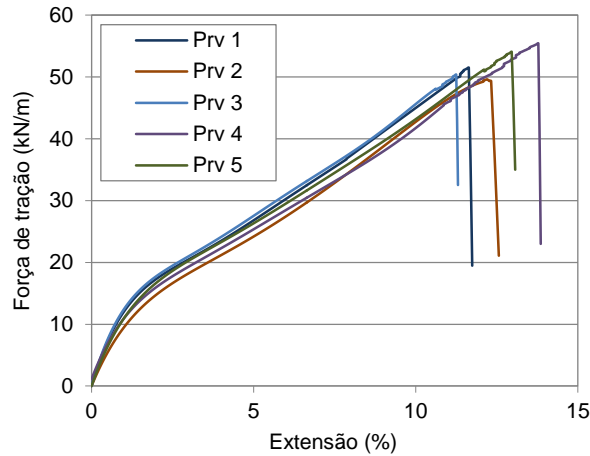


Figura 3.5 - Comportamento tração-extensão da geogrelha GGRU (direção de fabrico)

Quadro 3.3 - Resumo dos resultados do ensaio de tração da geogrelha GGRU (direção de fabrico)

	T_{max} (kN/m)	ϵ_{Tmax} (%)	$J_{2\%}$ (kN/m)	$J_{5\%}$ (kN/m)	$J_{10\%}$ (kN/m)	J_{Tmax} (kN/m)
Provete 1	51,48	11,64	866,74	535,99	450,24	437,37
Provete 2	49,61	12,21	739,18	483,60	427,30	404,59
Provete 3	50,35	11,25	888,55	550,51	456,04	443,08
Provete 4	55,41	13,79	730,95	452,37	377,15	359,33
Provete 5	54,04	12,96	835,32	526,39	431,53	413,82
Média	52,18	12,37	812,15	509,77	428,45	411,64
Desvio padrão	2,46	1,02	72,92	40,63	31,14	33,32
Coef. variação (%)	4,72	8,25	8,98	7,97	7,27	8,10

A geogrelha biaxial tecida (Figura 3.6) é fabricada a partir de fibras de poliéster (PET) de elevada resistência e constituída por uma malha quadrada de aproximadamente 25 mm. As barras longitudinais e transversais apresentam uma espessura de cerca de 1,6 mm. A massa por unidade de área, determinada no LGS da FEUP, ronda os 380 g/m². De acordo com os dados do fabricante, a geogrelha exibe uma resistência à tração de 58 kN/m, em ambas as direções, e uma extensão na força máxima de cerca de 10,5%, na direção de fabrico, e de 10%, na direção perpendicular (valores médios).

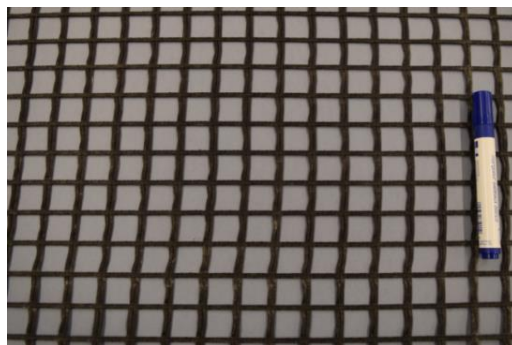


Figura 3.6 - Aspeto visual da GGRB

Esta geogrelha é caracterizada por uma elevada resistência à tração e baixa deformabilidade a longo prazo, sendo utilizada, essencialmente, para aumentar a capacidade resistente do solo em muros de contenção, taludes íngremes, aterros sanitários, fundações, estradas pavimentadas e não pavimentadas e ferrovias.

Para a análise do comportamento tração-extensão da geogrelha e de modo a evitar o escorregamento do material nas zonas de fixação, foram utilizadas umas pegas cilíndricas com 100 mm de diâmetro. Os pontos de referência para a monitorização da extensão ao longo do ensaio foram posicionados no eixo de simetria dos provetes, com um afastamento entre si superior a 60 mm (Figura 3.7).

A Figura 3.8 ilustra as curvas força-extensão obtidas nos ensaios efetuados na direção de fabrico (Figura 3.8a) e na direção perpendicular ao fabrico (Figura 3.8b). Os Quadros 3.4 e 3.5 reúnem os resultados relativos aos cinco provetes ensaiados em cada uma das direções (direções de fabrico e perpendicular, respetivamente), em termos de força máxima de tração e correspondente extensão, módulos de rigidez secante para 2% e 5% de deformação e módulo de rigidez secante para a força máxima.



Figura 3.7 - Provede de GGRB antes do ensaio de tração

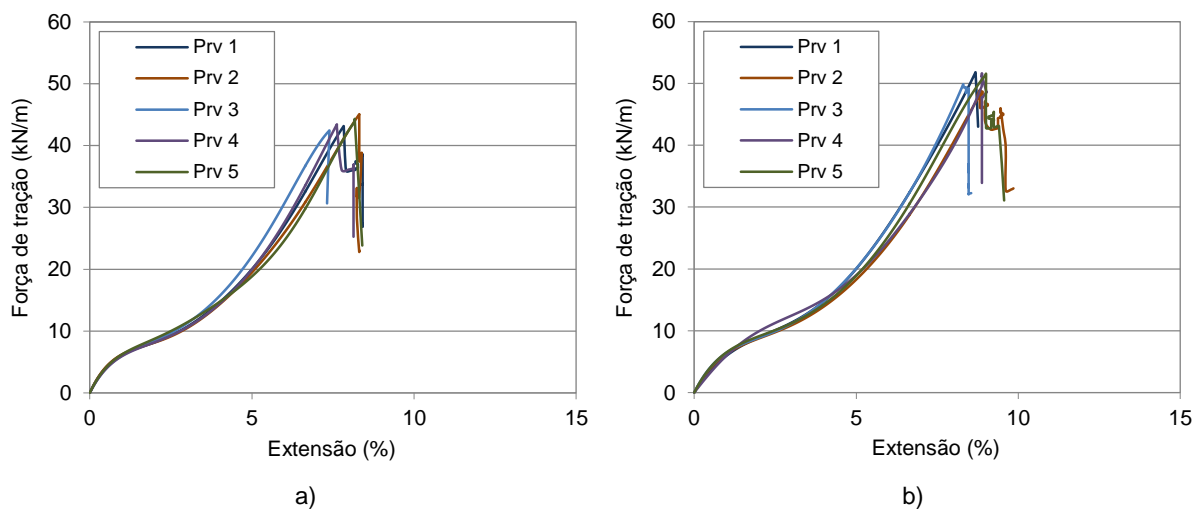


Figura 3.8 - Comportamento tração-extensão da geogrelha GGRB: a) direção de fabrico; b) direção perpendicular

Quadro 3.4 - Resumo dos resultados do ensaio de tração da geogrelha GGRB (direção de fabrico)

	T_{max} (kN/m)	ε_{Tmax} (%)	$J_{2\%}$ (kN/m)	$J_{5\%}$ (kN/m)	J_{Tmax} (kN/m)
Provete 1	43,89	7,83	409,57	400,25	551,20
Provete 2	45,09	8,31	406,69	389,44	542,45
Provete 3	43,28	7,39	422,25	442,29	574,53
Provete 4	42,95	7,62	408,85	399,25	570,11
Provete 5	44,32	8,17	437,69	376,71	537,13
Média	43,91	7,86	417,01	401,59	555,08
Desvio padrão	0,85	0,38	13,07	24,65	16,59
Coef. variação (%)	1,94	4,83	3,14	6,14	2,99

Quadro 3.5 - Resumo dos resultados do ensaio de tração da geogrelha GGRB (direção perpendicular ao fabrico)

	T_{max} (kN/m)	ε_{Tmax} (%)	$J_{2\%}$ (kN/m)	$J_{5\%}$ (kN/m)	J_{Tmax} (kN/m)
Provete 1	52,17	8,68	446,60	400,67	596,99
Provete 2	48,95	8,82	437,93	365,71	547,00
Provete 3	49,44	8,31	443,59	401,79	601,46
Provete 4	51,65	8,88	495,94	379,86	559,21
Provete 5	51,59	9,00	455,41	377,90	571,53
Média	50,76	8,74	455,89	385,18	575,24
Desvio padrão	1,46	0,27	23,26	15,62	23,60
Coef. variação (%)	2,87	3,06	5,10	4,06	4,10

Com base nos resultados apresentados na Figura 3.8 e nos Quadros 3.4 e 3.5 é possível constatar que, à semelhança do que foi anteriormente verificado para a geogrelha uniaxial, os valores médios da resistência à tração obtidos nos ensaios executados (43,91 kN/m, na direção de fabrico, e 50,76 kN/m, na direção perpendicular) situam-se abaixo dos valores da resistência máxima indicados pelo fabricante (24,3% e 12,5% para as direções de fabrico e perpendicular ao fabrico, respetivamente). Naturalmente, os valores médios da deformação correspondente à força máxima (7,86%, na direção de fabrico, e 8,74%, na direção perpendicular) são também inferiores aos valores apresentados no catálogo do fabricante.

Relativamente aos valores do módulo de rigidez secante, observa-se que estes reduziram com o aumento da deformação da geogrelha entre 2% e 5%. No entanto, para o módulo de rigidez correspondente à força máxima de tração foram obtidos valores significativamente superiores aos determinados para os restantes módulos considerados, o que indica que, nas proximidades da rotura por tração, a geogrelha exhibe um comportamento tendencialmente mais rígido.

Os coeficientes de variação em relação à força máxima e à extensão para a qual esta é atingida variam entre 1,94% e 4,83%, podendo concluir-se que foi atingida uma boa repetibilidade de resultados. De forma semelhante, para os diferentes módulos de rigidez secante foram obtidos coeficientes de variação menores ou iguais a 6,14%.

O geocompósito de reforço uniaxial consiste num geotêxtil não tecido em polipropileno (PP) reforçado por filamentos de poliéster de elevada resistência, sendo adequado ao reforço de solos a curto e a longo prazo. De acordo com os ensaios efetuados no LGS da FEUP, possui uma espessura nominal de 2,3 mm e uma massa por unidade de área de cerca de 310 g/m². Tal como ilustra a Figura 3.9, o geocompósito apresenta duas faces distintas, designadas por faces superior e inferior para efeitos de distinção no presente trabalho.

Segundo a ficha do produtor, o valor médio da resistência à tração do geossintético na direção de fabrico é de 58 kN/m e a extensão para a qual esta é atingida ronda os 11,5%. Já na direção perpendicular, o valor da resistência à tração indicado é bastante inferior (12 kN/m), correspondendo-lhe uma extensão de 85%.

Para o ensaio à tração deste material optou-se pela utilização das pegas em cunha de face rugosa (Figura 3.10). Com vista à minimização dos escorregamentos ao longo do ensaio, adotou-se o procedimento recomendado pelo fabricante, que consiste em cortar os provetes com um comprimento superior ao exigido pela norma do ensaio, seguindo-se a dobragem e colagem de duas zonas nas suas extremidades. Para além deste procedimento, foram ainda inseridos, em cada provete, dois varões de aço de 4 mm de diâmetro, nas zonas de dobragem, à semelhança do método utilizado por Vieira (2008) no ensaio de um geocompósito de reforço de elevada resistência.

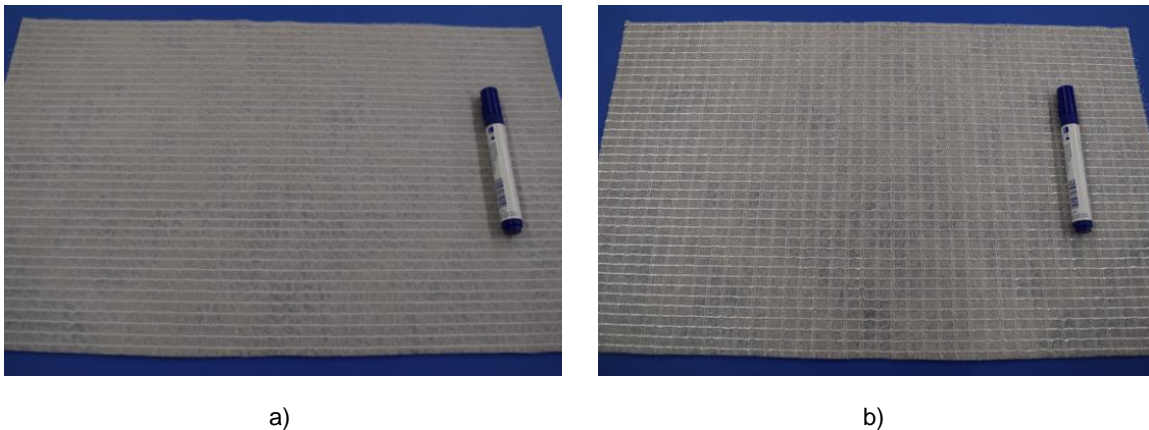


Figura 3.9 - Aspeto visual do GCR: a) face inferior; b) face superior

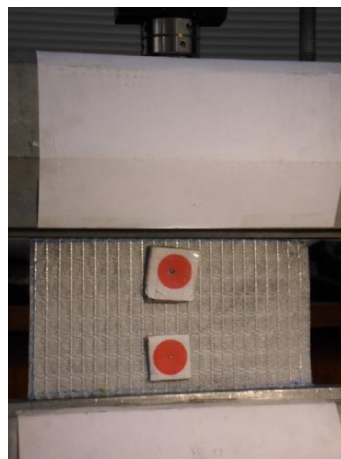


Figura 3.10 - Provetes de GCR antes do ensaio de tração

A Figura 3.11(a) e o Quadro 3.6 apresentam os resultados relativos aos cinco provetes ensaiados na direção de fabrico. Os resultados referentes à direção perpendicular ao fabrico podem, por sua vez, ser consultados na Figura 3.11(b) e no Quadro 3.7. Da análise comparativa entre os resultados apresentados e os valores constantes da ficha do produtor conclui-se que, para a direção de fabrico, foram obtidos nos ensaios realizados valores de resistência à tração ligeiramente inferiores aos valores do produtor (5,8%). Todavia, na direção perpendicular ao fabrico, verificou-se o oposto, sendo o valor médio da resistência à tração atingida 30% superior ao valor indicado pelo fabricante.

Em termos de extensão para a força máxima de tração, os valores registados nos ensaios são relativamente próximos dos valores apresentados pelo produtor para ambas as direções consideradas. No que se refere aos módulos de rigidez secante, observa-se que, independentemente da direção de ensaio, os valores reduzem com o aumento da deformação do geossintético. Tal como seria de esperar, tratando-se de um material de reforço uniaxial, a rigidez exibida na direção de fabrico é claramente superior à atingida na direção perpendicular.

Os quadros apresentados mostram ainda que os coeficientes de variação dos valores da força máxima de tração e respetiva extensão variam entre 2,02% e 4,10%, evidenciando baixa variabilidade nos resultados do ensaio. No entanto, para os módulos de rigidez secante foram, em geral, obtidos coeficientes de variação mais elevados.

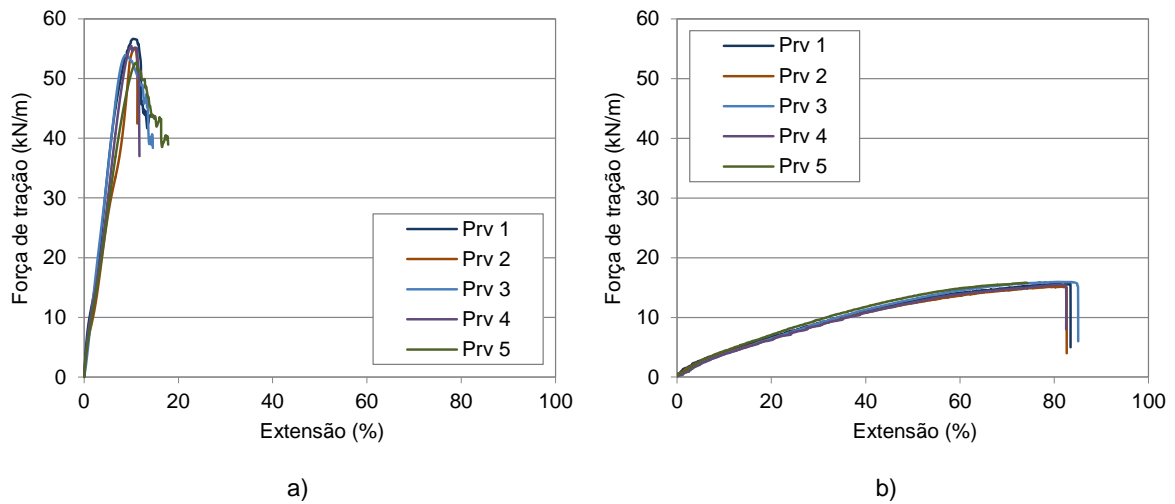


Figura 3.11 - Comportamento tração-extensão do GCR: a) direção de fabrico; b) direção perpendicular

Quadro 3.6 - Resumo dos resultados do ensaio de tração do GCR (direção de fabrico)

	T_{max} (kN/m)	ϵ_{Tmax} (%)	$J_{2\%}$ (kN/m)	$J_{5\%}$ (kN/m)	$J_{10\%}$ (kN/m)	J_{Tmax} (kN/m)
Provete 1	56,66	10,40	669,27	698,35	563,67	545,00
Provete 2	55,35	10,44	534,58	482,87	550,13	530,24
Provete 3	53,76	10,82	738,40	686,27	523,66	497,10
Provete 4	54,70	10,03	609,55	571,09	546,69	545,14
Provete 5	52,69	11,17	575,20	565,77	508,43	471,88
Média	54,63	10,57	625,40	600,87	538,51	517,87
Desvio padrão	1,51	0,43	80,18	90,61	22,14	32,32
Coef. variação (%)	2,77	4,10	12,82	15,08	4,11	6,24

Quadro 3.7 - Resumo dos resultados do ensaio de tração do GCR (direção perpendicular ao fabrico)

	T_{\max} (kN/m)	$\varepsilon_{T_{\max}}$ (%)	$J_{2\%}$ (kN/m)	$J_{5\%}$ (kN/m)	$J_{10\%}$ (kN/m)	$J_{T_{\max}}$ (kN/m)
Provete 1	15,61	80,89	72,57	56,02	42,21	14,56
Provete 2	15,14	81,47	71,92	52,78	39,55	17,47
Provete 3	15,95	80,56	41,44	46,27	38,27	18,88
Provete 4	15,48	81,68	43,91	43,84	38,20	16,24
Provete 5	15,82	74,01	57,18	53,35	43,63	19,60
Média	15,60	79,72	57,41	50,45	40,37	17,35
Desvio padrão	0,32	3,23	14,81	5,15	2,44	2,03
Coef. variação (%)	2,02	4,05	25,80	10,21	6,04	11,69

O geotêxtil não tecido é produzido a partir de filamentos contínuos de polipropileno, mecanicamente ligados, e tem o aspeto visual ilustrado na Figura 3.12. Possui uma espessura nominal de 7,2 mm e uma massa por unidade de área de 1000 g/m^2 , de acordo com os ensaios efetuados no LGS da FEUP.

É um material frequentemente utilizado na proteção de geomembranas, para que estas mantenham permanentemente a sua função de impermeabilização. Graças à sua espessura e resistência à tração, a pressão e o atrito que poderiam danificar as geomembranas no seu contacto com outros materiais (como agregados) são significativamente reduzidos, bem como o perigo de deslizamento, especialmente em taludes.

Este geotêxtil pode também desempenhar funções de drenagem, uma vez que permite o fluxo de água e gás no seu próprio plano em toda a espessura do material. De acordo com a informação disponibilizada pelo produtor, é resistente aos raios UV provenientes da luz direta do sol e aos produtos químicos e biológicos que possam existir nos solos e noutros materiais de construção, podendo estar em contacto com águas subterrâneas, pois não é solúvel em água.

Em termos de resistência à tração, o produtor indica um valor médio de 55 kN/m para ambas as direções do geossintético, ao qual correspondem valores médios de extensão de 105%, na direção de fabrico, e de 100%, na direção perpendicular.



Figura 3.12 - Aspeto visual do GTX

Para a análise do comportamento tração-extensão do geotêxtil, foram ensaiados cinco provetes em cada uma das direções, utilizando as pegas em cunha de face rugosa (Figura 3.13) e seguindo os procedimentos anteriormente descritos para o geocompósito de reforço, no que se refere quer à dobração e colagem das extremidades dos provetes, quer à utilização dos varões de aço nas zonas de dobração.

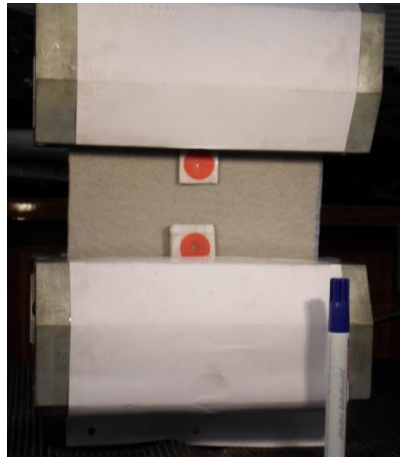


Figura 3.13 - Provede de GTX antes do ensaio de tração

A Figura 3.14 e os Quadros 3.8 e 3.9 apresentam os resultados dos ensaios realizados nas direções de fabrico (Figura 3.14a e Quadro 3.8) e perpendicular ao fabrico (Figura 3.14b e Quadro 3.9). É possível constatar que, independentemente da direção considerada, o valor médio da resistência à tração atingida nos ensaios ultrapassa o valor indicado pelo produtor (cerca de 26,4% e 28,7%, para as direções de fabrico e perpendicular, respetivamente). Em termos de extensão para a força máxima, considera-se que os valores médios obtidos (104%, na direção de fabrico, e 101%, na direção perpendicular) são muito semelhantes aos valores fornecidos pelo produtor.

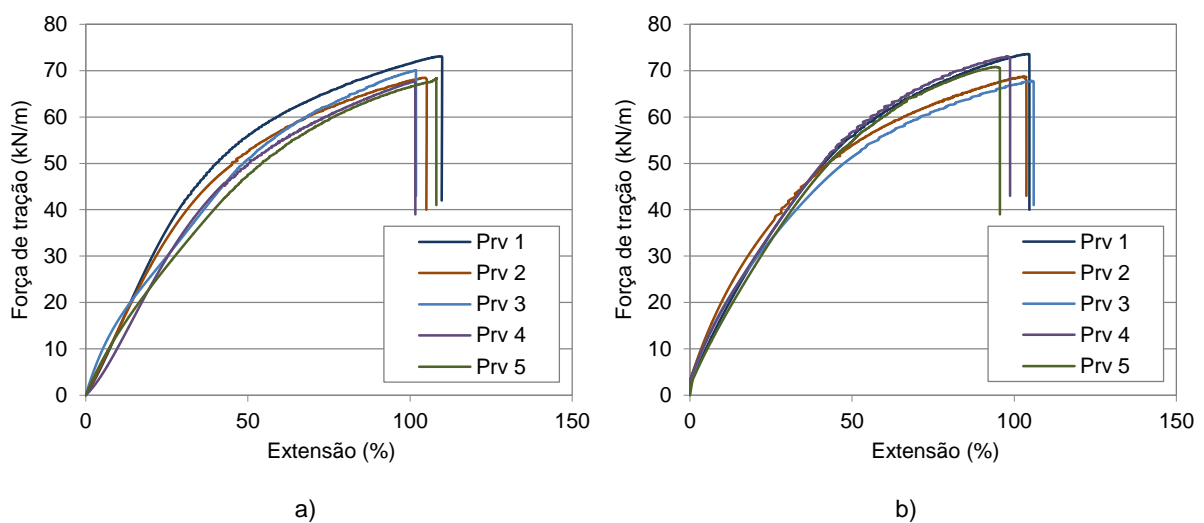


Figura 3.14 - Comportamento tração-extensão do GTX: a) direção de fabrico; b) direção perpendicular

Quadro 3.8 - Resumo dos resultados do ensaio de tração do GTX (direção de fabrico)

	T_{max} (kN/m)	ε_{Tmax} (%)	$J_{2\%}$ (kN/m)	$J_{5\%}$ (kN/m)	$J_{10\%}$ (kN/m)	J_{Tmax} (kN/m)
Provete 1	73,10	108,78	220,81	158,33	135,19	75,29
Provete 2	68,47	104,37	210,10	140,96	126,06	65,61
Provete 3	70,10	101,66	255,46	209,42	161,11	104,25
Provete 4	67,61	97,88	127,00	118,26	105,65	95,65
Provete 5	68,38	107,45	168,50	154,46	136,51	97,31
Média	69,53	104,03	196,37	156,29	132,90	87,62
Desvio padrão	2,19	4,41	49,66	33,59	20,02	16,37
Coef. variação (%)	3,15	4,24	25,29	21,49	15,07	18,68

Quadro 3.9 - Resumo dos resultados do ensaio de tração do GTX (direção perpendicular ao fabrico)

	T_{max} (kN/m)	ε_{Tmax} (%)	$J_{2\%}$ (kN/m)	$J_{5\%}$ (kN/m)	$J_{10\%}$ (kN/m)	J_{Tmax} (kN/m)
Provete 1	73,59	104,32	270,27	207,40	172,31	62,19
Provete 2	68,67	102,56	330,77	306,99	209,44	64,10
Provete 3	67,77	105,30	478,96	259,45	187,58	103,62
Provete 4	73,08	97,81	373,44	250,30	177,27	109,50
Provete 5	70,81	94,18	233,82	201,44	164,03	113,88
Média	70,78	100,83	337,45	245,11	182,12	90,66
Desvio padrão	2,58	4,70	95,68	42,99	17,49	25,39
Coef. variação (%)	3,65	4,66	28,35	17,54	9,60	28,00

Relativamente aos módulos de rigidez secante, verifica-se que, à semelhança do que foi anteriormente observado para a geogrelha uniaxial e para o geocompósito de reforço, os valores reduzem progressivamente com o aumento da deformação do geotêxtil. Os resultados sugerem, ainda, que o geotêxtil apresenta uma rigidez superior quando tracionado na direção perpendicular ao fabrico, particularmente para deformações reduzidas.

Finalmente, importa referir que os coeficientes de variação associados à força máxima de tração e respetiva extensão não ultrapassam os 4,66%, o que é indicador de uma boa repetibilidade de resultados. Em contrapartida, a variabilidade associada aos valores dos módulos de rigidez secante é significativamente mais elevada.

3.3. ENSAIOS DE CORTE DIRETO

3.3.1. REFERÊNCIA NORMATIVA

A norma Europeia EN ISO 12957-1 (2005) estabelece um conjunto de princípios com vista à determinação das características de atrito de geossintéticos em contacto com uma areia normalizada, utilizando um equipamento de ensaio de corte direto.

Esta norma prevê a existência de duas modalidades de ensaio distintas: ensaio de área de contacto constante e ensaio de área reduzida. Para a realização de ensaios de área constante é necessário que a

meia-caixa inferior móvel, à qual se fixa o geossintético, apresente uma dimensão superior à da meia-caixa superior fixa. A norma especifica que, para esta modalidade de ensaio, a caixa de corte deve ser dividida em duas meias-caixas (meia-caixa superior e meia-caixa inferior) independentes e suficientemente rígidas, para evitar distorções quando solicitadas pelas cargas de ensaio. As dimensões internas da meia-caixa superior não devem ser inferiores a 300 mm × 300 mm, sendo que a largura não deve ser inferior a 50% do comprimento. Para o ensaio de geogrelhas, as dimensões mínimas da caixa de corte devem ser tais que permitam que pelo menos dois elementos longitudinais e três elementos transversais permaneçam em contacto com o solo no decorrer do ensaio. Deve prever-se uma adequada fixação do geossintético na meia-caixa inferior, de modo a evitar o seu deslizamento durante o ensaio. A meia-caixa inferior deve ser suficientemente longa para assegurar o contacto entre o solo e o geossintético para um deslocamento relativo de, pelo menos, 16,5% do comprimento interno da meia-caixa superior.

Relativamente à modalidade de ensaio com redução da área de contacto, a norma refere apenas que as meias-caixas superior e inferior do equipamento devem ter dimensões iguais e não inferiores a 300 mm × 300 mm.

Independentemente da modalidade de ensaio, a norma recomenda que o geossintético seja colocado num suporte rígido e horizontal, adequadamente fixado na parte frontal da meia-caixa inferior, fora da área de corte. Para evitar o deslocamento relativo entre o geossintético e o suporte rígido, o provete deve ser colado na base rígida ou, alternativamente, deve tornar-se rugosa a superfície do suporte, utilizando, por exemplo, uma folha de óxido de alumínio abrasivo (P80, de acordo com a ISO 6344-2:1998).

Caso se utilize uma base rígida para suporte de geogrelhas (ou geotêxteis) com elevada percentagem de aberturas, deve ser determinada a resistência ao corte máxima entre o solo e o suporte, para cada valor da tensão normal de ensaio. Contudo, nos ensaios de corte direto de geogrelhas com grandes aberturas (> 15 mm), em que estas representam uma elevada percentagem (> 50%) da superfície total do provete, poderá ser utilizada uma base de solo, em alternativa ao suporte rígido. Neste caso, a meia-caixa inferior será preenchida com solo, com o índice de compactidade pretendido.

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

O sistema de carregamento do eixo horizontal deve ser capaz de aplicar uma força de corte que imponha uma taxa de deslocamento constante de $(1 \pm 0,2)$ mm/min. A força de corte deve ser medida com uma precisão de $\pm 2\%$ e o deslocamento horizontal com uma precisão de $\pm 0,02$ mm.

A força normal à superfície de corte pode ser aplicada utilizando qualquer tipo de membrana flexível, preenchida por um fluido, que assegure que a mesma é aplicada uniformemente em toda a área do provete. A força normal deve ser medida com uma precisão de $\pm 2\%$.

A norma alerta para a necessidade de, no projeto do equipamento de ensaio, se ter em consideração a dilatância da areia, recomendando que se deixe uma folga igual à espessura do provete, acrescida de 0,5 mm, entre as meias-caixas superior e inferior.

Os provetes a ensaiar devem ser retirados de acordo com as especificações da norma EN ISO 9862 (2005). Se o geossintético apresentar faces distintas, ambas as faces devem ser ensaiadas. O ensaio deve ser realizado para tensões normais iguais a 50, 100 e 150 kPa, sendo recomendada a repetição do ensaio com tensão normal intermédia (100 kPa).

O ensaio termina quando o deslocamento relativo atinge os 50 mm, para o comprimento da superfície de corte de 300 mm, ou 16,5% do comprimento da superfície de corte, para os restantes casos.

3.3.2. EQUIPAMENTO DE ENSAIO

3.3.2.1. Descrição do equipamento de ensaio de corte direto

O equipamento de ensaio de corte direto de grandes dimensões (Figura 3.15) utilizado neste estudo foi desenvolvido no âmbito de investigações precedentes (Silvano, 2005; Vieira, 2008), com base nas recomendações da norma Europeia (na altura em fase de pré-norma) prEN ISO 12957-1 (2001) e da norma norte-americana ASTM D5321-92. O referido equipamento permite a realização de ensaios de corte direto de solos, de interfaces solo-geossintético e de interfaces geossintético-geossintético em condições de carregamento monotónico e cíclico.

Em traços gerais, o equipamento é composto por 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 conjunto de transdutores que asseguram a medição das grandezas a monitorizar e ainda um computador onde está instalado o *software* de controlo.

A caixa de corte é constituída por uma meia-caixa superior de dimensões interiores 600 mm × 300 mm × 150 mm (comprimento, largura e altura, respetivamente), fixa na direção horizontal e verticalmente ajustável através de dois atuadores hidráulicos de duplo efeito, colocados nos seus extremos, e por uma meia-caixa inferior de dimensões interiores 800 mm × 340 mm, em planta, e 100 mm de profundidade, a qual se encontra rigidamente ligada a uma plataforma móvel.

O movimento horizontal da meia-caixa inferior é realizado sobre guiamentos lineares de atrito reduzido, através de um servo-atuador com pressão ajustável até 160 bar, resultando numa força máxima disponível de 50 kN, em compressão, e de 33,5 kN, em tração. O registo do movimento é obtido por meio de um transdutor de deslocamento interno, do tipo magnetostriativo, sendo a carga horizontal medida através de uma célula de carga do tipo tração/compressão de 50 kN.

Para a fixação do provete sobre a meia-caixa inferior, existem, em cada uma das extremidades da meia-caixa, barras de fixação dotadas de parafusos, permitindo a realização do ensaio sem a ocorrência de deslocamentos relativos entre o geossintético e a base.

A tensão vertical aplica-se sobre a amostra de solo por meio de uma placa metálica rígida, com uma área de carregamento de 600 mm × 300 mm (igual à área da meia-caixa superior). A força vertical é aplicada através de um servo-atuador, composto por dois atuadores lineares de duplo efeito de 20 kN cada, que permite 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.



Figura 3.15 - Vista geral do equipamento de ensaio de corte direto do LGS da FEUP

Através da utilização de transdutores externos do tipo LVDT, é possível registar deslocamentos verticais e horizontais no decorrer do ensaio, nomeadamente, os deslocamentos verticais em vários pontos da placa de carregamento, que permitem retirar importantes conclusões acerca das variações volumétricas da amostra de solo, e os deslocamentos horizontais da meia-caixa inferior, no caso dos ensaios cíclicos de reduzida amplitude.

O *software* de controlo do equipamento (*Dynatest*), desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Mecânica da FEUP, permite o comando da placa de carregamento vertical e do eixo horizontal através de procedimentos independentes, sendo 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.

O equipamento permite a realização de ensaios de corte direto quer de área constante, quer de área reduzida. Para os ensaios de corte direto de área constante é utilizada uma base metálica rígida, com superfície rugosa, a qual é colocada de forma a preencher a cavidade da meia-caixa inferior. Para a modalidade de ensaio de corte direto 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.

Uma descrição mais pormenorizada do equipamento de ensaio de corte direto pode ser encontrada em Silvano (2005) e Vieira (2008).

3.3.2.2. Sistema de monitorização das pressões intersticiais no solo

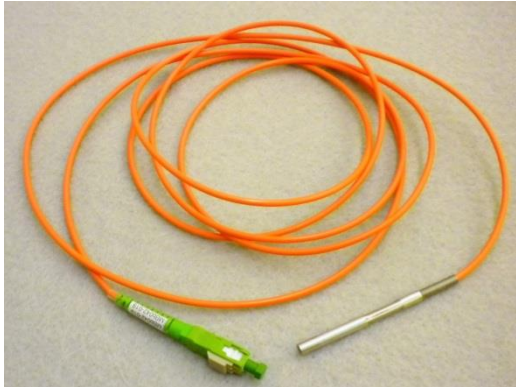
Com vista à monitorização das pressões intersticiais no solo durante os ensaios de corte direto, foi adquirido, no âmbito do presente trabalho, um sistema de medição constituído por três piezómetros de fibra ótica de reduzidas dimensões, uma unidade de leitura e o respetivo *software*.

Os piezómetros de fibra ótica (Figura 3.16), designados comercialmente por “FOP-MicroPZ”, são os transdutores de pressão intersticial mais pequenos atualmente existentes para aplicações geotécnicas (Inaudi *et al.*, 2010). Apesar das suas reduzidas dimensões (diâmetro externo de 4,8 mm e comprimento de 54 mm), possuem a robustez mecânica necessária para a obtenção de medições de alta precisão mesmo em ambientes severos (Pinet, 2009), podendo ser utilizados em diversas obras como túneis, aterros, escavações e barragens. A robustez mecânica é assegurada pela proteção exterior em aço inoxidável e por um filtro poroso que protege o elemento sensor das partículas sólidas. O sensor baseia-se na tecnologia Fabry-Pérot e possui uma gama de medição de até 200 kPa (pressão relativa).

Durante um período mínimo de duas horas antes da sua utilização, os piezómetros devem manter-se mergulhados em água, com a extremidade voltada para cima, para garantir a saturação dos filtros e facilitar a saída das bolhas de ar (Figura 3.16b). A saturação dos filtros reduz a possibilidade de colmatação dos mesmos e o tempo de resposta dos transdutores. Para além disso, Rodrigues *et al.* (2010) avaliaram a sensibilidade térmica destes piezómetros com os filtros saturados e não saturados e concluíram que os transdutores cujos filtros não se encontravam completamente saturados apresentavam uma sensibilidade térmica muito mais elevada, o que pode ser explicado pelo facto de as bolhas de ar aprisionadas tenderem a expandir-se com o aumento da temperatura.

A unidade de leitura (Figura 3.17), designada comercialmente por “EVO-SD5”, permite adaptar até cinco módulos do tipo “FPI-HR”, de dois canais, com condicionador de sinal de fibra ótica de elevada resolução.

Para resguardar a unidade de leitura de qualquer tipo de sujidade, em particular da contaminação com poeiras, foi construída uma caixa de proteção (Figura 3.18) com um único orifício frontal, destinado à passagem dos cabos de alimentação e de comunicação da unidade com o computador, bem como dos cabos óticos dos transdutores de pressão.



a)



b)

Figura 3.16 - Piezómetros adquiridos: a) aspeto visual do piezómetro; b) saturação dos filtros dos piezómetros antes da sua utilização



Figura 3.17 - Unidade de leitura



Figura 3.18 - Caixa de proteção da unidade de leitura

O *software* adquirido permite a visualização gráfica, em tempo real, das leituras dos piezómetros, sendo responsável pelo controlo do sistema de interrogação e pelo armazenamento dos dados recolhidos. Antes de se iniciar uma determinada aquisição de resultados, cada módulo e respetivos canais podem ser configurados em termos de frequência do filtro passa-baixo (1 – 125 Hz), frequência de aquisição (0,002083 – 125 Hz) e unidade de pressão (psi, bar, mmHg, mmH₂O, kPa, atm e torr). De referir que é possível obter registos da pressão intersticial em termos absolutos ou relativos, anulando o valor da pressão num dado instante ou definindo um valor inicial diferente de zero.

Para a obtenção de leituras fiáveis é extremamente importante manter os conectores dos cabos óticos e as portas dos módulos de condicionamento de sinal limpos e livres de quaisquer resíduos que impeçam o funcionamento eficiente do sistema de medição.

Para além dos cuidados de limpeza, a utilização e o manuseamento dos transdutores de fibra ótica requerem outras precauções especiais. Relativamente aos cabos óticos, devem evitar-se raios de curvatura acentuados (< 50 mm) e esforços de tração, compressão ou torção. No caso de emaranhamento dos fios, os mesmos não devem ser puxados, mas cuidadosamente desemaranhados. Por último, deve ter-se especial atenção com os conectores dos cabos óticos para que os mesmos não caiam ou toquem em superfícies rígidas.

3.3.2.3. Adaptações ao equipamento de ensaio de corte direto

Para que os transdutores de pressão intersticial pudessem ser introduzidos através da meia-caixa superior do equipamento de ensaio de corte direto e posicionados nas proximidades da superfície de corte, foram executados três orifícios circulares, com diâmetro de cerca de 12 mm, numa das paredes laterais desta meia-caixa (Figura 3.19a).

Tal como mostra a Figura 3.19(b), nos ensaios em que não se pretenda utilizar os transdutores, estes orifícios podem ser vedados, de modo a evitar a saída de solo.

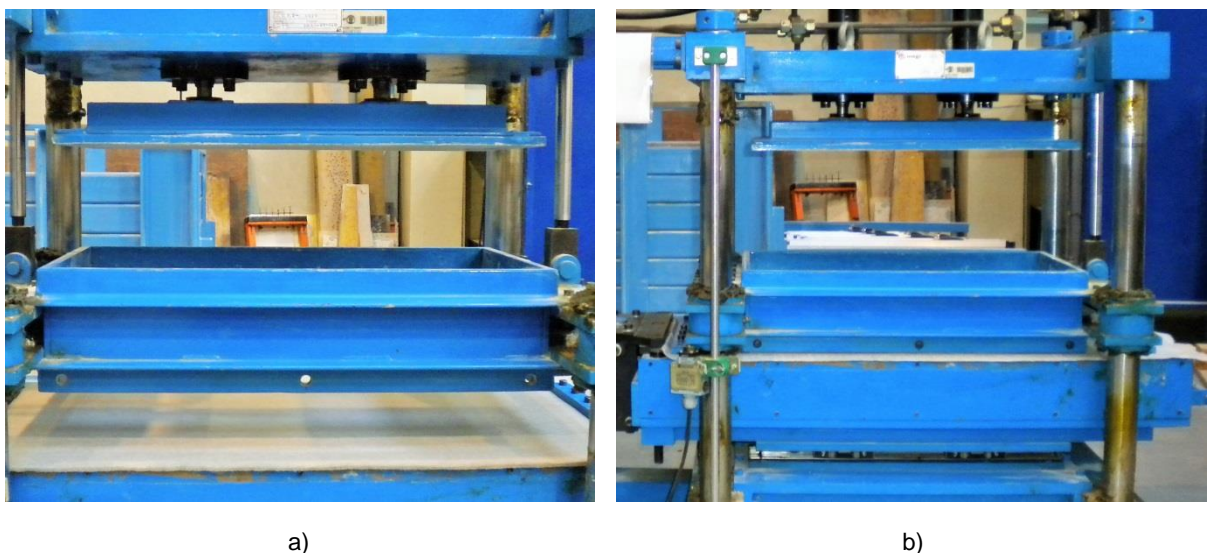


Figura 3.19 - Orifícios na parede lateral da meia-caixa superior: a) orifícios para a instalação dos piezómetros; b) orifícios vedados

3.3.3. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Os procedimentos do ensaio de corte direto, alguns dos quais ilustrados na Figura 3.20, têm início com a preparação dos materiais envolvidos, isto é, do solo e do geossintético a utilizar. No presente trabalho experimental, nos casos em que o solo foi ensaiado com teor em água não nulo, este foi previamente misturado com a quantidade de água necessária, de forma manual, tentando assegurar uma homogeneidade tão elevada quanto possível. Procurando-se minimizar as variações entre os valores do teor em água do solo nos vários ensaios, optou-se pela utilização do solo húmido apenas no dia da mistura.

Após a preparação dos materiais necessários à realização do ensaio, dependendo do tipo de geossintético a ensaiar, foram adotados procedimentos distintos no que se refere à utilização de solo ou da placa rígida no interior da meia-caixa inferior.

Nos ensaios para a caracterização das interfaces com o geocompósito de reforço e o geotêxtil, utilizou-se a placa rígida no interior da meia-caixa inferior, tal como recomenda a norma EN ISO 12957-1 (2005). Com efeito, para geossintéticos com superfícies laterais contínuas, em que o único mecanismo de interação é o atrito lateral ao longo da superfície do reforço, considera-se adequada a realização de ensaios de área de contacto constante (utilizando a placa rígida na meia-caixa inferior).

No caso dos ensaios envolvendo geossintéticos com aberturas (geogrelhas), optou-se por preencher a meia-caixa inferior com solo, em quatro camadas, cada uma com 25 mm de espessura após nivelamento e compactação (Figuras 3.20a e 3.20b), realizando-se o ensaio segundo a modalidade de área reduzida. Visto que, em movimento de corte direto, um dos mecanismos de interação mobilizados é o atrito solo-solo nas aberturas das geogrelhas, é fundamental a utilização de solo na meia-caixa inferior para que este mecanismo possa ser corretamente modelado (Lopes, 2012).

Face ao exposto, podem surgir dúvidas quanto à razão pela qual se optou pela modalidade de área de corte reduzida nos ensaios das interfaces solo-geogrelha. Na realidade, tal como refere Silvano (2005), não é viável a realização de ensaios com área de corte constante utilizando solo na meia-caixa inferior, devido ao empolamento do solo que não está a ser carregado pela placa.

Após a colocação da base rígida ou do solo no interior da meia-caixa inferior, o geossintético foi fixado à mesma, no exterior da área de corte, através de aparafusamento (Figura 3.20c). Uma vez fixado o geossintético, a meia-caixa superior foi posicionada de forma a assegurar uma folga de cerca de 0,5 mm entre a base da mesma e a superfície do geossintético. Foram posteriormente colocadas, no interior da meia-caixa superior, duas camadas de solo, cada uma com 25 mm de espessura após compactação (Figura 3.20d). A compactação pretendida foi assegurada com o auxílio de um pilão de cerca de 1 kg, tentando-se uniformizar, dentro do possível, o número de pancadas e a sua distribuição ao longo de toda a área.

Nos ensaios de corte direto realizados com amostras de solo compactadas com teor em água igual ou superior ao teor ótimo, foram utilizados piezómetros de reduzidas dimensões para averiguar a eventual formação e dissipação de excessos de pressão intersticial. Nestes ensaios, após a compactação do solo na meia-caixa superior, efetuou-se a instalação dos piezómetros através dos orifícios existentes numa das paredes laterais dessa caixa (Figuras 3.20e e 3.20f), posicionando-os nas proximidades da interface (Figura 3.20g). Salienta-se que, para prevenir eventuais danos nos cabos óticos durante os ensaios, estes foram revestidos, ao longo da sua extensão confinada, por um tubo em aço inoxidável.

Findos estes procedimentos, procedeu-se à aplicação da carga vertical e à colocação dos transdutores de deslocamento externos (do tipo LVDT) em vários pontos da placa de carregamento, de forma a monitorizar a evolução dos deslocamentos verticais do provete durante o ensaio (Figura 3.20h).

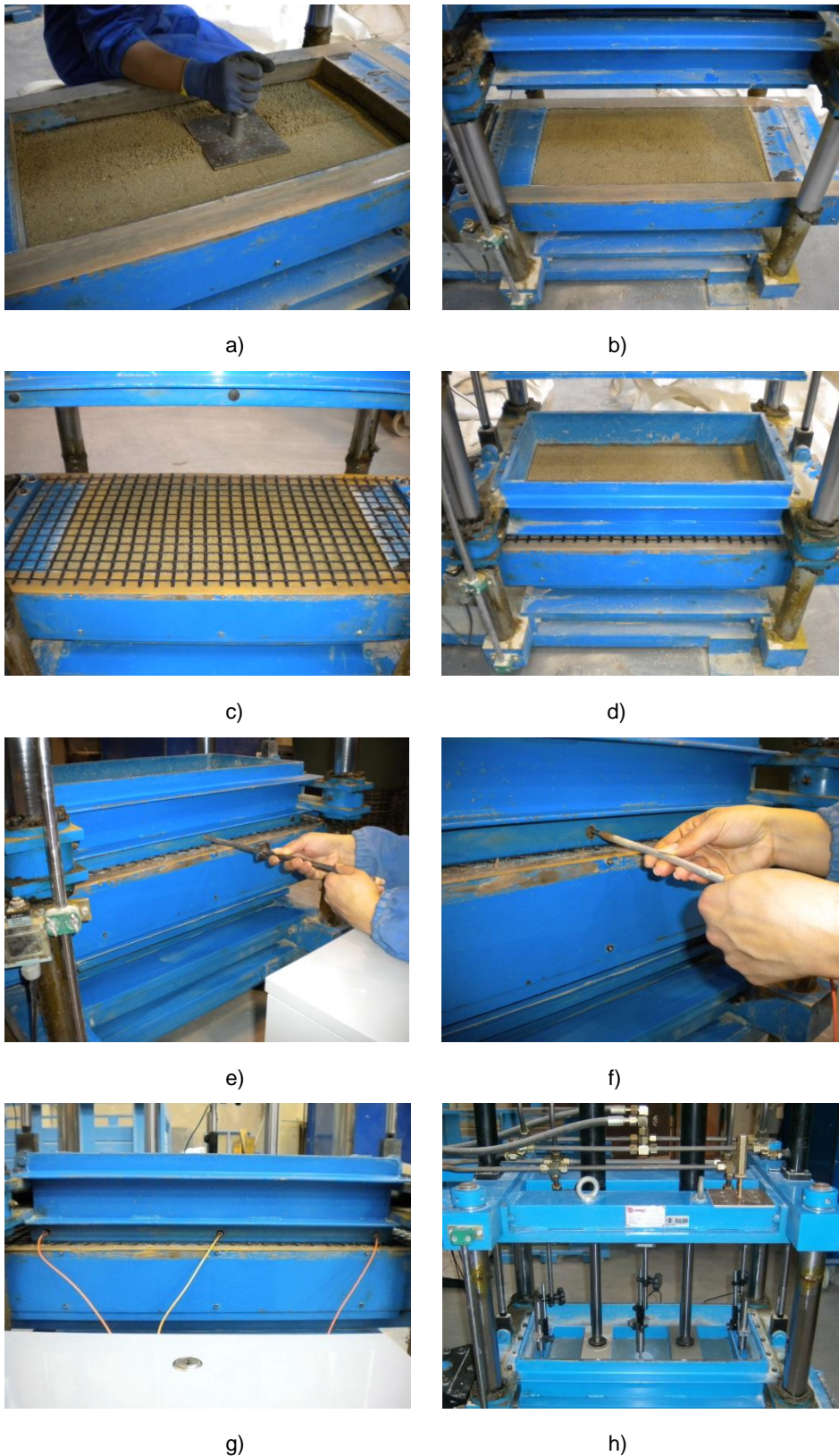


Figura 3.20 - Fases de preparação do ensaio de corte direto: a) compactação do solo na meia-caixa inferior; b) meia-caixa inferior preenchida com solo; c) fixação do geossintético; d) solo compactado na meia-caixa superior; e) abertura de um orifício através do solo; f) instalação de um piezômetro; g) piezômetros instalados nas proximidades da interface; h) LVDTs posicionados sobre a placa de carregamento

No caso dos ensaios cíclicos com semi-amplitudes compatíveis com a gama de medição dos LVDTs disponíveis, optou-se pela utilização de um transdutor deste tipo para o registo dos deslocamentos horizontais da meia-caixa inferior, de menor amplitude e maior precisão comparativamente com o transdutor montado no interior do servo-atuador hidráulico (Figura 3.21). Por outro lado, tendo-se verificado a ocorrência de movimentos relativos significativos entre a placa de carregamento e a meia-caixa superior durante a aplicação das solicitações cíclicas, tornou-se necessário prever um sistema capaz de minimizar este fenómeno. A solução encontrada passou pela colocação de faixas de travamento entre duas das paredes da meia-caixa superior e as extremidades da placa de carregamento (Figura 3.22).

Importa ainda referir que, antes do início do movimento horizontal da meia-caixa inferior, manteve-se a aplicação do carregamento vertical durante um período de 60 minutos. A escolha deste intervalo de tempo baseou-se no facto de se ter verificado que era suficiente para garantir a estabilização dos deslocamentos verticais da placa de carregamento.

Os ensaios de corte direto monotónicos foram realizados a uma velocidade de 1 mm/min, dando-se por terminado o ensaio após ser atingido um deslocamento horizontal de 60 ou 100 mm (dependendo do deslocamento necessário à estabilização da força de corte). No caso dos ensaios cíclicos, após os 60 minutos de carregamento vertical, foi aplicada a solicitação cíclica e, logo de seguida, iniciado um ensaio monotónico pós-cíclico, como será posteriormente abordado.

Salienta-se, por fim, que, nos ensaios de corte direto envolvendo amostras de solo compactadas com o teor em água mais elevado ($w = 1,5 w_{60}$), foi utilizado um plástico de proteção de modo a evitar o contacto da água com os guiamentos lineares que permitem o deslocamento horizontal da meia-caixa inferior (Figura 3.23).



Figura 3.21 - LVDT para monitorização do deslocamento horizontal da meia-caixa inferior nos ensaios de corte direto cíclico



Figura 3.22 - Colocação dos travamentos utilizados nos ensaios de corte direto cíclico



Figura 3.23 - Plástico protetor utilizado nos ensaios realizados com $w = 1,5 w_{\text{ót}}$

3.3.4. PROGRAMA DE ENSAIOS

3.3.4.1. Ensaio de corte direto em condições de carregamento monotónico

O programa experimental de corte direto em condições de carregamento monotónico consistiu na realização de mais de 200 ensaios tendo em vista a caracterização de interfaces entre os solos (areia limpa e solo residual do granito) e os geossintéticos previamente apresentados (secções 3.2.2 e 3.2.3), bem como a determinação da resistência ao corte dos solos.

Os ensaios permitiram avaliar os valores do coeficiente de resistência das interfaces solo-geossintético para o movimento de corte direto e analisar a influência de vários fatores, tais como a tensão normal aplicada, a compactidade e o teor em água do solo (este último só no caso das interfaces com o SRG), no comportamento dessas interfaces. Através da comparação entre os resultados relativos aos diferentes solos e geossintéticos utilizados, foi ainda possível analisar o efeito do tipo de solo e do tipo de geossintético sobre os resultados obtidos.

O Quadro 3.10 apresenta o programa de ensaios levado a cabo com o objetivo de caracterizar a resistência ao corte da areia, para dois valores do índice de compactidade e para tensões normais entre 50 e 150 kPa. O programa experimental destinado ao estudo do comportamento das interfaces areia-geossintético encontra-se resumido no Quadro 3.11. Tal como nos ensaios de corte direto da areia, esta foi depositada com índices de compactidade de 50% e 85%. Seguindo as recomendações da norma de ensaio EN ISO 12957-1 (2005), foram aplicadas tensões normais de 50, 100 e 150 kPa, repetindo-se o ensaio para a tensão normal de 100 kPa. Para o geocompósito de reforço, que apresenta faces distintas, foram ensaiadas ambas as faces do material.

Quadro 3.10 - Programa de ensaios de corte direto da areia

N.º do ensaio	Índice de compactidade (%)	Tensão normal (kPa)
1	50	50
2		100
3		150
4	85	50
5		100
6		125
7		150

Quadro 3.11 - Programa de ensaios de corte direto das interfaces areia – geossintético

N.º do ensaio	Interface	Índice de compactação (%)	Tensão normal (kPa)
1			50
2		50	100*
3	Areia – GGRU		150
4			50
5		85	100*
6			150
7			50
8		50	100*
9	Areia – GGRB		150
10			50
11		85	100*
12			150
13			50
14		50	100*
15	Areia – GCR (face inferior)		150
16			50
17		85	100*
18			150
19			50
20		50	100*
21	Areia – GCR (face superior)		150
22			50
23		85	100*
24			150
25			50
26		50	100*
27	Areia – GTX		150
28			50
29		85	100*
30			150

* Ensaio realizado duas vezes

Tendo em vista a avaliação da resistência ao corte do solo residual do granito, foram realizados 24 ensaios de corte direto, tal como indica o Quadro 3.12. A influência do teor em água do solo (w) na resistência ao corte do mesmo foi analisada através da utilização de amostras de solo no estado seco, provetes compactados com o teor em água ótimo ($w = w_{ót}$) e provetes compactados com teores em água acima e abaixo do teor ótimo, respectivamente, $w = 1,5 w_{ót}$ e $w = 0,5 w_{ót}$.

Nos ensaios realizados para diferentes valores do teor em água do solo foram mantidos os valores do peso volúmico seco, de forma a isolar o efeito do teor em água na resistência ao corte do solo. Refira-se que aos valores do peso volúmico seco de $15,31 \text{ kN/m}^3$ e $17,30 \text{ kN/m}^3$ correspondem índices de compactidade de cerca de 50% e 85%, respetivamente.

Limitações ao nível da central hidráulica do equipamento de corte direto conduziram a que, em determinadas situações, não tenha sido possível realizar o ensaio para a tensão normal de 150 kPa. Nas situações em que tal se verificou, foram aplicadas tensões normais compreendidas entre 25 e 100 kPa (ver Quadro 3.12).

O programa de ensaios de corte direto das interfaces SRG-geossintético é apresentado nos Quadros 3.13, 3.14 e 3.15, os quais se referem, respetivamente, à utilização do solo no estado seco, compactado com metade do teor em água ótimo e com teor em água igual ou superior ao ótimo. De referir que o teor em água mais elevado, correspondente a $1,5 w_{ót}$, foi utilizado apenas nos ensaios da GGRU.

Quadro 3.12 - Programa de ensaios de corte direto do SRG

N.º do ensaio	Teor em água (%)	Peso volúmico seco (kN/m^3)	Tensão normal (kPa)
1			50
2		15,31	100
3	Seco ($w = 0$)		150
4			25
5		17,30	50
6			100
7			50
8		15,31	100
9	$w = 0,5 w_{ót}$		150
10			25
11		17,30	50
12			100
13			50
14		15,31	100
15	$w = w_{ót}$		150
16			25
17		17,30	50
18			100
19			50
20		15,31	100
21	$w = 1,5 w_{ót}$		150
22			50
23		17,30	100
24			150

Quadro 3.13 - Programa de ensaios de corte direto das interfaces SRG (seco) – geossintético

N.º do ensaio	Interface	Teor em água (%)	Peso volúmico seco (kN/m ³)	Tensão normal (kPa)
1				50
2				100*
3			15,31	125
4	SRG – GGRU	Seco (w = 0)		150
5				50
6			17,30	100*
7				150
8				50
9				100*
10			15,31	120
11	SRG – GGRB	Seco (w = 0)		150
12				50
13			17,30	100*
14				120
15				50
16			15,31	100*
17	SRG – GCR			150
18	(face inferior)	Seco (w = 0)		50
19			17,30	100*
20				150
21				50
22			15,31	100*
23	SRG – GCR			150
24	(face superior)	Seco (w = 0)		50
25			17,30	100*
26				125
27				150
28				50
29			15,31	100*
30	SRG – GTX	Seco (w = 0)		150
31				50
32			17,30	100*
33				150

* Ensaio realizado duas vezes

Quadro 3.14 - Programa de ensaios de corte direto das interfaces SRG ($w = 0,5 w_{ót}$) – geossintético

N.º do ensaio	Interface	Teor em água (%)	Peso volúmico seco (kN/m ³)	Tensão normal (kPa)
1				50
2			15,31	100*
3	SRG – GGRU	$w = 0,5 w_{ót}$		150
4				50
5			17,30	100*
6				150
7				50
8			15,31	100*
9				120
10	SRG – GGRB	$w = 0,5 w_{ót}$		150
11				50
12			17,30	100*
13				120
14				50
15			15,31	100*
16	SRG – GCR (face inferior)	$w = 0,5 w_{ót}$		150
17				50
18			17,30	100*
19				150
20				50
21			15,31	100*
22	SRG – GCR (face superior)	$w = 0,5 w_{ót}$		150
23				50
24			17,30	100*
25				150
26				50
27			15,31	100*
28	SRG – GTX	$w = 0,5 w_{ót}$		150
29				50
30			17,30	100*
31				150

* Ensaio realizado duas vezes

Quadro 3.15 - Programa de ensaios de corte direto das interfaces SRG ($w = w_{ót}$ e $w = 1,5 w_{ót}$) – geossintético

N.º do ensaio	Interface	Teor em água (%)	Peso volúmico seco (kN/m ³)	Tensão normal (kPa)
1				50
2			15,31	100*
3		$w = w_{ót}$		150
4				50
5			17,30	100*
6	SRG – GGRU			150
7				50
8			15,31	100*
9		$w = 1,5 w_{ót}$		150
10				50
11			17,30	100*
12				150
13				50
14			15,31	100*
15				120
16	SRG – GGRB	$w = w_{ót}$		150
17				50
18			17,30	100*
19				120
20				50
21			15,31	100*
22	SRG – GCR			150
23	(face inferior)	$w = w_{ót}$		50
24			17,30	100*
25				150
26				50
27			15,31	100*
28	SRG – GCR			150
29	(face superior)	$w = w_{ót}$		50
30			17,30	100*
31				150
32				50
33			15,31	100*
35	SRG – GTX			150
35		$w = w_{ót}$		50
36			17,30	100*
37				150

* Ensaio realizado duas vezes

Nestes ensaios, o solo residual do granito foi compactado para valores do peso volúmico seco idênticos aos utilizados nos ensaios de corte direto do próprio solo. As tensões normais variaram, em geral, entre 50 e 150 kPa. Nas situações em que, pelas razões anteriormente mencionadas, não foi possível realizar o ensaio para a tensão normal mais elevada, foi aplicada a tensão normal de 120 kPa.

3.3.4.2. Ensaios de corte direto em condições de carregamento cíclico

O programa experimental de corte direto em condições de carregamento cíclico centrou-se no estudo de interfaces entre o solo residual do granito e as duas geogrelhas previamente apresentadas. Os ensaios foram efetuados para tensão normal constante (50 ou 100 kPa), solicitando as interfaces com ondas do tipo sinusoidal. O solo foi ensaiado no estado seco (Quadro 3.16) e com o teor em água ótimo (Quadro 3.17), tendo sido compactado para dois valores distintos do peso volúmico seco ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), tal como nos ensaios monotônicos.

Quadro 3.16 - Programa de ensaios de corte direto cíclico envolvendo o solo residual do granito seco

Ensaio	Interface	γ_d (kN/m ³)	σ_n (kPa)	f (Hz)	Δ_a (mm)	n
1	SRG seco – GGRU	15,31	50	0,5	1	40
2			100	0,5	1	40
3			100	5	1	40
4			50	0,5	1	40
5			50	5	1	40
6			100	0,05	1	40
7*		17,30	100	0,5	1	40
8			100	5	1	40
9			100	0,5	5	40
10			100	0,5	10	40
11			100	0,5	1	400
12			100	0,5	crescente (0,1 - 5)	720
13	SRG seco – GGRB	15,31	50	0,5	1	40
14			100	0,5	1	40
15			100	5	1	40
16			50	0,5	1	40
17			50	5	1	40
18			100	0,05	1	40
19*		17,30	100	0,5	1	40
20			100	5	1	40
21			100	0,5	5	40
22			100	0,5	10	40
23			100	0,5	1	400
24			100	0,5	crescente (0,1 - 5)	720

* Ensaio cíclico base

Quadro 3.17 - Programa de ensaios de corte direto cíclico envolvendo o solo residual do granito com $w = w_{ót}$

Ensaio	Interface	γ_d (kN/m ³)	σ_n (kPa)	f (Hz)	Δ_a (mm)	n	
1	SRG ($w = w_{ót}$) – GGRU	15,31	50	0,5	1	40	
2			100	0,5	1	40	
3			100	5	1	40	
4			50	0,5	1	40	
5			50	5	1	40	
6			100	0,05	1	40	
7		17,30	GGRU	100	0,5	1	40
8				100	5	1	40
9				100	0,5	5	40
10				100	0,5	10	40
11				100	0,5	1	400
12				100	0,5	crescente (0,1 - 5)	720
13	SRG ($w = w_{ót}$) – GGRB	15,31	50	0,5	1	40	
14			100	0,5	1	40	
15			100	5	1	40	
16			50	0,5	1	40	
17			50	5	1	40	
18			100	0,05	1	40	
19		17,30	GGRB	100	0,5	1	40
20				100	5	1	40
21				100	0,5	5	40
22				100	0,5	10	40
23				100	0,5	1	400
24				100	0,5	crescente (0,1 - 5)	720

Em termos de parâmetros relacionados com o carregamento cíclico, procurou-se investigar a influência quer da frequência (f) e semi-amplitude (Δ_a) da solitação cíclica, quer do número de ciclos de carregamento (n) aplicados na interface. Tal como indicado nos Quadros 3.16 e 3.17, foram realizados ensaios para três valores da frequência da solitação (0,05; 0,5 e 5 Hz), três valores da semi-amplitude do deslocamento horizontal (1, 5 e 10 mm) e dois valores do número de ciclos (40 e 400).

Para cada uma das interfaces e condições de humidade do solo, foi ainda realizado um ensaio com semi-amplitudes crescentes, designado por ensaio escalonado, no qual se fez variar a semi-amplitude da solitação cíclica entre 0,1 e 5 mm. Neste ensaio foram adotados incrementos de semi-amplitude de 0,1 mm (para semi-amplitudes entre 0,1 e 1 mm) e de 0,5 mm (para semi-amplitudes entre 1 e 5 mm), impondo 40 ciclos por escalão.

Importa ainda referir que, com o propósito de avaliar a influência da solitação cíclica na resistência ao corte das interfaces, foram realizados, imediatamente após o término dos ensaios cíclicos, ensaios de corte direto monotônicos, para igual valor da tensão normal aplicada.

3.4. ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO

3.4.1. REFERÊNCIA NORMATIVA

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

Segundo esta norma, devem ser preparados três provetes de geossintético, para cada direção a analisar (cortados de acordo com as especificações da EN ISO 9862:2005), com dimensões adequadas às do equipamento de ensaio.

A norma prevê a utilização de dois tipos de equipamento com características distintas: o equipamento constituído por uma base rígida, onde assenta o geossintético a ensaiar, e aquele que contém uma caixa inferior, a qual é preenchida com solo, sobre o qual se coloca o geossintético.

Independentemente do tipo de equipamento, a caixa superior deve ser rígida, possuir dimensões internas mínimas de 300 mm × 300 mm (em planta) e permitir a colocação de uma altura de solo superior a sete vezes a dimensão máxima das partículas que o constituem e de, pelo menos, 50 mm. A caixa deve estar preparada para receber o sistema de pesos necessário à aplicação da carga normal, devendo o seu interior ser liso, de modo a reduzir o atrito entre o solo e as paredes laterais.

A posição vertical da caixa superior deve poder ser ajustada, para que não ocorra o contacto entre a base da mesma e o geossintético. O ajuste deve ser efetuado com a preocupação de minimizar a perda de solo durante o ensaio. Para assegurar que a linha de ação da força normal passa através do centro de gravidade da caixa quando a base está inclinada, é recomendada a utilização de cunhas ou de paredes inclinadas.

A caixa inferior, caso exista, deve igualmente ser rígida e ter dimensões internas não inferiores a 400 mm × 325 mm (comprimento e largura, respetivamente). A altura da amostra de solo no interior desta caixa deve ser superior a sete vezes a dimensão máxima das partículas do solo e a 50 mm.

O geossintético deve estar fixo à superfície de apoio, de forma a evitar o seu escorregamento ao longo do ensaio. São sugeridos três métodos 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 equipamento deve possuir um mecanismo que permita inclinar uma superfície, inicialmente na horizontal, elevando uma das extremidades a uma velocidade de cerca de 5% do comprimento da superfície por minuto. A velocidade deve ser medida com uma precisão de $\pm 10\%$ do seu valor.

A norma recomenda ainda que o equipamento inclua dispositivos que permitam medir a inclinação da superfície em relação à horizontal, com uma precisão de $\pm 0,5^\circ$, bem como o deslocamento da caixa superior ao longo do ensaio, com uma precisão de $\pm 0,05$ mm. Ao mecanismo de inclinação deve estar associado um dispositivo que automaticamente impeça que a superfície continue a inclinar após ser detetado um deslocamento da caixa superior de 50 mm.

A força normal pode ser aplicada através de qualquer método que assegure que a mesma se distribui uniformemente por toda a área do provete. Por exemplo, é aceitável a utilização de uma placa rígida, cobrindo toda a área interior da caixa superior, ou de uma membrana flexível contendo um fluido. A

força aplicada deve ser tal que a tensão normal resultante seja de 5, 10 ou 25 kPa, devendo esta tensão ser medida com uma precisão de $\pm 2\%$.

3.4.2. EQUIPAMENTO DE ENSAIO

3.4.2.1. Descrição do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado

Para a execução do programa experimental de corte em plano inclinado foi utilizado o equipamento existente no Laboratório de Geossintéticos da FEUP (Figura 3.24), o qual foi projetado e construído com base nas recomendações da norma prEN ISO 12957-2 (1997), no âmbito de uma investigação prévia (Costa-Lopes, 2000).

Em traços gerais, o equipamento é constituído por uma estrutura de suporte, um quadro elétrico, uma caixa de corte, um conjunto de transdutores que asseguram a medição das grandezas a controlar, um sistema para a aplicação da força vertical sobre o solo, um sistema automático de aquisição de dados e um computador onde está instalado o respetivo *software*.

A caixa de corte é composta por uma meia-caixa inferior fixa à estrutura do equipamento, de dimensões interiores 505 mm \times 350 mm \times 80 mm (comprimento, largura e altura, respetivamente), e por uma meia-caixa superior, desmontável, com uma área interior quadrada de 300 mm de lado e uma altura igual à da meia-caixa inferior (80 mm).

A existência de uma base rígida e rugosa, de dimensões compatíveis com a meia-caixa inferior, de forma a poder ser inserida no seu interior, permite a realização do ensaio com o geossintético assente sobre a mesma. Para a realização de ensaios envolvendo geossintéticos com aberturas significativas (como é o caso das geogrelhas), a meia-caixa inferior é preenchida com solo.

Independentemente da modalidade de ensaio, a superfície onde o geossintético assenta, inicialmente na posição horizontal, vai aumentando de inclinação a um ritmo constante, induzindo o deslizamento do solo contido na caixa superior, ao longo da superfície de contacto com o geossintético.

O equipamento possui um mecanismo que permite inclinar a caixa de corte a duas velocidades distintas: 0,5°/min, correspondente à velocidade de ensaio, e 20°/min, utilizada apenas no final do ensaio para levar mais rapidamente a base à posição horizontal, posição que deve assumir sempre que se inicia um novo ensaio.



Figura 3.24 - Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS da FEUP

O deslocamento da meia-caixa superior em relação ao geossintético é registado durante o ensaio por intermédio de um transdutor, colocado de forma a detetar qualquer movimento da meia-caixa. A inclinação da caixa de corte é medida através de um inclinómetro, que se encontra fixo à estrutura da base e que permite registar o ângulo desta em relação à horizontal, à medida que decorre o ensaio, bem como verificar a sua horizontalidade no início do ensaio.

Ao mecanismo que permite inclinar a caixa de corte estão associados dispositivos que ao serem acionados impedem automaticamente que esta continue a inclinar: um deles atua quando a meia-caixa superior, preenchida com solo, atinge um deslocamento de 50 mm, terminando assim o ensaio; os outros dois são dispositivos de segurança, acionados quando é atingida a inclinação máxima admissível e quando a base regressa à posição horizontal.

A meia-caixa superior possui uma tampa rígida que cobre toda a sua área interior e que permite que a força vertical, aplicada através de um sistema de pesos, seja distribuída uniformemente sobre toda a área do provete. Para a realização de ensaios com tensão vertical de 5 kPa, os pesos são aplicados diretamente na barra inferior de um pendural que descarrega sobre a tampa rígida. Para tensões verticais mais elevadas (p. ex. 10 e 25 kPa), os pesos atuam numa alavanca que transmite a força ao pendural através de um conjunto de encaixes. A força vertical é controlada através de 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 quando a caixa de corte está inclinada é dada através de duas cunhas, adjacentes às paredes anterior e posterior da meia-caixa e inclinadas de 1:2 (horizontal:vertical).

Uma descrição mais detalhada do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado pode ser consultada em Costa-Lopes (2000).

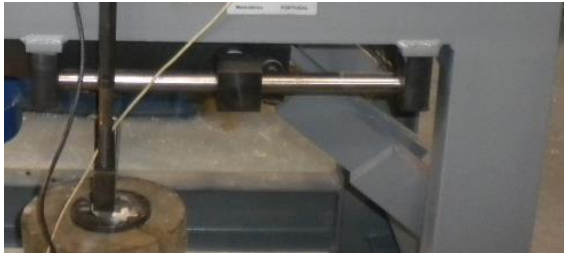
3.4.2.2. Alterações ao equipamento de ensaio

Tendo em vista o aumento da inclinação máxima admissível da caixa de corte, foram projetadas e executadas, no âmbito do presente trabalho, algumas alterações ao equipamento de ensaio.

Tendo-se iniciado o programa experimental com o equipamento nas suas condições originais, rapidamente se verificou que a inclinação máxima da caixa de corte (37°) não era, para diversas condições de ensaio, suficiente para provocar o deslizamento da meia-caixa superior. Tal facto levava a que, nessas situações, o final do ensaio ocorresse devido a uma limitação do próprio equipamento e não pelo facto de a meia-caixa superior ter alcançado os 50 mm de deslizamento, impossibilitando a determinação do ângulo de deslizamento da meia-caixa superior, bem como do ângulo de atrito da interface, parâmetro fundamental a obter a partir do ensaio de corte em plano inclinado.

As alterações levadas a cabo para o aumento da inclinação da caixa de corte, que possibilitam atualmente atingir os 45° de inclinação máxima, incluíram:

- o aumento do curso admissível da alavanca, de forma a que o pendural se mantenha na posição vertical durante todo o ensaio (Figura 3.25);
- a remoção de uma barra horizontal na parte posterior da estrutura do equipamento, de modo a que os contrapesos possam ser utilizados sem colidir com a mesma (Figura 3.26);
- o corte de uma pequena porção da alavanca para que esta não atinja o motor do equipamento no decorrer do ensaio (Figura 3.27).



a)



b)

Figura 3.25 - Aumento do curso admissível da alavanca: a) antes; b) depois



a)

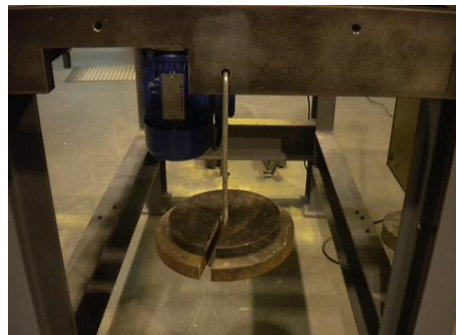


b)

Figura 3.26 - Remoção de uma barra na parte posterior do equipamento: a) antes; b) depois



a)



b)

Figura 3.27 - Corte da alavanca e desvio dos fios elétricos: a) antes; b) depois

Para além das alterações destinadas ao aumento da inclinação máxima da caixa de corte do equipamento, foram executadas algumas modificações relativamente simples tendo em vista o seu aperfeiçoamento, que consistiram na incorporação de uma peça de apoio na base da célula de carga de forma a impedir o desprendimento e a queda da mesma sobre a tampa rígida no momento do deslizamento (Figura 3.28) e no desvio dos fios elétricos da zona de potencial queda dos pesos utilizados para a aplicação da tensão vertical do ensaio, de modo a evitar a quebra dos mesmos (Figura 3.27).

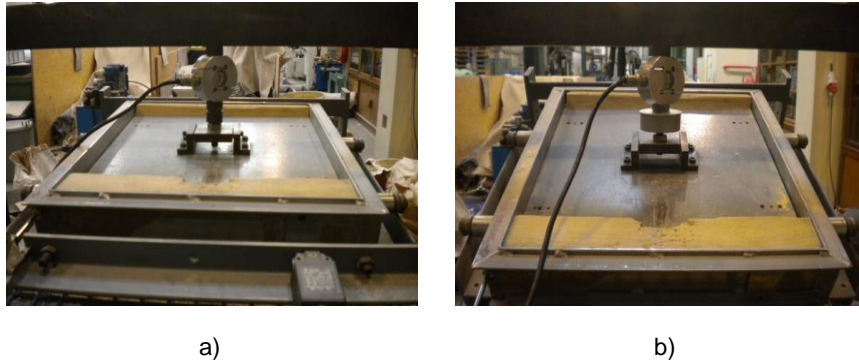


Figura 3.28 - Alteração do apoio na base da célula de carga: a) antes; b) depois

3.4.2.3. Calibração

A calibração dos transdutores do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado, designadamente, inclinómetro, célula de carga e transdutor de deslocamentos, foi efetuada pela equipa de um Laboratório de Metrologia acreditado pelo IPAC.

O inclinómetro foi calibrado utilizando um inclinómetro digital de elevada precisão, colocado no interior da meia-caixa inferior do equipamento, fazendo-se variar a inclinação da caixa. A calibração da célula de carga consistiu na colocação da mesma em série com uma célula de carga calibrada e na aplicação de diversas forças através de um atuador hidráulico (Figura 3.29a). Por sua vez, o transdutor de deslocamentos foi calibrado através da utilização de blocos padrão (Figura 3.29b).

Recorrendo a um dinamómetro de alta precisão, foi ainda determinada a força necessária para impedir o deslizamento da meia-caixa superior vazia, para diversas inclinações da caixa de corte. Os valores obtidos, a utilizar no tratamento de resultados dos ensaios de corte em plano inclinado, são apresentados no Quadro 3.18.

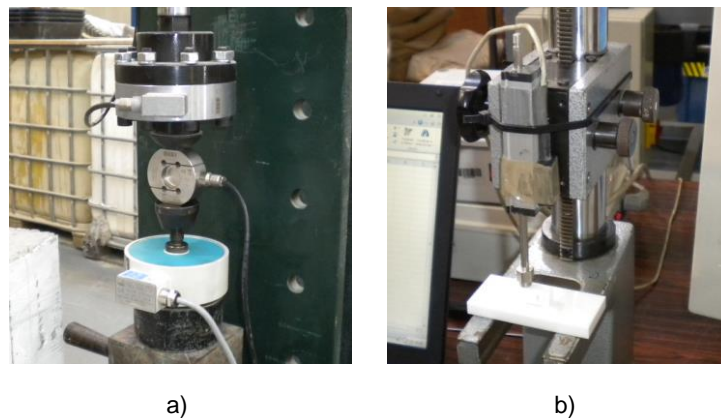


Figura 3.29 - Calibração de transdutores do equipamento de corte em plano inclinado: a) célula de carga; b) transdutor de deslocamentos

Quadro 3.18 - Força necessária para impedir o deslizamento da meia-caixa superior vazia, $f(\beta)$

Inclinação (°)	5	10	15	20	25	30	35	40	45
$f(\beta)$ (N)	7,3	14,3	21,4	28,2	36,1	42,9	48,4	55,2	61,9

3.4.3. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Os procedimentos de ensaio de corte em plano inclinado começam pela preparação dos materiais envolvidos, isto é, do solo e do geossintético a utilizar. Neste trabalho experimental, para os ensaios realizados com valor não nulo do teor em água do solo, este foi previamente misturado com a quantidade de água necessária, de forma manual, tentando-se assegurar a homogeneidade da mistura. Tal como nos ensaios de corte direto, procurou-se minimizar as variações entre os valores do teor em água nos vários ensaios e, para tal, foi diariamente utilizada uma amostra de solo seco para efetuar a mistura. O solo húmido foi, portanto, utilizado apenas no próprio dia da mistura, sendo posteriormente depositado num recipiente para secagem em estufa.

A Figura 3.30 ilustra diversas fases da preparação de um ensaio de corte em plano inclinado. Para os ensaios das interfaces solo-geossintético envolvendo geogrelhas, após o preenchimento da meia-caixa inferior com solo (Figuras 3.30a e 3.30b), em quatro camadas de 20 mm de espessura após nivelamento e compactação, seguiu-se a fixação do provete de geossintético a ensaiar (Figura 3.30c), através do seu aparafusamento às extremidades anterior e posterior da meia-caixa inferior. A compactação do solo foi efetuada com o auxílio de um pilão de cerca de 1 kg.

No caso dos ensaios do geotêxtil e do geocompósito de reforço, optou-se pela utilização da base rígida, visto que estes materiais apresentam superfícies laterais contínuas (Costa-Lopes *et al.*, 2001).

Após a fixação do provete, colocou-se a meia-caixa superior na posição que deve ocupar no início do ensaio, garantindo um afastamento entre a base desta e a superfície do geossintético de cerca de 0,5 mm, e procedeu-se ao seu enchimento com duas camadas de solo de 25 mm de espessura após compactação (Figuras 3.30d e 3.30e), tapando-se no final com a tampa rígida (Figura 3.30f).

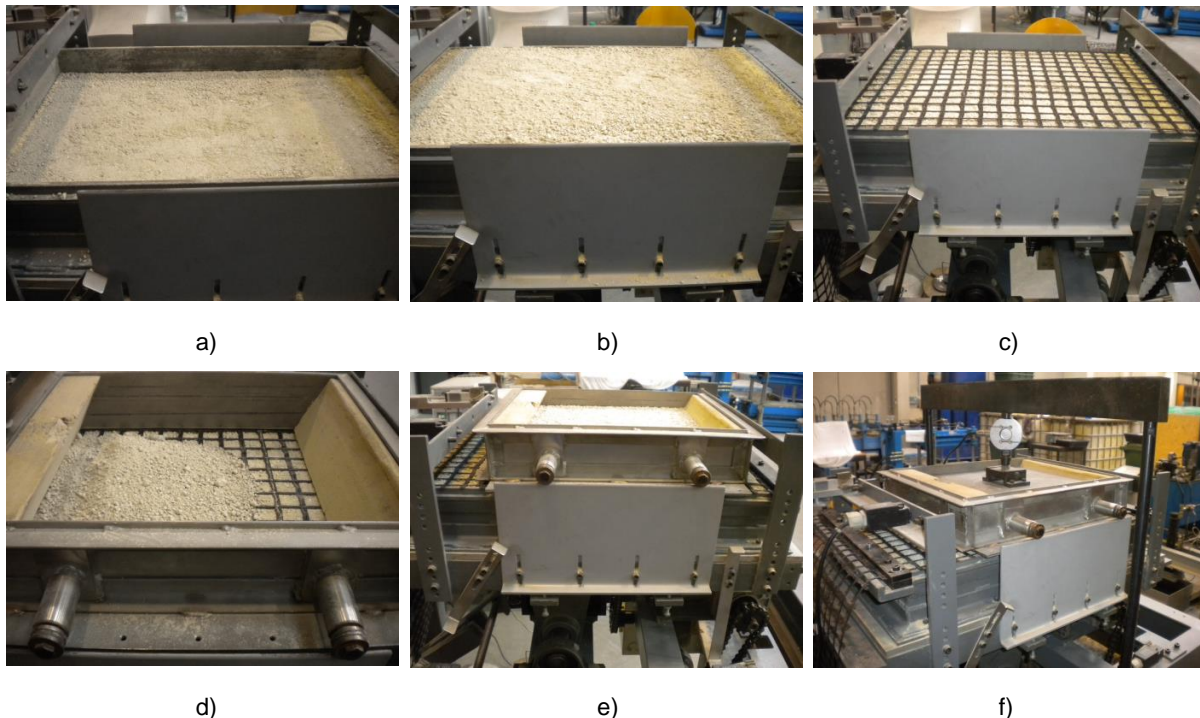


Figura 3.30 - Fases de preparação do ensaio de corte em plano inclinado: a) enchimento da meia-caixa inferior; b) meia-caixa inferior preenchida com solo; c) fixação do geossintético; d) enchimento da meia-caixa superior; e) meia-caixa superior preenchida com solo; f) colocação do pendural sobre a tampa rígida

Para a aplicação da força vertical sobre o solo, elevou-se o pendural onde está fixa a célula de carga, de forma a posicioná-lo sobre a tampa rígida (Figura 3.30f), e selecionaram-se os pesos a aplicar para que a tensão vertical fosse a pretendida.

Antes do início do ensaio propriamente dito, é importante verificar a velocidade de ensaio, a horizontalidade da caixa de corte e a posição do transdutor de deslocamentos. Durante o ensaio, a inclinação da caixa de corte aumenta progressivamente, induzindo o deslizamento da meia-caixa superior, o qual é medido continuamente até atingir os 50 mm, o que determina o fim do ensaio.

3.4.4. PROGRAMA DE ENSAIOS

O programa experimental de corte em plano inclinado consistiu no estudo das interfaces entre o solo residual do granito (secção 3.2.2), ensaiado no estado seco e compactado com dois valores do teor em água (teor ótimo e metade do teor ótimo), e os diferentes geossintéticos apresentados previamente em 3.2.3. Os ensaios foram realizados seguindo as recomendações da norma EN ISO 12957-2 (2005), para tensões verticais de 5, 10 e 25 kPa.

O Quadro 3.19 resume o programa experimental relativo à interface SRG-GGRB. Como se pode observar, o programa contemplou a realização de ensaios para dois valores distintos do peso volúmico seco do solo (15,31 e 16,40 kN/m³), aos quais correspondem índices de compactidade de cerca de 50% e 70%.

Quadro 3.19 - Programa de ensaios de corte em plano inclinado da interface SRG-GGRB

N.º do ensaio	Peso volúmico seco (kN/m ³)	Teor em água (%)	Tensão vertical (kPa)	
1	15,31	Seco (w = 0)	5	
2			10	
3			25	
4		w = 0,5 w _{ót}	w = 0,5 w _{ót}	5
5				10
6				25
7				5
8				10
9				25
10	16,40	Seco (w = 0)	5	
11			10	
12			25	
13		w = 0,5 w _{ót}	w = 0,5 w _{ót}	5
14				10
15				25
16				5
17				10
18				25

O plano de ensaios para a caracterização das restantes interfaces (SRG-GGRU, SRG-GCR e SRG-GTX) é apresentado no Quadro 3.20. Nestes ensaios, foi adotado um único valor do peso volúmico seco do solo ($15,31 \text{ kN/m}^3$), o mais reduzido dos dois valores utilizados para a caracterização da interface SRG-GGRB. Dada a dificuldade de compactação de solos em taludes, optou-se pela utilização de um valor conservativo do peso volúmico seco na maioria dos ensaios de corte em plano inclinado realizados.

Quadro 3.20 - Programa de ensaios de corte em plano inclinado das interfaces SRG-GGRU, SRG-GCR e SRG-GTX

N.º do ensaio	Interface	Teor em água (%)	Tensão vertical (kPa)
1	SRG – GGRU	Seco ($w = 0$)	5
2			10
3			25
4		$w = 0,5 w_{ót}$	5
5			10
6			25
7		$w = w_{ót}$	5
8			10
9			25
10	SRG – GCR (face inferior)	Seco ($w = 0$)	5
11			10
12			25
13		$w = 0,5 w_{ót}$	5
14			10
15			25
16		$w = w_{ót}$	5
17			10
18			25
19	SRG – GTX	Seco ($w = 0$)	5
20			10
21			25
22		$w = 0,5 w_{ót}$	5
23			10
24			25
25		$w = w_{ót}$	5
26			10
27			25

Em síntese, o programa laboratorial apresentado visou, essencialmente, a determinação do ângulo de atrito das interfaces entre o solo residual do granito e os quatro geossintéticos selecionados, bem como a análise do efeito da tensão vertical, do tipo de geossintético e do teor em água e compactação do solo (este último parâmetro apenas no caso da interface SRG-GGRB) no comportamento das interfaces em movimento de corte em plano inclinado.

Salienta-se, por fim, que cada um dos ensaios representados nos Quadros 3.19 e 3.20 foi realizado sobre três provetes, sob condições de repetibilidade, o que resultou num total de 135 provetes ensaiados.

3.5. ENSAIOS DE ARRANQUE

3.5.1. REFERÊNCIA NORMATIVA

A norma Europeia EN 13738 (2004) especifica um método para a determinação da resistência dos geossintéticos ao arranque no solo, utilizando um equipamento laboratorial de arranque.

Segundo esta norma, a caixa de arranque deve ser retangular, com dimensões não inferiores a 1500 mm × 600 mm × 300 mm (comprimento, largura e altura, respetivamente). Esta última dimensão deve poder ser aumentada, se necessário, até seis vezes a dimensão máxima das partículas de solo. Para minimizar os efeitos da proximidade da parede frontal da caixa, é recomendada a utilização de uma manga metálica com um comprimento mínimo de 200 mm.

A tensão normal, aplicada na camada superior do solo, deve ser constante e uniforme durante o ensaio. Para manter a tensão uniforme, deve utilizar-se um aparelho de carregamento de diafragma pneumático flexível ou hidráulico sobre toda a área da caixa de arranque. Embora seja recomendada a aplicação de uma tensão normal de ensaio de 25, 50 ou 100 kPa, devem ser consideradas tensões normais até 200 kPa no dimensionamento do equipamento. A tensão normal aplicada deve ser medida com uma precisão de $\pm 2\%$.

A norma recomenda que a força de arranque atue segundo uma linha horizontal e coincidente com o plano do provete. O sistema de arranque deve ser capaz de aplicar a força de arranque com uma razão de deslocamento constante, definida de forma a não permitir o desenvolvimento de excessos de pressão intersticial no solo. Caso se utilize um solo insensível à água, é recomendada a razão de deslocamento de $(2 \pm 0,2)$ mm/min, a qual deve ser monitorizada durante o ensaio. A força de arranque deve ser medida com uma precisão de $\pm 2\%$.

O deslocamento horizontal do provete deve ser medido na sua extremidade frontal e, se necessário, noutras posições da sua porção confinada. Para a determinação do deslocamento do provete noutras posições, devem ser instalados, no mínimo, cinco calibradores ao longo do seu comprimento. Os calibradores devem ser colocados com intervalos de espaçamento equidistantes ao longo do comprimento do provete e numa diagonal ao longo da largura. Todos os calibradores ou aparelhos de medição eletrónicos devem ser calibrados com uma precisão de $\pm 0,05$ mm.

De acordo com a norma, devem ser preparados três provetes (cortados de acordo com a EN ISO 9862:2005) para cada direção do geossintético a ensaiar, com dimensões apropriadas às do equipamento a utilizar. O comprimento confinado dos provetes deve corresponder ao triplo da sua largura, devendo esta dimensão ser menor do que a largura interior da caixa de arranque (no mínimo 100 mm de cada lado). O comprimento dos provetes deve ser tal que facilite a sua fixação.

3.5.2. EQUIPAMENTO DE ENSAIO

3.5.2.1. Descrição do equipamento de ensaio de arranque

O equipamento de ensaio de arranque utilizado (Figura 3.31), situado no Laboratório de Geossintéticos da FEUP, foi desenvolvido como protótipo no âmbito de um trabalho experimental precedente (Ladeira, 1995), antes da existência da atual norma Europeia EN 13738 (2004).

A caixa de arranque, composta por módulos metálicos sobrepostos, possui uma área interior de 1530 mm × 900 mm e uma altura de 800 mm. A opção por um equipamento de grandes dimensões teve por objetivo a minimização da influência das fronteiras nos resultados dos ensaios. Com o intuito de reduzir o efeito da proximidade da parede frontal, foi implementada, a meia-altura, uma manga metálica com 200 mm de comprimento. A fim de diminuir a influência da rigidez da fronteira superior da caixa e para assegurar uma distribuição uniforme da tensão vertical aplicada, é utilizada uma placa de neoprene macio com uma espessura de cerca de 25 mm.

A aplicação da força de arranque é conseguida através de um sistema hidráulico e a sua medição assegurada por uma célula de carga de tração, especialmente concebida para o efeito, posicionada entre o veio do cilindro principal e a pega que transmite a força de arranque à amostra (Figura 3.32a). Os deslocamentos frontais da pega são registados por intermédio de um transdutor situado no exterior da parede frontal da caixa (parede do lado em que se procede ao arranque dos reforços).

A tensão vertical é aplicada por meio de um conjunto de dez cilindros que exercem forças de compressão na camada sobrejacente de solo. A medição da tensão vertical é efetuada com recurso a uma célula de carga de compressão, colocada entre um dos cilindros e a placa superior da caixa de arranque (Figura 3.32b).

A medição dos deslocamentos em vários pontos ao longo do geossintético é conseguida através de varetas inextensíveis ligadas numa das extremidades ao geossintético (Figura 3.33) e na outra a potenciómetros lineares que se encontram no exterior da parte posterior da caixa (Figura 3.34).

Mais recentemente foram introduzidas duas alterações ao equipamento de ensaio, que visaram, por um lado, a redução do comprimento não confinado inicial dos provetes submetidos a ensaio, através de modificações ao nível da pega, e a criação de uma interface com o utilizador em ambiente Windows, permitindo uma melhor visualização da informação e um acesso mais simples aos resultados adquiridos (Silvano, 2005).



Figura 3.31 - Vista geral do equipamento de ensaio de arranque do LGS da FEUP



a)

b)

Figura 3.32 - Células de carga do equipamento de arranque: a) célula de carga de tração; b) célula de carga de compressão



a)

b)

c)

Figura 3.33 - Varetas inextensíveis e disposição dos pontos de medição de deslocamentos ao longo dos geossintéticos: a) GGRB; b) GGRU; c) GCR/GTX



Figura 3.34 - Potenciômetros lineares do equipamento de arranque

As pegas atualmente existentes, visíveis na Figura 3.35, têm dimensões compatíveis com a manga metálica, podendo ser introduzidas no seu interior, de forma a reduzir o comprimento não confinado inicial dos provetes a um valor praticamente nulo.

A principal diferença entre as duas pegas (pega cilíndrica e pega de cunha) reside na configuração da extremidade que é inserida no interior da manga metálica. Enquanto a pega cilíndrica (Figura 3.35a) é adequada ao ensaio de todos os tipos de geossintéticos com flexibilidade suficiente para permitir a sua colocação no rolo sem causar danos na sua estrutura, a pega de cunha (Figura 3.35b) foi desenvolvida para ensaiar geogrelhas de elevada rigidez, como é o caso da geogrelha uniaxial considerada no presente estudo.

Salienta-se, por último, o facto de o equipamento partilhar a mesma central hidráulica e o *software* de controlo (*Dynatester*) do equipamento de ensaio de corte direto, não podendo os dois equipamentos ser utilizados em simultâneo.

Detalhes complementares acerca deste equipamento de ensaio podem ser encontrados em publicações anteriores (p. ex. Ladeira, 1995; Pinho-Lopes, 1998; Silvano, 2005; Carvalhosa, 2011; Paula, 2012).



Figura 3.35 - Pegas do equipamento de ensaio de arranque: a) pega cilíndrica; b) pega de cunha

3.5.2.2. Calibração

A calibração dos transdutores do equipamento de ensaio de arranque, designadamente, células de carga de tração e de compressão, transdutor de deslocamento frontal e potenciómetros lineares situados na parte posterior do equipamento, foi realizada pela equipa de um Laboratório de Metrologia acreditado pelo IPAC.

A célula de carga de tração foi calibrada utilizando um cabo de aço de elevada resistência, fixo à pega e à parede posterior do equipamento através de peças especialmente concebidas para o efeito (Figura 3.36), o qual foi submetido a esforços de tração induzidos pelo deslocamento da pega. O registo dos esforços de tração foi assegurado por meio de uma célula de carga de elevada precisão, colocada em série com a célula de carga do equipamento de arranque (Figura 3.36a).

Para a calibração da célula de carga de compressão, foi utilizada uma célula de carga calibrada, colocada entre um atuador hidráulico e a célula de carga do equipamento de arranque, tal como mostra a Figura 3.37.

O transdutor de deslocamento frontal foi calibrado através de um sistema de medição a laser (Figura 3.38a). A calibração dos cinco potenciómetros lineares foi realizada recorrendo a blocos padrão, tal como exemplifica a Figura 3.38(b).

3.5.3. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

As Figuras 3.39 e 3.40 ilustram alguns dos procedimentos que visam a preparação de um ensaio de arranque. A preparação deste ensaio tem início com a pesagem do solo a utilizar e, se aplicável, com a mistura do mesmo com a quantidade de água correspondente ao teor em água a analisar. Para os ensaios do presente estudo realizados com solo húmido, a mistura foi efetuada recorrendo a uma betoneira (Figura 3.39a).

Preparado o solo, este é seguidamente colocado dentro da caixa de arranque, em camadas de 150 mm de espessura após nivelamento e compactação. No caso dos ensaios realizados com solo húmido, o volume correspondente a cada uma das camadas foi transferido dos recipientes de armazenamento para dentro da caixa de arranque utilizando uma pá (Figuras 3.39b e 3.39c). No caso do solo seco, a quantidade de solo a colocar em cada camada foi vertida de um saco (correntemente designado por *big bag*) suspenso numa ponte rolante, graças à existência de uma abertura de fundo (Figura 3.40a). A compactação do solo para o valor pretendido do peso volúmico seco foi conseguida por intermédio de um pilão (Figura 3.40b).

Após a colocação das duas primeiras camadas de solo, o que corresponde a uma altura de cerca de 300 mm de solo compactado, o geossintético é fixado à pega e, posteriormente, colocado sobre o solo no interior da caixa de arranque, passando pelo interior da manga metálica. A pega é então introduzida na manga metálica, de modo a reduzir ao máximo o comprimento não confinado do provete no início do ensaio. Nesta fase, o comprimento do provete é ajustado para o valor pretendido e são instaladas as varetas inextensíveis para a medição dos deslocamentos ao longo do reforço (Figura 3.39d).

De forma análoga à colocação das primeiras camadas de solo, as restantes duas camadas são colocadas, niveladas e compactadas no interior da caixa de arranque, perfazendo uma altura total de solo compactado de 600 mm (Figura 3.39e).

Findo o processo de colocação do solo, este é coberto com as placas de neoprene e de contraplacado. Para a aplicação da tensão vertical, as barras com os cilindros calcadores são fixadas à estrutura da caixa de arranque. Depois de efetuadas as ligações entre os vários cilindros e de posicionada a célula de carga de compressão (Figura 3.39f), é selecionada a tensão vertical a aplicar, iniciando-se, de seguida, o movimento de arranque.

Terminado o ensaio, o solo é retirado da caixa de arranque e armazenado para posterior utilização. Nos ensaios em que foi utilizado o solo húmido, tendo em vista um adequado isolamento do mesmo, a fim de evitar as perdas de humidade por evaporação, foram utilizados recipientes rígidos com tampa, recorrendo-se, ainda, a filme estirável para uma melhor proteção (Figuras 3.39g, 3.39h e 3.39i). No caso dos ensaios realizados com o solo seco, este foi armazenado em *big bags* (Figura 3.40c). Para uma melhor interpretação dos resultados obtidos, todos os provetes foram fotografados após o ensaio.

Em virtude do elevado volume de solo necessário à realização deste ensaio, optou-se por reutilizar o solo húmido. Porém, no sentido de controlar o teor em água do solo ao longo dos vários ensaios e de efetuar as respetivas compensações, caso este se encontrasse abaixo do valor pretendido, foram retiradas, após cada ensaio, várias amostras de solo para determinação do teor em água, através do método da secagem em estufa. Este procedimento possibilitou a reutilização do solo húmido com desvios em relação ao valor pretendido não excedendo os 0,5%.

Salienta-se, ainda, que no final de cada campanha de ensaios realizados com um determinado valor de teor em água do solo, o volume de solo envolvido foi seco em estufa na sua totalidade, de modo a ser posteriormente efetuada uma nova mistura (utilizando a betoneira), com vista à obtenção do teor em água a analisar.



Figura 3.39 - Preparação de um ensaio de arranque com solo húmido: a) betoneira; b) solo correspondente a uma camada; c) primeira camada de solo colocada; d) geossintético; e) caixa preenchida com solo; f) aplicação da carga vertical; g) solo retirado da caixa; h) transporte do recipiente; i) armazenamento do solo

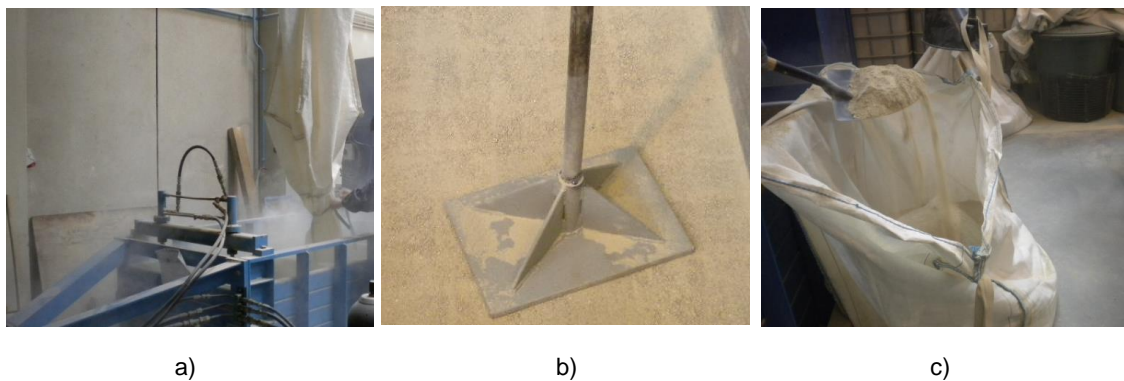


Figura 3.40 - Algumas fases da preparação de um ensaio de arranque com solo seco: a) colocação de uma camada de solo; b) compactação; c) remoção do solo no final do ensaio

3.5.4. PROGRAMA DE ENSAIOS

3.5.4.1. Ensaio de arranque em condições de carregamento monotónico

O programa de ensaios de arranque em condições de carregamento monotónico teve por objetivo fundamental a caracterização da resistência ao arranque e deformabilidade de quatro geossintéticos com propriedades distintas (secção 3.2.3), quando inseridos num solo residual do granito (secção 3.2.2), compactado com diferentes valores do teor em água e do peso volúmico seco.

O Quadro 3.21 apresenta um resumo dos ensaios de arranque efetuados em condições monotónicas (com controlo de deslocamento), nos quais se adotou uma velocidade de 2 mm/min e uma tensão vertical ao nível da interface solo-geossintético igual a 25 kPa, visando simular profundidades reduzidas. Os reforços foram ensaiados com dimensões iniciais de 330 mm (largura) × 1000 mm (comprimento confinado).

Quadro 3.21 - Programa de ensaios de arranque em condições de carregamento monotónico

N.º do ensaio	Interface	Peso volúmico seco (kN/m ³)	Teor em água (%)	
1	SRG – GGRU	15,31	Seco (w = 0)	
2			w = 0,5 w _{ót}	
3			w = w _{ót}	
4			Seco (w = 0)	
5			17,30	w = 0,5 w _{ót}
6			w = w _{ót}	
7	SRG – GGRB	15,31	Seco (w = 0)	
8			w = 0,5 w _{ót}	
9			w = w _{ót}	
10			Seco (w = 0)	
11			17,30	w = 0,5 w _{ót}
12			w = w _{ót}	
13	SRG – GCR	15,31	Seco (w = 0)	
14			w = 0,5 w _{ót}	
15			w = w _{ót}	
16			Seco (w = 0)	
17			17,30	w = 0,5 w _{ót}
18			w = w _{ót}	
19	SRG – GTX	15,31	Seco (w = 0)	
20			w = 0,5 w _{ót}	
21			w = w _{ót}	
22			Seco (w = 0)	
23			17,30	w = 0,5 w _{ót}
24			w = w _{ót}	

Tal como indica o quadro apresentado, o solo foi compactado no estado seco, com metade do teor em água ótimo ($w = 0,5 w_{ót}$) e com o teor em água ótimo ($w = w_{ót}$), tendo-se adotado dois valores distintos do peso volúmico seco (15,31 e 17,30 kN/m³).

Para analisar a repetibilidade dos resultados, cada um dos ensaios representados no Quadro 3.21 foi realizado três vezes sob condições experimentais idênticas, o que se traduziu num total de 72 ensaios de arranque efetuados em condições monotónicas.

3.5.4.2. Ensaio de arranque em condições de carregamento cíclico

Embora o equipamento de ensaio de arranque tivesse já sido anteriormente submetido a uma intervenção para permitir a realização de ensaios com carregamento cíclico, essa potencialidade não tinha, até à data, sido explorada.

Como se depreende, face ao desconhecimento das potencialidades do equipamento nesta modalidade de ensaio, nomeadamente quanto aos valores máximos de frequência e amplitude da solitação cíclica a que o mesmo conseguiria dar resposta, definiu-se um programa de ensaios com características que nem sempre foram cumpridas na íntegra. No entanto, considera-se que, para a maioria das condições de ensaio definidas, o equipamento respondeu de forma bastante satisfatória.

Os ensaios de arranque em condições cíclicas foram realizados com controlo de força e envolveram três fases distintas de carregamento: uma primeira fase monotónica, com uma força de arranque evoluindo a um ritmo de 0,2 kN/min, até ser atingida a força de arranque correspondente ao início da fase cíclica de carregamento; uma segunda fase de carregamento cíclico; e uma terceira fase monotónica, com características idênticas às da primeira fase de carregamento, até ser atingida a resistência máxima ao arranque ou à tração do reforço.

A razão pela qual se optou pela realização das três fases do ensaio com controlo de força centrou-se no facto de se ter observado que a transição entre as diversas fases de carregamento, descritas no parágrafo anterior, se realizava com maior precisão se todo o ensaio fosse realizado com controlo de força. Dado que a solitação cíclica de arranque foi definida através da variação da força de arranque segundo uma função sinusoidal, obrigatoriamente a segunda fase de carregamento teria de ser efetuada com controlo de força.

O Quadro 3.22 apresenta o programa de ensaios de arranque realizados em condições de carregamento cíclico. Estes ensaios visaram a caracterização do comportamento cíclico e pós-cíclico da geogrelha uniaxial (GGRU), inserida no solo residual do granito e submetida a tensões normais de 25 e 50 kPa. Tal como nos ensaios com carregamento monotónico, os provetes foram testados com dimensões iniciais de 330 mm (largura) × 1000 mm (comprimento confinado). O solo foi ensaiado no estado seco e com índices de compactação de 50% e 85% ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$, respetivamente). Para controlo da repetibilidade dos resultados, alguns ensaios foram repetidos.

Como mostra o Quadro 3.22, fez-se variar a força para a qual se deu início à fase cíclica (F_i) entre 25% e 65% do valor médio da resistência ao arranque (P_R) atingida em ensaio monotónico. Tendo em vista a análise da influência da frequência (f) e da amplitude da solitação cíclica (A_F) nos resultados do ensaio, foram selecionadas frequências compreendidas entre 0,01 e 1 Hz e amplitudes correspondentes a 15%, 40% e 60% do valor médio da resistência ao arranque obtida em ensaio monotónico. Em termos do número de ciclos de carregamento (n), foram adotados dois valores distintos para comparação: 40 e 120 ciclos.

Para além dos ensaios com amplitude constante, foram ainda efetuados dois ensaios escalonados, constituídos por três escalões com amplitudes crescentes. Nestes ensaios foram adotadas amplitudes

de cerca de 40%, 50% e 60% do valor máximo da força de arranque atingido em ensaio monotônico, impondo 40 ciclos por escalão.

Assinala-se que os valores da força de arranque correspondente ao início da fase cíclica (F_i) e da amplitude da solitação (A_F) a considerar foram definidos com base na resistência ao arranque atingida no ensaio monotônico realizado com tensão normal de 25 kPa, tendo sido mantidos nos ensaios executados com tensão normal superior (50 kPa).

Os valores da resistência ao arranque pós-cíclica, registados na terceira fase de carregamento, foram comparados com os valores de resistência obtidos nos ensaios monotônicos, sem carregamento cíclico prévio, realizados também com controlo de força para evitar introduzir alterações nas condições de ensaio. Procurou-se, através desta análise comparativa, avaliar a influência da solitação cíclica sobre a resistência ao arranque da geogrelha registada na fase pós-cíclica de carregamento.

Quadro 3.22 - Programa de ensaios de arranque em condições cíclicas: características da fase cíclica de carregamento

N.º do ensaio	σ_n (kPa)	I_D (%)	F_i/P_R (%)	f (Hz)	A_F/P_R (%)	n	
1	25	50	25	0,01	15	40	
2			25	0,1	15	40	
3			50	0,01	15	40	
4*			50	0,1	15	40	
5			50	0,5	15	40	
6			50	1	15	40	
7			65	0,01	15	40	
8			65	0,1	15	40	
9			50	0,01	40	40	
10			50	0,1	40	40	
11			50	0,1	60	40	
12			50	0,1	40	120	
13			50	0,1	crescente (40 - 60)	120	
14			25	0,01	15	40	
15		50	0,01	15	40		
16*		50	0,1	15	40		
17		85	50	1	15	40	
18			65	0,01	15	40	
19			50	0,1	40	40	
20			50	0,1	60	40	
21			50	0,1	40	120	
22		50	50	25**	0,1	15**	40
23				65**	0,1	15**	40
24				50**	0,1	crescente (40 - 60)**	120
25				85	50**	1	15**

* Ensaio cíclico base

** Percentagem relativa ao valor de P_R obtido no ensaio monotônico realizado com $\sigma_n = 25$ kPa

4

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CORTE DIRETO

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para o projeto e análise de estabilidade de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, é essencial a compreensão dos fenómenos envolvidos na mobilização da resistência ao corte das interfaces solo-geossintético. O ensaio de corte direto é um dos ensaios laboratoriais mais adequados para a sua caracterização, permitindo simular a interação solo-geossintético desenvolvida aquando da ocorrência de um deslizamento do solo em relação ao geossintético, em que este permanece solidário com a restante massa de solo envolvente.

No âmbito de um trabalho de investigação anterior, foi projetado e construído na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto um protótipo laboratorial de um equipamento de corte direto. O referido equipamento, descrito resumidamente no capítulo anterior, foi utilizado, no presente trabalho, para a quantificação da resistência ao corte de dois solos, nomeadamente, uma areia limpa e um solo residual do granito, em condições de carregamento monotónico, bem como para a caracterização de diversas interfaces solo-geossintético sob carregamento monotónico e cíclico.

Neste capítulo procede-se à apresentação e discussão dos resultados obtidos no programa experimental de corte direto. Numa primeira fase são abordados os resultados dos ensaios realizados em condições de carregamento monotónico. Efetua-se a caracterização da resistência ao corte da areia e das interfaces areia-geossintético e, posteriormente, do solo residual do granito e das interfaces envolvendo este solo. São analisados diferentes fatores com influência nos resultados dos ensaios e estimados os coeficientes de resistência ao corte das interfaces entre os solos e os geossintéticos selecionados. Analisa-se, igualmente, o efeito do tipo de solo no comportamento das interfaces solo-geossintético em movimento de corte direto.

Numa segunda fase, é caracterizada a resistência ao corte das interfaces entre o solo residual do granito, com diferentes teores em água, e duas geogrelhas, sob carregamento cíclico. Apresentam-se resultados de um ensaio base e avalia-se o efeito de diferentes fatores sobre o comportamento das referidas interfaces, quando solicitadas ciclicamente. É ainda analisado o comportamento pós-cíclico das interfaces, estabelecendo-se uma comparação entre os resultados obtidos nos ensaios de corte direto monotónico efetuados na sequência imediata da solicitação cíclica e os resultados relativos aos provetes intactos.

Termina-se o capítulo com a apresentação das principais conclusões estabelecidas a partir do programa laboratorial de corte direto.

4.2. ENSAIOS DE CORTE DIRETO EM CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO MONOTÔNICO

4.2.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Tal como se referiu anteriormente, o programa de ensaios de corte direto em condições de carregamento monotônico teve por objetivo fundamental a caracterização de diversas interfaces solo-geossintético quando solicitadas por corte, analisando a influência de diferentes fatores sobre o seu comportamento. De entre esses fatores destacam-se a tensão de confinamento, o tipo de geossintético, o tipo de solo, a compactidade do solo e o seu teor em água.

Para além da análise do comportamento das interfaces solo-geossintético em movimento de corte direto, foi efetuada a caracterização da resistência ao corte dos solos envolvidos no estudo, para diferentes condições de humidade e de compactidade.

Durante os ensaios efetuou-se a monitorização da tensão vertical aplicada, constante ao longo do ensaio, dos deslocamentos verticais da placa de carregamento, do deslocamento horizontal da meia-caixa inferior e da força necessária para impor determinada lei de deslocamentos. Nos ensaios realizados com amostras de solo compactadas com teor em água igual ou superior ao teor ótimo, foram ainda registadas as pressões intersticiais nas proximidades da superfície de corte, através da utilização de piezómetros de reduzidas dimensões.

4.2.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS

O tratamento dos resultados dos ensaios de corte direto monotônico começou pela representação gráfica da tensão de corte e dos deslocamentos verticais registados em três pontos da placa de carregamento, em função do deslocamento horizontal imposto à meia-caixa inferior.

A resistência ao corte das interfaces solo-geossintético é tipicamente caracterizada pela extensão do critério de rotura de Mohr-Coulomb aplicável aos solos. Deste modo, com base nos valores máximos da tensão de corte registados para os diferentes valores da tensão normal aplicada, foram traçadas as envolventes de rotura e estimados os parâmetros de resistência ao corte para os solos e para as interfaces solo-geossintético. De forma análoga, considerando os valores da tensão de corte registados para elevados deslocamentos horizontais (superiores a 50 mm), foram determinados os parâmetros de resistência ao corte para grandes deformações.

A caracterização do comportamento dos solos durante o movimento de corte direto contemplou, adicionalmente, a determinação dos ângulos de dilatância na rotura, para os diferentes índices de compactidade e teores em água das amostras, bem como para as diferentes tensões normais aplicadas.

De acordo com a norma EN ISO 12957-1:2005, o coeficiente de resistência da interface solo-geossintético para o movimento de corte direto (f_{cd}) é definido 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 (τ_s), para a mesma tensão normal (σ_n):

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

em que c_a e δ representam, respetivamente, a coesão aparente e o ângulo de atrito da interface solo-geossintético, sendo c e ϕ , respetivamente, a coesão e o ângulo de atrito interno do solo.

Assim, com base na equação (4.1), foram determinados os coeficientes de resistência das interfaces solo-geossintético para as diferentes condições experimentais em análise.

Saliente-se, por fim, que no caso dos ensaios de corte direto realizados segundo a modalidade de área reduzida (ensaios de corte direto do solo e das interfaces solo-geogrelha), a área utilizada no cálculo da tensão de corte foi atualizada ao longo do deslocamento da meia-caixa inferior, tendo-se desprezado a contribuição da interface “adicional” formada entre o solo contido na meia-caixa superior e a superfície metálica da meia-caixa inferior.

Acerca desta questão, Silvano (2005), utilizando o mesmo equipamento de ensaio, quantificou o atrito entre um solo residual do granito e uma chapa de aço, com características idênticas às utilizadas na construção do equipamento, tendo concluído que a influência do atrito solo-chapa na resistência ao corte do solo é bastante reduzida.

4.2.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS COM A AREIA LIMPA

4.2.3.1. Resistência ao corte da areia

Na Figura 4.1 apresentam-se os resultados dos ensaios de corte direto realizados com vista à caracterização da resistência da areia limpa, depositada com diferentes índices de compactidade ($I_D = 50\%$ e $I_D = 85\%$), para tensões normais de 50, 100 e 150 kPa. A Figura 4.1(a) ilustra a evolução da tensão de corte com o deslocamento horizontal da meia-caixa inferior. Na Figura 4.1(b) representam-se os deslocamentos verticais registados no centro dos provetes.

Tal como seria expectável, as curvas da tensão de corte em função do deslocamento horizontal, para os diferentes índices de compactidade da areia, evidenciam um incremento de resistência ao corte associado ao aumento da tensão normal imposta aos provetes. Verifica-se, ainda, que a resistência ao corte máxima é atingida para um deslocamento horizontal ligeiramente crescente com o valor da tensão normal (Figura 4.1a).

Por outro lado, é possível constatar que o aumento da compactidade da areia induz um acréscimo significativo da resistência máxima mobilizada durante o corte, bem como o desenvolvimento de picos de resistência pronunciados, não identificáveis no caso das amostras soltas. É também de realçar o facto de a resistência máxima ser mobilizada para deslocamentos horizontais inferiores quando as amostras são ensaiadas com maior índice de compactidade (Figura 4.1a).

Analisando os deslocamentos verticais no centro da placa de carregamento (Figura 4.1b), verifica-se que as amostras soltas apresentam uma deformabilidade mais acentuada na fase inicial do movimento de corte, seguida de acréscimos de volume pouco significativos, comparativamente com os observados para as amostras mais compactas.

As variações volumétricas registadas durante os ensaios estão em conformidade com o comportamento típico de areias quando submetidas ao corte. Com efeito, a areia num estado mais compacto manifesta uma deformabilidade inicial mais reduzida, mas pronunciados acréscimos de volume, já que os deslocamentos entre partículas destroem progressivamente a estrutura do solo que inicialmente se encontrava fortemente imbricada. Em contrapartida, uma areia num estado solto apresenta uma deformabilidade inicial mais elevada, devido ao menor grau de imbricamento interpartículas, e exibe uma tendência de redução de volume devido à arrumação das partículas que inicialmente possuíam um equilíbrio instável (Matos Fernandes, 2006).

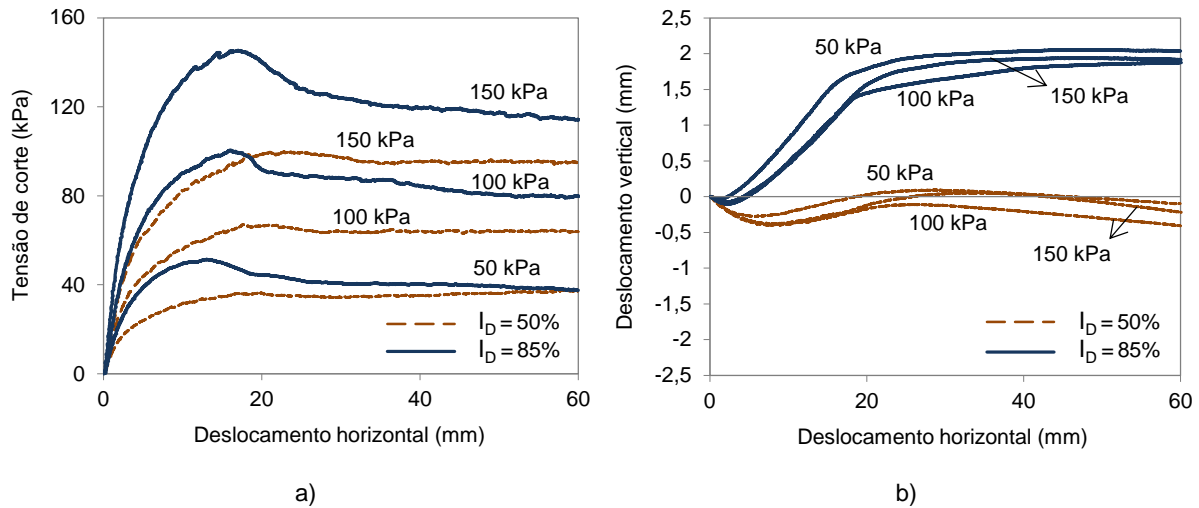


Figura 4.1 - Resultados dos ensaios de corte direto da areia para $I_D = 50\%$ e $I_D = 85\%$: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal

Na Figura 4.2 exibem-se os valores do ângulo de dilatância da areia na rotura, para os dois índices de compactidade analisados ($I_D = 50\%$ e $I_D = 85\%$), em função da tensão normal imposta aos provetes. Como era à partida esperado, os provetes densos apresentam ângulos de dilatância consideravelmente superiores aos registados para os provetes soltos. Por outro lado, é visível uma tendência para a redução do valor do ângulo de dilatância com o aumento da tensão normal de ensaio.

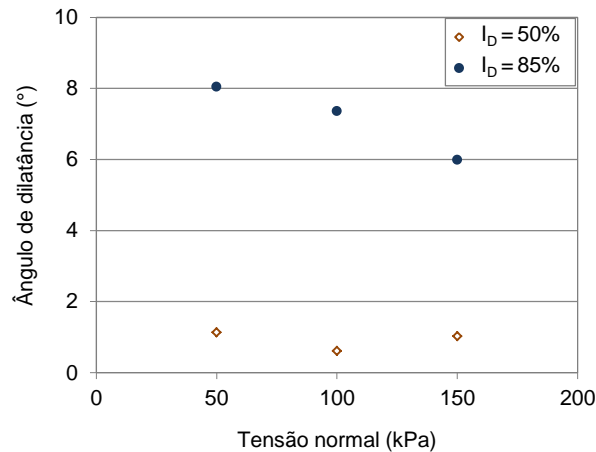


Figura 4.2 - Ângulos de dilatância da areia para $I_D = 50\%$ e $I_D = 85\%$

As Figuras 4.3(a) e 4.3(b) apresentam, respetivamente, os valores máximos da tensão de corte e os valores obtidos para grandes deslocamentos horizontais (> 50 mm), em função da tensão normal aplicada, e ainda as retas que definem as envolventes de resistência, impondo a condição de a ordenada ser nula para a tensão normal igual a zero. Note-se que, embora as retas que melhor se ajustam aos resultados apresentem ordenadas na origem não nulas, obtêm-se, ainda, coeficientes de determinação (R^2) muito próximos da unidade.

De acordo com as equações que definem as envolventes relativas à resistência máxima, apresentadas na Figura 4.3(a), a areia pode ser caracterizada por um ângulo de atrito de $34,3^\circ$, para o índice de compactação inferior ($I_D = 50\%$), e por um ângulo de atrito substancialmente superior ($44,9^\circ$), quando compactada para um índice de compactação de 85% .

Teoricamente, a resistência para grandes deslocamentos é independente da compactação da areia. No entanto, excetuando os resultados referentes à tensão normal de 50 kPa , é considerável a diferença entre as tensões de corte registradas na fase final dos ensaios para as amostras com índices de compactação distintos (Figura 4.3b).

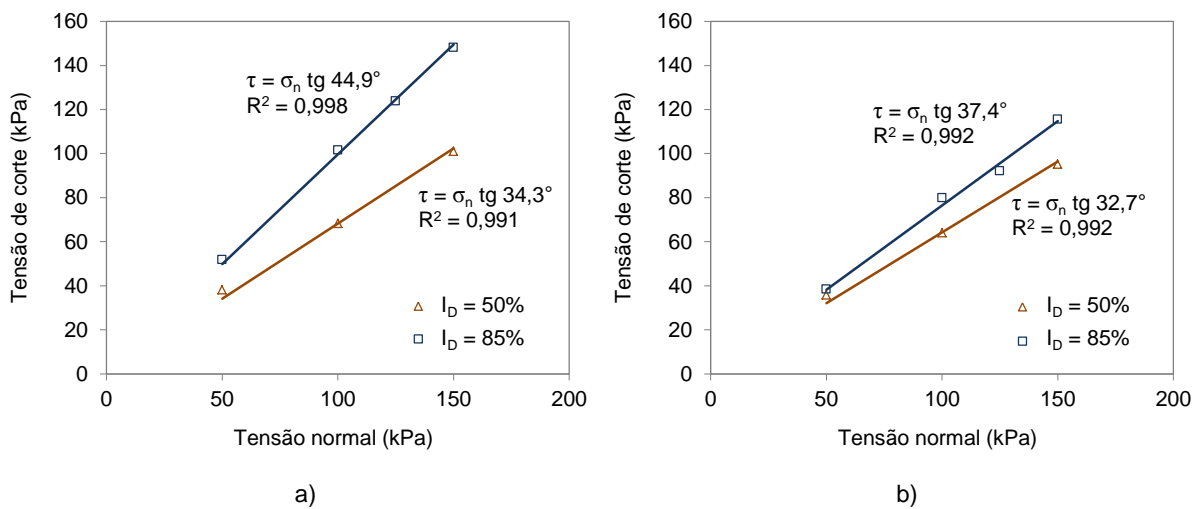


Figura 4.3 - Envolventes de resistência da areia: a) resistência máxima; b) resistência para grandes deslocamentos ($> 50\text{ mm}$)

4.2.3.2. Resistência ao corte das interfaces areia-geossintético

Influência da compactação da areia

Tendo por objetivo a análise da influência da compactação da areia no comportamento das interfaces areia-geossintético quando submetidas ao movimento de corte direto, comparam-se, nas Figuras 4.4 a 4.7, resultados de ensaios efetuados sobre as interfaces entre a areia, depositada para $I_D = 50\%$ e $I_D = 85\%$, e os diferentes geossintéticos, respectivamente, a geogrelha uniaxial extrudida (GGRU), a geogrelha biaxial tecida (GGRB), o geocompósito de reforço (GCR), ensaiado na face superior (ver Figura 3.9), e o geotêxtil não tecido (GTX).

Estas figuras ilustram a evolução da tensão de corte e do deslocamento vertical registado no centro da placa de carregamento, em função do deslocamento horizontal da meia-caixa inferior, para tensões normais de 50 , 100 e 150 kPa . No caso da interface areia-GCR, apresentam-se, a título exemplificativo, os deslocamentos verticais registados em três pontos da placa de carregamento, ao longo dos ensaios realizados com tensão normal (σ_n) de 150 kPa (Figura 4.6b).

Constata-se, pela análise das Figuras 4.4 a 4.7, que, em geral, a resistência ao corte aumenta de forma significativa com o índice de compactação da areia. Tal como observado para a resistência ao corte da areia, as curvas correspondentes a $I_D = 85\%$ tendem a exibir um pico de resistência mais pronunciado do que o observado para as interfaces com areia no estado mais solto.

É, no entanto, de salientar o caso particular da interface areia-geotêxtil (Figura 4.7), para a qual o índice de compacidade da areia teve uma influência menos perceptível na resistência ao corte máxima mobilizada, em particular para as tensões normais de 100 e 150 kPa, comparativamente com a observada para as restantes interfaces. Este comportamento estará, certamente, associado à dificuldade em garantir um índice de compacidade de 85% ao nível da interface, devido à elevada espessura e compressibilidade do geotêxtil e à possibilidade de as partículas de solo penetrarem através da sua rede porosa durante o corte.

Analisando as tensões de corte registadas para grandes deslocamentos horizontais, verifica-se que a aproximação entre os valores correspondentes aos diferentes índices de compacidade da areia depende da tensão normal aplicada e do tipo de geossintético constituinte da interface.

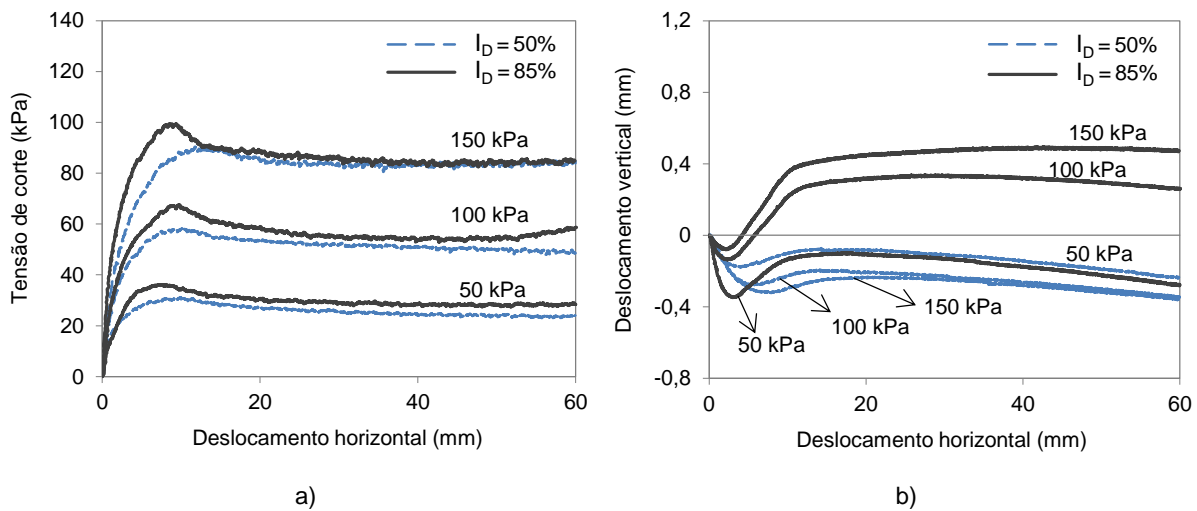


Figura 4.4 - Influência do índice de compacidade da areia nos resultados dos ensaios da interface areia-GGRU: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal

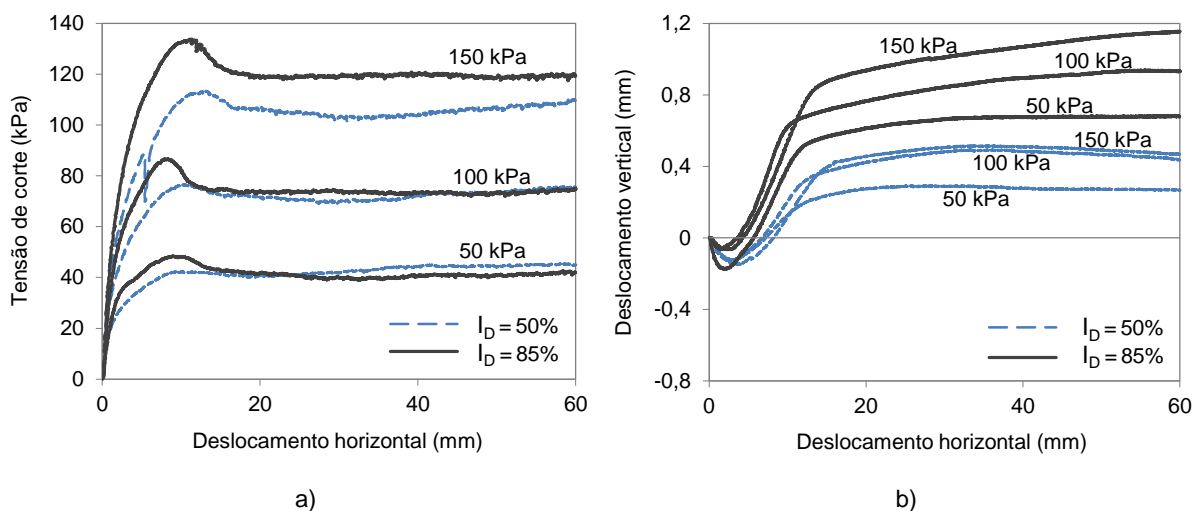


Figura 4.5 - Influência do índice de compacidade da areia nos resultados dos ensaios da interface areia-GGRB: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal

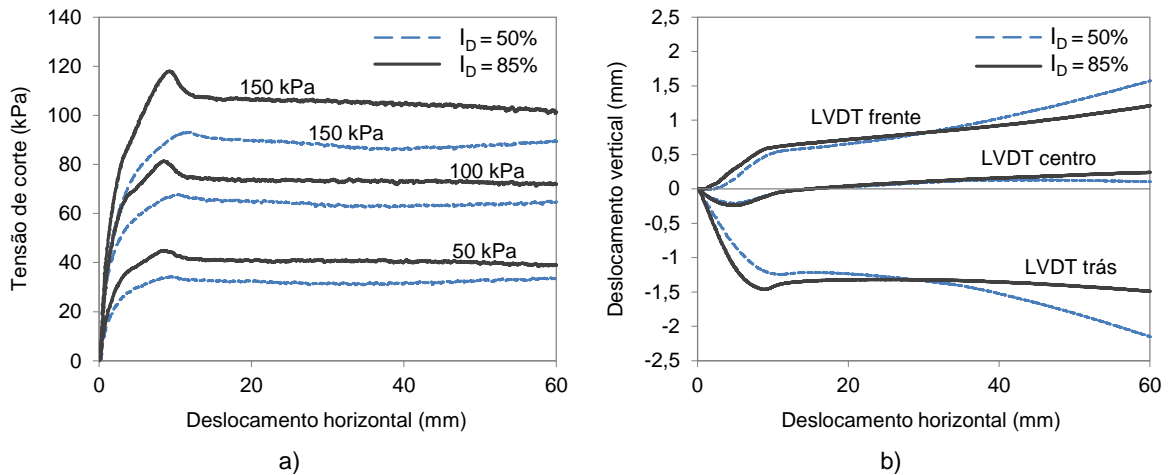


Figura 4.6 - Influência do índice de compactação da areia nos resultados dos ensaios da interface areia-GCR (face superior): a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal para $\sigma_n = 150$ kPa

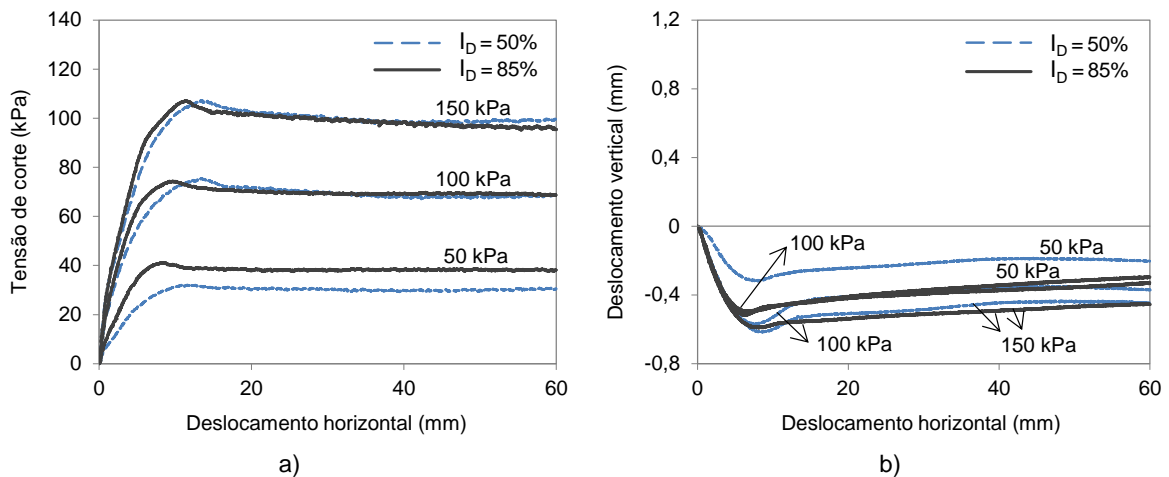


Figura 4.7 - Influência do índice de compactação da areia nos resultados dos ensaios da interface areia-GTX: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal

No que se refere aos deslocamentos verticais registados no centro da placa de carregamento para as diferentes interfaces, é notório, na maioria das curvas apresentadas, um assentamento inicial da placa de carregamento, relacionado com o rearranjo das partículas de solo no início do movimento horizontal, seguido de um aumento de volume, associado à dilatância do solo, naturalmente mais significativo nos ensaios envolvendo a areia densa ($I_D = 85\%$).

Os deslocamentos verticais registados em três pontos da placa de carregamento (no centro e em ambas as extremidades) ao longo dos ensaios da interface areia-GCR, realizados para $\sigma_n = 150$ kPa (Figura 4.6b), indicam que ocorre uma rotação importante da placa durante o processo de corte. Independentemente do índice de compactação da areia, o LVDT situado na parte frontal da placa (“LVDT frente”) registou apenas deslocamentos ascendentes, enquanto o LVDT situado na outra extremidade (“LVDT trás”) evidenciou a tendência oposta. Verifica-se, ainda, que para grandes deslocamentos horizontais, a placa de carregamento atinge uma maior inclinação nos ensaios realizados com a areia solta, comparativamente com a registada na presença da areia mais compacta.

Influência do tipo de geossintético

Para clarificar a influência, sobre os resultados dos ensaios de corte direto das interfaces solo-geocompósito, do tipo de face ensaiada, foram realizados ensaios para as duas faces distintas deste material. Assim, antes de passar à análise do efeito do tipo de geossintético sobre os resultados dos ensaios, efetua-se uma comparação entre a resistência ao corte registada nas interfaces envolvendo a areia e as duas faces do geocompósito de reforço.

As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam as curvas da evolução da tensão de corte em função do deslocamento horizontal e as retas que definem as envolventes de rotura, obtidas para as interfaces com as diferentes faces do geocompósito, depositando a areia com índices de compactidade de 50% e 85%, respetivamente.

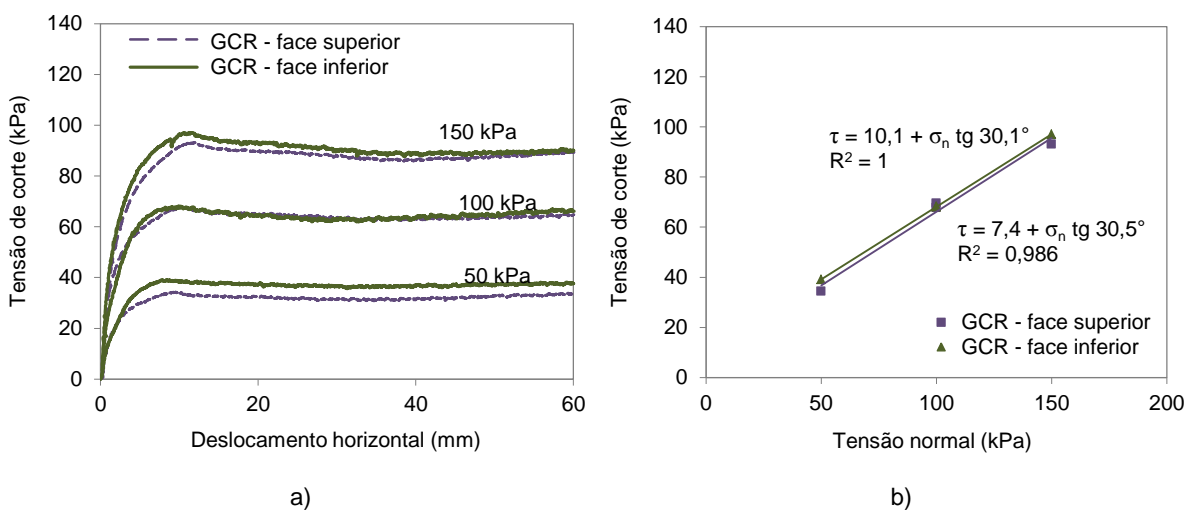


Figura 4.8 - Comparação de resultados para as duas faces do GCR ($I_D = 50\%$): a) tensão de corte – deslocamento horizontal; b) envolventes de rotura

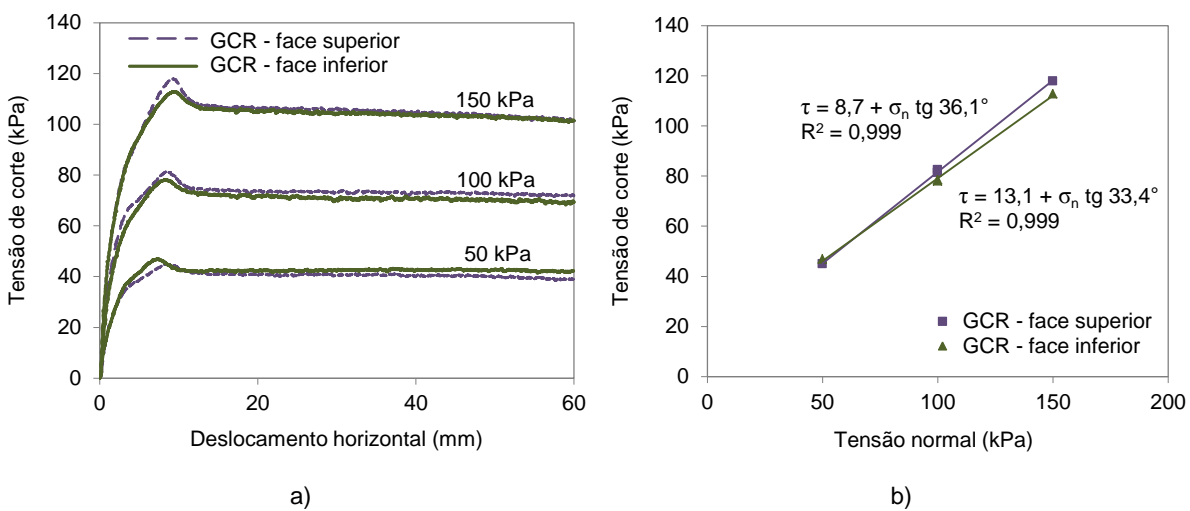


Figura 4.9 - Comparação de resultados para as duas faces do GCR ($I_D = 85\%$): a) tensão de corte – deslocamento horizontal; b) envolventes de rotura

Observa-se que, de um modo geral, as curvas tensão de corte-deslocamento obtidas nos ensaios das diferentes faces do geocompósito são bastante próximas (Figuras 4.8a e 4.9a). Curiosamente, quando se comparam as tensões de corte máximas registadas para $I_D = 50\%$ (Figura 4.8b), observa-se que a interface envolvendo a face inferior do geossintético tende a apresentar uma resistência ao corte ligeiramente superior, contrariamente ao que se verifica para $I_D = 85\%$ (Figura 4.9b). No entanto, admite-se que as diferenças registadas possam estar associadas à própria variabilidade dos resultados dos ensaios.

Com o propósito de comparar a resistência ao corte das interfaces entre a areia e os diferentes geossintéticos utilizados, representam-se, na Figura 4.10, os valores máximos da tensão de corte, registados nos ensaios de corte direto das interfaces areia-geossintético, para diferentes valores da tensão normal, bem como as retas de melhor ajuste (envolventes de rotura). A Figura 4.10(a) apresenta resultados relativos ao índice de compacidade da areia de 50%, enquanto na Figura 4.10(b) são ilustrados os valores obtidos para as interfaces envolvendo a areia densa. Nestes gráficos incluem-se, ainda, as envolventes que caracterizam a resistência ao corte da areia para os diferentes índices de compacidade.

Face às conclusões obtidas a partir da análise comparativa da resistência ao corte da interface areia-geocompósito para as duas faces distintas do geossintético, optou-se por incluir resultados relativos a apenas uma das faces ensaiadas (face superior).

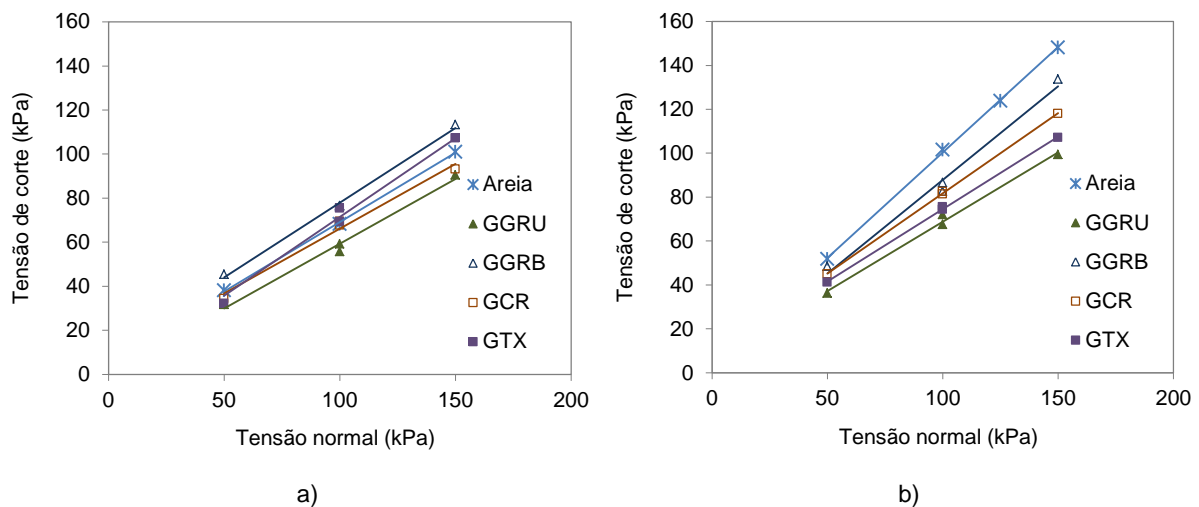


Figura 4.10 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces areia-geossintético: a) $I_D = 50\%$; b) $I_D = 85\%$

Da análise da Figura 4.10 constata-se que, independentemente do índice de compacidade da areia, a interface envolvendo a geogrelha biaxial tende a exibir uma resistência ao corte superior à das restantes interfaces em estudo.

Por outro lado, é na interface envolvendo a geogrelha uniaxial que se mobilizam os valores mais reduzidos da tensão de corte, o que se poderá justificar pelo facto de esta apresentar uma superfície pouco rugosa. Para a generalidade das condições experimentais, as tensões de corte mobilizadas nas interfaces com o geocompósito de reforço e o geotêxtil podem considerar-se relativamente próximas (Figura 4.10).

Verifica-se ainda que, para o índice de compactação de 50%, a resistência ao corte da areia assume, para tensões normais elevadas, valores inferiores aos registrados para as interfaces envolvendo a geogrelha biaxial e o geotêxtil (Figura 4.10a). Todavia, para o índice de compactação de 85%, a resistência da areia excede os valores obtidos para as diferentes interfaces areia-geossintético, independentemente da tensão normal considerada (Figura 4.10b).

Parâmetros de resistência ao corte das interfaces areia-geossintético

Os valores dos parâmetros de resistência ao corte das interfaces areia-geossintético, nomeadamente, o ângulo de atrito (δ) e a coesão aparente (c_a), obtidos com base no critério de rotura de Mohr-Coulomb, quer em termos de valores máximos, quer de valores para grandes deslocamentos (superiores a 50 mm), são apresentados no Quadro 4.1. A existência de um valor associado à coesão aparente é geralmente justificada pelo facto de a envolvente de resistência ser curva para valores reduzidos da tensão normal. Impondo a ordenada nula na origem, obtêm-se os valores do ângulo de atrito representados neste quadro através do símbolo δ^\dagger . Incluem-se, ainda, os coeficientes de determinação (R^2) associados à definição das retas envolventes.

Quadro 4.1 - Parâmetros de resistência ao corte das interfaces areia-geossintético

Interface	I_D (%)	Parâmetros de resistência máxima					Parâmetros de resistência para grandes deformações				
		δ (°)	c_a (kPa)	R^2 (*)	δ^\dagger (°)	R^2 (*)	δ (°)	c_a (kPa)	R^2 (*)	δ^\dagger (°)	R^2 (*)
Areia – GGRU	50	30,5	0,5	0,989	30,7	0,989	29,9	(-4,4)	0,981	28,2	0,976
	85	32,3	5,6	0,993	34,3	0,986	29,3	0,7	0,997	29,6	0,997
Areia – GGRB	50	34,2	10,0	0,997	37,5	0,977	32,2	12,2	0,996	36,4	0,963
	85	40,4	2,6	0,987	41,2	0,986	37,8	(-0,5)	0,988	37,7	0,988
Areia – GCR (face inferior)	50	30,1	10,1	0,999	33,8	0,973	27,5	12,0	0,997	32,1	0,950
	85	33,4	13,1	0,999	37,8	0,964	30,9	11,0	0,996	34,8	0,966
Areia – GCR (face superior)	50	30,5	7,4	0,986	33,2	0,972	29,0	7,4	0,989	31,8	0,973
	85	36,1	8,7	0,999	38,9	0,987	32,2	9,1	0,996	35,4	0,977
Areia – GTX	50	36,9	(-4,1)	0,991	35,6	0,988	34,5	(-3,0)	0,996	33,4	0,995
	85	33,4	8,7	0,999	36,3	0,984	30,2	9,6	0,999	33,7	0,975

(*) Coeficiente de determinação associado à definição da reta envolvente

Os resultados apresentados no Quadro 4.1 corroboram as conclusões anteriormente estabelecidas, com base na análise da evolução da tensão de corte com o deslocamento, relativamente à influência do índice de compactação da areia. Com efeito, para as interfaces areia-geogrelha e areia-geocompósito, verificou-se um aumento significativo nos valores do ângulo de atrito δ^\dagger (em termos de valores máximos) com o aumento da compactação da areia (aumento máximo de 17,2%). No entanto, tal como anteriormente constatado, a influência do índice de compactação na resistência ao corte da interface areia-geotêxtil foi bastante reduzida, tendo-se registado um aumento de apenas 2% no valor do ângulo de atrito δ^\dagger .

Comparando os valores do ângulo de atrito δ^{\dagger} relativos a grandes deslocamentos horizontais para os dois índices de compacidade da areia, verifica-se que, à exceção das interfaces entre a areia e o geocompósito de reforço (ensaiado nas duas faces distintas), os mesmos são relativamente próximos.

Com base neste quadro pode ainda verificar-se que, tal como sugeriam os resultados apresentados na secção anterior, correspondem à interface areia-GGRB os valores mais elevados do ângulo de atrito δ^{\dagger} , quer referente a valores máximos, quer a valores obtidos para grandes deslocamentos horizontais, independentemente do índice de compacidade da areia. Por outro lado, foram obtidos para a interface areia-GGRU os valores mais reduzidos deste parâmetro de resistência.

4.2.3.3. Coeficientes de resistência ao corte das interfaces areia-geossintético

No Quadro 4.2 encontram-se resumidos os valores do coeficiente de resistência das interfaces areia-geossintético, determinados com base na equação (4.1), para as tensões normais de 50, 100 e 150 kPa. Como se pode observar, os coeficientes de resistência variam entre 0,67 e 1,12, para as interfaces areia-geogrelha, e entre 0,72 e 1,06, para as restantes interfaces.

Quadro 4.2 - Coeficientes de resistência ao corte das interfaces areia-geossintético

Interface	I_D (%)	Tensão normal (kPa)		
		50	100	150
Areia – GGRU	50	0,83	0,84	0,90
	85	0,70	0,69	0,67
Areia – GGRB	50	1,12	1,12	1,12
	85	0,94	0,83	0,90
Areia – GCR (face inferior)	50	1,03	1,00	0,96
	85	0,90	0,77	0,76
Areia – GCR (face superior)	50	0,90	1,00	0,92
	85	0,87	0,81	0,80
Areia – GTX	50	0,85	1,06	1,06
	85	0,80	0,74	0,72

Os coeficientes de resistência obtidos para as diferentes interfaces areia-geossintético são, em geral, semelhantes aos valores apresentados por diversos autores em estudos semelhantes. Por exemplo, Cancelli *et al.* (1992) obtiveram coeficientes de resistência compreendidos entre 1,04 e 1,12 para uma interface areia-geogrelha de PP e Cazzuffi *et al.* (1993) estimaram, para uma interface areia-geogrelha de PEAD, valores situados entre 0,95 e 1,04. Liu *et al.* (2009) apresentaram coeficientes compreendidos entre 0,71 e 0,78 para uma interface areia-geotêxtil de PET, e entre 0,93 e 1,01 para uma interface areia-geogrelha de PET. Hsieh *et al.* (2011) obtiveram, para uma interface areia-geotêxtil de PP, um coeficiente de 0,92. Vieira *et al.* (2013) apresentaram valores compreendidos entre 0,76 e 0,95 para uma interface areia-geocompósito de reforço.

Através do Quadro 4.2 é ainda identificável um decréscimo do coeficiente de resistência das interfaces associado ao aumento do índice de compacidade da areia. Relativamente à influência da tensão normal aplicada, observa-se que, para $I_D = 85\%$, o seu aumento se traduz, em geral, numa redução deste coeficiente. Contudo, para $I_D = 50\%$, não é possível identificar nenhuma tendência.

4.2.4. RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS COM O SOLO RESIDUAL DO GRANITO

4.2.4.1. Resistência ao corte do solo residual do granito

Como se referiu anteriormente, a resistência ao corte do solo residual do granito para diferentes condições de humidade e compactidade foi avaliada através da realização de ensaios de corte direto sob tensões normais compreendidas entre 25 e 150 kPa.

As Figuras 4.11 e 4.12 ilustram as curvas da tensão de corte e do deslocamento vertical registado no centro do provete, em função do deslocamento horizontal imposto na meia-caixa inferior, obtidas nos ensaios de corte direto do solo residual do granito, efetuados para tensões normais de 50 e 100 kPa, respetivamente. Os resultados referem-se a amostras de solo no estado seco, com o teor em água igual a metade do teor ótimo ($w = 0,5 w_{ót}$), com o teor em água ótimo ($w = w_{ót}$) e com um teor em água superior ao teor ótimo ($w = 1,5 w_{ót}$), compactadas para valores distintos do peso volúmico seco ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$).

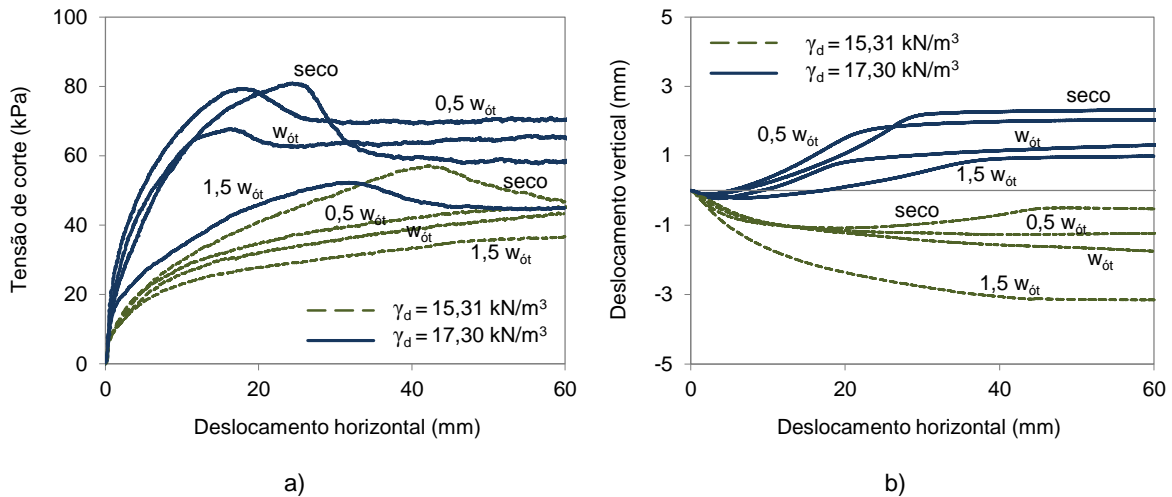


Figura 4.11 - Resultados dos ensaios de corte direto do SRG para $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal

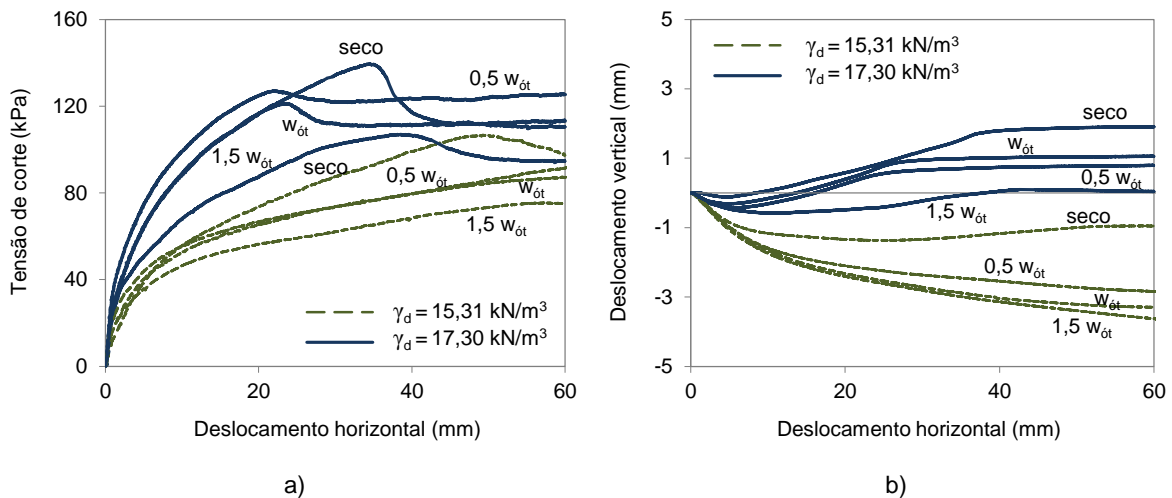


Figura 4.12 - Resultados dos ensaios de corte direto do SRG para $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal

As curvas apresentadas nas Figuras 4.11(a) e 4.12(a) evidenciam um acréscimo significativo de rigidez e resistência ao corte, bem como uma redução do deslocamento horizontal necessário para a mobilização da resistência máxima, induzidos pelo aumento do peso volúmico seco do solo. Refira-se que estas tendências foram também identificadas nos ensaios de corte direto realizados sobre a areia limpa e as interfaces areia-geossintético. Por outro lado, independentemente do peso volúmico seco, observa-se uma redução da resistência ao corte do solo residual do granito associada ao aumento do teor em água das amostras.

Relativamente à evolução dos deslocamentos verticais no centro da placa de carregamento (Figuras 4.11b e 4.12b), constata-se que o solo mais denso manifesta uma deformabilidade inicial reduzida, em comparação com a registada para o solo mais solto, seguida de pronunciados acréscimos de volume, que tendem a aumentar com a diminuição do teor em água do solo. Contudo, para o solo solto, observam-se essencialmente deslocamentos descendentes, ou assentamentos, em consequência da redução de volume dos provetes ao longo do deslocamento horizontal, que aparentemente se torna mais significativa com o aumento do teor em água do solo.

Na Figura 4.13 encontram-se representados os valores do ângulo de dilatância do solo residual do granito na rotura, para tensões normais compreendidas entre 25 e 150 kPa, obtidos quando o mesmo foi ensaiado no estado seco, com diferentes valores do peso volúmico ($15,31 \text{ kN/m}^3$ e $17,30 \text{ kN/m}^3$).

Tal como anteriormente verificado com base nos resultados dos ensaios de corte direto para a caracterização da areia limpa (secção 4.2.3.1), o solo com maior compacidade apresenta ângulos de dilatância significativamente superiores aos registados para o solo solto. Observa-se, por outro lado, que independentemente da compacidade do solo, o valor do ângulo de dilatância decresce com o aumento da tensão normal.

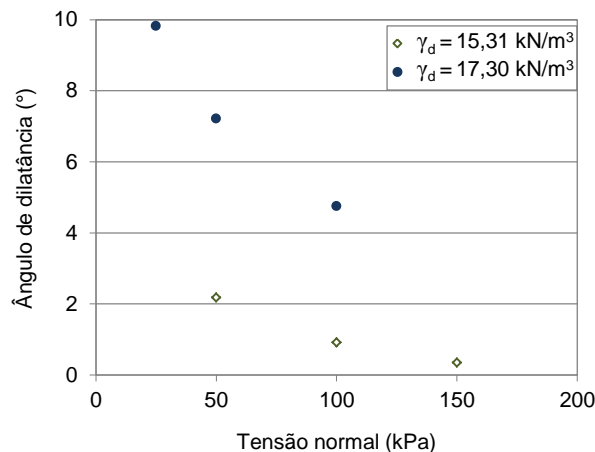


Figura 4.13 - Ângulos de dilatância do SRG no estado seco para $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

A Figura 4.14 ilustra o efeito do teor em água do solo nos valores do ângulo de dilatância na rotura, obtidos quando o mesmo foi compactado para um peso volúmico seco de $17,30 \text{ kN/m}^3$. Constata-se, pela análise do gráfico apresentado, que o ângulo de dilatância tende a decrescer com o aumento do teor em água do solo. Os resultados revelam, ainda, que a tendência para a redução do valor do ângulo de dilatância com o aumento da tensão normal aplicada no ensaio, observada anteriormente para os provetes secos (Figura 4.13), é extensível aos provetes com diferentes teores em água.

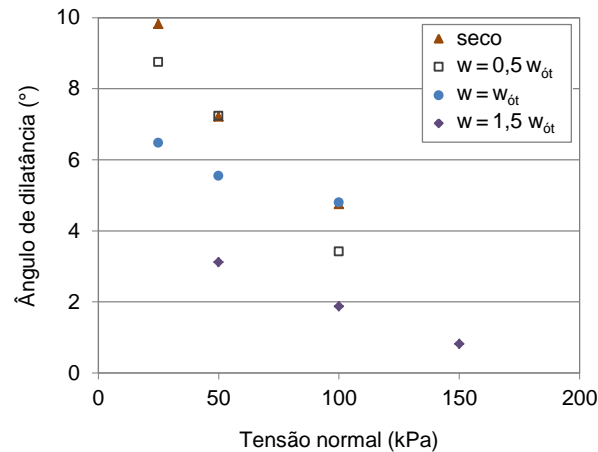


Figura 4.14 - Influência do teor em água do solo nos valores do ângulo de dilatação do SRG para $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

Como se mencionou anteriormente, de modo a averiguar a eventual formação de excessos de pressão intersticial durante os ensaios de corte direto efetuados com provetes compactados com teor em água igual ou superior ao teor ótimo, foram utilizados piezômetros de reduzidas dimensões nas proximidades da superfície de corte. Verificou-se, porém, que à exceção dos ensaios envolvendo os provetes mais próximos da saturação (isto é, com o teor em água de $1,5 w_{ót}$ e o peso volúmico seco de $17,30 \text{ kN/m}^3$, aos quais corresponde um grau de saturação de cerca de 85%), não foram registados excessos de pressão intersticial, quer durante o carregamento vertical, quer durante o processo de corte, podendo considerar-se que os mesmos se realizaram em condições drenadas.

As Figuras 4.15 a 4.17 representam a evolução das pressões intersticiais registadas pelos três transdutores posicionados no interior da meia-caixa superior (um no centro e os restantes nas extremidades), junto à superfície de corte, durante os ensaios de corte direto realizados sobre provetes compactados com o teor em água e o peso volúmico seco mais elevados, para tensões normais de 50, 100 e 150 kPa, respetivamente. Para auxiliar na interpretação dos resultados, inclui-se, nos gráficos destas figuras, a curva da tensão de corte em função do tempo, obtida no ensaio de corte direto correspondente.

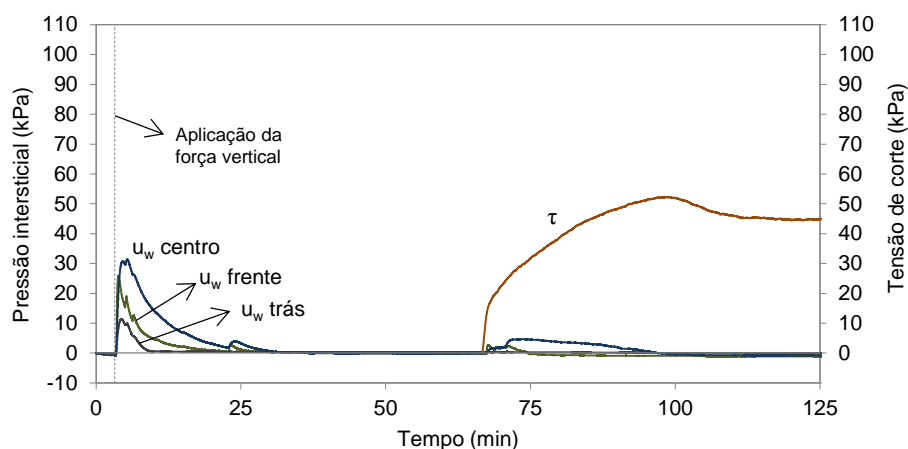


Figura 4.15 - Pressão intersticial ao longo do ensaio de corte direto do SRG ($w = 1,5 w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$) com $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$

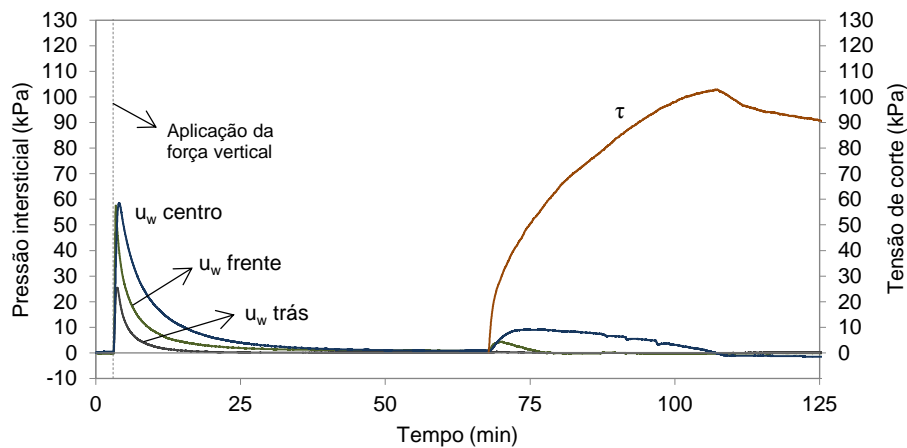


Figura 4.16 - Pressão intersticial ao longo do ensaio de corte direto do SRG ($w = 1,5 w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$) com $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$

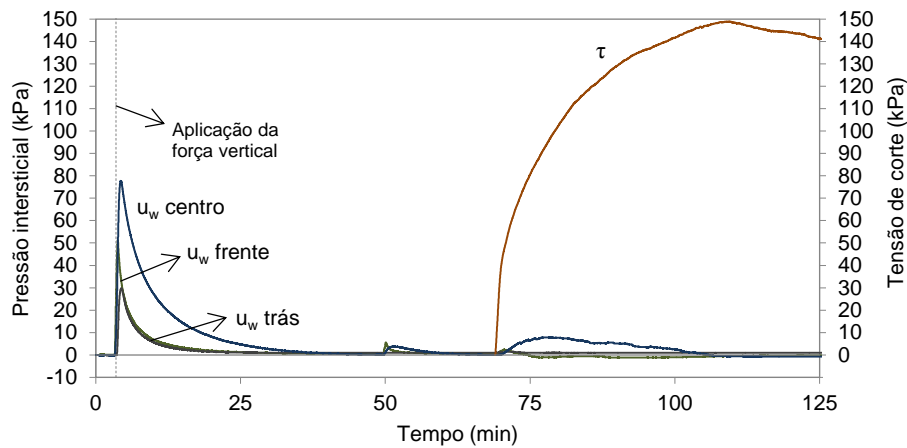


Figura 4.17 - Pressão intersticial ao longo do ensaio de corte direto do SRG ($w = 1,5 w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$) com $\sigma_n = 150 \text{ kPa}$

Tal como mostram os gráficos apresentados (Figuras 4.15 a 4.17), a aquisição de dados relativos às pressões intersticiais teve início poucos minutos antes da aplicação da força vertical sobre o solo, tendo terminado em simultâneo com o ensaio.

A análise das Figuras 4.15 a 4.17 permite concluir que a aplicação do carregamento vertical sobre o solo provocou um acréscimo imediato da pressão intersticial no interior dos provetes, proporcional à carga aplicada e mais relevante no centro do que nas extremidades, tendo-se verificado a sua total dissipação antes do início da fase de corte. Para além disso, é notório um aumento da pressão intersticial no solo induzido pela aplicação da sollicitação por corte, sendo, no entanto, de reduzido significado o valor da pressão registado aquando da mobilização da tensão de corte máxima do ensaio.

A razão pela qual, no momento de aplicação da força vertical, se registaram excessos de pressão intersticial de valor distinto nas duas extremidades dos provetes poderá dever-se ao facto da placa de carregamento entrar em contacto com o solo numa posição ligeiramente inclinada.

Com base nas Figuras 4.15 a 4.17 constata-se, ainda, que a dissipação dos excessos de pressão intersticial gerados durante os ensaios ocorreu de forma relativamente célere. Isto está relacionado, por um lado, com as propriedades do solo utilizado, que, apresentando uma percentagem reduzida de partículas finas, é um solo relativamente permeável, e, por outro lado, com as características do equipamento de ensaio, que não permite controlar a drenagem de água das amostras.

Atendendo às observações decorrentes da utilização dos transdutores de pressão intersticial nos ensaios, nomeadamente, ao reduzido significado dos valores registados no instante da mobilização da tensão de corte máxima, considerou-se razoável efetuar a análise de resultados em termos de tensões normais totais.

Na Figura 4.18 representam-se os valores máximos da tensão de corte, obtidos nos ensaios do solo residual do granito para as diferentes condições de humidade e compactidade, em função da tensão normal de ensaio, bem como as retas de melhor ajuste (envolventes de rotura).

No Quadro 4.3 resumem-se os parâmetros de resistência ao corte do solo residual do granito (ângulo de atrito, ϕ , e coesão, c), quer em termos de valores máximos, quer de valores para grandes deslocamentos horizontais (superiores a 50 mm), bem como os respetivos coeficientes de determinação (R^2). Note-se que, nas situações em que a resistência máxima foi registada para grandes deslocamentos, são coincidentes os valores dos parâmetros relativos à resistência ao corte máxima e à resistência para grandes deformações.

A Figura 4.18 clarifica a influência positiva da compactidade do solo na sua resistência ao corte, independentemente da tensão normal e do teor em água considerados. Com efeito, para as condições analisadas, o aumento de resistência associado à compactidade do solo variou entre 26,8% e 58,3%.

Comparando os valores máximos da tensão de corte registados para as diferentes condições de humidade do solo, observa-se que, independentemente do peso volúmico seco e da tensão normal aplicada, a resistência ao corte do solo diminuiu progressivamente com o aumento do teor em água, tendo-se obtido uma redução máxima de 36,4% entre a resistência atingida para o solo seco e o valor correspondente ao teor em água mais elevado ($w = 1,5 w_{ót}$).

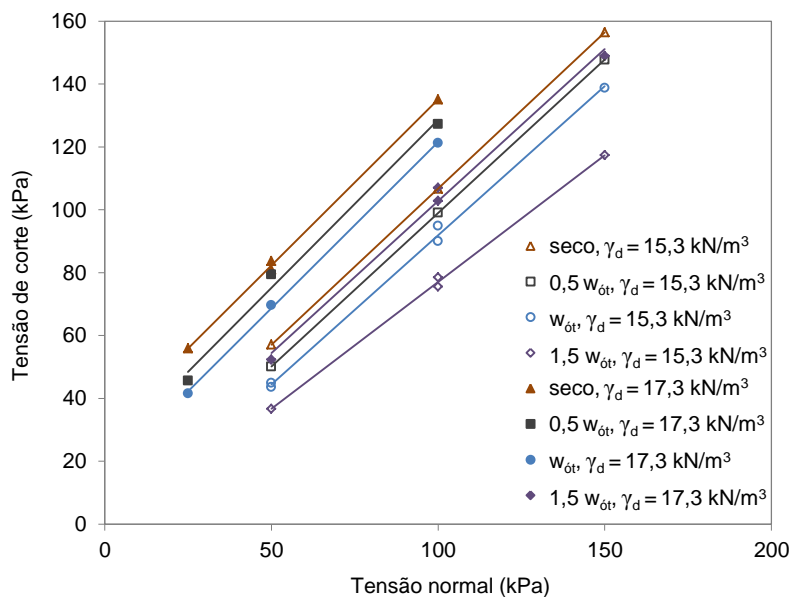


Figura 4.18 - Envolventes de rotura do SRG

Quadro 4.3 - Parâmetros de resistência ao corte do SRG

Condição do solo		Parâmetros de resistência máxima			Parâmetros de resistência para grandes deformações		
w (%)	γ_d (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	R ² (*)	ϕ (°)	c (kPa)	R ² (*)
Seco	15,31	44,7	7,8	0,999	44,7	4,0	0,994
	17,30	46,6	29,5	0,999	41,3	15,1	0,999
0,5 w _{ót}	15,31	44,3	1,4	0,999	44,3	1,4	0,999
	17,30	46,9	21,7	0,992	49,1	10,6	0,998
w _{ót}	15,31	42,6	0,0	0,997	42,6	0,0	0,997
	17,30	46,6	15,8	0,999	45,7	12,5	0,996
1,5 w _{ót}	15,31	37,8	0,0	0,997	37,8	0,0	0,997
	17,30	44,0	6,2	0,994	43,2	0,0	0,997

(*) Coeficiente de determinação associado à definição da reta envolvente

Os valores dos parâmetros de resistência ao corte máxima do solo, apresentados no Quadro 4.3, evidenciam um acréscimo relevante da coesão em consequência do aumento do peso volúmico seco adotado nos ensaios. Por outro lado, excetuando os valores relativos ao teor em água mais elevado, constata-se que o ângulo de atrito do solo não foi significativamente afetado pelo aumento do teor em água, contrariamente ao que se verificou em termos de coesão, que reduziu de forma considerável. Estas conclusões estão em conformidade com diversos estudos acerca das propriedades de resistência ao corte de solos não saturados (p. ex., Vanapalli *et al.*, 1996; Lu e Likos, 2006).

4.2.4.2. Resistência ao corte das interfaces solo residual do granito-geossintético

Influência do teor em água do solo

A Figura 4.19 apresenta as curvas da tensão de corte em função do deslocamento horizontal da meia-caixa móvel, obtidas nos ensaios de corte direto efetuados sobre a interface entre o solo residual do granito, depositado com diferentes teores em água (seco, $w=0,5 w_{ót}$, $w = w_{ót}$ e $w = 1,5 w_{ót}$), e a geogrelha uniaxial extrudida, para diferentes valores da tensão normal (50, 100 e 150 kPa) e do peso volúmico seco do solo: 15,31 kN/m³ (Figura 4.19a) e 17,30 kN/m³ (Figura 4.19b).

Esta figura revela que, independentemente da compactidade do solo, a resistência ao corte da interface tende a reduzir com o aumento do teor em água. Considerando os resultados relativos ao solo seco e às amostras depositadas com $w=0,5 w_{ót}$, verifica-se que, para determinadas condições experimentais (isto é, tensão normal e compactidade do solo), o aumento do teor em água entre os valores mencionados causou um decréscimo significativo na resistência ao corte da interface (até cerca de 20%). No entanto, para outras condições experimentais (p. ex., $\gamma_d=15,31$ kN/m³ e $\sigma_n = 50$ kPa ou $\sigma_n = 100$ kPa), não se observaram diferenças relevantes entre os valores de resistência atingidos para as diferentes condições de humidade do solo.

Para a interface envolvendo o solo compactado com o teor em água ótimo, a resistência ao corte mobilizada foi, em geral, consideravelmente inferior à obtida na presença do solo com o teor em água imediatamente inferior. A redução de resistência associada ao aumento do teor em água do solo atingiu, para as condições em análise, 13%. Por fim, comparando os resultados obtidos para os dois valores mais elevados do teor em água do solo, constata-se que o aumento do teor em água se traduziu igualmente numa diminuição da resistência da interface, que atingiu, neste caso, cerca de 27%.

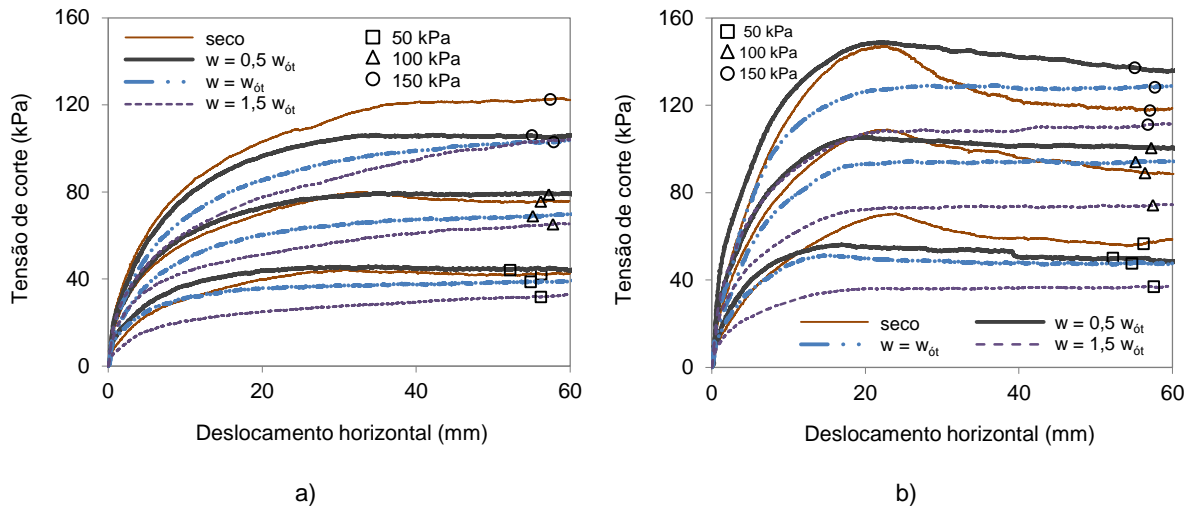


Figura 4.19 - Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGRU:

a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

O efeito do teor em água do solo sobre a resistência ao corte das interfaces entre o solo residual do granito e a geogrelha biaxial, o geocompósito de reforço e o geotêxtil é ilustrado nas Figuras 4.20 a 4.22, respetivamente.

À semelhança do observado para a interface envolvendo a geogrelha uniaxial, verifica-se uma tendência de redução da resistência ao corte das interfaces com o aumento do teor em água do solo (Figuras 4.20 a 4.22). Com efeito, entre os resultados referentes ao solo seco e os valores obtidos para o teor em água de $0,5 w_{ot}$, registou-se uma diminuição de resistência ao corte de até 17%. Por sua vez, quando o teor em água do solo aumentou de $0,5 w_{ot}$ para w_{ot} , a redução máxima de resistência atingiu um valor ligeiramente superior (22%).

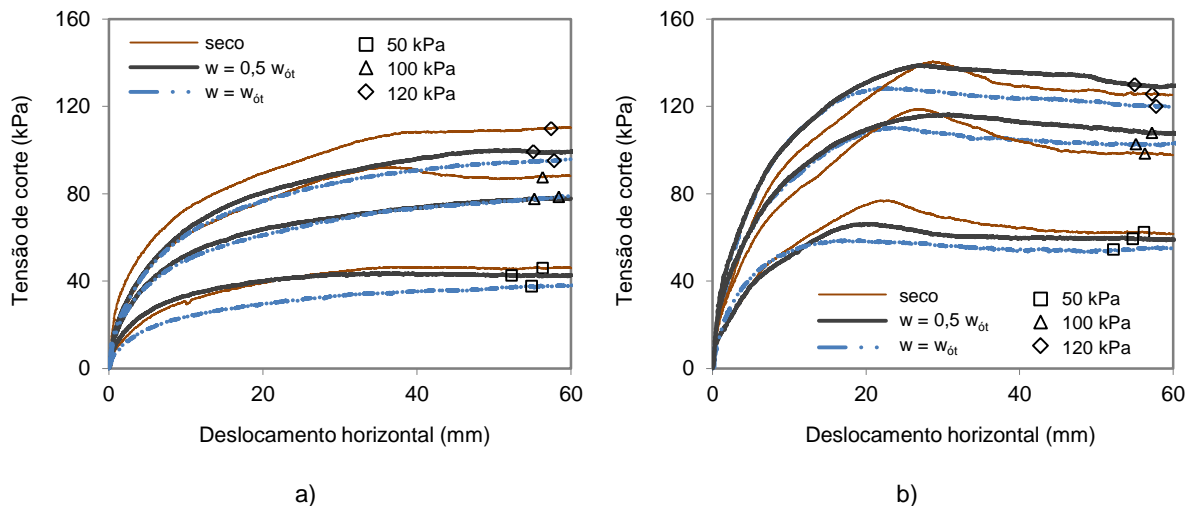


Figura 4.20 - Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGRB:

a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

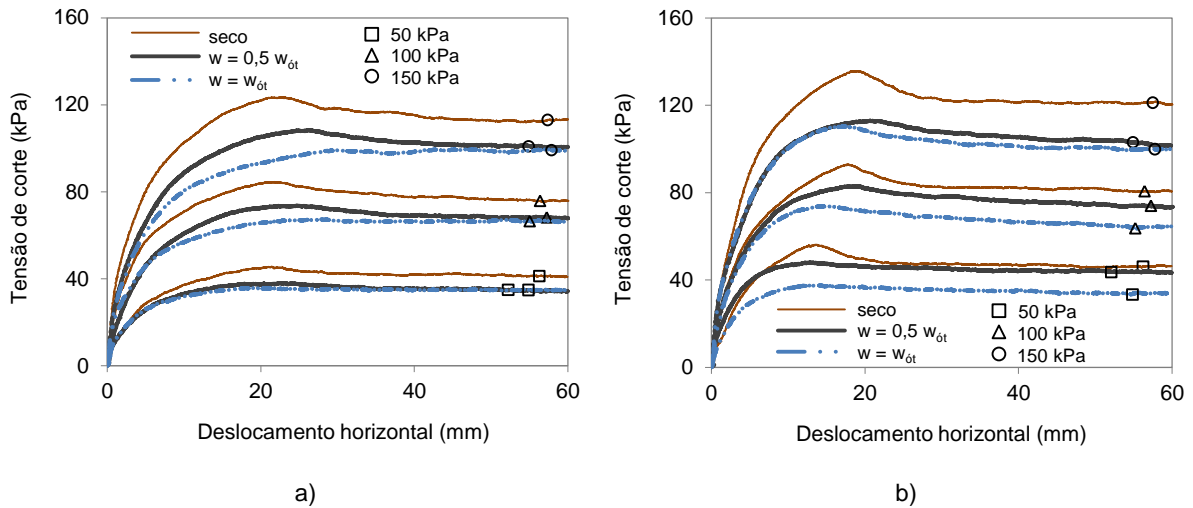


Figura 4.21 - Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GCR:

a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

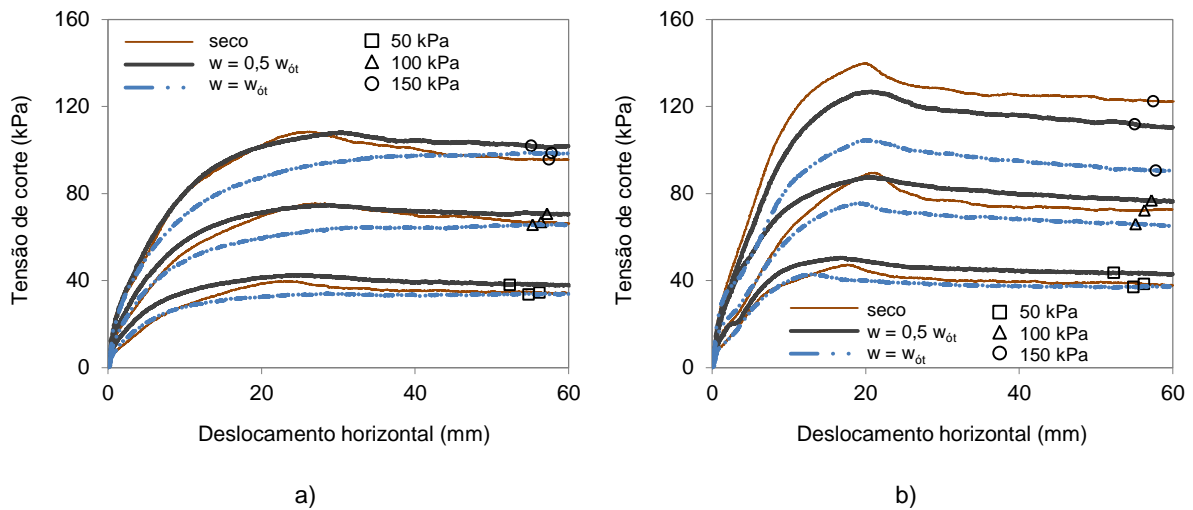


Figura 4.22 - Influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GTX:

a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

Note-se, porém, que o nível de influência do teor em água do solo sobre a resistência ao corte das interfaces solo-geossintético varia em função das restantes condições experimentais. Esta verificação está em conformidade com os resultados apresentados por Abu-Farsakh *et al.* (2007), relativamente à influência da tensão normal e do tipo de geossintético na redução da resistência ao corte da interface solo-geossintético associada ao aumento do teor em água do solo.

As curvas apresentadas indicam de igual modo que, particularmente para o solo no estado mais denso, o pico de resistência observado quando o mesmo foi depositado seco tornou-se menos pronunciado nos ensaios realizados com os diferentes teores em água, revelando um comportamento mais dúctil das interfaces na presença de humidade (Figuras 4.19 a 4.22).

Os resultados apresentados nas Figuras 4.19 a 4.22 corroboram a ideia de que a compactação do material de aterro do lado seco (ou seja, para teores em água inferiores ao teor ótimo) resulta numa

melhoria considerável da resistência ao corte da interface, em comparação com a resistência disponível quando o solo é compactado com o teor em água ótimo. Convém, todavia, realçar que esta observação se baseia na suposição de que o peso volúmico seco do solo se mantém, tal como no caso das amostras ensaiadas, o que, para teores em água inferiores ao teor ótimo, implica o uso de um esforço de compactação superior.

A Figura 4.23 compara a evolução dos deslocamentos verticais registados no centro da placa de carregamento ao longo dos ensaios de corte direto das interfaces solo residual do granito-geossintético, efetuados com tensão normal de 100 kPa e para diferentes valores do teor em água do solo. Representam-se, em gráficos distintos, as curvas obtidas nos ensaios das diferentes interfaces em estudo, para ambos os valores do peso volúmico seco.

Da análise da Figura 4.23 conclui-se que, quando o solo é depositado com menor compacidade, a contração vertical induzida pelo movimento de corte tende a aumentar com o teor em água do solo, independentemente do geossintético presente na interface. De facto, e tal como anteriormente observado nos ensaios de corte direto do próprio solo, a deformação registada no centro dos provetes ensaiados no estado seco foi sistematicamente inferior à obtida para os provetes húmidos.

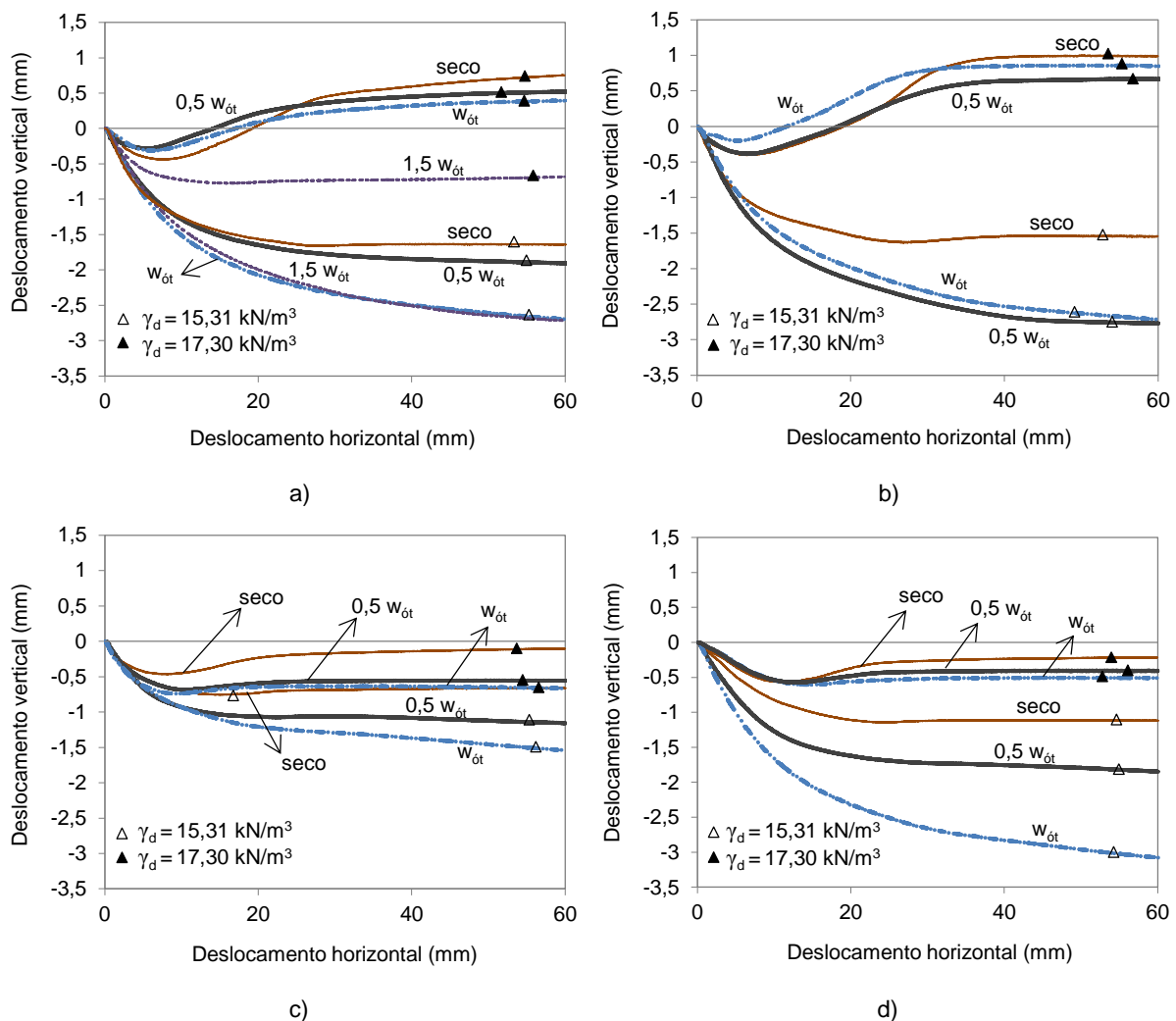


Figura 4.23 - Influência do teor em água do solo no deslocamento vertical da placa de carregamento para $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$: a) interface SRG-GGRU; b) interface SRG-GGRB; c) interface SRG-GCR; d) interface SRG-GTX

A tendência para a maior deformabilidade apresentada pelo solo húmido justifica-se pelo facto de a presença de água facilitar o rearranjo dos grãos de solo durante o corte, devido à lubrificação acrescida, e originar o amolecimento dos “torrões” de partículas, resultando numa maior compressibilidade dos provetes.

No que respeita à deformação vertical dos provetes compactos sob diferentes condições de humidade, é possível concluir, a partir da análise da Figura 4.23, que o solo seco tende a exibir um comportamento expansivo mais pronunciado, em comparação com o observado para os solos húmidos. Em geral, a dilatação do solo para grandes deslocamentos horizontais tende a reduzir com o aumento do teor em água. De salientar o facto de não se terem observado acréscimos de volume quando se utilizou o solo com o teor em água mais elevado (Figura 4.23a). Curiosamente, tal não ocorreu nos ensaios de caracterização da resistência ao corte do solo residual do granito, testado sob condições experimentais análogas (Figura 4.12b), o que sugere que a geogrelha tende a restringir a dilatação do solo, quando o mesmo se encontra próximo da saturação.

Refira-se, por fim, que tal como nos ensaios de corte direto do SRG, foram utilizados, nos ensaios efetuados sobre as interfaces SRG-geossintético envolvendo solo com teor em água igual ou superior ao teor ótimo, piezómetros de reduzidas dimensões nas proximidades da superfície de corte. No que se refere às pressões intersticiais registadas durante os ensaios, as conclusões obtidas foram similares às apresentadas para o SRG (secção 4.2.4.1). Ou seja, apenas nos ensaios realizados com amostras de solo compactadas simultaneamente com o teor em água e o peso volúmico seco mais elevados ($w = 1,5 w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$) se geraram excessos de pressão intersticial, os quais se dissiparam antes de ser atingida a tensão de corte máxima na interface. As evoluções e os valores máximos da pressão intersticial registados ao longo destes ensaios foram muito semelhantes aos apresentados anteriormente nas Figuras 4.15 a 4.17, relativas aos ensaios de corte direto do SRG.

Influência da compactidade do solo

A Figura 4.24 ilustra o efeito do peso volúmico seco do solo no comportamento tensão de corte-deslocamento da interface SRG-GGRU, para as diferentes condições de humidade investigadas: solo seco (Figura 4.24a), $w = 0,5 w_{ót}$ (Figura 4.24b), $w = w_{ót}$ (Figura 4.24c) e $w = 1,5 w_{ót}$ (Figura 4.24d).

Como era à partida esperado, o aumento da compactidade do solo conduziu a um incremento substancial da rigidez e da resistência ao corte da interface, independentemente do teor em água e da tensão de confinamento. À semelhança do que foi observado nos ensaios de corte direto realizados para a caracterização da areia limpa, das interfaces areia-geossintético e do solo residual do granito, as tensões de corte máximas foram mobilizadas para deslocamentos horizontais consideravelmente superiores quando o solo foi depositado com menor peso volúmico seco.

A influência da compactidade do solo na deformação vertical dos provetes reforçados com a geogrelha uniaxial é ilustrada na Figura 4.25.

As curvas referentes aos provetes mais compactos exibem uma contração inicial seguida de significativos acréscimos de volume, à exceção do solo com o teor em água mais elevado (Figura 4.25d). Para as restantes condições de humidade, a dilatação do solo tende a ser mais pronunciada à medida que reduz a tensão normal aplicada (Figuras 4.25a, 4.25b e 4.25c). Esta tendência foi também relatada por Khoury *et al.* (2011) com base em resultados de ensaios de corte direto realizados sobre uma interface solo-geotêxtil em condições não saturadas.

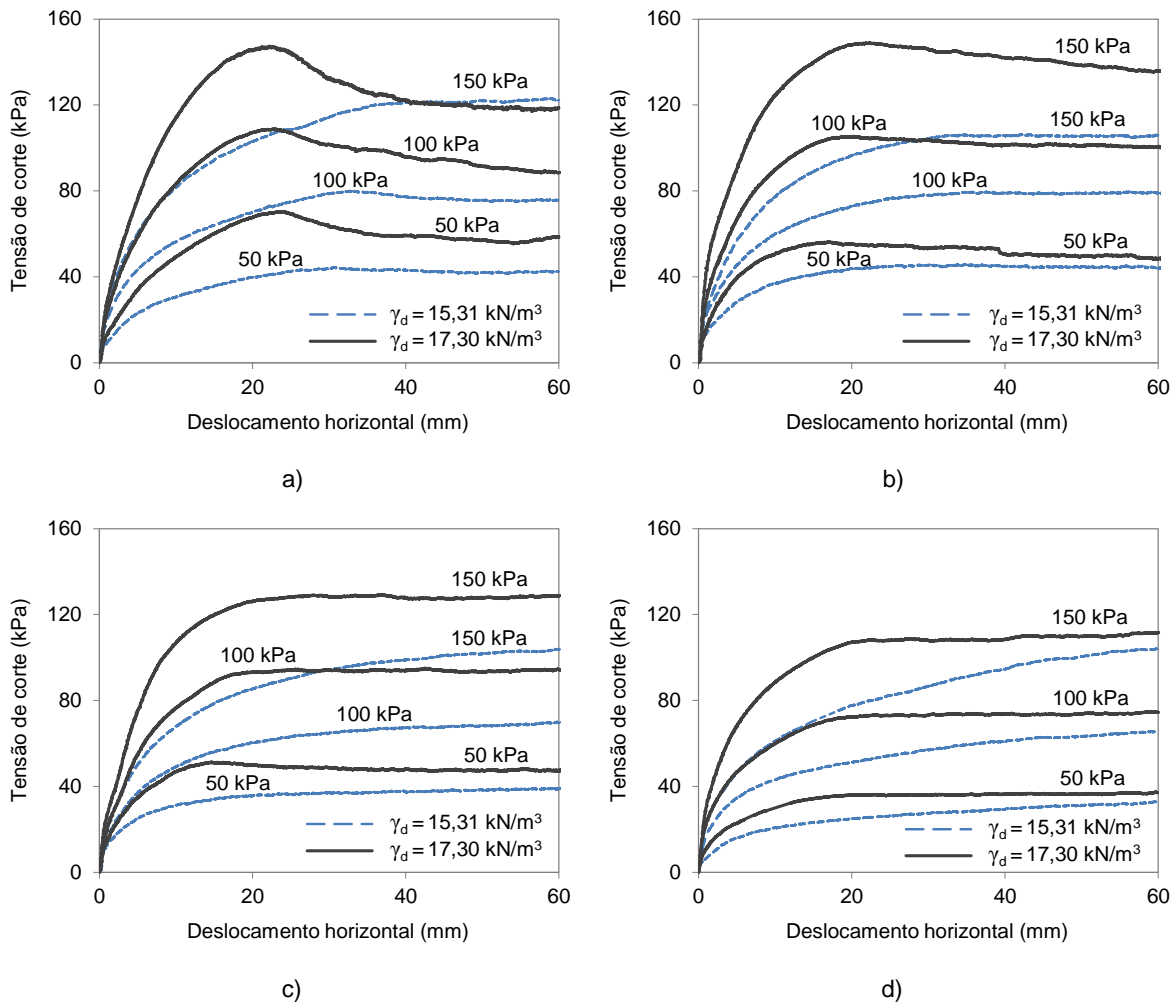


Figura 4.24 - Influência do peso volúmico seco do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGRU: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$; d) $w = 1,5 w_{ót}$

No que respeita à deformação dos provetes ensaiados com menor compactidade, observa-se uma redução de volume tanto maior quanto mais elevada a tensão normal aplicada durante o ensaio. Contudo, nos ensaios efetuados com amostras de solo depositadas com $w = 1,5 w_{ót}$, o aumento de deformação associado à tensão normal foi pouco significativo (Figura 4.25d).

Importa salientar que, para a interface entre o solo residual do granito e a geogrelha biaxial, foram análogas as conclusões obtidas acerca da influência do peso volúmico seco do solo no seu comportamento quando submetida ao ensaio de corte direto.

A Figura 4.26 compara as tensões de corte mobilizadas ao longo dos ensaios de corte direto da interface entre o solo residual do granito e o geocompósito de reforço para os dois valores do peso volúmico seco do solo. Representam-se, em gráficos distintos, as curvas obtidas para os diferentes teores em água: solo seco (Figura 4.26a), $w = 0,5 w_{ót}$ (Figura 4.26b) e $w = w_{ót}$ (Figura 4.26c).

Verifica-se, pela análise da Figura 4.26, que a compactidade do solo está positivamente correlacionada com a resistência ao corte máxima desenvolvida na interface com o geocompósito de reforço, independentemente da tensão de confinamento e do teor em água do solo. No entanto, a influência da compactidade do solo na resistência ao corte desta interface não é tão significativa quanto a observada

no caso da interface envolvendo a geogrelha uniaxial (Figura 4.24), o que poderá estar relacionado com os diferentes mecanismos de interação mobilizados durante o corte.

Recorde-se que, de acordo com os resultados apresentados no Quadro 4.3, quando o solo residual do granito foi ensaiado no estado mais compacto, os parâmetros de resistência ao corte (em particular, a coesão) aumentaram significativamente em relação aos valores obtidos para as amostras soltas. Sabe-se ainda que, nos ensaios de corte direto de interfaces solo-geogrelha, em que estas possuam uma elevada percentagem de aberturas, como é o caso das geogrelhas utilizadas no presente estudo, a resistência interna do solo, mobilizada nas aberturas do reforço, contribui de forma significativa para a resistência ao corte da interface. Assim se compreende que, estando o solo num estado de maior compacidade, ocorra um relevante acréscimo de resistência ao corte da interface SRG-geogrelha, devido a um maior imbricamento das partículas e à própria coesão do solo.

No caso das interfaces SRG-geossintético envolvendo materiais com superfícies contínuas, como os geotêxteis e os geocompósitos de reforço, o facto de o único mecanismo de interação mobilizado durante o corte ser o atrito lateral ao longo do reforço, levará a que o aumento de resistência ao corte induzido pela compacidade do solo, ainda que considerável, não seja tão expressivo quanto o observado na presença de geogrelhas.

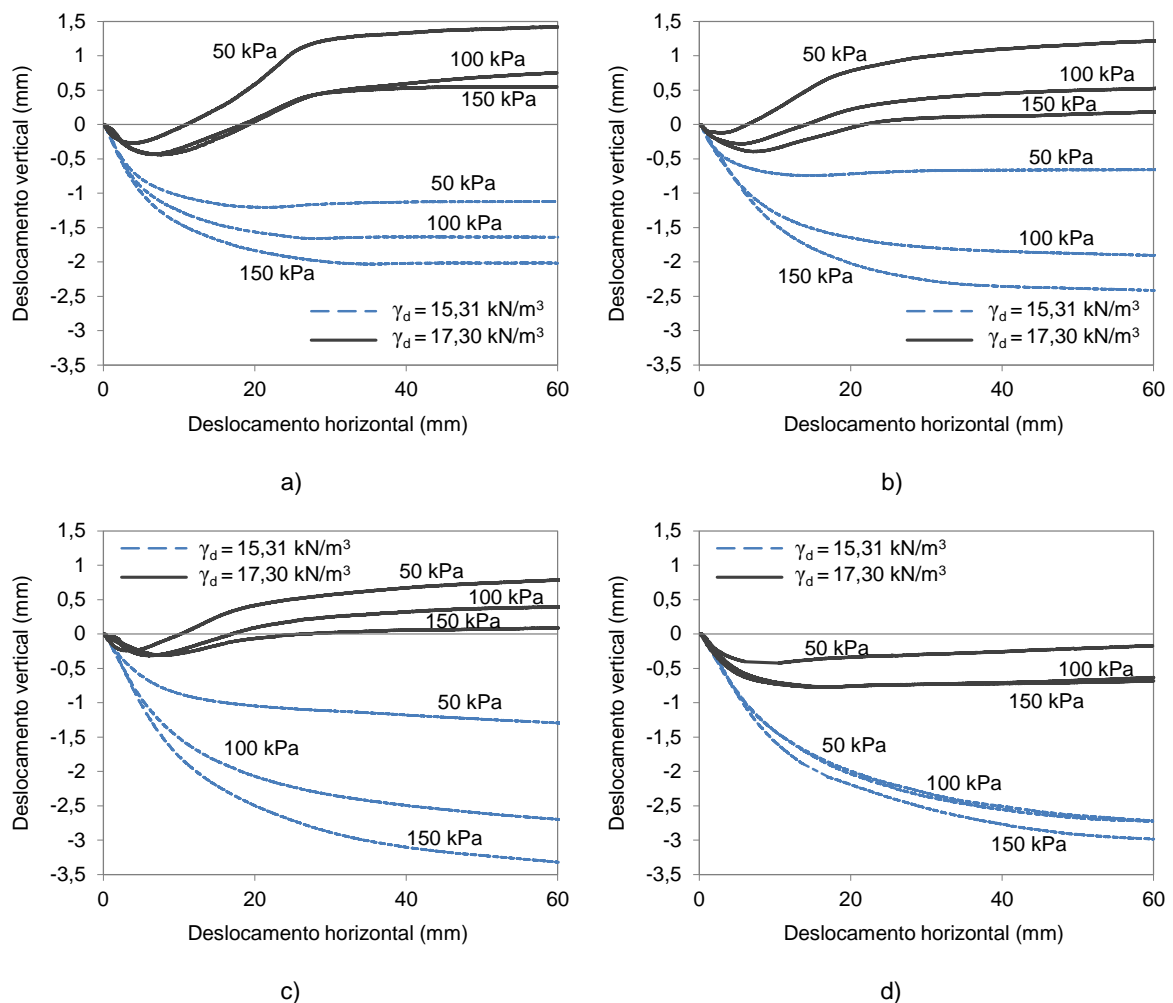


Figura 4.25 - Influência do peso volúmico seco do solo no deslocamento vertical da placa de carregamento – interface SRG-GGRU: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{\delta t}$; c) $w = w_{\delta t}$; d) $w = 1,5 w_{\delta t}$

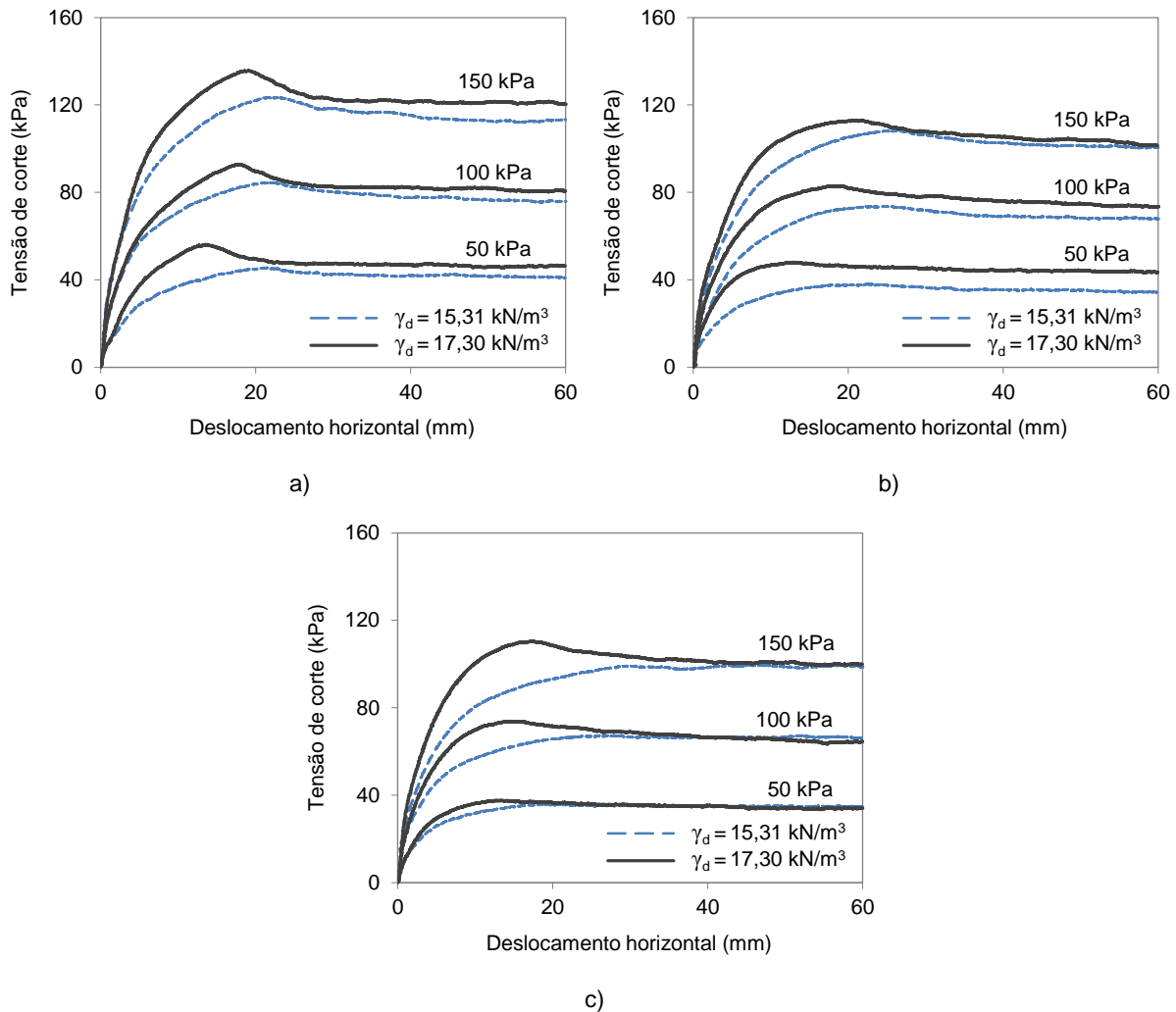


Figura 4.26 - Influência do peso volúmico seco do solo na resistência ao corte da interface SRG-GCR: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$

Com o objetivo de avaliar o efeito da compactidade do solo na variação volumétrica dos provetes ao longo dos ensaios de corte direto das interfaces entre o solo residual do granito, com diferentes teores em água, e o geocompósito de reforço, apresentam-se, na Figura 4.27, os deslocamentos verticais registados pelo LVDT instalado no centro da placa de carregamento.

Tal como anteriormente observado para a interface entre o solo residual do granito e a geogrelha uniaxial (Figura 4.25), independentemente do teor em água do solo, os provetes com menor compactidade manifestam uma deformabilidade superior à observada para os provetes mais compactos, que tende a aumentar com a tensão normal aplicada. É de realçar, todavia, o facto de a dilatância do solo nos ensaios em que este foi compactado com o peso volúmico seco de $17,30 \text{ kN/m}^3$ ser relativamente insignificante quando comparada com a exibida pelo solo reforçado com a geogrelha uniaxial, particularmente no caso dos provetes com teores em água não nulos (Figuras 4.27b e 4.27c).

Acresce notar que, nos ensaios de corte direto da interface entre o solo residual do granito e o geotêxtil foram observadas tendências semelhantes às enunciadas para a interface com o geocompósito, nomeadamente no que se refere à dilatância dos provetes de solo mais compacto, tal como ilustrado na Figura 4.23(d) para uma das tensões normais aplicadas (100 kPa).

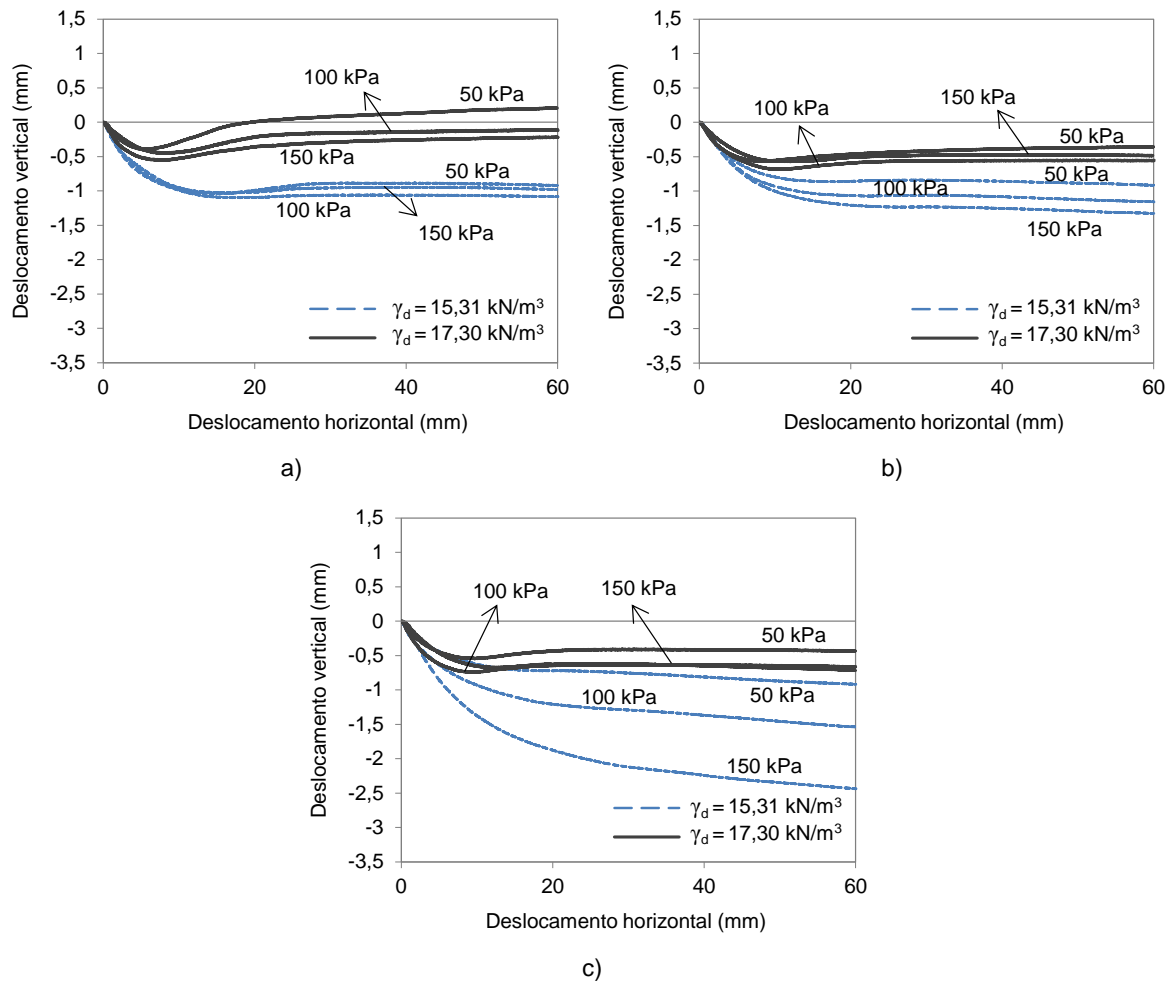


Figura 4.27 - Influência do peso volúmico seco do solo no deslocamento vertical da placa de carregamento – interface SRG-GCR: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$

O facto de a dilatância do solo ser consideravelmente inferior nos ensaios envolvendo o geocompósito de reforço e o geotêxtil poderá justificar-se, em parte, pelo uso da placa rígida como suporte para o reforço. Note-se que esta foi utilizada no sentido de cumprir as especificações contidas na norma Europeia do ensaio.

Para esclarecer a influência exercida pelo tipo de suporte sobre o comportamento da interface SRG-geotêxtil quando submetida ao movimento de corte direto, executaram-se ensaios utilizando solo no interior da meia-caixa inferior, sobre o qual se colocou o geotêxtil a ensaiar. Os resultados obtidos serão alvo de discussão num ponto posterior deste trabalho.

Influência do tipo de geossintético

Na Figura 4.28 apresentam-se os valores máximos da tensão de corte, obtidos nos ensaios de corte direto realizados sobre as interfaces entre o solo residual do granito, no estado seco, e os diferentes geossintéticos analisados, em função da tensão normal de ensaio, bem como as respetivas envolventes. A Figura 4.28(a) representa os resultados obtidos quando o solo foi depositado com o peso volúmico seco de $15,31 \text{ kN/m}^3$, enquanto na Figura 4.28(b) são ilustrados os resultados referentes às interfaces com o solo denso ($\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$).

Por sua vez, as Figuras 4.29 e 4.30 apresentam as tensões de corte máximas e as envolventes de rotura relativas às interfaces envolvendo solo com teor em água igual a metade do teor ótimo e ao teor ótimo, respectivamente.

Visto não se terem detetado diferenças significativas entre os resultados dos ensaios de corte direto realizados sobre as interfaces entre o solo residual do granito e as duas faces distintas do geocompósito de reforço, tal como anteriormente constatado para as interfaces areia-geocompósito, optou-se por apresentar, nas Figuras 4.28 a 4.30, resultados para apenas uma das faces ensaiadas (face inferior).

Por outro lado, de modo a possibilitar a comparação entre os resultados obtidos para as interfaces SRG-geossintético e os resultados relativos ao próprio solo, incluem-se, nestes gráficos, as envolventes que caracterizam a resistência ao corte do solo residual do granito para condições experimentais equivalentes.

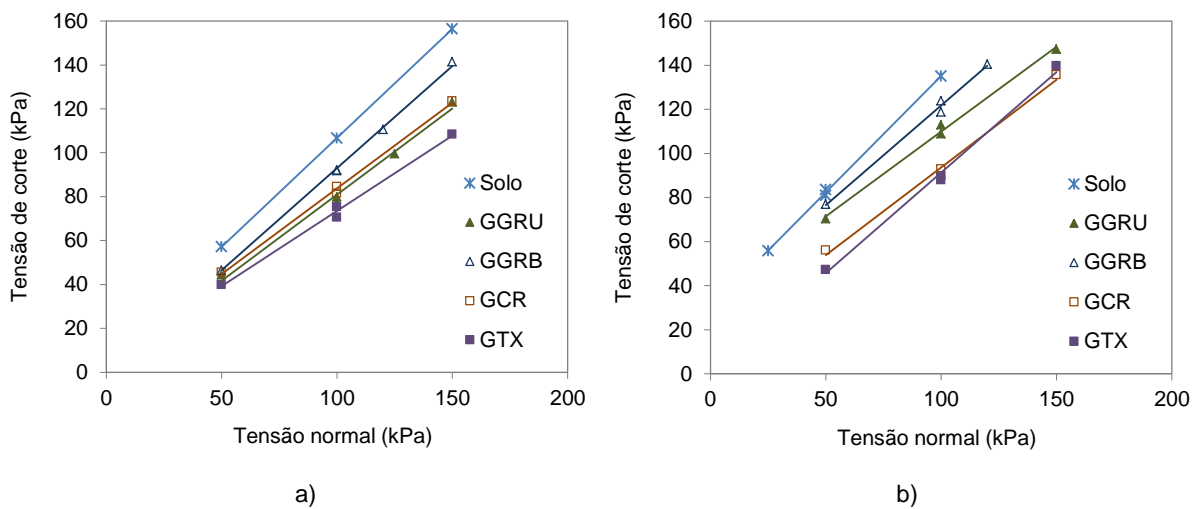


Figura 4.28 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces SRG (seco) - geossintético: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

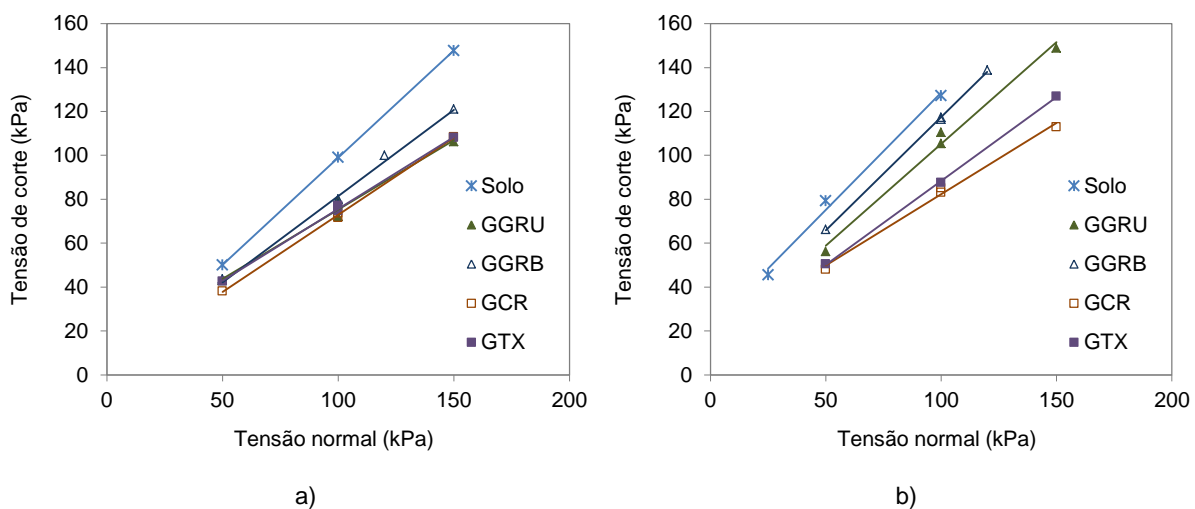


Figura 4.29 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces SRG ($w = 0,5 w_{ót}$) - geossintético: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

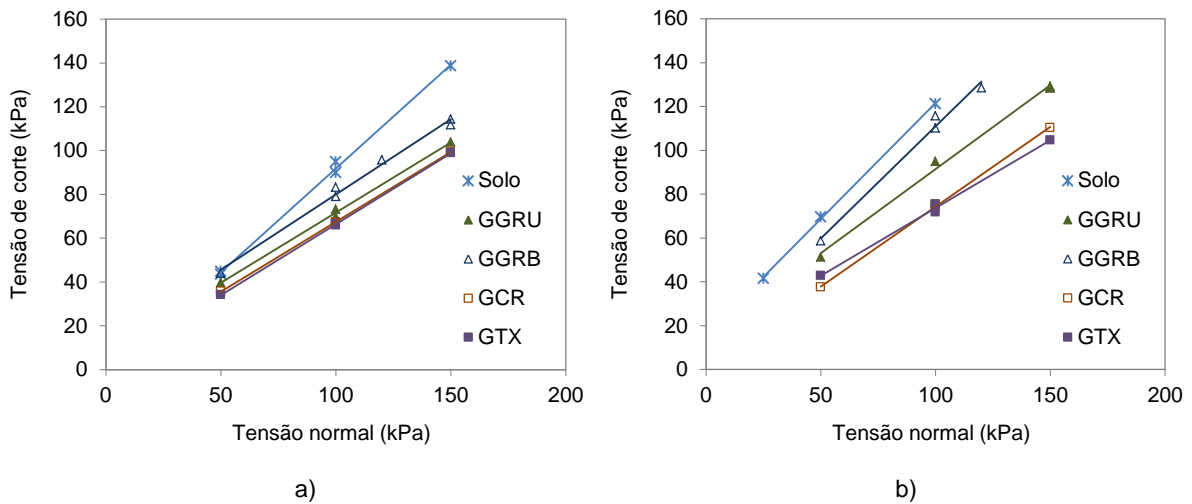


Figura 4.30 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces SRG ($w = w_{ót}$) - geossintético: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

As Figuras 4.28, 4.29 e 4.30 revelam que as interfaces SRG-geogrelha foram, em geral, mais eficientes do que as interfaces envolvendo o geocompósito de reforço e o geotêxtil no que concerne à resistência ao corte máxima mobilizada durante o ensaio, tornando-se esta constatação mais evidente ao examinar os resultados referentes às interfaces com o solo mais compacto (Figuras 4.28b, 4.29b e 4.30b).

Comparando os resultados obtidos para as duas interfaces SRG-geogrelha, conclui-se que a resistência ao corte da interface envolvendo a geogrelha biaxial excedeu, para a maioria das condições experimentais, os valores registados na interface com a outra geogrelha. Esta evidência justifica-se pelo facto de a geogrelha biaxial possuir uma maior percentagem de aberturas, onde se mobiliza a resistência interna do solo durante o corte, bem como uma superfície lateral mais rugosa, comparativamente com a da geogrelha uniaxial, favorecendo a mobilização do atrito lateral ao longo do reforço.

Da análise das Figuras 4.28 a 4.30 verifica-se ainda que, para a generalidade das condições experimentais, a resistência ao corte atingida nas interfaces SRG-geossintético foi consideravelmente inferior à obtida nos ensaios de caracterização da resistência interna do solo, o que sugere que as interfaces SRG-geossintético são superfícies potenciais de deslizamento no que respeita ao movimento de corte direto.

A relação entre a resistência máxima mobilizada nas interfaces SRG-geossintético e a resistência ao corte do solo residual para condições experimentais análogas será avaliada quantitativamente na sequência (secção 4.2.4.3).

Influência do tipo de suporte (base rígida versus base de solo)

Tal como se descreveu no Capítulo 3, de modo a seguir as recomendações da norma Europeia que regula o ensaio de corte direto em interfaces solo-geossintético, para a caracterização das interfaces envolvendo geotêxteis, procedeu-se à colocação destes materiais sobre uma base rígida com rugosidade calibrada. Recorde-se que, no caso das interfaces envolvendo geogrelhas, em que estas possuam grandes aberturas ($> 15 \text{ mm}$) e uma elevada percentagem de aberturas ($> 50\%$ da superfície

total do provete), a norma prevê que, alternativamente, seja utilizada uma base de solo, procedimento que se adotou no presente trabalho.

Tendo-se observado diferenças significativas, nomeadamente ao nível do comportamento dilatante do solo, nos resultados dos ensaios de corte direto das interfaces SRG-geotêxtil e SRG-geogrelha, e no sentido de avaliar a influência do tipo de suporte utilizado para a colocação dos geotêxteis nos resultados dos ensaios envolvendo estes materiais, executaram-se ensaios de corte direto sobre as interfaces entre o solo residual do granito, no estado seco, e os geotêxteis em estudo (geocompósito de reforço e geotêxtil não tecido) utilizando solo no interior da meia-caixa inferior (ou seja, seguindo um procedimento semelhante ao adotado nos ensaios das interfaces solo-geogrelha).

A Figura 4.31 compara as evoluções da tensão de corte e do deslocamento vertical registado no centro da placa de carregamento, ao longo dos ensaios de corte direto da interface entre o solo residual do granito e o geocompósito de reforço (face inferior), realizados com tensão normal de 100 kPa, em que foram utilizados dois tipos de suporte para a colocação do reforço: base rígida e base de solo. As Figuras 4.31(a) e 4.31(b) apresentam resultados obtidos quando o solo foi ensaiado com $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$, enquanto as Figuras 4.31(c) e 4.31(d) correspondem a $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$.

Na Figura 4.32 encontram-se representados os resultados dos ensaios realizados sobre a interface entre o solo residual do granito e o geotêxtil, para condições experimentais análogas.

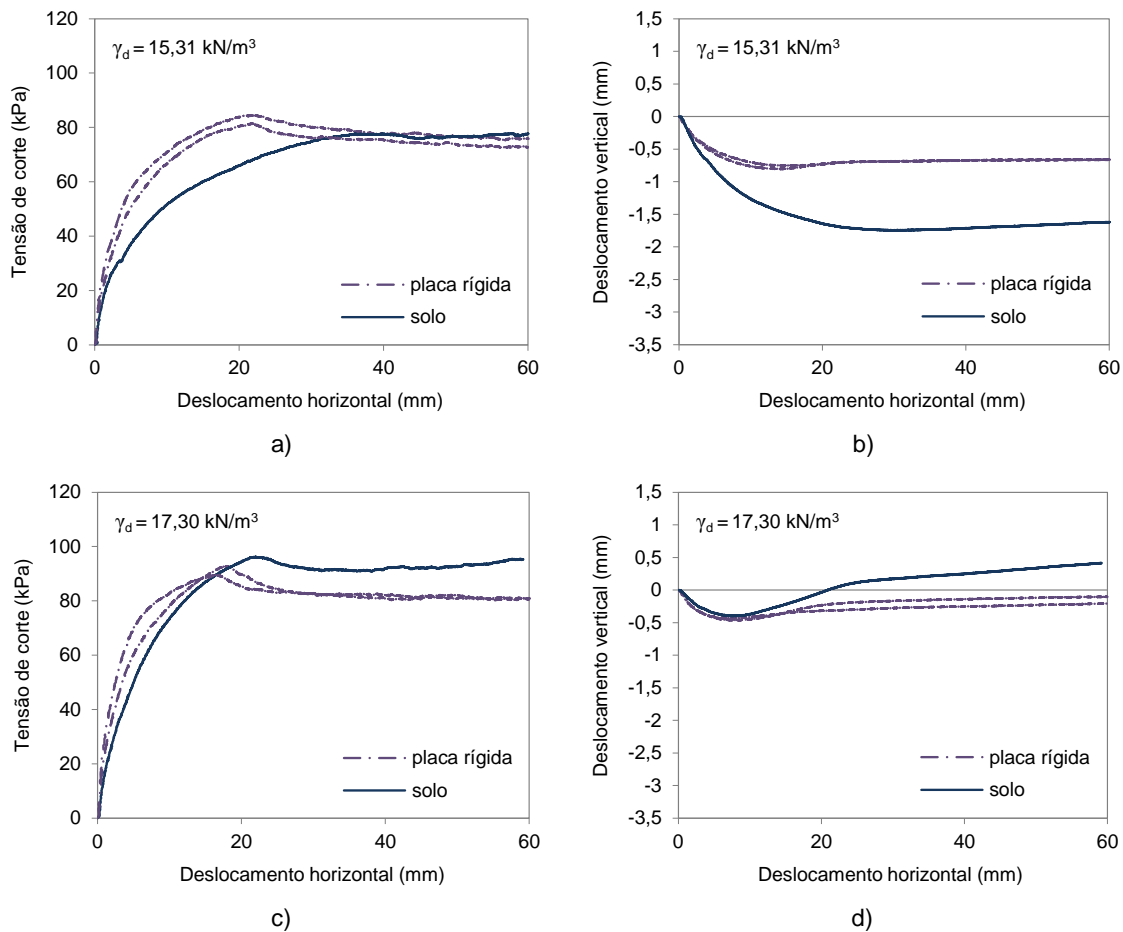


Figura 4.31 - Influência do tipo de suporte nos resultados dos ensaios de corte direto da interface SRG-GCR, em termos de tensões de corte e deslocamentos verticais, para $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$: a) b) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; c) d) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

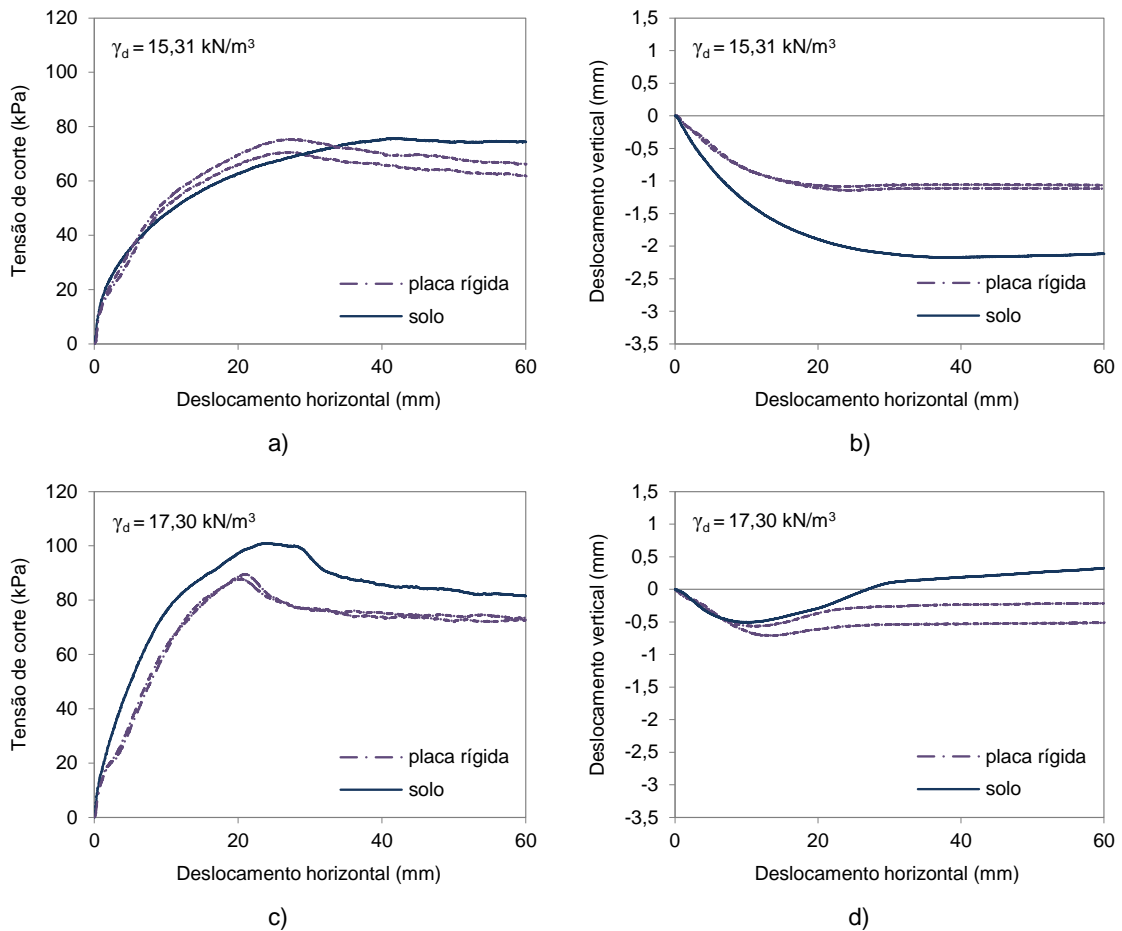


Figura 4.32 - Influência do tipo de suporte nos resultados dos ensaios de corte direto da interface SRG-GTX, em termos de tensões de corte e deslocamentos verticais, para $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$: a) b) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; c) d) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

Conclui-se, pela análise das Figuras 4.31(a) e 4.32(a), que a utilização da base de solo nos ensaios de corte direto realizados com solo solto resultou num aumento do deslocamento horizontal correspondente à mobilização da tensão de corte máxima nas interfaces em análise, com maior significado no caso da interface com o geocompósito de reforço (Figura 4.31a), não tendo, no entanto, afetado significativamente a resistência ao corte das interfaces. Por outro lado, e tal como seria de esperar, a contração dos provetes revelou-se superior quando se utilizou solo no interior da meia-caixa inferior (Figuras 4.31b e 4.32b).

No caso dos ensaios realizados com solo denso, a utilização da base de solo originou um aumento da resistência ao corte registada (Figuras 4.31c e 4.32c), mais relevante no caso da interface envolvendo o geotêxtil (Figura 4.32c). Por outro lado, foram obtidos, com a base de solo, acréscimos de volume mais significativos do que os observados quando se utilizou a base rígida (Figuras 4.31d e 4.32d), o que sugere que esta tende a restringir, em certa medida, a dilatância do solo.

Da verificação do estado dos provetes no final dos ensaios realizados com a base de solo, constatou-se ter ocorrido, particularmente nos ensaios da interface entre o solo compacto e o geotêxtil, a modificação da forma e posição do plano onde inicialmente se posicionou o reforço. Esta evidência

indicia que a resistência obtida poderá ter resultado da combinação da resistência ao corte da interface SRG-GTX com a resistência ao corte do próprio solo.

Com o objetivo de verificar se as diferenças observadas ao nível das variações volumétricas dos provetes nos ensaios de corte direto das interfaces SRG-geotêxtil e SRG-geogrelha se devem, fundamentalmente, ao uso de diferentes tipos de suporte, sobrepõem-se, na Figura 4.33, deslocamentos verticais registados no centro da placa de carregamento, ao longo de ensaios realizados sobre as diferentes interfaces, para a tensão normal de 100 kPa, utilizando a base de solo.

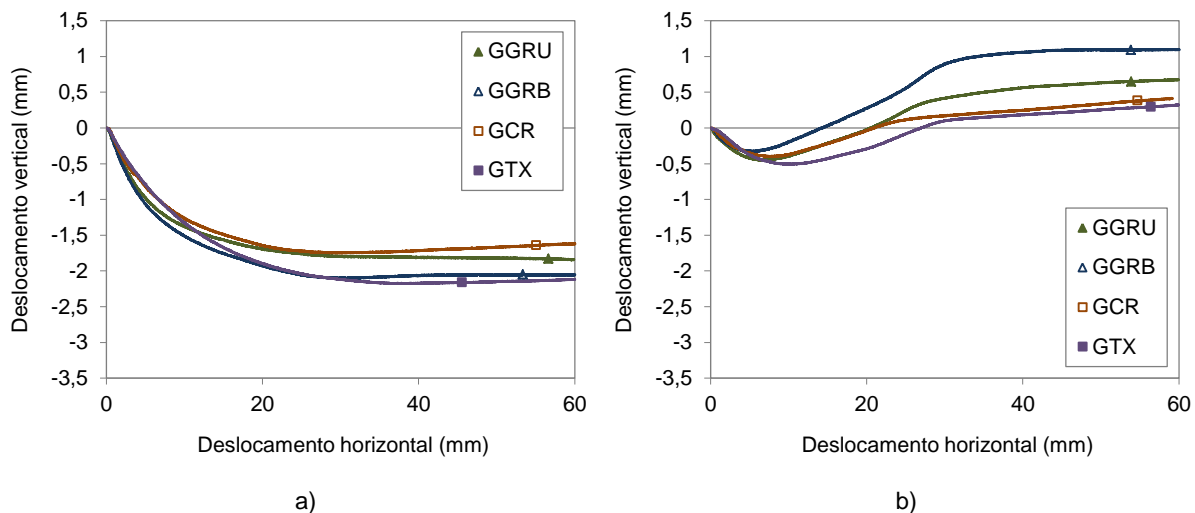


Figura 4.33 - Deslocamentos verticais registados nos ensaios das interfaces SRG-geossintético realizados com $\sigma_n = 100$ kPa, utilizando a base de solo: a) $\gamma_d = 15,31$ kN/m³; b) $\gamma_d = 17,30$ kN/m³

A Figura 4.33(a), que expõe resultados relativos ao peso volúmico do solo de 15,31 kN/m³, indica que as contrações verticais dos provetes ao longo dos ensaios das diferentes interfaces SRG-geossintético são muito semelhantes.

Deste modo, conclui-se que o facto de se observarem reduções volumétricas inferiores nos ensaios realizados sobre as interfaces SRG-geotêxtil, em comparação com as observadas nos ensaios das interfaces SRG-geogrelha, se deve essencialmente ao uso da placa rígida nos ensaios das primeiras, e não às características dos geossintéticos utilizados.

Por outro lado, verifica-se, com base nos resultados apresentados na Figura 4.33(b), que a dilatância do solo nos ensaios realizados com $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ tende a ser mais significativa quando o geossintético presente é uma geogrelha. Portanto, embora o uso da placa rígida pareça restringir, até certo ponto, a dilatância do solo nos ensaios das interfaces SRG-geotêxtil, não constitui a única razão pela qual se observam acréscimos de volume menos pronunciados do que os registados nos ensaios das interfaces SRG-geogrelha. Com efeito, a existência de contacto solo-solo nas aberturas das geogrelhas conduz à obtenção de acréscimos de volume mais significativos ao longo dos ensaios de corte direto de interfaces envolvendo estes geossintéticos.

Em suma, visto que ambas as soluções de suporte analisadas apresentam vantagens e limitações, considera-se que a opção por um ou outro tipo está dependente dos objetivos específicos do estudo a realizar.

Parâmetros de resistência ao corte das interfaces solo residual do granito-geossintético

No Quadro 4.4 encontram-se resumidos os valores dos parâmetros de resistência ao corte das interfaces entre o solo residual do granito e os diferentes geossintéticos utilizados, bem como os coeficientes de determinação (R^2) associados à definição das envolventes de rotura.

Quadro 4.4 - Parâmetros de resistência ao corte das interfaces SRG-geossintético

Interface	Condição do solo		Parâmetros de resistência máxima			Parâmetros de resistência para grandes deformações			
	w (%)	γ_d (kN/m ³)	δ (°)	c_a (kPa)	R^2 (*)	δ (°)	c_a (kPa)	R^2 (*)	
SRG – GGRU	Seco	15,31	38,1	2,6	0,990	38,1	2,6	0,990	
		17,30	37,6	33,0	0,996	31,6	29,3	0,960	
	0,5 $w_{ót}$	15,31	32,3	12,0	0,985	32,3	12,0	0,985	
		17,30	42,8	12,6	0,990	41,2	9,3	0,986	
	$w_{ót}$	15,31	32,7	7,5	0,997	32,7	7,5	0,997	
		17,30	37,5	14,8	0,996	36,1	14,5	0,965	
	1,5 $w_{ót}$	15,31	34,7	0,0	0,987	34,7	0,0	0,987	
		17,30	36,6	1,9	0,989	36,6	1,9	0,989	
	SRG – GGRB	Seco	15,31	42,9	0,0	0,999	42,9	0,0	0,999
			17,30	42,1	31,4	0,994	41,4	16,7	0,972
		0,5 $w_{ót}$	15,31	38,2	2,8	0,993	38,2	2,8	0,993
			17,30	45,8	14,4	0,999	45,0	9,1	0,999
$w_{ót}$		15,31	34,5	11,4	0,993	34,5	11,4	0,993	
		17,30	45,6	8,8	0,988	44,1	7,3	0,984	
SRG – GCR (face inferior)		Seco	15,31	38,0	5,8	0,998	35,5	4,5	0,996
			17,30	38,5	14,1	0,992	36,9	7,3	0,998
	0,5 $w_{ót}$	15,31	35,1	2,6	0,999	33,5	1,5	0,999	
		17,30	33,0	17,4	0,993	30,6	14,9	0,998	
	$w_{ót}$	15,31	32,5	3,7	0,999	32,5	3,7	0,999	
		17,30	36,1	1,5	0,999	33,5	0,5	0,997	
	SRG – GCR (face superior)	Seco	15,31	34,3	10,6	0,996	32,3	7,6	0,998
			17,30	38,5	17,7	0,997	36,6	5,3	0,997
0,5 $w_{ót}$		15,31	33,5	7,5	0,994	33,9	3,3	0,999	
		17,30	34,8	14,3	0,997	32,2	11,7	0,994	
$w_{ót}$		15,31	34,5	0,3	0,999	34,5	0,3	0,999	
		17,30	35,5	8,5	0,996	33,1	6,8	0,998	
SRG – GTX		Seco	15,31	34,4	5,0	0,995	31,5	3,7	0,995
			17,30	42,4	0,0	0,994	37,9	0,0	0,978
	0,5 $w_{ót}$	15,31	33,2	10,1	0,999	32,5	7,1	0,998	
		17,30	37,4	12,0	0,999	34,4	9,0	0,999	
	$w_{ót}$	15,31	32,9	1,6	0,999	32,9	1,6	0,999	
		17,30	31,7	12,0	0,997	28,3	9,8	0,992	

(*) Coeficiente de determinação associado à definição da reta envolvente

Este quadro apresenta os valores do ângulo de atrito (δ) e da coesão aparente (c_a) das interfaces, referentes quer à resistência máxima, quer à resistência registada para grandes deslocamentos (> 50 mm). Note-se que, face às conclusões obtidas por meio da utilização dos transdutores de pressão intersticial nos ensaios, efetuou-se a análise dos resultados em termos de tensões totais.

Refira-se que, para as interfaces nas quais a resistência ao corte máxima foi registada para grandes deslocamentos horizontais, os parâmetros relativos aos valores máximos de resistência coincidem com os parâmetros correspondentes a grandes deformações.

A análise do Quadro 4.4 permite constatar que o aumento da compacidade do solo pode traduzir-se quer no incremento de apenas um dos parâmetros de resistência ao corte das interfaces, ocorrendo uma redução no valor do outro parâmetro de resistência, quer no incremento de ambos. Relativamente à influência do teor em água do solo nos valores obtidos, observa-se a tendência inversa: o aumento do teor em água pode ocasionar uma redução de ambos os parâmetros de resistência das interfaces, como levar à diminuição de apenas um deles, dependendo do geossintético presente e da compacidade do solo.

Conclui-se ainda que, nas interfaces entre o solo, depositado com $\gamma_d = 15,31$ kN/m³, e as duas geogrelhas, a resistência máxima foi atingida para grandes deslocamentos horizontais, independentemente do teor em água do solo. Contudo, no caso das interfaces envolvendo os geossintéticos com superfícies laterais contínuas, os parâmetros de resistência máxima coincidem com os valores referentes a grandes deformações apenas para o solo solto, com o teor em água ótimo.

4.2.4.3. Coeficientes de resistência ao corte das interfaces solo residual do granito-geossintético

O Quadro 4.5 reúne os valores do coeficiente de resistência das interfaces entre o solo residual do granito e os diferentes geossintéticos, determinados com base na equação (4.1), apresentada anteriormente (secção 4.2.2). Como já foi referido, por limitações relacionadas com a central hidráulica do equipamento de corte direto, não foi possível realizar alguns dos ensaios para a tensão normal de 150 kPa. Por este motivo, a respetiva coluna surge incompleta.

Tal como indicado no Quadro 4.5, os valores do coeficiente de resistência para as interfaces SRG-geogrelha variam entre 0,71 e 0,99 (0,71-0,90 e 0,80-0,99 para as interfaces SRG-GGRU e SRG-GGRB, respetivamente).

Os coeficientes de resistência obtidos neste estudo para as interfaces entre o solo residual do granito e as geogrelhas estão em conformidade com a generalidade dos valores publicados na bibliografia para interfaces solo-geogrelha. A título de exemplo, Cazzuffi *et al.* (1993) obtiveram coeficientes de resistência compreendidos entre 0,83 e 1,04 para diferentes interfaces solo-geogrelha de PEAD e Liu *et al.* (2009) apresentaram valores entre 0,89 e 1,01 para uma diversidade de interfaces solo-geogrelha de PET. No entanto, contrariamente ao observado nos referidos estudos, e ainda no presente trabalho, aquando da utilização da areia, não foram obtidos para as interfaces SRG-geogrelha coeficientes de resistência superiores à unidade. Isto significa que, independentemente das condições experimentais, a resistência ao corte mobilizada nas interfaces SRG-geogrelha foi sistematicamente inferior à resistência ao corte do próprio solo.

Os valores do coeficiente de resistência estimados para as interfaces SRG-geotêxtil foram geralmente inferiores aos obtidos para as interfaces envolvendo as geogrelhas. Para a interface SRG-GCR, os valores situam-se no intervalo 0,54-0,81. No caso da interface SRG-GTX, os valores variam entre 0,57 e 0,85. Liu *et al.* (2009) chegaram a conclusão análoga ao comparar valores do coeficiente de resistência para interfaces solo-geogrelha e solo-geotêxtil. Abu-Farsakh *et al.* (2007) apresentaram

coeficientes de resistência de cerca de 0,64-0,81 para uma interface solo-geotêxtil e valores em geral superiores (0,66-1,05) para diferentes interfaces solo-geogrelha, ensaiadas na condição ótima de compactação.

Quadro 4.5 - Coeficientes de resistência ao corte das interfaces SRG-geossintético

Interface	Condição do solo		Tensão normal (kPa)			
	w (%)	γ_d (kN/m ³)	50	100	150	
SRG – GGRU	Seco	15,31	0,78	0,74	0,79	
		17,30	0,86	0,82	-	
	0,5 $w_{ót}$	15,31	0,86	0,77	0,72	
		17,30	0,71	0,85	-	
	$w_{ót}$	15,31	0,90	0,77	0,75	
		17,30	0,74	0,78	-	
	1,5 $w_{ót}$	15,31	0,90	0,90	0,89	
		17,30	0,71	0,74	0,75	
	SRG – GGRB	Seco	15,31	0,81	0,86	0,90
			17,30	0,93	0,90	-
		0,5 $w_{ót}$	15,31	0,87	0,80	0,82
			17,30	0,83	0,92	-
$w_{ót}$		15,31	0,99	0,88	0,81	
		17,30	0,84	0,93	-	
SRG – GCR (face inferior)	Seco	15,31	0,80	0,78	0,79	
		17,30	0,68	0,68	-	
	0,5 $w_{ót}$	15,31	0,76	0,73	0,73	
		17,30	0,61	0,66	-	
	$w_{ót}$	15,31	0,81	0,73	0,72	
		17,30	0,54	0,62	-	
SRG – GCR (face superior)	Seco	15,31	0,76	0,75	0,72	
		17,30	0,70	0,71	-	
	0,5 $w_{ót}$	15,31	0,80	0,75	0,72	
		17,30	0,62	0,66	-	
	$w_{ót}$	15,31	0,77	0,76	0,74	
		17,30	0,64	0,65	-	
SRG – GTX	Seco	15,31	0,70	0,68	0,69	
		17,30	0,57	0,66	-	
	0,5 $w_{ót}$	15,31	0,85	0,77	0,73	
		17,30	0,64	0,69	-	
	$w_{ót}$	15,31	0,77	0,72	0,71	
		17,30	0,62	0,61	-	

O facto de os coeficientes de resistência obtidos para as interfaces solo-geogrelha serem, em geral, superiores aos relativos às interfaces solo-geotêxtil é frequentemente atribuído à relevância da mobilização do atrito solo-solo nas aberturas das geogrelhas. Contudo, alguns autores defendem que a resistência passiva proporcionada pelas aberturas ou pelas barras transversais das geogrelhas pode também contribuir para a resistência global da interface solo-geogrelha durante o movimento de corte direto (Bergado *et al.*, 1993; Liu *et al.*, 2009).

A análise do Quadro 4.5 permite constatar que os valores do coeficiente de resistência correspondentes às interfaces SRG-GCR e SRG-GTX variam inversamente com o peso volúmico seco do solo. Isto significa que, quando o peso volúmico seco do solo aumentou de 15,31 kN/m³ para 17,30 kN/m³, o aumento percentual da resistência ao corte do solo excedeu o aumento percentual da resistência ao corte das referidas interfaces. Esta verificação vai de encontro ao facto de o aumento da resistência da interface SRG-GGRU associado à compactidade do solo ser mais significativo do que o obtido para a interface SRG-GCR, reforçando a ideia de que a compactidade do solo tende a induzir um incremento mais expressivo de resistência quando existe contacto solo-solo ao longo da superfície de corte (comparativamente com os casos em que o único mecanismo de interação desenvolvido é o atrito lateral ao longo do reforço), visto que, nestas circunstâncias, o aumento da compactidade origina um maior imbricamento entre as partículas de solo que atravessam essa superfície.

No caso das interfaces SRG-geogrelha, a influência da compactidade do solo no valor do coeficiente de resistência depende da tensão normal e do teor em água do solo. Com efeito, para a tensão normal de 100 kPa, o coeficiente de resistência aumentou com o peso volúmico do solo, excetuando-se apenas o caso da interface SRG-GGRU com o teor em água igual a 1,5 w_{ót}. Para a tensão normal de 50 kPa, o coeficiente de resistência aumentou com a compactidade do solo quando este foi ensaiado seco, tendo-se verificado o oposto no caso dos teores em água não nulos.

Com base nos resultados obtidos, pode ainda concluir-se que a influência do teor em água do solo no coeficiente de resistência das interfaces SRG-geossintético depende do tipo de geossintético presente. Note-se, a título de exemplo, que enquanto para a interface SRG-GGRB os valores mais elevados foram, em geral, obtidos quando o solo foi compactado com o teor em água ótimo, para a interface SRG-GCR o mesmo ocorreu quando o solo foi ensaiado seco. Convém, no entanto, salientar que o coeficiente de resistência compara a resistência ao corte da interface solo-geossintético com a resistência ao corte do solo, quando submetido a condições experimentais idênticas, não devendo, por isso, ser tomado como uma medida comparativa da resistência ao corte das diferentes interfaces. Por outras palavras, uma interface com um coeficiente de resistência mais elevado não é necessariamente uma interface com uma resistência ao corte superior, mas uma interface que exhibe uma resistência mais próxima da que caracteriza o próprio solo.

4.2.5. INFLUÊNCIA DO TIPO DE SOLO NO COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO-GEOSSINTÉTICO

Com o intuito de avaliar o efeito do tipo de solo no comportamento das interfaces solo-geossintético em movimento de corte direto, apresentam-se, na sequência, resultados obtidos em ensaios de corte direto realizados em condições experimentais idênticas, à exceção do tipo de solo utilizado (areia limpa ou solo residual do granito). Note-se que, pelo facto de a areia ter sido ensaiada com teor em água nulo, a presente análise contempla apenas resultados obtidos com os solos secos.

Na Figura 4.34 encontram-se representadas as curvas da tensão de corte e do deslocamento vertical no centro da placa de carregamento, em função do deslocamento horizontal, obtidas nos ensaios de corte direto realizados sobre as interfaces solo-GGRU, quando os solos foram ensaiados num estado solto

($I_D = 50\%$). A comparação dos resultados relativos às interfaces solo-GGRU, para os solos num estado mais compacto ($I_D = 85\%$), pode ser efetuada através da Figura 4.35.

Como se pode observar pela análise das Figuras 4.34(a) e 4.35(a), embora a interface areia-GGRU apresente, geralmente, uma rigidez mais elevada na fase inicial do movimento de corte, foram obtidos valores substancialmente superiores de resistência ao corte nas interfaces com o solo residual, quer em termos de valores máximos, quer de valores correspondentes a grandes deslocamentos, independentemente da tensão normal aplicada e do índice de compactidade dos solos. Relativamente aos deslocamentos horizontais para os quais foram atingidos os valores máximos de resistência ao corte, constata-se que estes se revelaram significativamente superiores quando se utilizou o solo residual do granito.

Acresce referir que a influência do tipo de solo na resistência ao corte da interface com a geogrelha uniaxial tende a aumentar com a compactidade do mesmo, o que poderá justificar-se, em parte, pela eficácia da mobilização da resistência interna do solo nas aberturas da geogrelha quando o solo constituinte da interface é o solo residual do granito no estado mais denso.

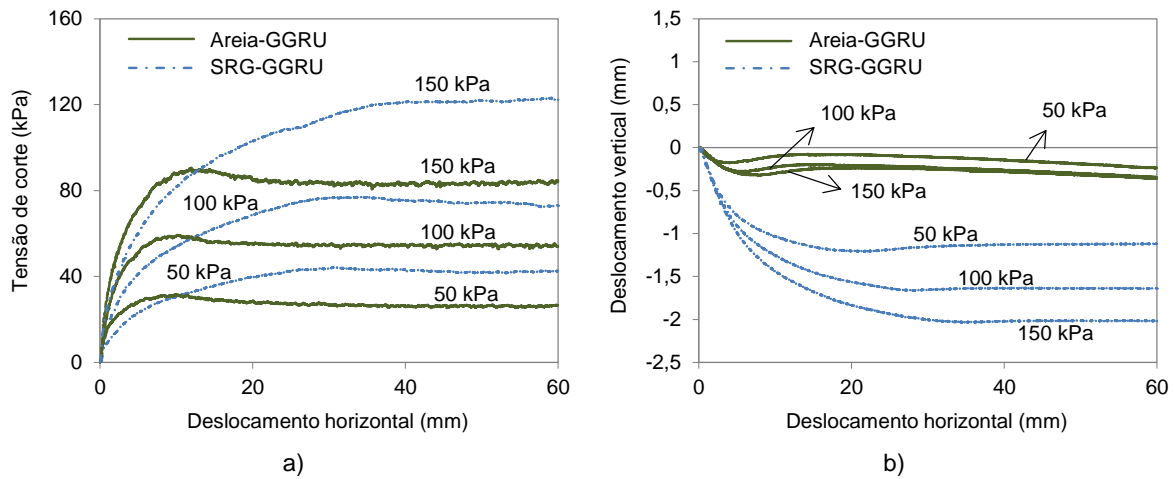


Figura 4.34 - Influência do tipo de solo nos resultados obtidos para as interfaces solo-GGRU ($I_D = 50\%$): a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal

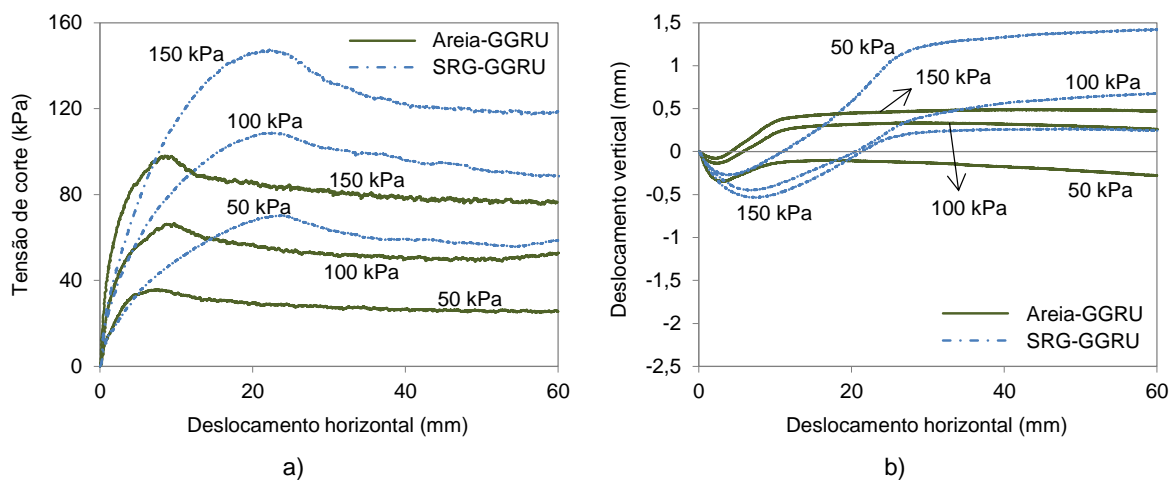


Figura 4.35 - Influência do tipo de solo nos resultados obtidos para as interfaces solo-GGRU ($I_D = 85\%$): a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal

No que respeita à variação volumétrica das amostras durante o corte, constata-se, através das Figuras 4.34(b) e 4.35(b), que o solo residual do granito tende a apresentar contrações mais significativas, bem como acréscimos de volume mais relevantes, do que a areia limpa. Esta conclusão é expectável se se atender ao facto de o índice de vazios do solo residual do granito para $I_D = 50\%$ ser superior ao da areia limpa, contrariamente ao que se verifica para $I_D = 85\%$.

No sentido de analisar a influência do tipo de solo no comportamento da interface solo-geossintético quando este último possui uma superfície lateral contínua, apresentam-se, nas Figuras 4.36 e 4.37, as evoluções da tensão de corte e do deslocamento vertical no centro dos provetes, com o deslocamento horizontal, relativas às interfaces entre o geotêxtil e os dois solos em estudo, depositados com índices de compactidade de 50% e 85%, respetivamente.

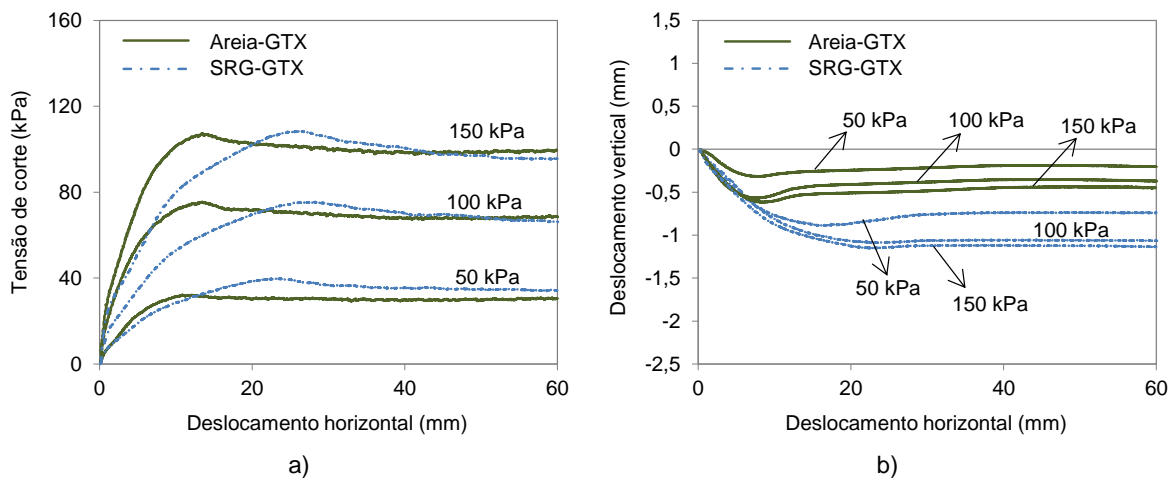


Figura 4.36 - Influência do tipo de solo nos resultados obtidos para as interfaces solo-GTX ($I_D = 50\%$): a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal

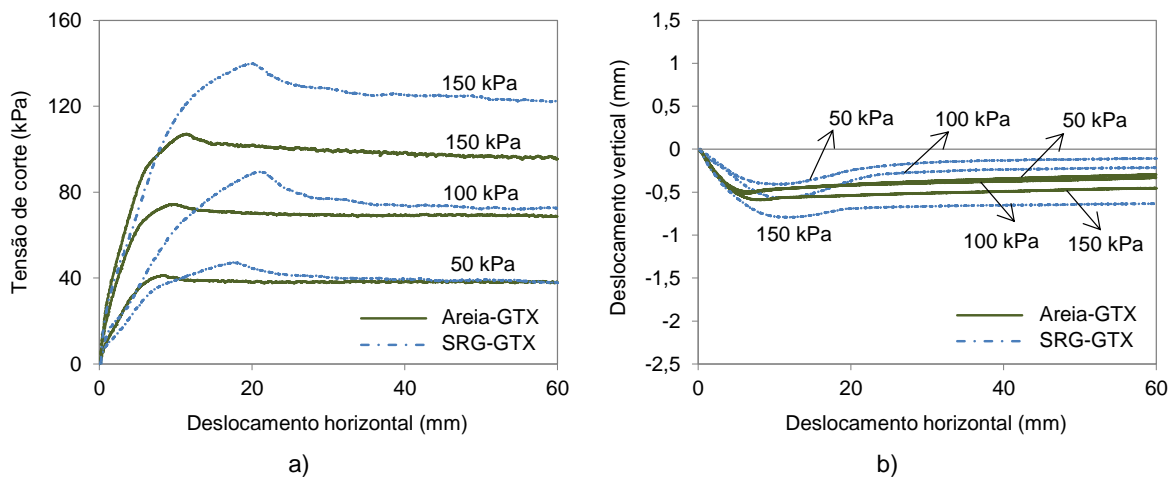


Figura 4.37 - Influência do tipo de solo nos resultados obtidos para as interfaces solo-GTX ($I_D = 85\%$): a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal

É notória a proximidade entre os valores das tensões de corte máximas desenvolvidas nas duas interfaces (areia-GTX e SRG-GTX), para as tensões normais de 100 e 150 kPa, quando os solos foram

ensaiados no estado solto (Figura 4.36a). Contudo, para as restantes condições experimentais (Figuras 4.36a e 4.37a), o afastamento entre esses valores já é bastante significativo, sendo atingidas, nas interfaces com o solo residual do granito, tensões de corte mais elevadas.

Salienta-se a diferença ao nível dos deslocamentos para os quais é mobilizada a tensão de corte máxima nos vários ensaios, verificando-se que a interface areia-GTX atinge a rotura para valores consideravelmente inferiores do deslocamento horizontal, tal como verificado anteriormente para as interfaces envolvendo a geogrelha uniaxial (Figuras 4.34a e 4.35a).

Os deslocamentos registados no centro dos provetes, visíveis nas Figuras 4.36(b) e 4.37(b), reforçam a ideia de que o solo residual do granito tende a exibir contrações volumétricas mais elevadas do que a areia durante o corte. Porém, os acréscimos de volume observados quando os solos foram compactados para $I_D = 85\%$ (Figura 4.37b), ainda que ligeiramente superiores no caso do solo residual, são pouco significativos em comparação com os registados nos ensaios da interface solo-GGRU (Figura 4.35b), o que se atribui, por um lado, à estrutura contínua do geotêxtil, e, por outro, ao uso da placa rígida na meia-caixa inferior do equipamento de ensaio, tal como se demonstrou anteriormente.

Na Figura 4.38 apresentam-se as tensões de corte máximas determinadas nos ensaios de corte direto das diferentes interfaces solo-geossintético, em função da tensão normal aplicada, bem como as respetivas retas de melhor ajuste (envolventes de rotura).

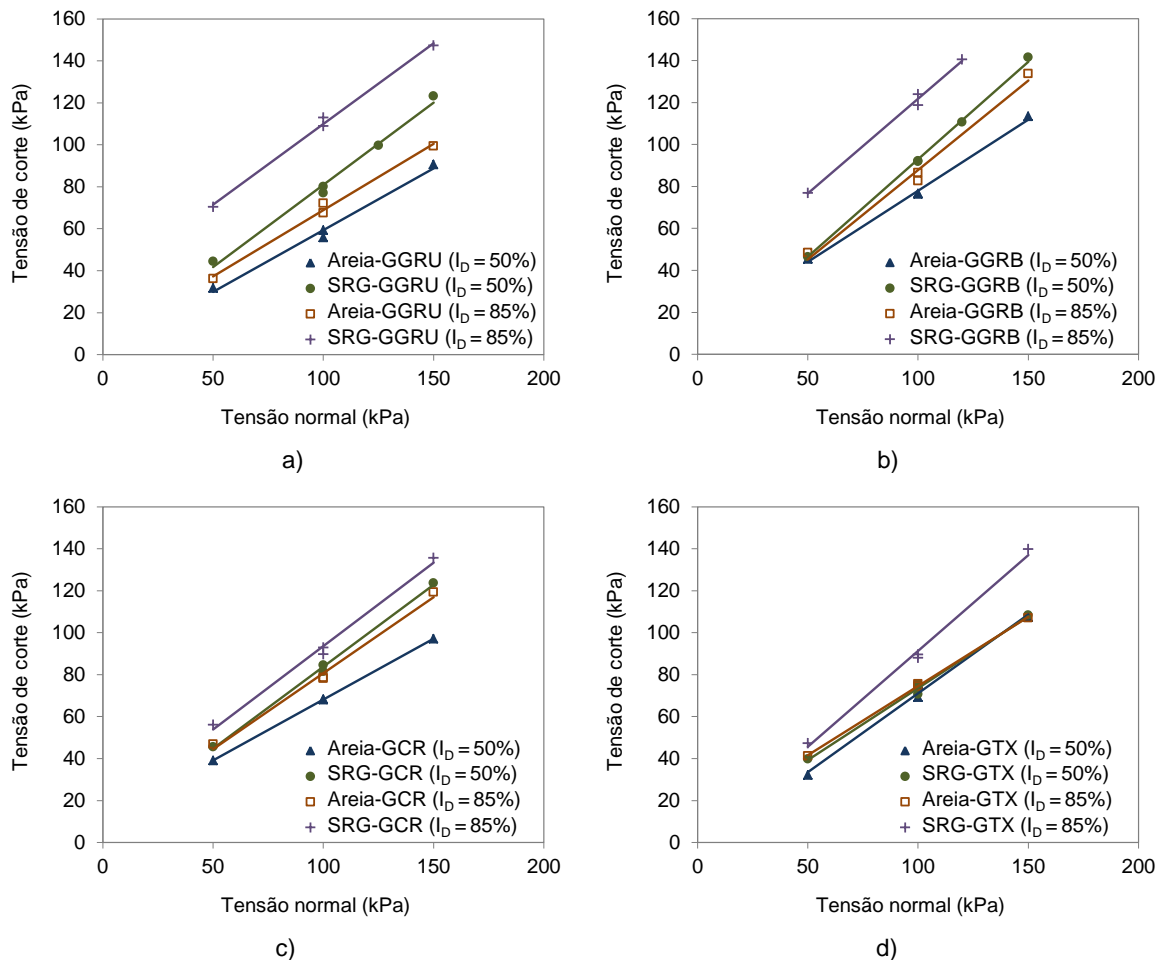


Figura 4.38 - Influência do tipo de solo na resistência ao corte das interfaces solo-geossintético: a) interface solo-GGRU; b) interface solo-GGRB; interface solo-GCR (face inferior); d) interface solo-GTX

Em termos globais, pode afirmar-se que as interfaces areia-geossintético tendem a apresentar uma resistência ao corte inferior à das interfaces com o solo residual do granito, diferença que se acentua, sobretudo, quando os solos são ensaiados com maior índice de compactação e quando, simultaneamente, são utilizadas geogrelhas.

Constata-se, portanto, que a proximidade entre os valores das tensões de corte máximas obtidos nos ensaios das interfaces solo-GTX, para o índice de compactação de 50% e para as tensões normais de 100 e 150 kPa (Figura 4.38d), já anteriormente observada na Figura 4.36(a), constitui uma exceção ao que se verifica para a generalidade das condições experimentais em análise.

Na origem desta exceção estará possivelmente a penetração de partículas de areia através da rede porosa do geotêxtil, mais significativa para as tensões normais mais elevadas, contribuindo para o aumento da resistência ao corte mobilizada na interface areia-GTX. A penetração de partículas na superfície do geotêxtil não será tão significativa quando é utilizado o solo residual do granito, visto tratar-se de um solo mais grosso, constituído maioritariamente por areia grossa e cascalho fino. Em contrapartida, quando estes solos são ensaiados com um índice de compactação de 85%, o facto de as partículas médias e grossas do solo residual do granito ficarem imbricadas na superfície do geotêxtil, por intermédio do esforço transmitido durante a compactação, levará a que a resistência ao corte mobilizada na interface entre o solo residual do granito e o geotêxtil seja significativamente superior à registada na interface envolvendo a areia.

4.3. ENSAIOS DE CORTE DIRETO EM CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO CÍCLICO

4.3.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Como se mencionou no Capítulo 3, procurou-se, através da realização de ensaios de corte direto em condições de carregamento cíclico, investigar a influência da frequência das ondas sinusoidais (f), da semi-amplitude do deslocamento imposto à interface (Δ_a) e do número de ciclos de carregamento (n) no comportamento das interfaces SRG-geogrelha. Nestes ensaios, o solo foi ensaiado quer seco, quer com o teor em água ótimo, e com dois valores distintos do peso volúmico seco. A generalidade dos ensaios foi realizada com tensão de confinamento de 100 kPa. Contudo, o efeito da tensão de confinamento foi também avaliado realizando alguns ensaios para 50 kPa.

Durante os ensaios de corte direto cíclico efetuou-se a monitorização da tensão normal aplicada, constante ao longo do ensaio, dos deslocamentos verticais da placa de carregamento, da força de corte necessária para impor a lei de deslocamentos pretendida e dos deslocamentos horizontais impostos, recorrendo ao transdutor de deslocamento montado no interior do servo-atuador hidráulico, nos ensaios com semi-amplitudes de valor igual ou superior a 5 mm. No caso dos ensaios com semi-amplitudes mais reduzidas, foram utilizados transdutores de deslocamento externos, de menor amplitude e maior precisão.

Através da instalação de piezómetros junto às interfaces SRG-geogrelha, foram ainda monitorizadas as variações da pressão intersticial nos provetes compactados com o teor em água ótimo. A utilização dos referidos transdutores permitiu concluir que, apenas no caso dos ensaios escalonados e naqueles em que foram aplicadas ondas cíclicas com semi-amplitude de 10 mm se geraram, na fase final do carregamento cíclico, excessos de pressão intersticial, atingindo valores máximos de cerca de 6 e 24 kPa, respetivamente, os quais se dissiparam em escassos minutos após o final da solicitação cíclica.

Na sequência imediata de cada um dos ensaios cíclicos, foi realizado um ensaio de corte direto monotónico, no sentido de averiguar o comportamento pós-cíclico das interfaces e de estabelecer uma

comparação entre esse comportamento e o anteriormente observado nos ensaios monotônicos efetuados sem carregamento cíclico prévio.

4.3.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS

O tratamento dos resultados dos ensaios de corte direto cíclico começa pela definição dos ciclos histeréticos. Para cada ciclo histerético (Figura 4.39) é determinada a sua área (ΔW), a tensão de corte máxima ($\tau_{\max,c}$) e o correspondente deslocamento (Δ_{hx}), a tensão de corte mínima ($\tau_{\min,c}$) e o respectivo deslocamento (Δ_{hn}), o deslocamento máximo ($\Delta_{h,\max}$) e o deslocamento mínimo ($\Delta_{h,\min}$).

Com base nestes parâmetros, é determinada a rigidez da interface (K), a dissipação de energia (D), a semi-amplitude do deslocamento (Δ_a) e a semi-amplitude da tensão de corte (τ_a), através das equações (4.2) a (4.5).

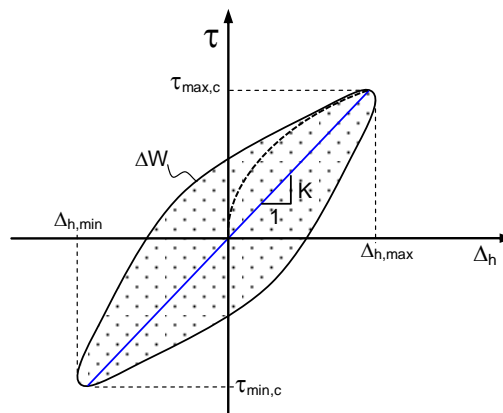


Figura 4.39 - Ciclo histerético e definição da rigidez e da área relativa à dissipação de energia (adaptado de Vieira *et al.*, 2013)

$$K = \frac{\tau_{\max,c} - \tau_{\min,c}}{\Delta_{hx} - \Delta_{hn}} \quad (4.2)$$

$$D = \frac{\Delta W}{2\pi \left(\frac{\tau_{\max,c}^2}{2K} + \frac{\tau_{\min,c}^2}{2K} \right)} \quad (4.3)$$

$$\Delta_a = \frac{\Delta_{h,\max} - \Delta_{h,\min}}{2} \quad (4.4)$$

$$\tau_a = \frac{\tau_{\max,c} - \tau_{\min,c}}{2} \quad (4.5)$$

Na definição dos ciclos histeréticos optou-se por desprezar o ramo virgem, que corresponde ao primeiro carregamento (a traço interrompido na Figura 4.39), considerando, deste modo, que cada ciclo tem início quando a tensão de corte começa a diminuir de intensidade. Assim, na análise de resultados que se apresenta na sequência, os valores correspondentes ao último ciclo histerético não são apresentados, visto que este fica incompleto.

4.3.3. COMPORTAMENTO CÍCLICO DAS INTERFACES SOLO RESIDUAL DO GRANITO-GEOGRELHA

4.3.3.1. Resultados do ensaio base

No ensaio cíclico base, as interfaces SRG-geogrelha foram submetidas a 40 ciclos de carregamento, com frequência de 0,5 Hz e semi-amplitude de deslocamento de 1 mm, sob tensão normal de 100 kPa. O solo foi ensaiado no estado seco e compactado para um peso volúmico de 17,30 kN/m³.

A Figura 4.40 ilustra dois ciclos histeréticos obtidos no ensaio base, efetuado para a caracterização do comportamento da interface entre o solo residual do granito e a geogrelha uniaxial, bem como as retas que definem a respectiva rigidez. Na Figura 4.40(a) representa-se o ciclo inicial, tendo-se incluído o ramo virgem, e na Figura 4.40(b) ilustra-se o vigésimo ciclo.

Tal como mostra a Figura 4.40(a), o valor máximo da tensão de corte registado no ramo virgem coincide com o valor obtido no final do primeiro ciclo de carregamento. Porém, nos casos em que tal não se verificou, a rigidez para o ciclo inicial foi determinada considerando a tensão máxima no ramo virgem e não o valor máximo absoluto registado durante o ciclo.

Pela análise comparativa da Figura 4.40 é possível, desde já, constatar que a rigidez da interface tende a aumentar com o número de ciclos de carregamento, contrariamente ao que se verifica em termos de dissipação de energia, que é diretamente dependente da área do ciclo histerético.

Na Figura 4.41 representam-se as evoluções da tensão de corte e do deslocamento vertical no centro da placa de carregamento, em função do deslocamento horizontal, ao longo dos 40 ciclos de carregamento. As tensões de corte máxima e mínima mobilizadas durante o ensaio apresentam valores absolutos sensivelmente coincidentes (Figura 4.41a). A contração do provete é particularmente relevante nos primeiros ciclos, tendendo a reduzir de intensidade nos ciclos subsequentes. No final do ensaio, o assentamento acumulado atingiu cerca de 1,1 mm (Figura 4.41b).

A Figura 4.42 ilustra a variação da tensão de corte, em função do tempo, para o ensaio cíclico em análise. O valor mínimo da semi-amplitude da tensão de corte (26,9 kPa) foi registado no primeiro ciclo de carregamento, observando-se, para os ciclos seguintes, uma tendência para o aumento das tensões de corte mobilizadas, embora com algumas oscilações entre os ciclos. O valor máximo da semi-amplitude da tensão de corte (32,5 kPa) foi obtido no 37.º ciclo.

As evoluções da rigidez e da dissipação de energia com o número de ciclos de carregamento são apresentadas na Figura 4.43. Efetivamente, a rigidez da interface aumenta com o número de ciclos, verificando-se o oposto quanto à dissipação de energia, que tendencialmente diminui.

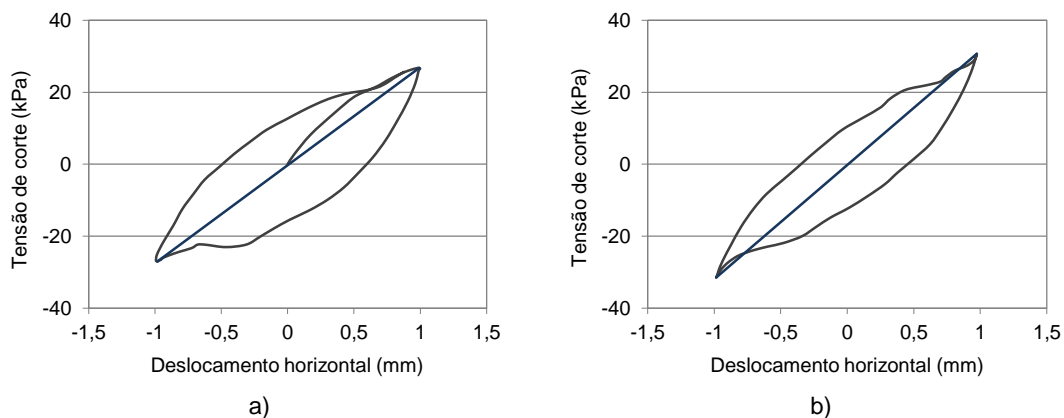


Figura 4.40 - Ciclos histeréticos referentes ao ensaio base realizado sobre a interface SRG-GGRU: a) 1.º ciclo, incluindo o ramo virgem; b) 20.º ciclo

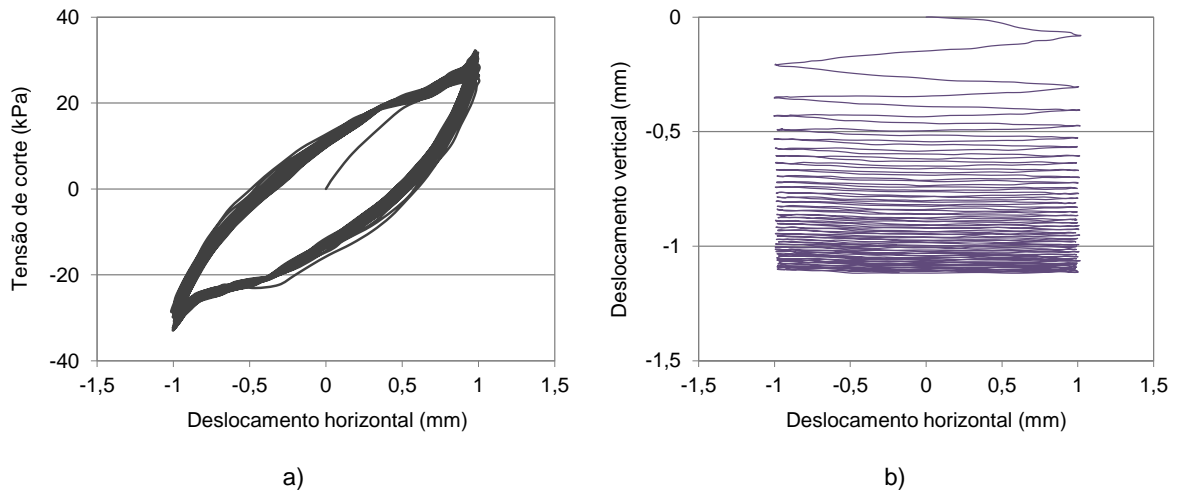


Figura 4.41 - Evolução da tensão de corte e do deslocamento vertical no centro do provete, em função do deslocamento horizontal, no ensaio base da interface SRG-GGRU

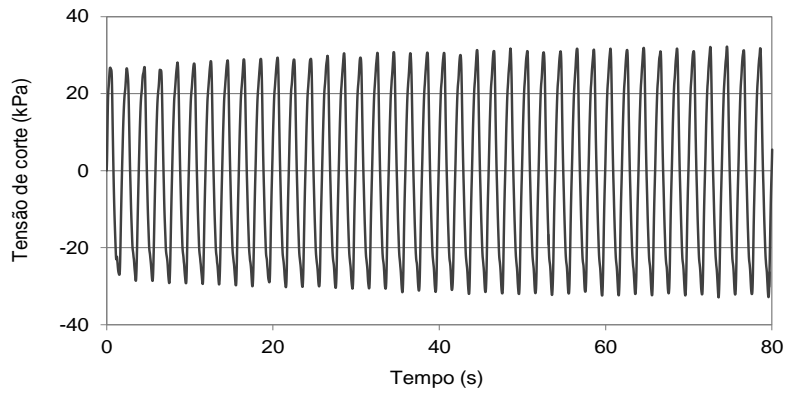


Figura 4.42 - Evolução da tensão de corte ao longo do tempo no ensaio base da interface SRG-GGRU

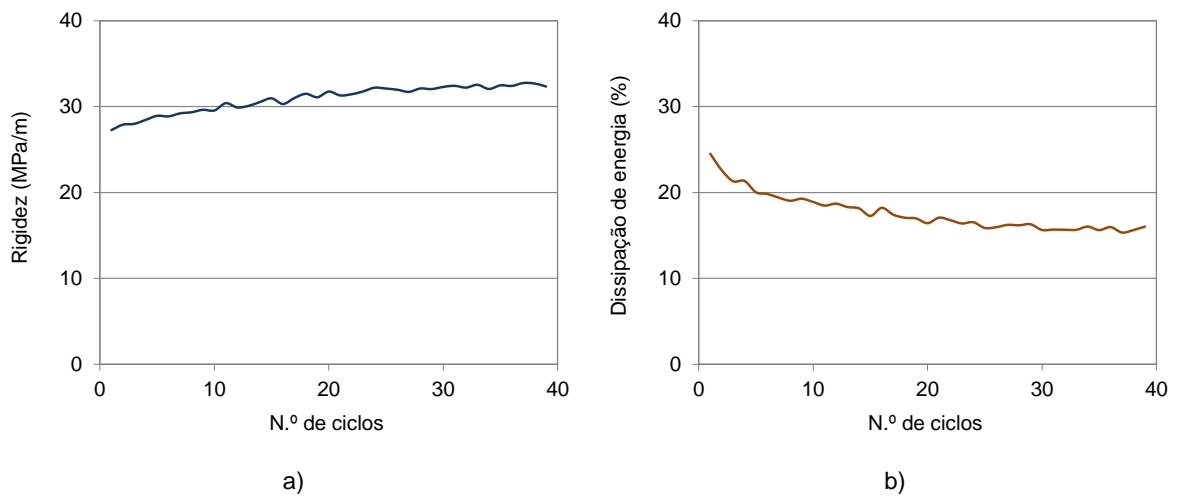


Figura 4.43 - Evolução, com o número de ciclos de carregamento, da rigidez e da dissipação de energia no ensaio base da interface SRG-GGRU: a) rigidez; b) dissipação de energia

4.3.3.2. Influência da frequência das ondas sinusoidais

As Figuras 4.44 e 4.45 apresentam o efeito da frequência da solicitação cíclica sobre a rigidez e a dissipação de energia, registadas ao longo dos 40 ciclos de carregamentos, com semi-amplitude de 1 mm, a que foi submetida a interface entre a geogrelha uniaxial e o solo residual do granito, compactado para $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$, no estado seco e com o teor em água ótimo, respetivamente. Nas Figuras 4.46 e 4.47 ilustram-se os resultados obtidos para a interface envolvendo a geogrelha biaxial. Os ensaios cujos resultados se apresentam nas Figuras 4.44 a 4.47 foram realizados com tensão normal igual a 100 kPa.

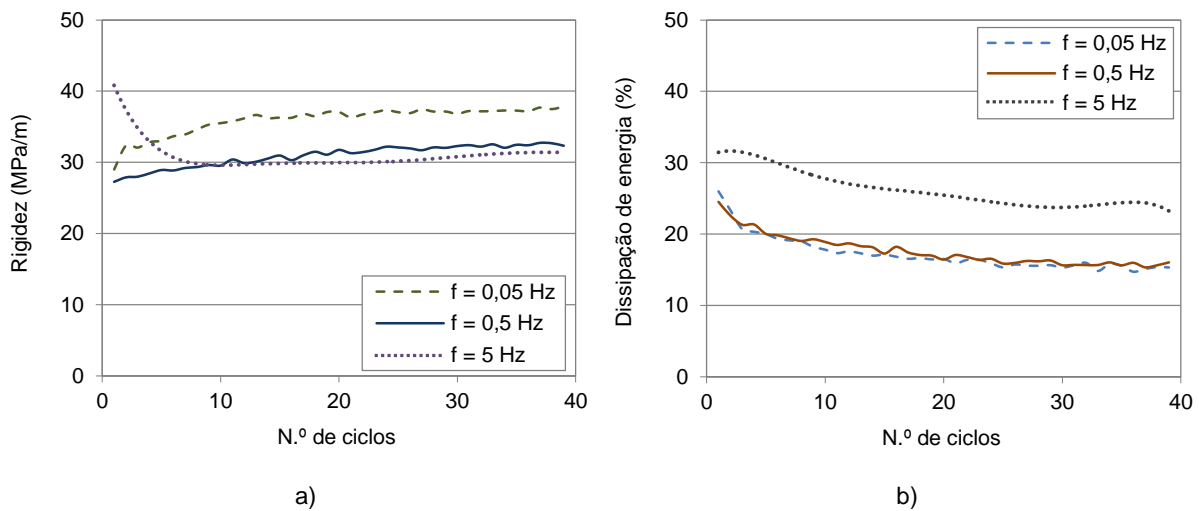


Figura 4.44 - Influência da frequência das ondas cíclicas, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, solo seco e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia

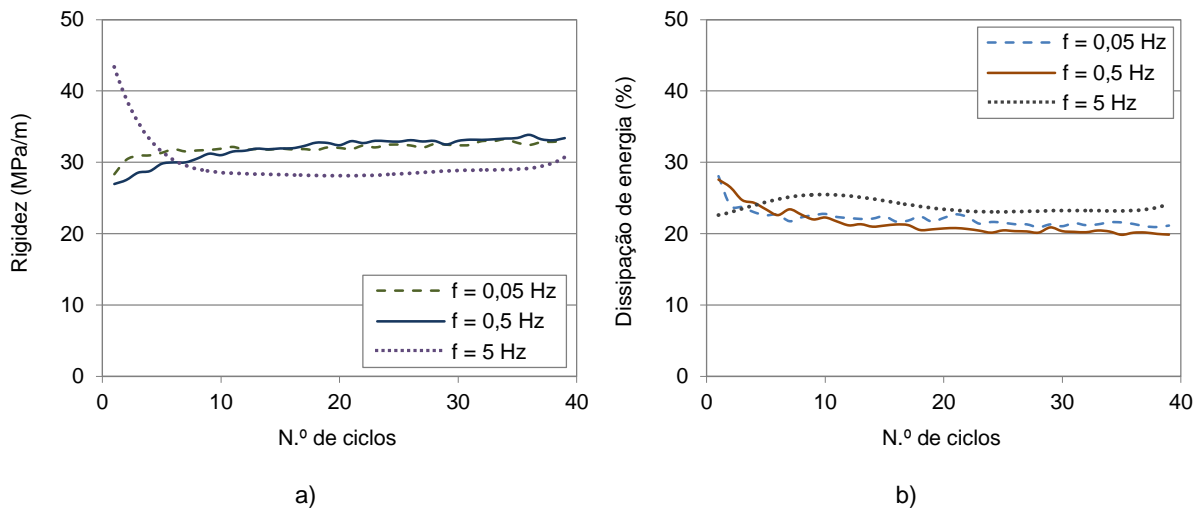


Figura 4.45 - Influência da frequência das ondas cíclicas, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia

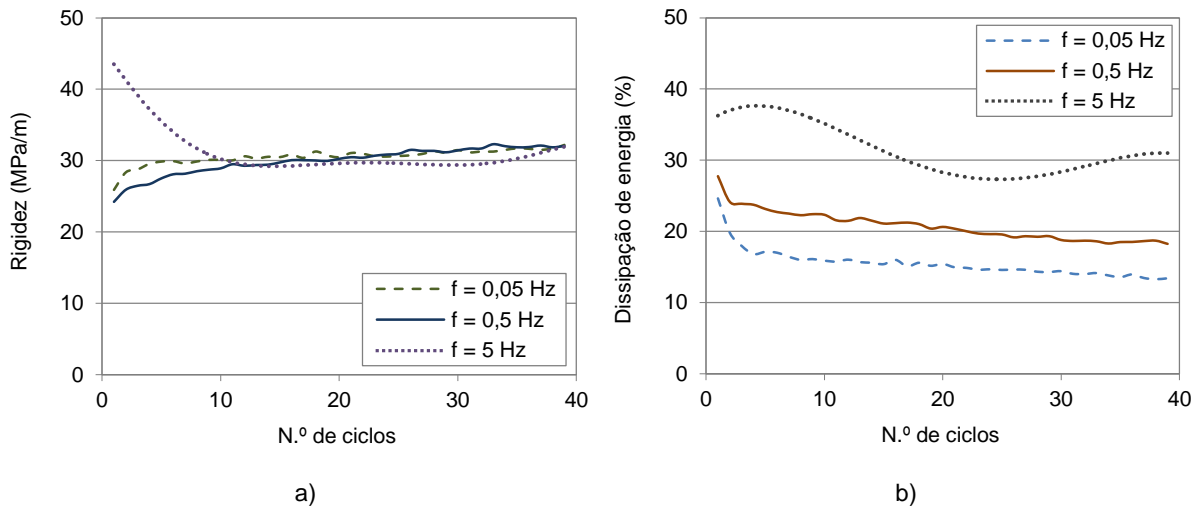


Figura 4.46 - Influência da frequência das ondas cíclicas, nos ensaios da interface SRG-GGRB ($\Delta_a = 1$ mm, $\sigma_n = 100$ kPa, solo seco e $\gamma_d = 17,30$ kN/m³), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia

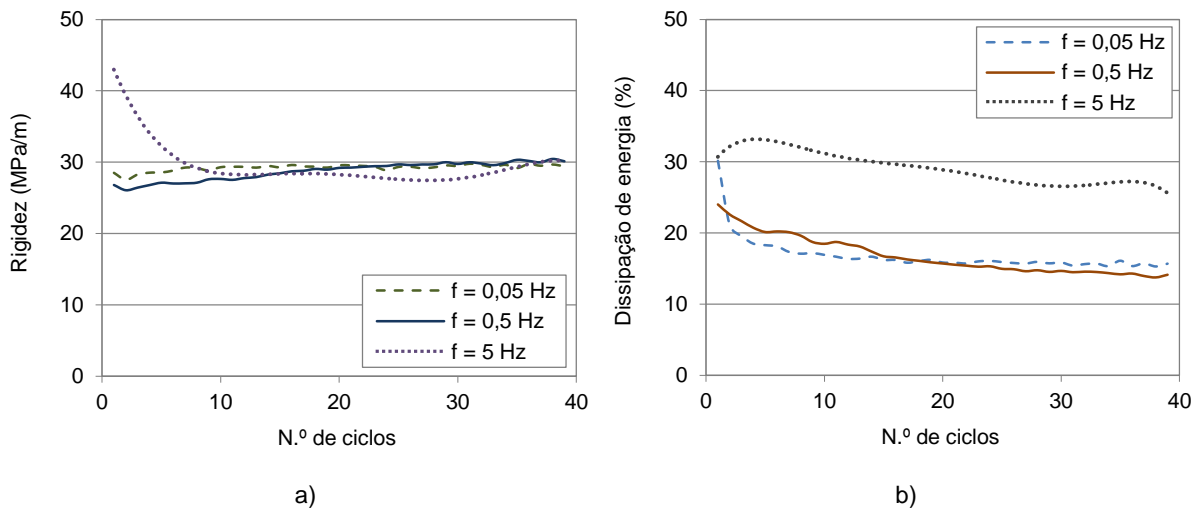


Figura 4.47 - Influência da frequência das ondas cíclicas, nos ensaios da interface SRG-GGRB ($\Delta_a = 1$ mm, $\sigma_n = 100$ kPa, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m³), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia

Da análise das figuras apresentadas, ressalta, em primeiro lugar, o facto de, nos ensaios realizados com a frequência mais elevada (5 Hz), a evolução da rigidez com o número de ciclos de carga apresentar uma tendência algo distinta das observadas para as restantes frequências analisadas. De facto, a rigidez registada nos ensaios em que se impôs uma frequência de 5 Hz diminuiu ao longo dos primeiros dez ciclos, tendendo a estabilizar nos ciclos seguintes. Esta evidência atribui-se ao facto de, nestes ensaios, a semi-amplitude do deslocamento efetivamente registado nos primeiros ciclos não ter atingido o valor predefinido, como se verá na sequência.

Desprezando as leituras relativas aos primeiros dez ciclos dos ensaios efetuados com frequência de 5 Hz, constata-se que, embora a rigidez da interface SRG-GGRU assumia valores inferiores quando a frequência das ondas cíclicas é igual a 5 Hz, a rigidez da interface SRG-GGRB parece ser muito pouco sensível à sua variação. Por outro lado, a dissipação de energia nos ensaios realizados com a

frequência de 5 Hz tende a atingir valores consideravelmente superiores aos obtidos aquando da aplicação de solicitações cíclicas com frequências mais reduzidas.

Como se referiu, nos ensaios em que se impôs a frequência mais elevada (5 Hz), não foi atingido, nos primeiros ciclos de carregamento, o valor de semi-amplitude de deslocamento previamente estabelecido (1 mm). A Figura 4.48 apresenta a evolução típica do deslocamento horizontal ao longo do tempo nos ensaios efetuados com a frequência de 5 Hz. Os resultados referem-se à interface SRG-GGRB envolvendo solo húmido.

A partir do gráfico apresentado, é possível concluir que a semi-amplitude do deslocamento efetivamente registado no primeiro ciclo foi de cerca de 0,5 mm, aumentando progressivamente nos ciclos seguintes, até ser atingido, ao 11.º ciclo, o valor predefinido (1 mm). Verifica-se, ainda, que o valor da semi-amplitude não se manteve estável após o 11.º ciclo de carregamento, tendo-se registado um aumento progressivo até ao 30.º ciclo, onde rondou os 1,14 mm, seguido de uma diminuição, até ser novamente atingida a semi-amplitude de 1 mm.

O facto de, nos primeiros ciclos de carregamento dos ensaios realizados com a frequência de 5 Hz, a semi-amplitude do deslocamento ter assumido valores reduzidos e progressivamente crescentes até ser atingido o valor predefinido, está na origem quer da obtenção de valores elevados de rigidez na fase inicial dos ensaios, quer da sua redução ao longo dos primeiros ciclos de carregamento.

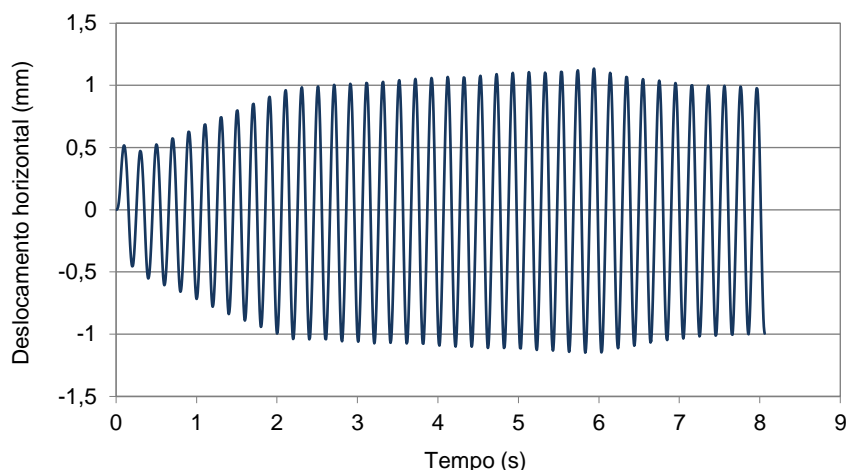


Figura 4.48 - Variação do deslocamento horizontal ao longo do tempo, num ensaio cíclico realizado sobre a interface SRG-GGRB, com frequência de 5 Hz ($\Delta_a = 1$ mm, $\sigma_n = 100$ kPa, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m³)

4.3.3.3. Influência da semi-amplitude do deslocamento

As Figuras 4.49 e 4.50 comparam as evoluções da rigidez e da dissipação de energia, em função do número de ciclos de carregamento, para diferentes valores da semi-amplitude do deslocamento horizontal, registadas nos ensaios cíclicos efetuados sobre a interface SRG-GGRU, envolvendo solo seco e com o teor em água ótimo, respetivamente. Os resultados referentes à interface SRG-GGRB são apresentados nas Figuras 4.51 e 4.52. Note-se que estes ensaios foram realizados com solo denso ($\gamma_d = 17,30$ kN/m³), impondo uma tensão normal de 100 kPa e uma frequência da solicitação horizontal de 0,5 Hz.

As Figuras 4.49 a 4.52 evidenciam que a rigidez da interface diminui com o aumento da semi-amplitude do deslocamento, observando-se uma redução particularmente significativa para as semi-amplitudes mais reduzidas (isto é, entre 1 e 5 mm). Verifica-se, por outro lado, que para as semi-amplitudes mais elevadas, a variação da rigidez com o número de ciclos de carregamento torna-se menos perceptível.

Ainda que sem grande significado, é observável uma redução na rigidez das interfaces ao longo dos últimos ciclos de carregamento dos ensaios realizados com solo húmido e em que se aplicou uma semi-amplitude de 10 mm (Figuras 4.50a e 4.52a). Este ligeiro decréscimo de rigidez estará associado ao aumento da pressão intersticial nas amostras de solo, registado na fase final dos ensaios. Efetivamente, o acréscimo de pressão intersticial atingiu nestes ensaios o valor máximo de 24 kPa, que ocorreu imediatamente após o término da solicitação cíclica. Esta evidência sugere que, caso o carregamento tivesse continuado para além dos 40 ciclos, a pressão intersticial teria atingido valores significativamente superiores.

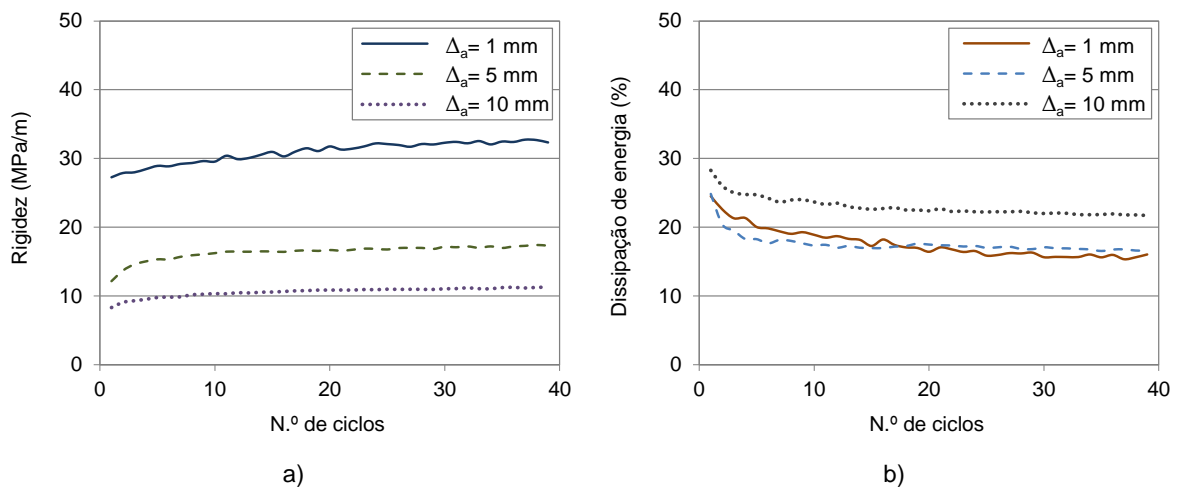


Figura 4.49 - Influência da semi-amplitude do deslocamento, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($f = 0,5$ Hz, $\sigma_n = 100$ kPa, solo seco e $\gamma_d = 17,30$ kN/m³), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia

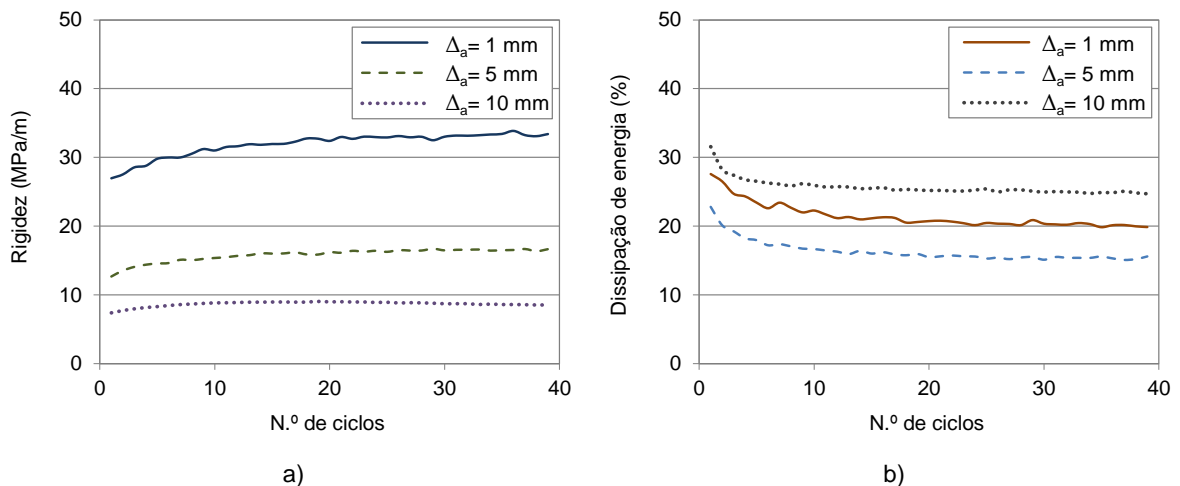


Figura 4.50 - Influência da semi-amplitude do deslocamento, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($f = 0,5$ Hz, $\sigma_n = 100$ kPa, $w = w_{\text{ót}}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m³), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia

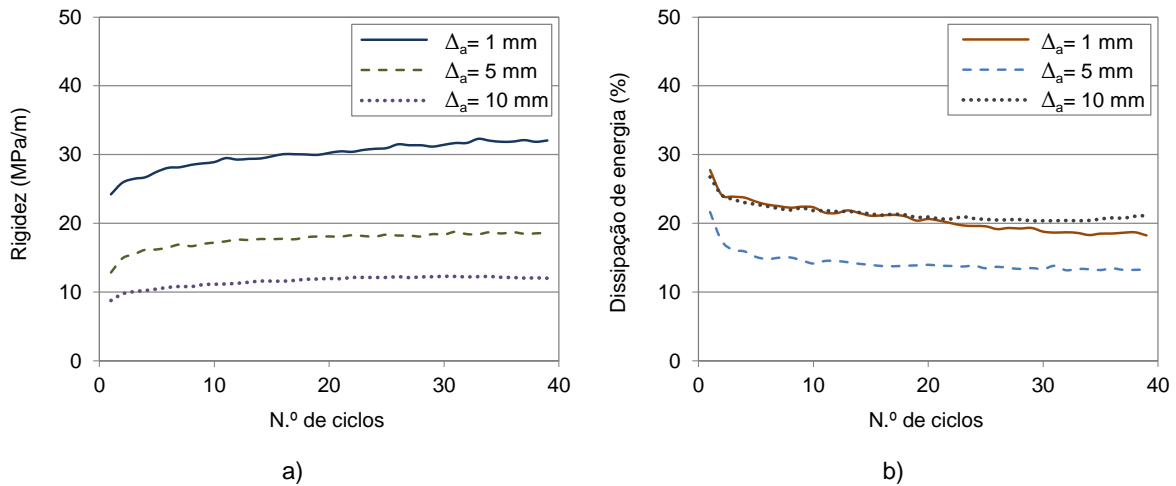


Figura 4.51 - Influência da semi-amplitude do deslocamento, nos ensaios da interface SRG-GGRB ($f = 0,5$ Hz, $\sigma_n = 100$ kPa, solo seco e $\gamma_d = 17,30$ kN/m³), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia

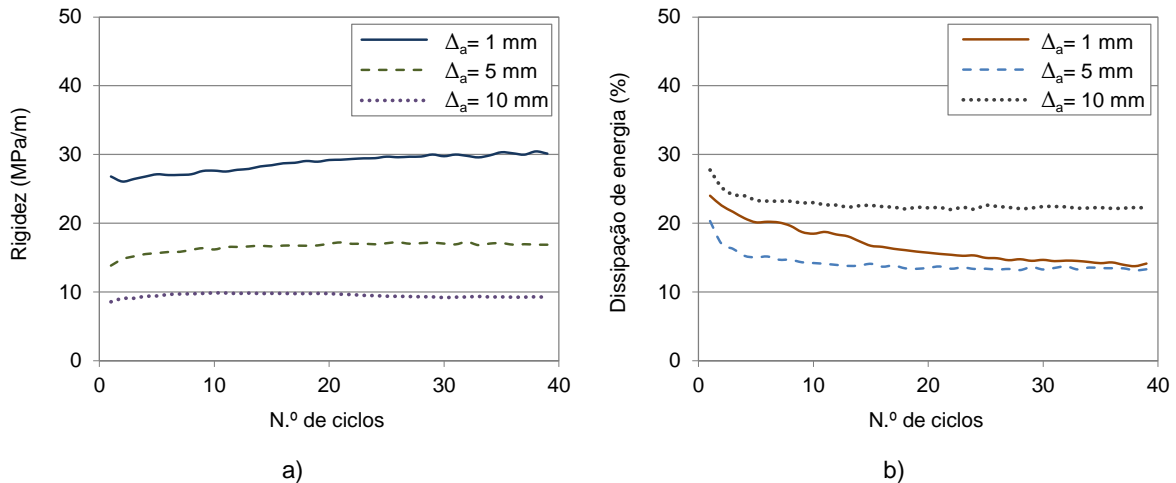


Figura 4.52 - Influência da semi-amplitude do deslocamento, nos ensaios da interface SRG-GGRB ($f = 0,5$ Hz, $\sigma_n = 100$ kPa, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m³), sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia

Em termos de dissipação de energia, esta assume, tendencialmente, valores inferiores nos ensaios com semi-amplitude de 5 mm e valores superiores nos ensaios com semi-amplitude mais elevada (10 mm). Os valores relativos à semi-amplitude de 1 mm situam-se ora numa posição intermédia (no caso dos ensaios realizados com solo húmido), ora nas posições mais extremas, coincidindo com os valores obtidos para as semi-amplitudes mais elevadas (Figuras 4.49 a 4.52).

Salienta-se, por fim, que embora a amplitude de deslocamento, nos ensaios com semi-amplitude mais elevada, tenha atingido os 20 mm, valor que é da mesma ordem de grandeza do deslocamento horizontal correspondente à resistência máxima nos ensaios de corte direto monotónico, não se verificou a rotura das interfaces (isto é, a degradação da força máxima registada) nos ensaios de corte direto cíclico. A este facto estará associado o aumento da compacidade do solo induzido pelo carregamento cíclico, traduzido por assentamentos particularmente relevantes nos primeiros ciclos de carregamento, tal como se constatou anteriormente com base na Figura 4.41(b).

4.3.3.4. Influência do número de ciclos de carregamento

Para avaliar a influência do número de ciclos de carregamento no comportamento das interfaces SRG-geogrelha quando solicitadas por corte direto cíclico, apresentam-se, nas figuras seguintes, as evoluções da rigidez e da dissipação de energia, ao longo de 400 ciclos de carregamento, efetuados com semi-amplitude de 1 mm e frequência de 0,5 Hz. As Figuras 4.53 e 4.54 ilustram resultados obtidos quando o solo foi depositado seco, enquanto nas Figuras 4.55 e 4.56 estão representados resultados relativos a amostras ensaiadas com o teor em água ótimo. Nos ensaios em análise, o solo foi compactado para um peso volúmico seco inicial de $17,30 \text{ kN/m}^3$.

Analisando estas figuras constata-se que, excetuando a interface entre o solo residual do granito, no estado seco, e a geogrelha biaxial, que exhibe um aumento progressivo de rigidez até ao final do ensaio (Figura 4.53), quer a rigidez, quer a dissipação de energia, tendem a estabilizar após um determinado número de ciclos, muito inferior ao valor máximo aplicado nestes ensaios.

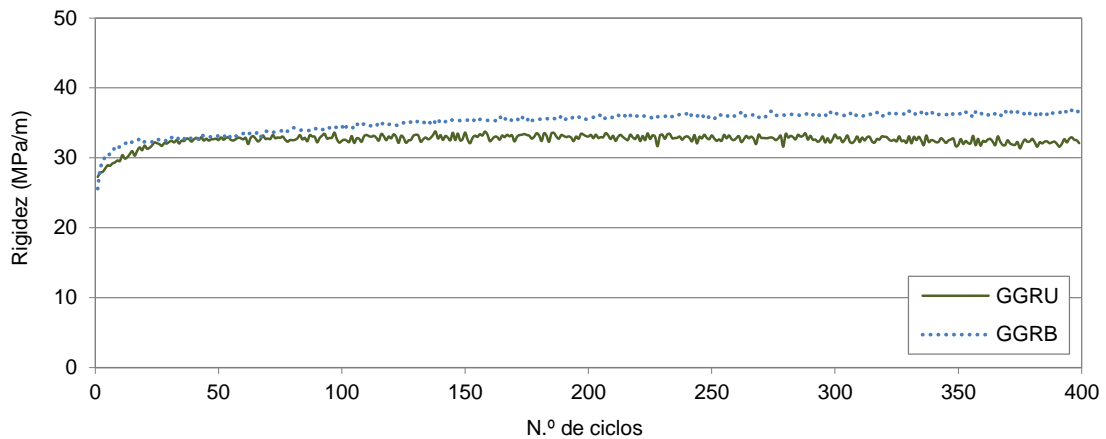


Figura 4.53 - Influência do número de ciclos de carregamento sobre a rigidez das interfaces RSG-GGRU e RSG-GGRB (ensaios realizados com $f = 0,5 \text{ Hz}$, $\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, solo seco e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$)

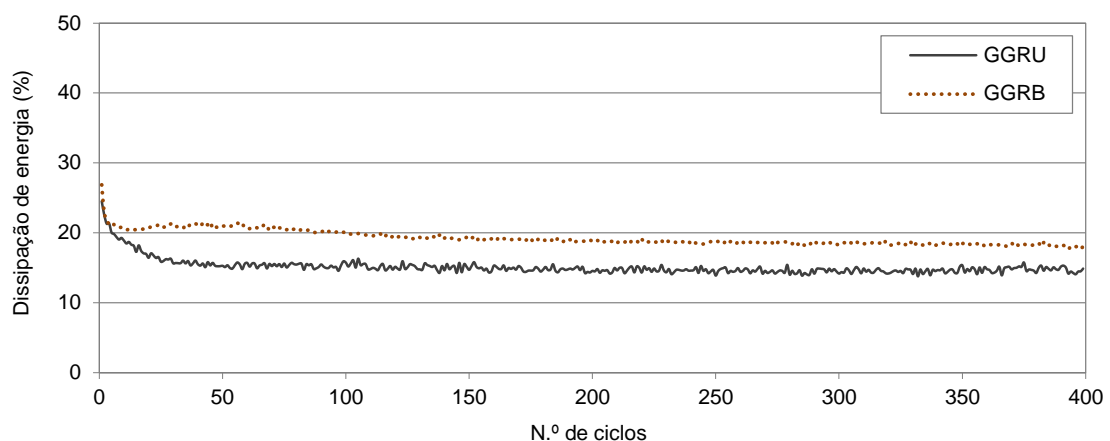


Figura 4.54 - Influência do número de ciclos de carregamento sobre a dissipação de energia nos ensaios cíclicos das interfaces RSG-GGRU e RSG-GGRB ($f = 0,5 \text{ Hz}$, $\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, solo seco e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$)

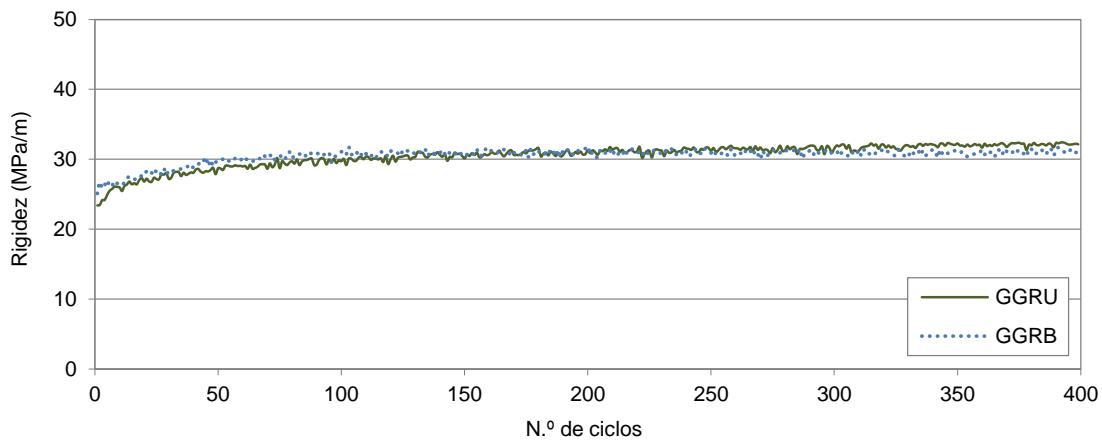


Figura 4.55 - Influência do número de ciclos de carregamento sobre a rigidez das interfaces RSG-GGRU e RSG-GGRB (ensaios com $f = 0,5$ Hz, $\Delta_a = 1$ mm, $\sigma_n = 100$ kPa, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m³)

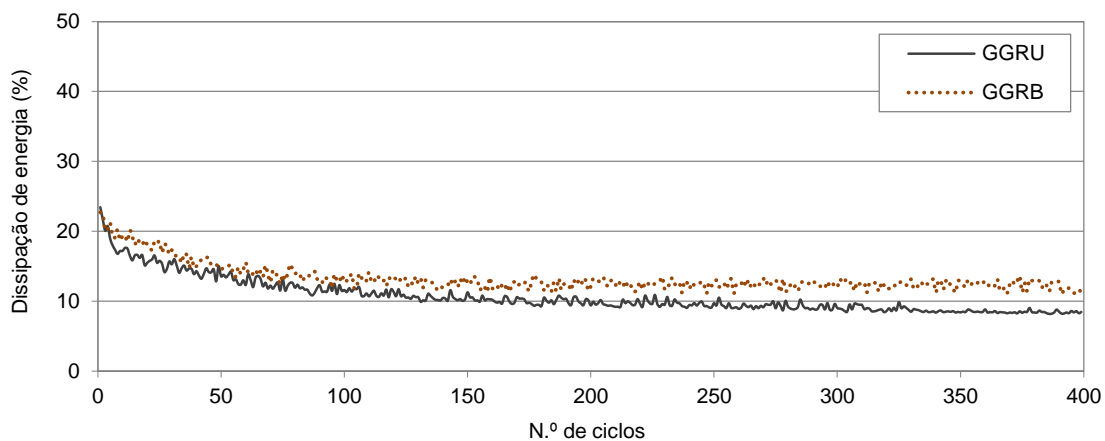


Figura 4.56 - Influência do número de ciclos de carregamento sobre a dissipação de energia nos ensaios cíclicos das interfaces RSG-GGRU e RSG-GGRB ($f = 0,5$ Hz, $\Delta_a = 1$ mm, $\sigma_n = 100$ kPa, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30$ kN/m³)

Observa-se que a rigidez da interface entre o solo residual do granito, seco, e a geogrelha uniaxial estabiliza ao fim de cerca de 40 ciclos (Figura 4.53), enquanto no caso das interfaces envolvendo o solo húmido (Figura 4.55), a estabilização ocorre após a aplicação de um número de ciclos significativamente superior (cerca de 100). Note-se que estas constatações são extensíveis à dissipação de energia (Figuras 4.54 e 4.56), que tende a atingir valores estáveis em concomitância com a rigidez da interface.

A partir dos gráficos apresentados nas Figuras 4.53 a 4.56 pode ainda concluir-se acerca da proximidade entre os valores de rigidez e dissipação de energia registados para as duas interfaces SRG-geogrelha, particularmente na presença de solo húmido (Figuras 4.55 e 4.56).

4.3.3.5. Influência da tensão normal

As Figuras 4.57 e 4.58 ilustram o efeito da tensão normal nos resultados dos ensaios cíclicos realizados com a frequência de 0,5 Hz e a semi-amplitude de 1 mm, sobre a interface SRG-GGRU envolvendo solo seco e com o teor em água ótimo, respetivamente. Por sua vez, apresentam-se, nas

Figuras 4.59 e 4.60, os resultados obtidos para a interface SRG-GGRB. Note-se que estes resultados se referem a interfaces envolvendo amostras de solo compactadas para um peso volúmico seco de $17,30 \text{ kN/m}^3$.

As Figuras 4.57 a 4.60 indicam que a rigidez e a dissipação de energia aumentam com a tensão normal aplicada, independentemente da interface considerada e do teor em água do solo.

Refira-se que estas tendências foram igualmente observadas nos ensaios cíclicos efetuados sobre as interfaces SRG-geogrelha envolvendo solo solto (mantendo as restantes condições experimentais) e ainda nos ensaios realizados com solo denso e com frequência de 5 Hz, corroborando os resultados apresentados.

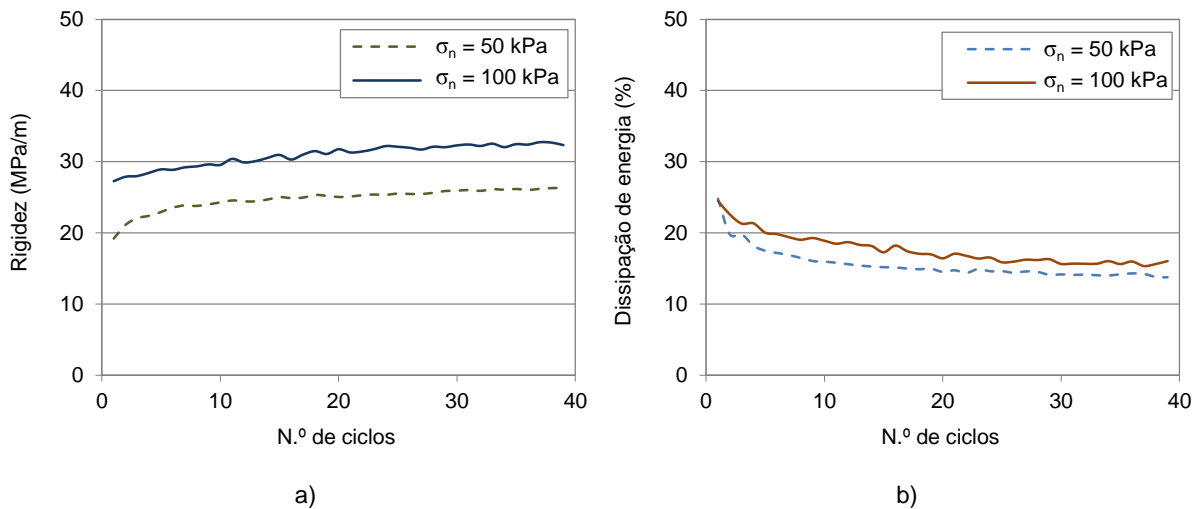


Figura 4.57 - Influência da tensão normal, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($f = 0,5 \text{ Hz}$, $\Delta_a = 1 \text{ mm}$, solo seco e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez; b) a dissipação de energia

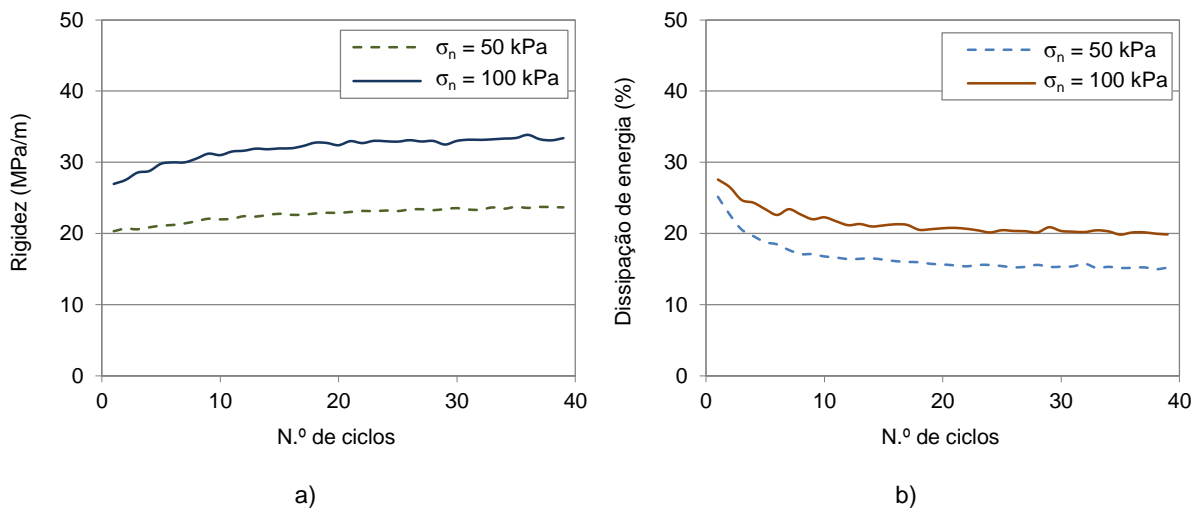


Figura 4.58 - Influência da tensão normal, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($f = 0,5 \text{ Hz}$, $\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez; b) a dissipação de energia

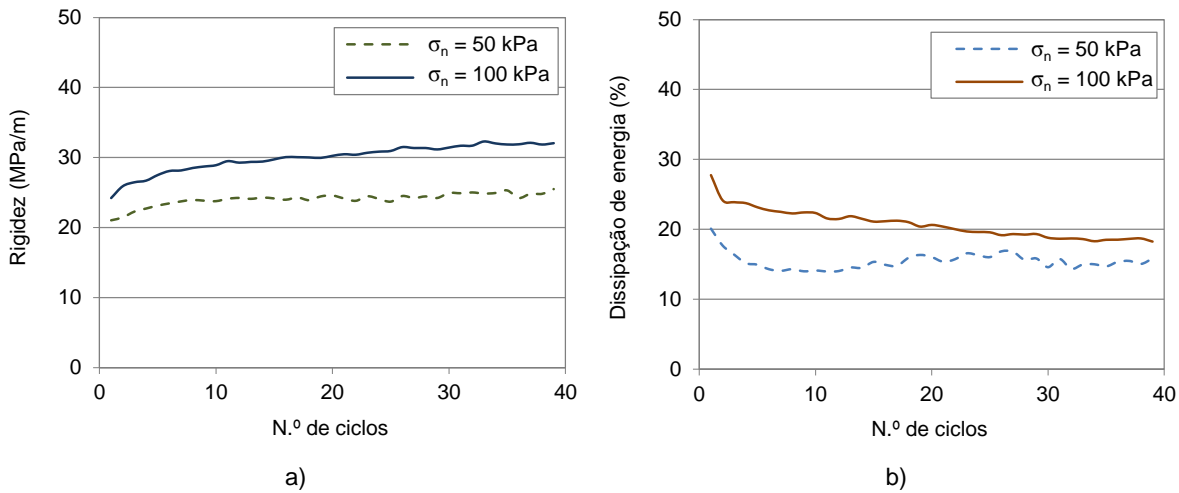


Figura 4.59 - Influência da tensão normal, nos ensaios da interface SRG-GGRB ($f = 0,5 \text{ Hz}$, $\Delta_a = 1 \text{ mm}$, solo seco e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez; b) a dissipação de energia

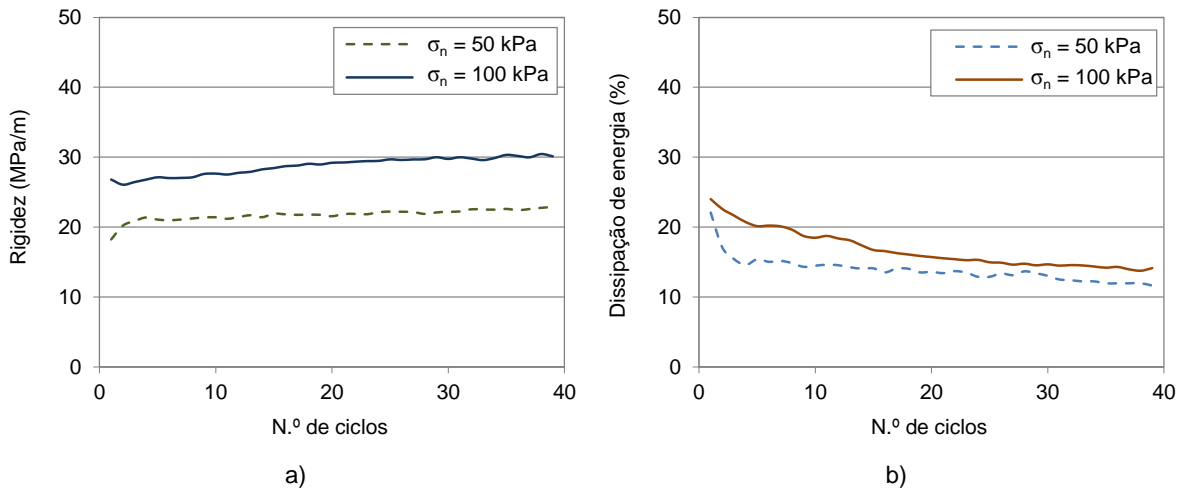


Figura 4.60 - Influência da tensão normal, nos ensaios da interface SRG-GGRB ($f = 0,5 \text{ Hz}$, $\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), sobre: a) a rigidez; b) a dissipação de energia

4.3.3.6. Influência da compactidade do solo

A influência da compactidade do solo nos resultados dos ensaios cíclicos da interface SRG-GGRU realizados com solo seco e com o teor em água ótimo pode ser analisada com base nas Figuras 4.61 e 4.62, respectivamente. Estas figuras apresentam resultados obtidos nos ensaios em que foram impostos 40 ciclos de carregamento com semi-amplitude de 1 mm e frequência de 0,5 Hz, e onde foi aplicada a tensão normal de 50 kPa.

Como seria de esperar, a rigidez da interface tende a aumentar com a compactidade do solo, independentemente do teor em água (Figuras 4.61a e 4.62a). Relativamente ao efeito da compactidade do solo sobre a dissipação de energia, este parece ser influenciado pelo teor em água, não sendo possível identificar nenhuma tendência (Figuras 4.61b e 4.62b).

Os resultados obtidos para a interface em análise, sob tensão normal de 100 kPa, e para a interface SRG-GGRB estão em conformidade com as conclusões apresentadas no parágrafo anterior.

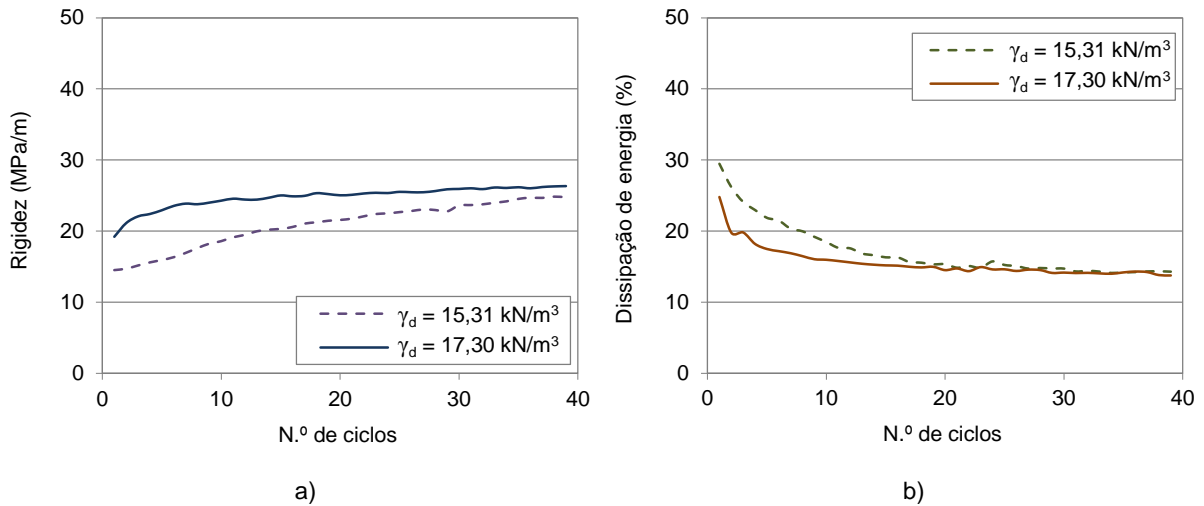


Figura 4.61 - Influência da compactação do solo, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($f = 0,5 \text{ Hz}$, $\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$ e solo seco), sobre: a) a rigidez; b) a dissipação de energia

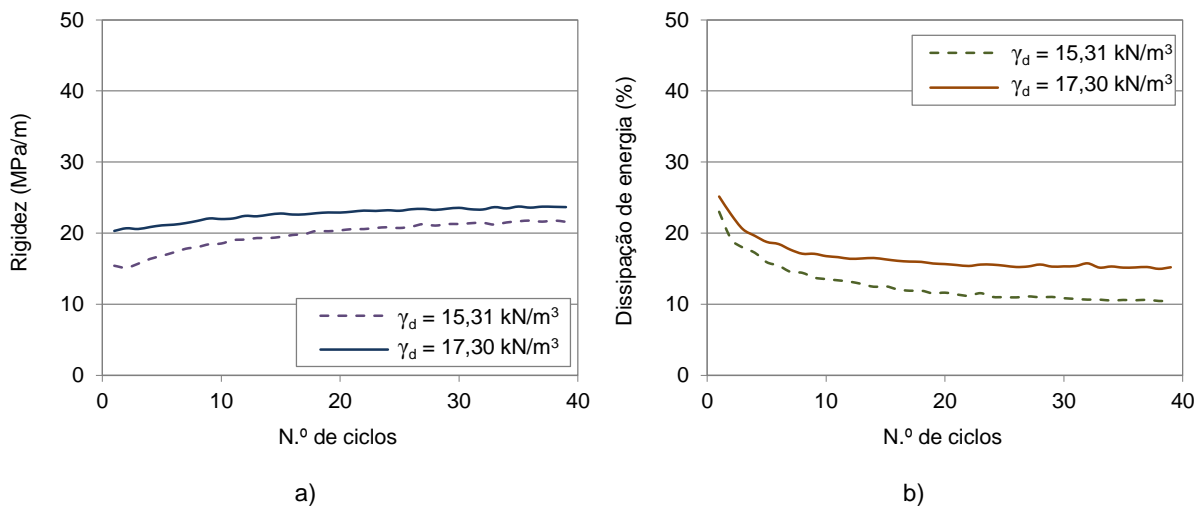


Figura 4.62 - Influência da compactação do solo, nos ensaios da interface SRG-GGRU ($f = 0,5 \text{ Hz}$, $\Delta_a = 1 \text{ mm}$, $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$ e $w = w_{\text{ót}}$), sobre: a) a rigidez; b) a dissipação de energia

4.3.3.7. Resumo dos resultados dos ensaios de corte direto cíclico com semi-amplitude constante

O Quadro 4.6 resume os resultados dos diferentes ensaios de corte direto cíclico efetuados sobre as interfaces entre o solo residual do granito, no estado seco, e as geogrelhas uniaxial e biaxial, com semi-amplitude de deslocamento constante. No Quadro 4.7 são fornecidos os resultados referentes aos ensaios realizados com solo húmido ($w = w_{\text{ót}}$). Nestes quadros apresentam-se, para os diferentes ensaios, os valores médios da semi-amplitude da tensão de corte (τ_a), da rigidez da interface (K) e da dissipação de energia (D), bem como os valores desses parâmetros para o 20.º ciclo de carregamento.

Com base nos resultados apresentados nos Quadros 4.6 e 4.7 constata-se que, no caso dos ensaios realizados com frequências de 0,05 e 0,5 Hz, em que foram aplicados 40 ciclos de carregamento, os valores da semi-amplitude da tensão de corte e da rigidez das interfaces, registados no 20.º ciclo, tendem a ser superiores aos respectivos valores médios, verificando-se o oposto no que se refere à

dissipação de energia. Verifica-se, contudo, que as tendências se invertem quando o número de ciclos impostos na interface é dez vezes superior (400).

No caso dos ensaios realizados com frequência de 5 Hz, embora a semi-amplitude da tensão de corte registada no 20.º ciclo de carga seja superior ao valor médio dos ensaios, a rigidez apresenta, neste ciclo, valores geralmente inferiores à média. Quanto à dissipação de energia, não é possível identificar nenhuma tendência. Estas observações resultam do facto de, nos ensaios com frequência mais elevada (5 Hz), por limitações relacionadas com o equipamento, a semi-amplitude do deslocamento efetivamente registado nos primeiros ciclos de carga não ter atingido o valor previamente estabelecido (1 mm), e de terem ocorrido, nos ciclos subsequentes, algumas oscilações no seu valor. Deste modo foram obtidas, para o 20.º ciclo de carga, semi-amplitudes de deslocamento superiores ao valor médio dos ensaios.

Quadro 4.6 - Resumo dos resultados dos ensaios realizados com solo seco

Interface	Ensaio					20.º ciclo			Valores médios		
	γ_d	σ_n	f	Δ_a	n	τ_a	K	D	τ_a	K	D
	(kN/m ³)	(kPa)	(Hz)	(mm)		(kPa)	(MPa/m)	(%)	(kPa)	(MPa/m)	(%)
SRG – GGRU	15,31	50	0,5	1	40	21,6	21,6	15,3	20,9	20,9	17,1
		100	0,5	1	40	31,0	30,9	26,4	30,2	30,4	27,5
		100	5	1	40	25,5	26,0	24,5	23,9	27,8	24,8
	17,30	50	0,5	1	40	25,0	25,0	14,5	24,7	24,8	15,5
		50	5	1	40	21,0	21,4	21,3	19,7	22,4	20,3
		100	0,05	1	40	36,9	37,1	16,5	35,9	36,0	17,2
		100	0,5	1	40	31,1	31,2	17,4	30,4	30,7	19,3
		100	5	1	40	27,1	28,8	26,9	25,2	29,6	26,3
		100	0,5	5	40	82,0	16,7	17,5	80,7	16,4	17,5
		100	0,5	10	40	107,1	10,8	22,4	104,4	10,6	23,0
		100	0,5	1	400	31,1	31,8	16,4	32,1	32,6	15,1
		100	0,5	1	400	31,1	31,8	16,4	32,1	32,6	15,1
SRG – GGRB	15,31	50	0,5	1	40	19,4	19,4	14,9	18,8	18,7	16,4
		100	0,5	1	40	29,4	29,6	22,9	28,9	29,1	24,0
		100	5	1	40	27,1	28,5	31,0	25,5	29,9	31,5
	17,30	50	0,5	1	40	24,1	24,6	16,0	23,9	24,1	15,4
		50	5	1	40	20,0	21,7	26,2	18,9	21,8	23,7
		100	0,05	1	40	30,5	30,5	15,4	30,4	30,5	15,5
		100	0,5	1	40	30,2	30,2	20,6	29,8	30,0	20,7
		100	5	1	40	28,2	28,3	28,0	26,2	31,3	31,4
		100	0,5	5	40	88,7	18,2	14,2	86,3	17,5	14,5
		100	0,5	10	40	115,7	12,0	20,9	112,6	11,6	21,4
		100	0,5	1	400	32,1	32,3	20,7	34,3	35,1	19,2
		100	0,5	1	400	32,1	32,3	20,7	34,3	35,1	19,2

Quadro 4.7 - Resumo dos resultados dos ensaios realizados com $w = w_{ót}$

Interface	Ensaio					20.º ciclo			Valores médios		
	γ_d	σ_n	f	Δ_a	n	τ_a	K	D	τ_a	K	D
	(kN/m ³)	(kPa)	(Hz)	(mm)		(kPa)	(MPa/m)	(%)	(kPa)	(MPa/m)	(%)
SRG – GGRU	15,31	50	0,5	1	40	20,4	20,4	11,6	19,7	19,7	12,7
		100	0,5	1	40	31,1	31,5	18,8	30,1	30,6	19,9
		100	5	1	40	23,5	26,4	28,3	22,0	25,7	24,3
	17,30	50	0,5	1	40	22,8	22,9	15,6	22,6	22,6	16,6
		50	5	1	40	20,1	21,4	22,5	19,2	22,3	20,6
		100	0,05	1	40	32,2	32,0	22,2	32,0	32,0	22,1
		100	0,5	1	40	31,9	32,4	20,7	31,6	31,9	21,4
		100	5	1	40	26,0	27,3	23,5	24,7	29,7	23,9
		100	0,5	5	40	79,7	16,2	15,5	78,2	15,8	16,3
		100	0,5	10	40	89,3	9,0	25,2	86,3	8,7	25,7
		100	0,5	1	400	26,6	26,8	15,5	30,0	30,5	10,7
		SRG – GGRB	15,31	50	0,5	1	40	20,5	20,5	11,5	19,7
100	0,5			1	40	26,5	26,7	17,2	25,8	25,9	18,4
100	5			1	40	23,2	25,7	29,3	21,8	25,5	26,5
17,30	50		0,5	1	40	21,7	21,6	13,6	21,7	21,7	13,9
	50		5	1	40	20,9	22,1	25,9	19,6	22,3	24,8
	100		0,05	1	40	29,7	29,6	15,8	29,1	29,2	16,8
	100		0,5	1	40	29,2	29,2	15,7	28,6	28,7	16,8
	100		5	1	40	26,6	29,9	30,6	25,0	29,6	29,1
	100		0,5	5	40	83,3	17,0	13,5	81,7	16,6	14,1
	100		0,5	10	40	93,8	9,4	23,2	91,5	9,2	23,7
	100		0,5	1	400	27,1	27,6	18,1	30,3	30,5	13,3

Da análise comparativa dos quadros apresentados pode ainda concluir-se que os valores médios da semi-amplitude da tensão de corte e da rigidez são, em geral, superiores para as interfaces envolvendo o solo seco. Relativamente à dissipação de energia, embora também seja tendencialmente superior para as interfaces com o solo seco, parece exibir uma maior variabilidade em função das restantes condições experimentais.

4.3.3.8. Resultados dos ensaios escalonados

Os ensaios escalonados efetuados no presente estudo, consistiram, como se referiu anteriormente, na solicitação das interfaces entre o solo residual do granito (seco e com $w = w_{ót}$, compactado para $\gamma_d = 17,30$ kN/m³) e as geogrelhas uniaxial e biaxial por meio de um carregamento cíclico contínuo, com frequência de 0,5 Hz e amplitudes variáveis entre 0,1 e 5 mm, impondo a tensão normal de

100 kPa. Efetuaram-se incrementos de semi-amplitude de 0,1 mm, para semi-amplitudes compreendidas entre 0,1 e 1 mm, e de 0,5 mm, para semi-amplitudes superiores. Em cada escalão de carga, os provetes foram submetidos a 40 ciclos, resultando, assim, num total de 720 ciclos por ensaio.

A Figura 4.63 reúne os resultados obtidos nos ensaios escalonados, em termos de semi-amplitude da tensão de corte, rigidez e dissipação de energia, representadas em função da semi-amplitude do deslocamento imposto, para as diferentes interfaces analisadas. Os valores apresentados referem-se ao 20.º ciclo de cada um dos escalões de carregamento.

A análise da Figura 4.63(a) permite concluir que a taxa de incremento da semi-amplitude da tensão de corte mobilizada nas interfaces tende a diminuir com a semi-amplitude do deslocamento a que estas são submetidas. Verifica-se que, no caso dos ensaios realizados com solo húmido, a semi-amplitude da tensão de corte tende a apresentar uma variação pouco significativa para semi-amplitudes de deslocamento superiores a 4 mm. Atribui-se, a este facto, o aumento da pressão intersticial nas amostras de solo, registado nos dois últimos escalões destes ensaios, tendo o mesmo atingido o valor máximo de 6 kPa.

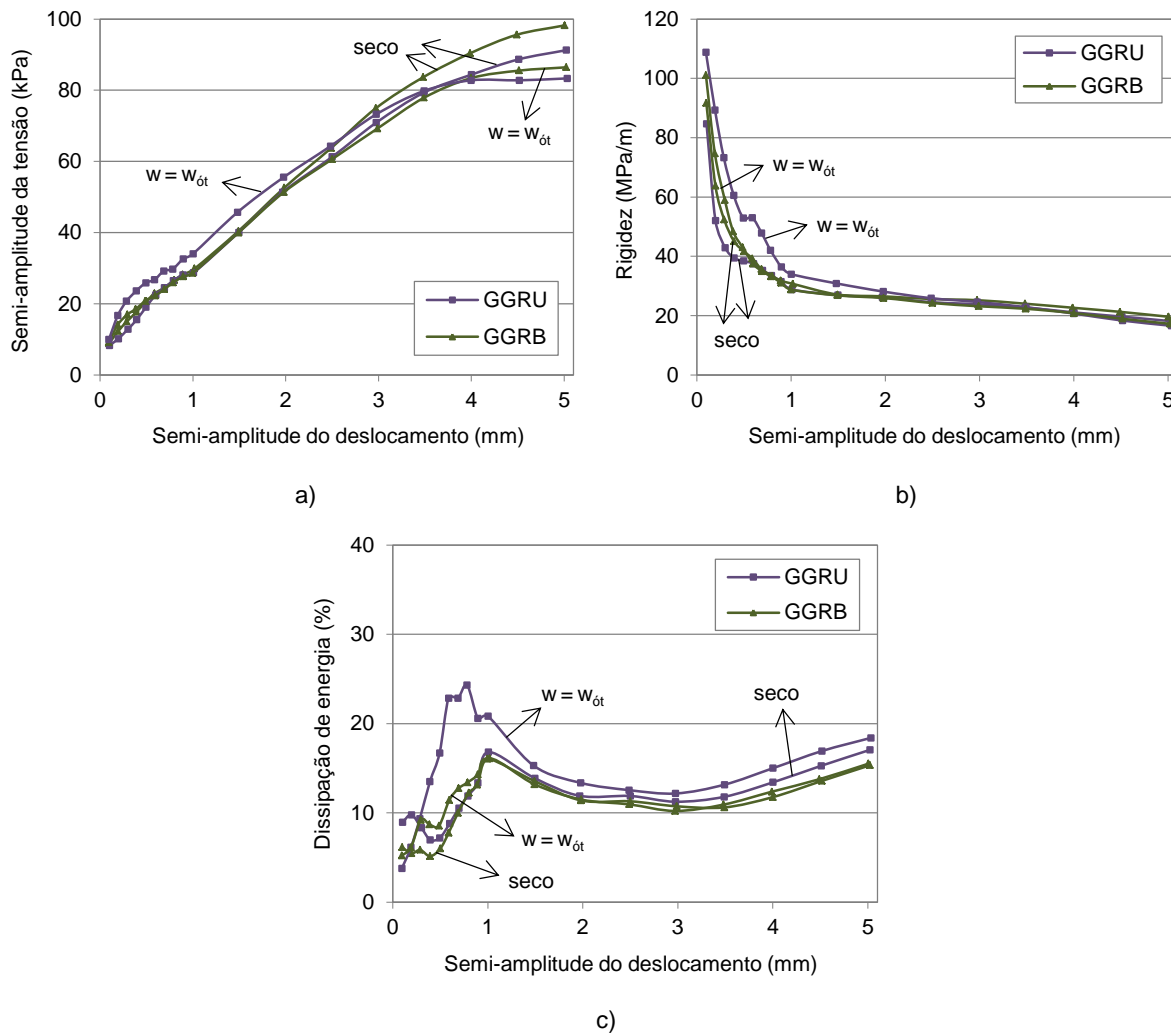


Figura 4.63 - Evolução de diferentes parâmetros com a semi-amplitude do deslocamento nos ensaios escalonados (20.º ciclo): a) semi-amplitude da tensão de corte; b) rigidez; c) dissipação de energia

Como seria de esperar, atendendo aos resultados apresentados na Figura 4.63(a), a rigidez das interfaces tende a diminuir com a semi-amplitude do deslocamento, apresentando variações mais significativas nos escalões inferiores, particularmente para valores de semi-amplitude inferiores a 1 mm (Figura 4.63b).

Quanto à dissipação de energia, observa-se, através da Figura 4.63(c), que esta apresenta oscilações à medida que são impostos ciclos de carregamento com semi-amplitudes crescentes.

Salienta-se, ainda, o facto de, em geral, não serem identificáveis diferenças significativas entre os resultados obtidos para as duas interfaces SRG-geogrelha, bem como para os diferentes teores em água do solo. Excetua-se a dissipação de energia registada nos primeiros escalões do ensaio da interface SRG-GGRU, envolvendo solo húmido, que apresenta valores superiores aos obtidos para as restantes interfaces analisadas (Figura 4.63c).

As Figuras 4.64 e 4.65 ilustram, respetivamente, a variação da rigidez e da dissipação de energia, em função do número de ciclos de carregamento, ao longo do ensaio escalonado realizado sobre a interface SRG-GGRU envolvendo o solo seco. Para efeitos comparativos, incluem-se nestas figuras os resultados relativos ao ensaio realizado para a caracterização da referida interface sob carregamento cíclico com semi-amplitude constante e igual a 1 mm, ao longo de 400 ciclos. Identifica-se, ainda, para o ensaio escalonado, o intervalo de ciclos ao qual corresponde a semi-amplitude de deslocamento de 1 mm, através das linhas a tracejado.

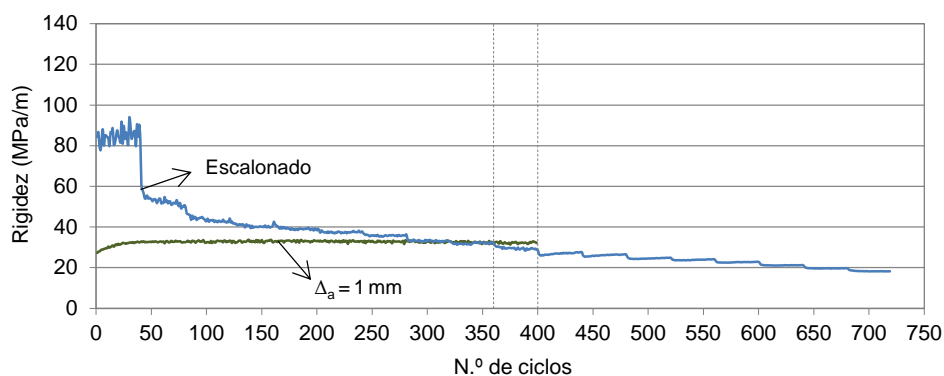


Figura 4.64 - Evolução, com o número de ciclos de carregamento, da rigidez da interface SRG-GGRU nos ensaios escalonado e com $\Delta_a = 1$ mm ($f = 0,5$ Hz, $\sigma_n = 100$ kPa, solo seco e $\gamma_d = 17,30$ kN/m³)

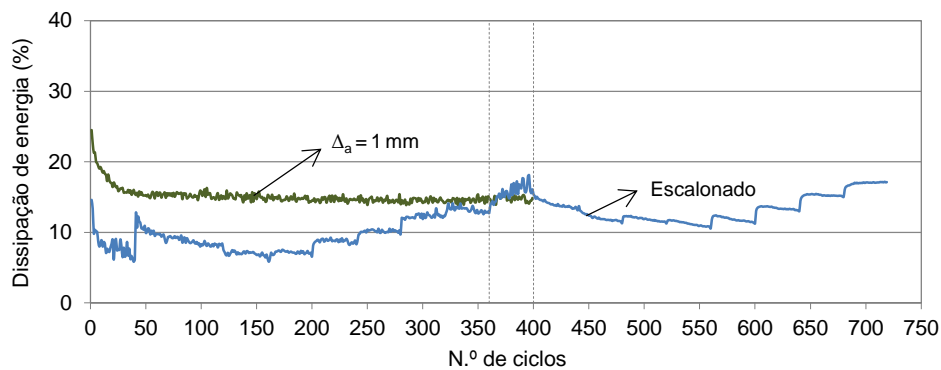


Figura 4.65 - Evolução, com o número de ciclos de carregamento, da dissipação de energia nos ensaios escalonado e com $\Delta_a = 1$ mm, realizados sobre a interface SRG-GGRU ($f = 0,5$ Hz, $\sigma_n = 100$ kPa, solo seco e $\gamma_d = 17,30$ kN/m³)

É interessante verificar que, quer a rigidez, quer a dissipação de energia, registadas no ensaio escalonado ao longo do intervalo de ciclos com semi-amplitude de 1 mm, apresentam valores próximos dos obtidos no ensaio realizado com semi-amplitude constante, o que indica que a variação da semi-amplitude do deslocamento nos ciclos anteriores ao intervalo em consideração não teve uma influência significativa nos valores da rigidez e dissipação de energia registados nesse intervalo.

Refira-se, por fim, que os resultados obtidos para a interface envolvendo a geogrelha biaxial corroboram as tendências observadas para a interface em análise.

4.3.4. COMPORTAMENTO PÓS-CÍCLICO DAS INTERFACES SOLO RESIDUAL DO GRANITO-GEOGRELHA

Como se referiu anteriormente, o comportamento das interfaces SRG-geogrelha depois de solicitadas ciclicamente foi analisado mediante a realização de ensaios de corte direto monotônico na sequência imediata dos ensaios cíclicos. A comparação dos resultados obtidos nos ensaios monotônicos pós-cíclicos com os relativos aos ensaios realizados sem carregamento cíclico prévio permitiu avaliar o efeito das ondas cíclicas sobre o comportamento das interfaces e tirar ilações acerca de uma eventual degradação da resistência ao corte.

Visto que da análise dos resultados obtidos para ambas as interfaces SRG-geogrelha resultaram conclusões semelhantes, efetua-se uma descrição do comportamento pós-cíclico de apenas uma das interfaces analisadas (interface SRG-GGRB).

A Figura 4.66 compara os resultados obtidos em dois ensaios de corte direto monotônico, realizados para condições experimentais idênticas (solo seco, $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ e $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$), e sem carregamento cíclico prévio, com os resultados de dois ensaios efetuados após a interface ter sido submetida a 40 ou a 400 ciclos de carregamento, com frequência de 0,5 Hz e semi-amplitude de deslocamento de 1 mm. Na Figura 4.67 ilustra-se o efeito do carregamento cíclico descrito sobre o comportamento da interface quando o solo presente se encontra com o teor em água correspondente ao teor ótimo.

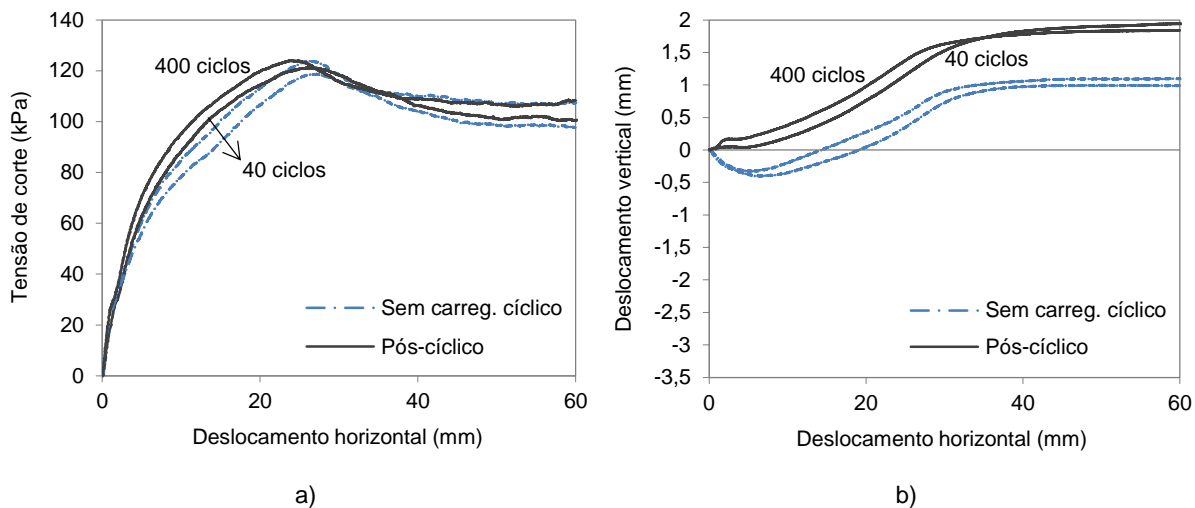


Figura 4.66 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ou 400 ciclos, $f = 0,5 \text{ Hz}$ e $\Delta_a = 1 \text{ mm}$), no ensaio realizado com solo seco, $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ e $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento

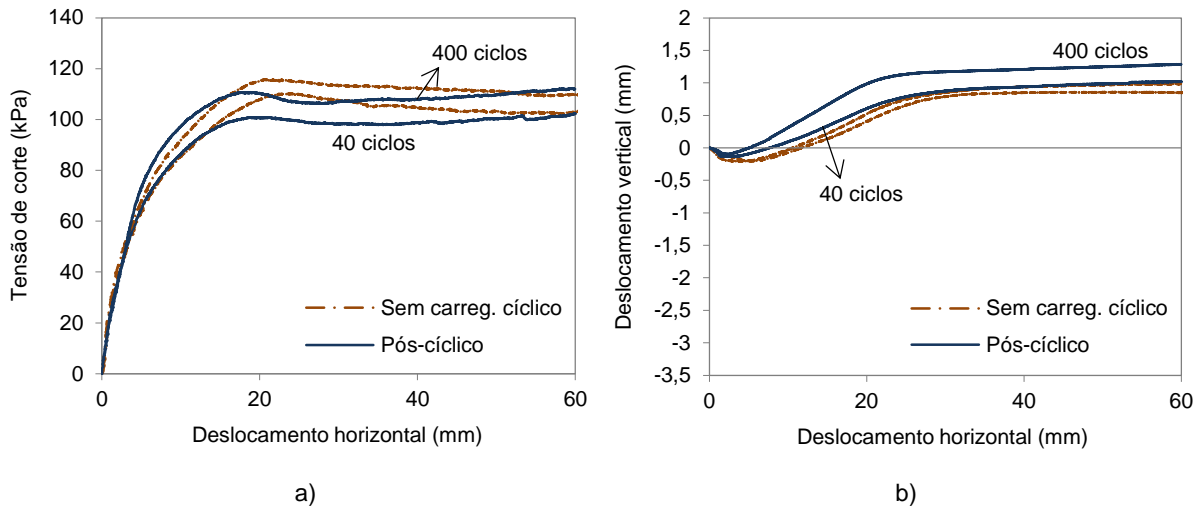


Figura 4.67 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ou 400 ciclos, $f = 0,5$ Hz e $\Delta_a = 1$ mm), no ensaio realizado com $w = w_{ót}$, $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento

As curvas tensão de corte-deslocamento obtidas nos ensaios de corte direto realizados com ou sem carregamento cíclico prévio apresentam evoluções semelhantes (Figuras 4.66a e 4.67a), tendo-se verificado, apenas no caso do ensaio realizado com solo húmido, e na sequência da aplicação de 40 ciclos de carregamento, uma ligeira degradação da resistência ao corte máxima da interface (cerca de 9%), comparativamente com o valor médio registado nos ensaios efetuados sobre provetes intactos (Figura 4.67a).

Os deslocamentos verticais registados no centro da placa de carregamento ao longo dos ensaios realizados com ou sem carregamento cíclico prévio (Figuras 4.66b e 4.67b) apresentam, no entanto, evoluções diferenciáveis, sobretudo no caso dos ensaios efetuados com provetes secos (Figura 4.66b). Após solicitação cíclica, os provetes tendem a exibir uma deformabilidade inicial mais reduzida, o que estará associado ao aumento da compacidade do solo induzido pelo carregamento cíclico prévio.

Nas Figuras 4.68 e 4.69 ilustra-se o efeito de diferentes carregamentos cíclicos prévios, compostos por 40 ciclos, com frequência de 0,5 Hz e semi-amplitudes de deslocamento variáveis entre 1 e 10 mm, sobre o comportamento da interface em análise, quando o solo presente se encontra no estado seco e com o teor em água ótimo, respetivamente. Note-se que os resultados apresentados nestas figuras se referem, igualmente, a ensaios realizados com $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa.

Como se pode observar, independentemente do teor em água do solo, os valores máximos da resistência ao corte da interface registados nos ensaios efetuados após solicitações cíclicas com semi-amplitudes elevadas (5 e 10 mm) excedem consideravelmente (16% e 33%, nos ensaios realizados com solo seco, e 15% e 27%, nos ensaios realizados com $w = w_{ót}$, para $\Delta_a = 5$ mm e $\Delta_a = 10$ mm, respetivamente) os valores obtidos nos ensaios monotónicos efetuados sobre as amostras intactas, o que estará relacionado com o aumento da compacidade do solo induzido pelos ciclos de carregamento. Por outro lado, a resistência da interface para grandes deslocamentos parece não ser significativamente afetada pelo carregamento cíclico prévio (Figuras 4.68a e 4.69a).

Em resultado do aumento da compacidade do solo, os provetes previamente submetidos a ensaios cíclicos com semi-amplitudes de deslocamento de 5 e 10 mm exibem ângulos de dilatância claramente superiores aos registados nos restantes ensaios (Figuras 4.68b e 4.69b).

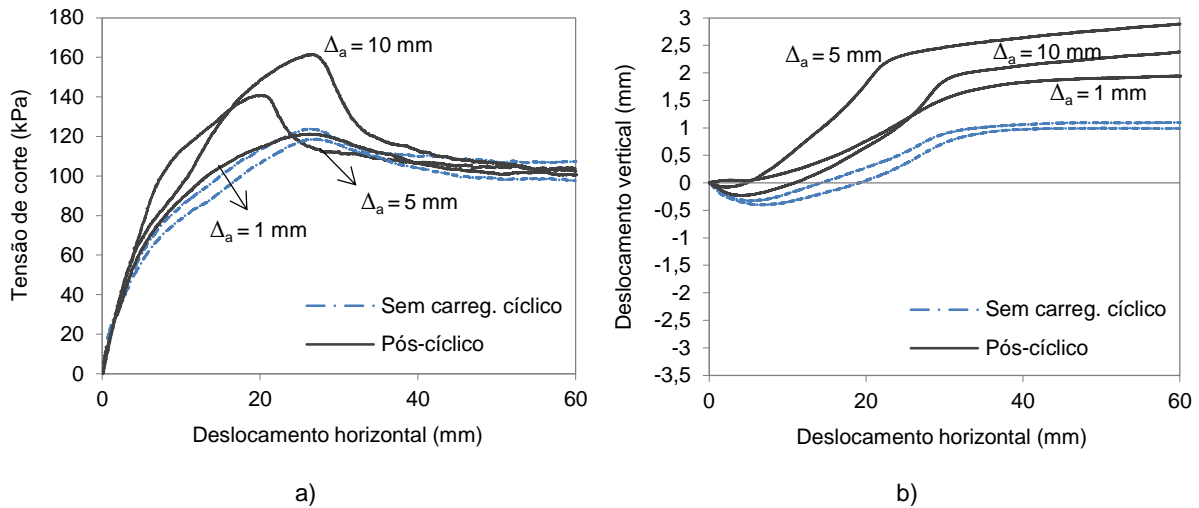


Figura 4.68 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,5$ Hz e $\Delta_a = 1, 5$ ou 10 mm), no ensaio realizado com solo seco, $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento

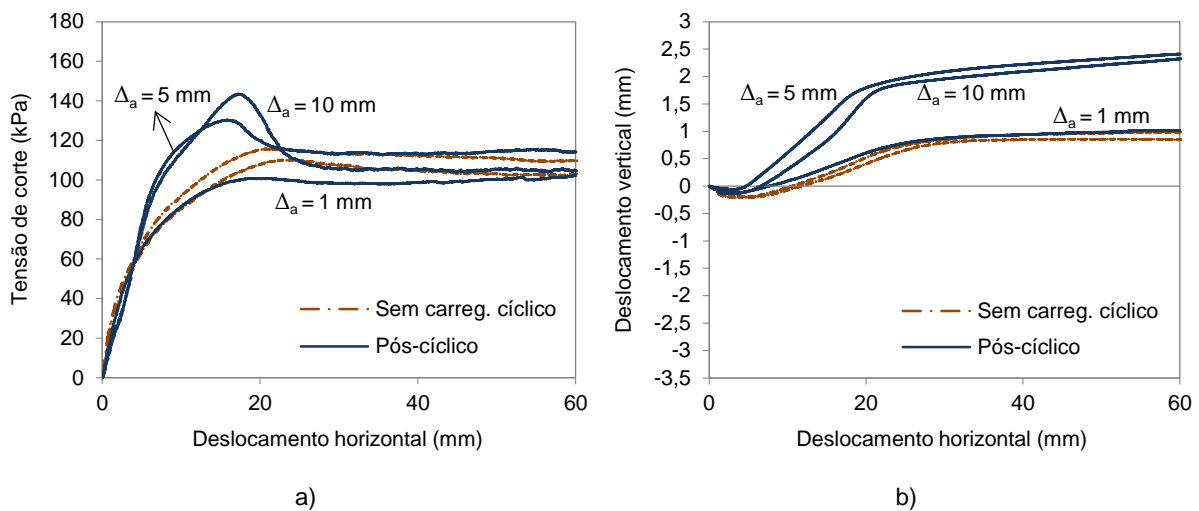


Figura 4.69 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,5$ Hz e $\Delta_a = 1, 5$ ou 10 mm), no ensaio realizado com $w = w_{ót}$, $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento

O comportamento da interface após o término dos ensaios cíclicos realizados com diferentes frequências (0,05; 0,5 e 5 Hz) e com a semi-amplitude de deslocamento de 1 mm pode ser analisado através dos resultados apresentados nas Figuras 4.70 e 4.71, relativos aos ensaios efetuados com amostras secas e com o teor em água ótimo, respetivamente. Os resultados referem-se, uma vez mais, a ensaios realizados com provetes compactos ($\gamma_d = 17,30$ kN/m³), para a tensão normal de 100 kPa.

As curvas da tensão de corte em função do deslocamento horizontal, ilustradas na Figura 4.70(a), revelam que, independentemente da frequência das ondas cíclicas, não ocorreu degradação da resistência ao corte da interface envolvendo o solo seco. Contudo, para a interface envolvendo o solo compactado com o teor em água ótimo (Figura 4.71a), registou-se uma ligeira degradação de

resistência (não ultrapassando os 9%) nos ensaios monotônicos realizados na sequência da aplicação de carregamentos cíclicos com frequências de 0,05 e 0,5 Hz.

Os resultados apresentados nas Figuras 4.70(b) e 4.71(b) reforçam a tendência para a obtenção de acréscimos de volume mais pronunciados nos ensaios monotônicos pós-cíclicos, relativamente aos observados nos ensaios realizados sobre amostras virgens, e sugerem que a frequência utilizada nos ensaios cíclicos não afeta significativamente a deformabilidade dos provetes ao longo dos ensaios monotônicos realizados após o seu término.

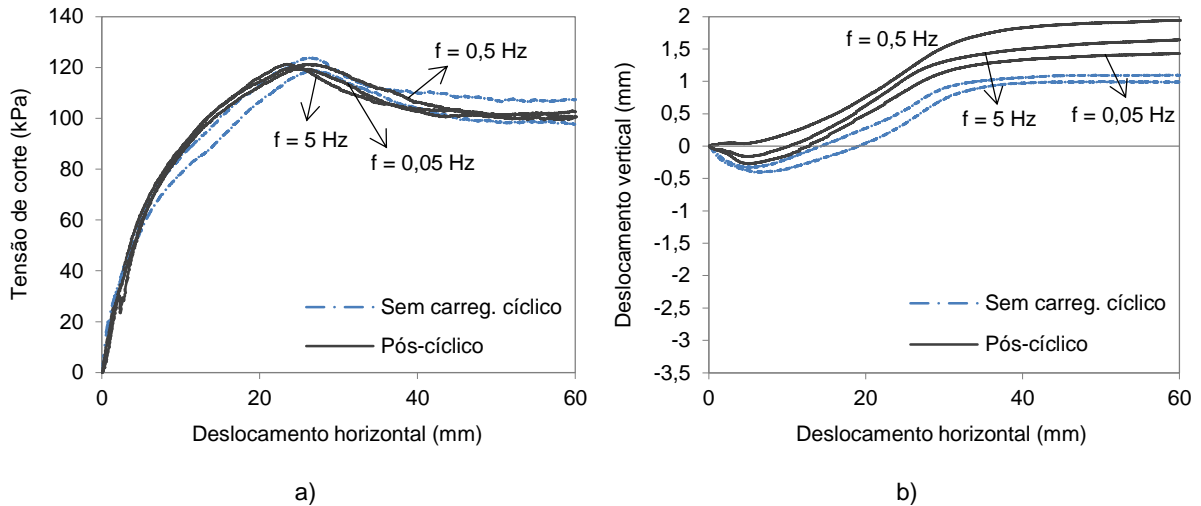


Figura 4.70 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,05; 0,5$ e 5 Hz e $\Delta_a = 1$ mm), no ensaio realizado com solo seco, $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento

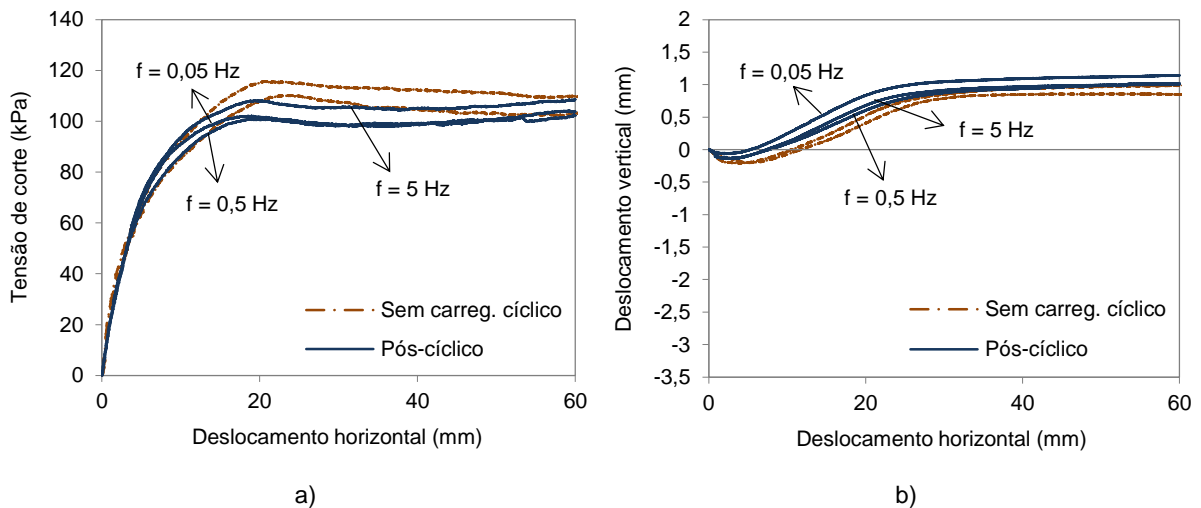


Figura 4.71 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,05; 0,5$ e 5 Hz e $\Delta_a = 1$ mm), no ensaio realizado com $w = w_{ót}$, $\gamma_d = 17,30$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento

Como se referiu, embora a grande maioria dos ensaios de corte direto cíclico tenha sido efetuada com tensão normal igual a 100 kPa, foram também realizados ensaios aplicando uma tensão normal inferior (50 kPa). A Figura 4.72 ilustra a influência dos carregamentos cíclicos prévios, compostos por 40 ciclos com semi-amplitude de 1 mm e frequências de 0,5 e 5 Hz, no comportamento pós-cíclico da interface, quando submetida a uma tensão normal de 50 kPa. Nesta figura apresentam-se resultados obtidos com o solo seco, compactado para o peso volúmico de 17,30 kN/m³. Na Figura 4.73 são ilustrados os resultados obtidos quando o solo foi compactado para o mesmo valor do peso volúmico seco, mas com o teor em água igual ao teor ótimo.

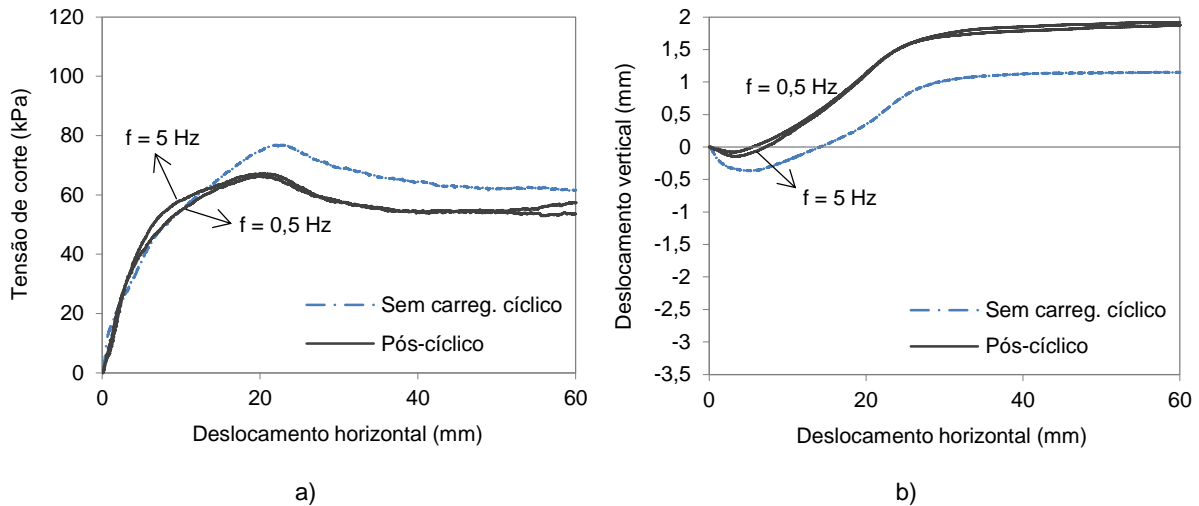


Figura 4.72 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,5$ ou 5 Hz e $\Delta_a = 1 \text{ mm}$), no ensaio realizado com solo seco, $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ e $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento

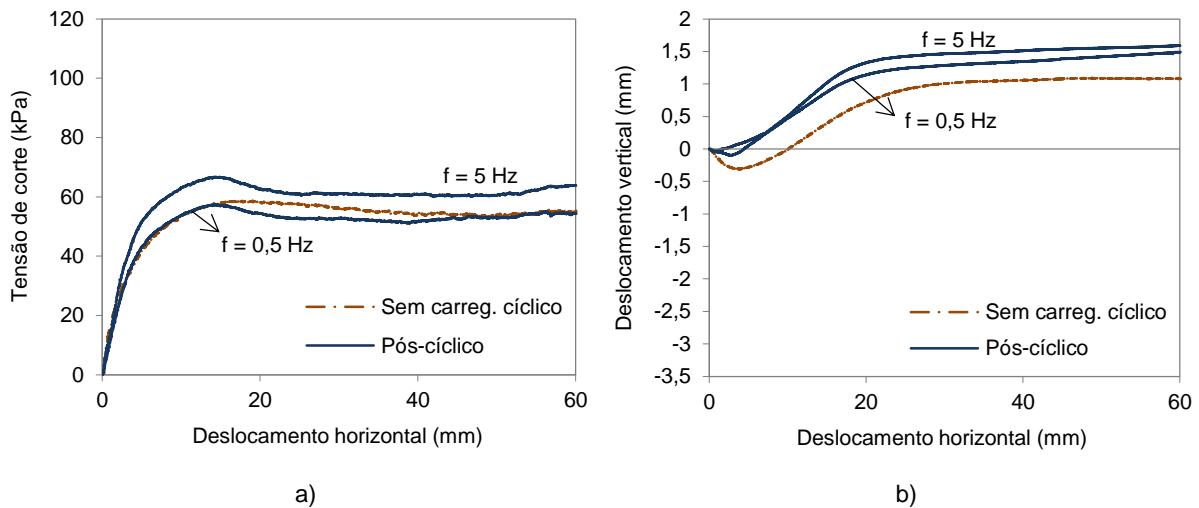


Figura 4.73 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,5$ ou 5 Hz e $\Delta_a = 1 \text{ mm}$), no ensaio realizado com $w = w_{ót}$, $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ e $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento

Constata-se, pela análise da Figura 4.72(a), que o carregamento cíclico prévio originou uma redução (cerca de 14%) na resistência ao corte da interface quando o solo foi ensaiado seco, com igual significado para as duas frequências analisadas. Porém, tal não se verificou nos ensaios realizados com solo húmido, tendo inclusivamente ocorrido um ganho de resistência após a sollicitação cíclica com frequência mais elevada (Figura 4.73a). Os deslocamentos verticais registados no centro dos provetes (Figuras 4.72b e 4.73b) evidenciam tendências semelhantes às que anteriormente se descreveram para os ensaios realizados com tensão normal de 100 kPa.

Os resultados dos ensaios pós-cíclicos apresentados até ao momento correspondem à interface entre a geogrelha biaxial e o solo residual do granito, compactado para um peso volúmico seco de $17,30 \text{ kN/m}^3$. O comportamento pós-cíclico da interface na presença de solo com menor compactidade (peso volúmico seco inicial de $15,31 \text{ kN/m}^3$), pode ser avaliado através das Figuras 4.74 e 4.75, que apresentam, respetivamente, resultados obtidos para amostras secas e com o teor em água ótimo. Os ensaios de corte direto pós-cíclicos cujos resultados se apresentam nestas figuras foram efetuados na sequência da aplicação de 40 ciclos de carregamento, com semi-amplitude de 1 mm e frequências de 0,5 e 5 Hz, impondo a tensão normal de 100 kPa.

Pela análise comparativa das tensões de corte mobilizadas nos ensaios pós-cíclicos e nos ensaios efetuados sem carregamento cíclico prévio é possível constatar que, independentemente do teor em água do solo, o carregamento cíclico não acarretou a degradação da resistência ao corte da interface, tendo-se verificado até um ligeiro acréscimo de resistência, particularmente após a sollicitação cíclica com frequência mais elevada (Figuras 4.74a e 4.75a).

Os deslocamentos verticais registados ao longo dos ensaios pós-cíclicos (Figuras 4.74b e 4.75b) refletem uma menor deformabilidade dos provetes e inclusivamente dilatância positiva, no caso do solo seco, que se atribuem ao aumento da compactidade do solo causado pelo carregamento cíclico prévio. Este aumento de compactidade estará na base da obtenção de valores superiores de resistência ao corte na interface.

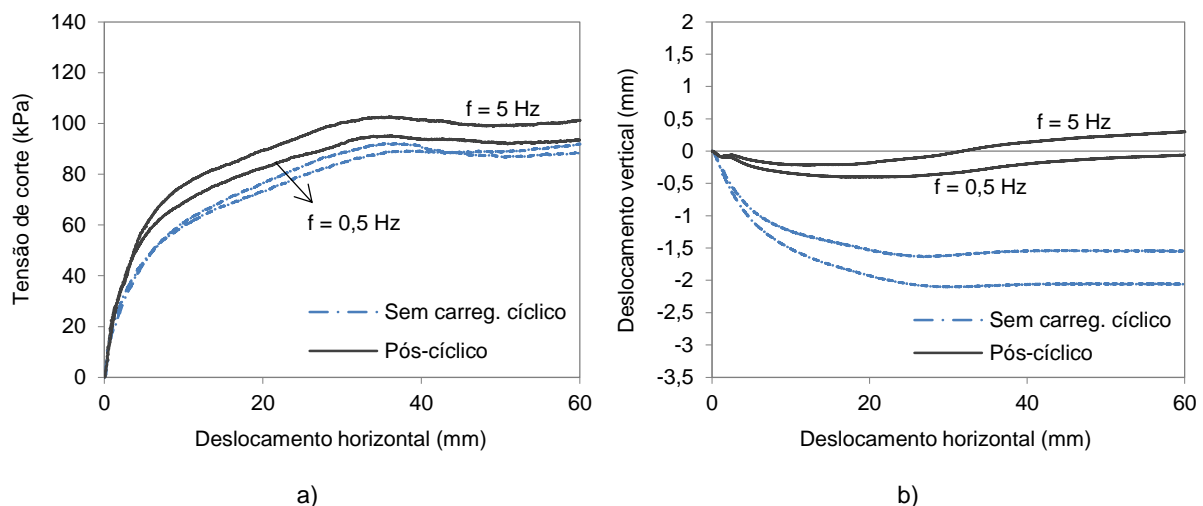


Figura 4.74 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,5$ ou 5 Hz e $\Delta_a = 1 \text{ mm}$), no ensaio realizado com solo seco, $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$ e $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento

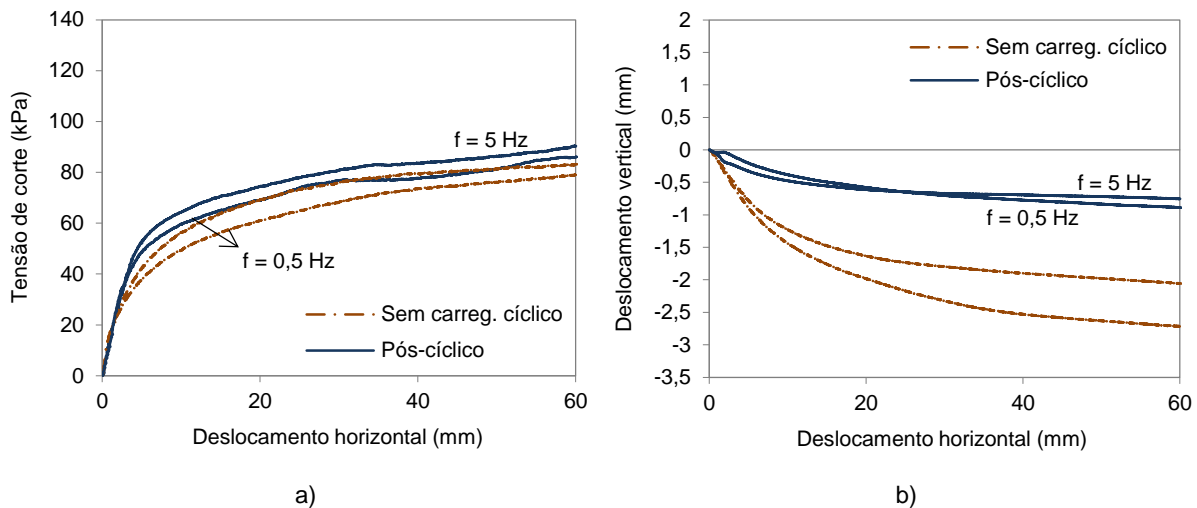


Figura 4.75 - Efeito do carregamento cíclico prévio (40 ciclos, $f = 0,5$ ou 5 Hz e $\Delta_a = 1$ mm), no ensaio realizado com $w = w_{ót}$, $\gamma_d = 15,31$ kN/m³ e $\sigma_n = 100$ kPa, sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento

As conclusões retiradas a partir dos ensaios de corte direto monotônico, executados sobre a interface em análise (envolvendo o solo depositado inicialmente com $\gamma_d = 15,31$ kN/m³), após a aplicação de 40 ciclos de carregamento, com frequência de $0,5$ Hz e semi-amplitude igual a 1 mm, mas em que foi imposta a tensão normal de 50 kPa, foram semelhantes às que se apresentaram nos parágrafos anteriores, com base nos resultados obtidos para a tensão normal de 100 kPa.

Em síntese, da observação do comportamento pós-cíclico das interfaces SRG-geogrelha analisadas, pode concluir-se que, na sequência da aplicação de solicitações cíclicas mais intensas (semi-amplitudes ou frequências mais elevadas), não se verifica a degradação da resistência ao corte da interface, visto que as mesmas induzem um aumento significativo da compacidade do solo.

Por outro lado, após a aplicação de carregamentos cíclicos mais moderados, pode ocorrer uma ligeira redução da resistência ao corte da interface, comparativamente com a registada nos ensaios monotônicos efetuados sem carregamento cíclico prévio. Para as condições analisadas neste estudo, essa redução não ultrapassou os 14% , sendo que parte desse valor pode ainda estar associado à própria variabilidade nos resultados dos ensaios.

4.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo, foram apresentados e discutidos os resultados do programa experimental de corte direto, realizado com o objetivo de caracterizar a resistência ao corte de dois solos, em condições de carregamento monotônico, e de analisar o comportamento de diversas interfaces solo-geossintético sob carregamento monotônico e cíclico.

Com base nos resultados dos ensaios de corte direto efetuados com carregamento monotônico, foi possível generalizar as seguintes conclusões.

- A compacidade do solo exerce uma influência determinante sobre a sua resistência ao corte, e das interfaces solo-geossintético, independentemente da tensão normal aplicada e do teor em água. A resistência máxima atingida durante o corte aumenta de forma significativa com a compacidade do solo, observando-se a tendência inversa no que se refere ao deslocamento horizontal para o qual é

mobilizada. A influência da compactidade do solo na resistência ao corte das interfaces solo-geossintético tende a ser mais relevante quando o geossintético envolvido é uma geogrelha.

- A resistência ao corte do solo residual do granito reduz progressivamente com o teor em água das amostras. Para teores em água de valor igual ou inferior ao teor ótimo, o ângulo de atrito do solo não é significativamente afetado pelo aumento do teor em água, contrariamente ao que se verifica em termos de coesão, que reduz consideravelmente.
- O aumento do teor em água do solo residual do granito pode causar uma redução significativa na resistência ao corte das interfaces com os diferentes geossintéticos. Os resultados obtidos usando solo seco e amostras compactadas com teor em água igual a $0,5 w_{ót}$ evidenciaram uma redução máxima de resistência ao corte de cerca de 20%. Quando o teor em água aumentou de $0,5 w_{ót}$ para $w_{ót}$, a resistência ao corte das interfaces diminuiu até cerca de 22%. Por sua vez, o aumento do teor em água de $w_{ót}$ para $1,5 w_{ót}$ conduziu a um decréscimo de resistência que atingiu, aproximadamente, 27%. Convém, contudo, salientar que o nível de influência do teor em água do solo na resistência ao corte das interfaces solo-geossintético depende das restantes condições experimentais (tipo de geossintético, compactidade do solo e tensão normal).
- A eficiência do tipo de geossintético utilizado, em termos de mobilização da resistência ao corte da interface solo-geossintético, está dependente da granulometria do solo envolvido. A geogrelha biaxial demonstrou ser o geossintético mais adequado para o reforço dos solos estudados, sendo atingidos, nas interfaces com esta geogrelha, os valores mais elevados de resistência ao corte. Contudo, no que se refere aos geossintéticos menos apropriados para o reforço dos diferentes solos, as conclusões são condicionadas pelo tipo de solo: à areia limpa corresponde a geogrelha uniaxial, enquanto ao solo residual do granito correspondem o geotêxtil não tecido e o geocompósito de reforço.
- Em geral, não se observaram diferenças significativas entre os resultados dos ensaios de corte direto executados com vista à caracterização das interfaces envolvendo as duas faces distintas do geocompósito de reforço.
- Os ângulos de dilatância da areia e do solo residual do granito na rotura aumentam significativamente com a compactidade dos provetes, tendendo a reduzir com a tensão normal aplicada e, para o solo residual do granito, com o teor em água.
- Nos ensaios efetuados com solo solto, a contração vertical dos provetes tende a aumentar com a tensão normal aplicada e com o teor em água do solo. Por outro lado, quando o solo é ensaiado num estado mais compacto, a dilatação dos provetes tende a aumentar com a redução da tensão normal e do teor em água.
- O tipo de suporte (isto é, base rígida ou base de solo) utilizado nos ensaios de corte direto das interfaces solo-geotêxtil influencia os resultados obtidos, particularmente quando o solo é ensaiado com maior índice de compactidade. Nos ensaios das interfaces solo residual do granito-geotêxtil realizados com solo solto, a utilização da base de solo resultou num acréscimo do deslocamento horizontal correspondente à mobilização da tensão de corte máxima e numa maior contração vertical dos provetes durante o corte. Nos ensaios realizados com solo denso, a utilização da base de solo originou um aumento da resistência máxima registada, bem como acréscimos de volume mais significativos, sugerindo que a base rígida tende a restringir a dilatância do solo.
- Os coeficientes de resistência das interfaces areia-geossintético variaram entre 0,67 e 1,12, para as interfaces envolvendo as geogrelhas, e entre 0,72 e 1,06, para as interfaces envolvendo os geotêxteis. Os coeficientes de resistência das interfaces solo residual do granito-geossintético

variaram entre 0,71 e 0,99, para as interfaces com as geogrelhas, e entre 0,54 e 0,85, para as restantes interfaces analisadas.

- Em termos globais, as interfaces areia-geossintético tendem a apresentar uma resistência ao corte inferior à mobilizada nas interfaces com o solo residual do granito, diferença que se acentua, sobretudo, quando os solos são ensaiados com maior compactidade e quando, simultaneamente, são utilizadas geogrelhas.

Da análise dos resultados dos ensaios de corte direto realizados para a caracterização do comportamento cíclico e pós-cíclico das interfaces solo residual do granito-geogrelha, destacam-se as seguintes conclusões.

- A rigidez das interfaces solo-geogrelha aumenta com o número de ciclos de carregamento, até um determinado limite, verificando-se o oposto quanto à dissipação de energia, que tendencialmente diminui. Quer a rigidez, quer a dissipação de energia tendem a estabilizar após um determinado número de ciclos, que aumenta significativamente com o teor em água do solo.
- Nos ensaios realizados com frequência de 5 Hz, a semi-amplitude do deslocamento efetivamente registado nos primeiros ciclos de carregamento não atingiu o valor predefinido. Por esse motivo, as interfaces apresentaram rigidez mais elevada ao longo dos primeiros ciclos, a qual reduziu progressivamente até ser atingido o valor de semi-amplitude previamente estabelecido.
- A rigidez da interface solo-GGRU assumiu valores inferiores quando a mesma foi solicitada por ondas cíclicas com frequência de 5 Hz, comparativamente com os valores registados nos ensaios com frequências de 0,05 e 0,5 Hz. Contudo, a rigidez da interface solo-GGRB revelou-se pouco sensível à variação da frequência de ensaio. Em geral, a dissipação de energia nos ensaios realizados com frequência de 5 Hz atingiu valores consideravelmente superiores aos obtidos aquando da aplicação de solicitações cíclicas com frequências mais reduzidas.
- A rigidez das interfaces diminui com a semi-amplitude do deslocamento imposto, sendo a redução particularmente significativa para as semi-amplitudes mais baixas (isto é, entre 1 e 5 mm). Por outro lado, para as semi-amplitudes mais elevadas, a variação da rigidez com o número de ciclos de carregamento torna-se menos perceptível. Em termos de dissipação de energia, esta assumiu, tendencialmente, valores inferiores nos ensaios efetuados com a semi-amplitude de 5 mm e valores superiores nos ensaios com semi-amplitude mais elevada (10 mm).
- Embora a amplitude de deslocamento tenha atingido, nos ensaios executados com a semi-amplitude mais elevada, valores da mesma ordem de grandeza do deslocamento horizontal correspondente à mobilização da resistência máxima nos ensaios de corte direto monotónico, não ocorreu a rotura das interfaces nos ensaios de corte direto cíclico. Atribui-se, a este facto, o aumento da compactidade do solo induzido pelo carregamento cíclico.
- Tal como seria de esperar, a rigidez das interfaces solo-geogrelha aumenta com a compactidade do solo, independentemente da geogrelha utilizada, do teor em água do solo, da frequência de ensaio e da tensão normal aplicada.
- A rigidez das interfaces solo-geogrelha e a dissipação de energia aumentam com a tensão normal aplicada no ensaio, independentemente da geogrelha utilizada e do teor em água do solo.
- Nos ensaios escalonados, a taxa de incremento da semi-amplitude da tensão de corte mobilizada nas interfaces ao 20.º ciclo dos diferentes escalões tende a diminuir com a semi-amplitude do deslocamento. A rigidez das interfaces tende a reduzir com a semi-amplitude do deslocamento,

exibindo variações mais significativas nos escalões inferiores, particularmente para valores de semi-amplitude inferiores a 1 mm.

- Na sequência da aplicação de cargas cíclicas mais intensas, não se verifica a degradação da resistência ao corte das interfaces solo-geogrelha, o que se atribui ao aumento da compactidade do solo induzido pela solicitação cíclica. Por outro lado, após a aplicação de carregamentos cíclicos mais moderados, tende a ocorrer uma ligeira redução da resistência ao corte das interfaces, que, para as condições analisadas, não ultrapassou os 14%.

A utilização dos piezómetros nos ensaios de corte direto monotônico e cíclico realizados com o solo residual do granito compactado com teores em água iguais a $w_{ót}$ e $1,5 w_{ót}$ permitiu ainda constatar que, à exceção dos ensaios monotônicos envolvendo os provetes mais próximos da saturação (isto é, com o teor em água de $1,5 w_{ót}$ e o peso volúmico seco de $17,30 \text{ kN/m}^3$) e dos ensaios cíclicos com solicitações mais intensas (ensaios escalonados e ensaios com semi-amplitude de 10 mm), não foram registados excessos de pressão intersticial, quer durante o carregamento vertical, quer durante a fase de corte. Os acréscimos de pressão intersticial gerados nos referidos ensaios dissiparam-se de forma relativamente célere, o que está relacionado, por um lado, com a granulometria do solo utilizado e, por outro, com as características do equipamento de ensaio, que não permite controlar a drenagem de água das amostras.

5

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O ensaio de corte em plano inclinado é tipicamente utilizado para a caracterização dos mecanismos de interação nas interfaces solo-geossintético e geossintético-geossintético situadas sobre superfícies inclinadas e em que o movimento relativo com maior probabilidade de ocorrência é o de corte.

Este ensaio tem particular interesse quando se pretende simular a aplicação de geossintéticos sobre 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, situações em que a tensão de confinamento é geralmente baixa e em que a rotura frequentemente ocorre por falta de resistência nas interfaces entre os diferentes materiais. 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 e a presença de tensões normais reduzidas.

Ao longo do presente capítulo, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de corte em plano inclinado, realizados com o objetivo de caracterizar a resistência ao corte das interfaces entre o solo residual do granito e os diferentes geossintéticos, para valores da tensão vertical entre 5 e 25 kPa, e de avaliar a influência do tipo de geossintético, do teor em água e da compactação do solo no comportamento dessas interfaces.

Como se referiu no Capítulo 3, foram utilizados quatro geossintéticos (duas geogrelhas, um geocompósito de reforço e um geotêxtil) e analisadas três condições de humidade do solo (seco, com o teor em água igual a metade do teor ótimo e ainda com o teor em água ótimo). Para avaliar o efeito da compactação do solo, foram adotados diferentes valores do peso volúmico seco: 15,31 kN/m³ e 16,40 kN/m³.

Este capítulo começa por introduzir alguns aspetos relacionados com o tratamento e análise dos resultados dos ensaios de corte em plano inclinado, seguindo-se a apresentação dos resultados obtidos e o estudo dos diversos fatores que influenciam o comportamento das interfaces.

Dado que a resistência ao corte das interfaces solo-geossintético consideradas no presente estudo foi também caracterizada através de ensaios de corte direto (Capítulo 4), é posteriormente apresentada uma análise comparativa dos resultados dos dois tipos de ensaio, quer em termos das curvas deslocamento-tensão de corte normalizada, quer dos parâmetros de resistência ao corte das interfaces.

Por último, são expostas as principais conclusões do estudo efetuado.

5.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS

5.2.1. ABORDAGEM CONVENCIONAL

O ensaio de corte em plano inclinado permite analisar a evolução do deslocamento da meia-caixa superior à medida que a inclinação da caixa de corte aumenta a um ritmo constante. De acordo com a norma de ensaio EN ISO 12957-2 (2005), o ângulo de deslizamento (β) corresponde à inclinação para a qual é atingido um deslocamento da meia-caixa superior de 50 mm. A determinação do ângulo de atrito da interface solo-geossintético (ϕ_{sg}) pressupõe o cálculo da tensão normal (σ_n) e da tensão de corte (τ) no momento do deslizamento (isto é, para a inclinação β).

A tensão normal e a tensão de corte no momento do deslizamento podem ser calculadas através das equações (5.1) e (5.2), respetivamente:

$$\sigma_n = \frac{F_v \cos \beta}{A} \quad (5.1)$$

$$\tau = \frac{F_v \sin \beta + f(\beta)}{A} \quad (5.2)$$

em que, F_v representa a força vertical que atua na interface, A é a área de contacto solo-geossintético e $f(\beta)$ é a força necessária para impedir o deslizamento da meia-caixa superior vazia quando a base está inclinada de β , aplicada na direção da superfície de deslizamento.

O ângulo de atrito da interface é calculado através da equação (5.3), devendo o resultado do ensaio ser expresso em termos do valor médio do ângulo de atrito referente aos três provetes ensaiados sob condições de repetibilidade. O desvio padrão e o coeficiente de variação devem também ser indicados.

$$\text{tg } \phi_{sg} = \frac{\tau}{\sigma_n} \Rightarrow \phi_{sg} = \arctg \frac{\tau}{\sigma_n} \quad (5.3)$$

O procedimento preconizado na norma do ensaio para a caracterização da resistência ao corte da interface solo-geossintético baseia-se na determinação do ângulo de atrito da interface, não prevendo a existência de uma parcela de resistência associada à coesão aparente.

Tal como se mencionou anteriormente, a resistência ao corte da interface solo-geossintético é normalmente caracterizada pela extensão do critério de rotura de Mohr-Coulomb aplicável aos solos. No caso das interfaces envolvendo areias e solos granulares em geral, no estado seco, a envolvente de rotura apresentará coesão nula ou aproximadamente nula. No entanto, os solos residuais do granito em condições não saturadas são suscetíveis de apresentar uma envolvente de rotura com coesão aparente não nula, devido à sucção matricial (pressão negativa que se desenvolve na água dos meniscos, originando tensões capilares), o que será também aplicável às interfaces solo-geossintético envolvendo os referidos solos.

Deste modo, para além da análise realizada com base nas recomendações da norma Europeia, é considerada uma abordagem distinta para o tratamento dos resultados dos ensaios de corte em plano inclinado, baseada na definição da envolvente de rotura da interface.

5.2.2. ABORDAGEM BASEADA NA DEFINIÇÃO DA ENVOLVENTE DE ROTURA

A determinação dos parâmetros de resistência ao corte da interface solo-geossintético através dos resultados dos ensaios de corte em plano inclinado será efetuada definindo a envolvente de rotura da interface. Essa envolvente será obtida a partir dos três pares de valores da tensão normal e da tensão de corte correspondentes à inclinação da caixa de corte no momento do deslizamento (inclinação β).

Caso exista uma parcela de resistência ao corte associada à coesão aparente, o valor do ângulo de atrito obtido pela presente abordagem será inferior (logo mais conservativo) aos valores do ângulo de atrito calculados através da metodologia convencional, para cada valor da tensão vertical, na qual a parcela coesiva é desprezada.

5.2.3. ANÁLISE DO PROCESSO DE DESLIZAMENTO

Como se referiu, o ensaio de corte em plano inclinado, quando interpretado de acordo com a norma Europeia, permite determinar o ângulo de atrito da interface, com base na inclinação à qual corresponde um deslocamento da meia-caixa superior de 50 mm. No entanto, alguns autores consideram que, a partir deste tipo de ensaio, é possível obter informação adicional importante (Reyes Ramirez e Gourc, 2003; Gourc e Reyes Ramirez, 2004; Pitanga *et al.*, 2009). De acordo com Pitanga *et al.* (2009), a análise do comportamento das interfaces durante as várias fases do processo de deslizamento permite caracterizar de forma mais realista a sua resistência ao corte, bem como distinguir interfaces que, embora exibam ângulos de atrito idênticos, apresentem diferentes comportamentos antes de ser atingido o valor alvo do deslocamento (50 mm).

No presente trabalho, a análise do comportamento da interface SRG-GGRB durante o movimento de corte em plano inclinado será efetuada mediante a avaliação de dois parâmetros: o ângulo de inclinação correspondente ao início do movimento relativo entre o solo contido na meia-caixa superior e o geossintético (β_d) e o deslocamento a partir do qual se inicia o deslizamento brusco da meia-caixa superior (d_s), tal como indicado na Figura 5.1.

Enquanto β_d fornece informação acerca da inclinação necessária para que tenha início o processo de deslizamento, d_s permite avaliar a magnitude do deslizamento gradual da meia-caixa superior.

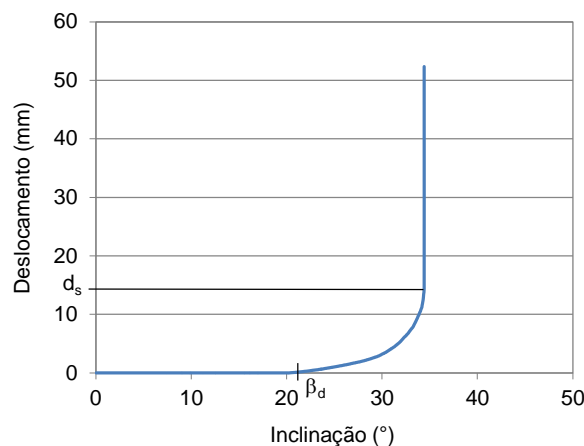


Figura 5.1 - Definição dos parâmetros β_d e d_s

5.3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.3.1. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Com o propósito de avaliar a repetibilidade do ensaio de corte em plano inclinado, foram ensaiados três provetes do mesmo geossintético para cada combinação de parâmetros experimentais.

A Figura 5.2 ilustra a variação do deslocamento da meia-caixa superior em função da inclinação da caixa de corte relativa à interface entre o solo residual do granito, seco e com o peso volúmico de $15,31 \text{ kN/m}^3$, e a geogrelha biaxial, para tensões verticais de 5 kPa (Figura 5.2a), 10 kPa (Figura 5.2b) e 25 kPa (Figura 5.2c). Na Figura 5.3 encontram-se representadas as curvas deslocamento-inclinação obtidas nos ensaios efetuados com vista à caracterização da interface entre o mesmo solo (seco e com $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$) e o geotêxtil, para os três valores da tensão vertical. Em cada um dos gráficos apresentados podem ser visualizados os resultados referentes aos três provetes ensaiados.

As curvas ilustradas nestas figuras permitem identificar três fases distintas durante o ensaio: uma primeira fase em que a meia-caixa superior se mantém praticamente imóvel até uma determinada inclinação da caixa de corte, uma segunda fase em que aquela desliza gradualmente à medida que aumenta a inclinação e, por último, uma terceira fase caracterizada por um deslizamento brusco até ser atingido o valor do deslocamento que determina o final do ensaio (50 mm).

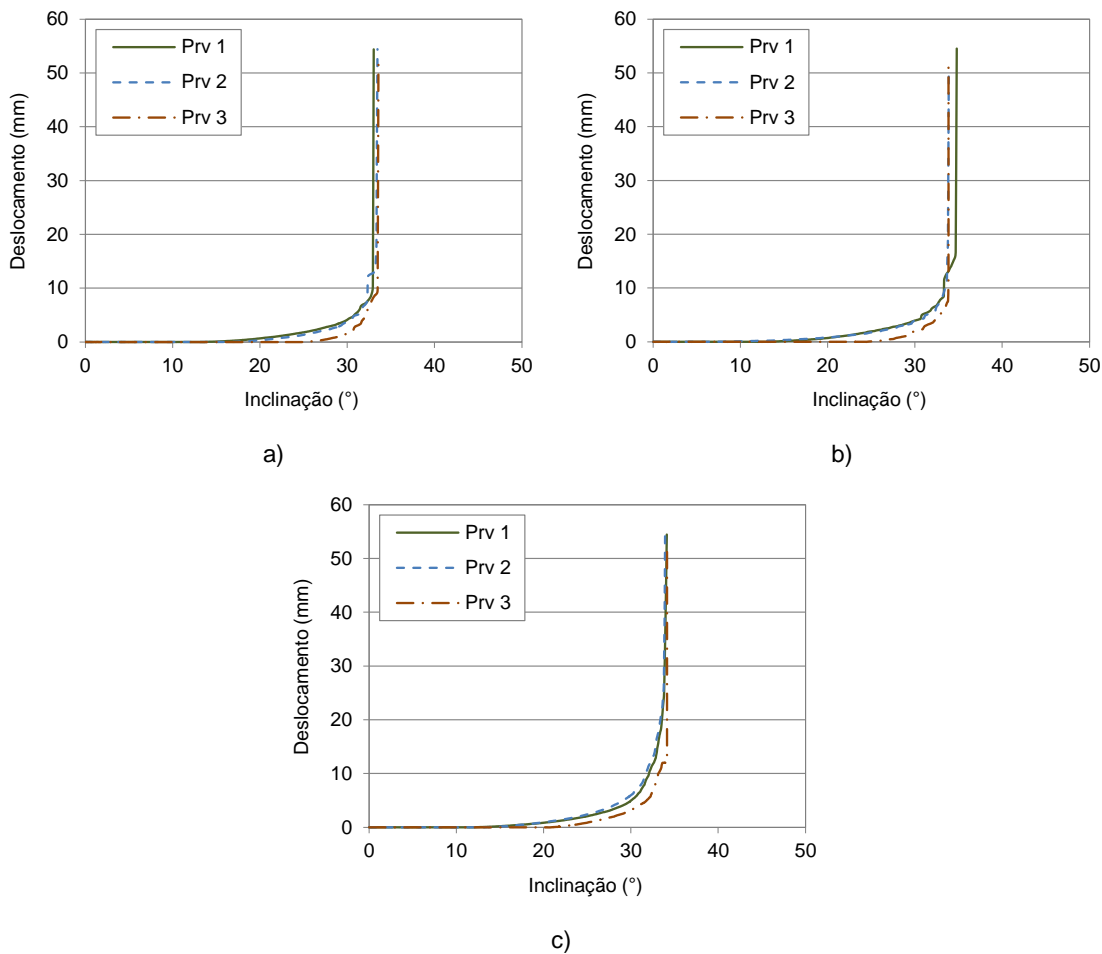


Figura 5.2 - Evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG (seco, $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$) – GGRB: a) $\sigma_v = 5 \text{ kPa}$; b) $\sigma_v = 10 \text{ kPa}$; c) $\sigma_v = 25 \text{ kPa}$

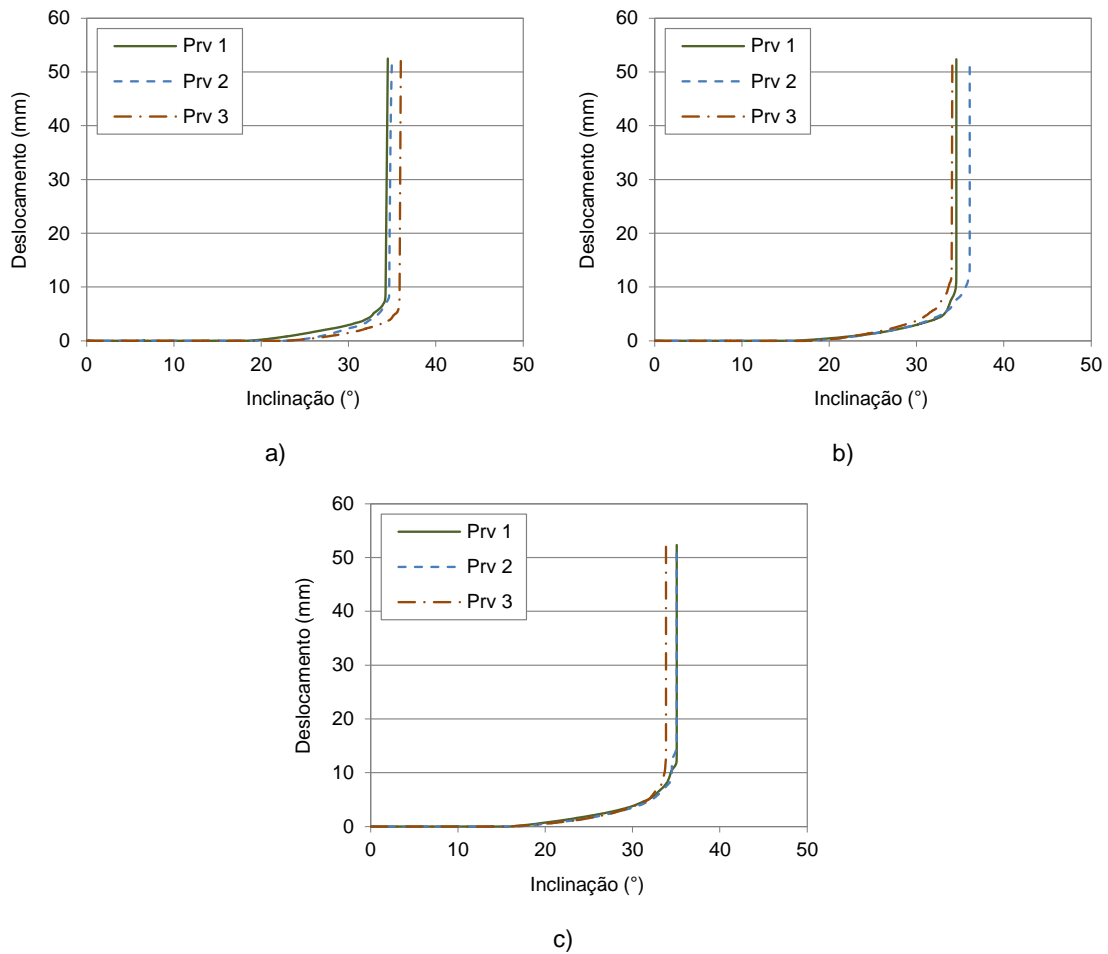


Figura 5.3 - Evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG (seco, $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$) – GTX: a) $\sigma_v = 5 \text{ kPa}$; b) $\sigma_v = 10 \text{ kPa}$; c) $\sigma_v = 25 \text{ kPa}$

O Quadro 5.1 exemplifica o cálculo do ângulo de atrito da interface solo-geossintético segundo o método convencional (EN ISO 12957-2:2005). Para a interface considerada (interface entre o solo residual do granito, seco e com $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$, e a geogrelha biaxial), submetida a uma tensão vertical de 5 kPa, o valor médio do ângulo de atrito ronda os 38°, sendo o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV) de 0,3° e 0,8%, respetivamente.

Quadro 5.1 - Cálculo do ângulo de atrito da interface SRG (seco, $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$) - GGRB para $\sigma_v = 5 \text{ kPa}$ (método convencional)

Provetes	β (°)	F_v (N)	A (m ²)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	τ/σ_n	ϕ_{sg} (°)
Provete 1	33,03	450	0,09	4,19	46,29	3,24	0,77	37,70
Provete 2	33,46	450	0,09	4,17	46,85	3,28	0,79	38,16
Provete 3	33,57	450	0,09	4,17	46,99	3,29	0,79	38,27
Média	33,36							38,04
DP	0,29							0,30
CV (%)	0,86							0,80

No Quadro 5.2 resumem-se os valores médios do ângulo de atrito das diferentes interfaces estudadas, estimados de acordo com a norma Europeia, para as tensões verticais de 5, 10 e 25 kPa, bem como os respetivos coeficientes de variação.

Importa salientar que, para algumas condições experimentais envolvendo o solo no estado mais compacto ($\gamma_d = 16,40 \text{ kN/m}^3$), o deslocamento da meia-caixa superior não atingiu o valor alvo estabelecido pela norma Europeia (50 mm). Para essas situações, indica-se o limite inferior do ângulo de atrito, determinado com base na inclinação máxima atingida no ensaio.

A análise do Quadro 5.2 permite concluir que os valores do ângulo de atrito das interfaces com solo solto ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$) situam-se no intervalo $32,64^\circ - 43,47^\circ$. Para as interfaces com solo mais compacto, o ângulo de atrito varia entre $40,13^\circ$ e $50,03^\circ$ (valor máximo que o equipamento permite avaliar).

Os resultados evidenciam uma tendência para a redução do ângulo de atrito com o aumento da tensão vertical aplicada, sendo a redução máxima registada de 19,8%. Esta constatação está de acordo com resultados obtidos por outros autores em estudos análogos (Costa-Lopes, 2000; Reyes Ramirez *et al.*, 2002; Pitanga *et al.*, 2009). De facto, a aplicação de uma força vertical mais elevada conduz ao aumento quer da componente normal dessa força (componente estabilizadora), quer da componente tangencial (componente instabilizadora). No entanto, o efeito do aumento da componente tangencial sobrepe-se ao efeito do aumento da componente normal.

Os coeficientes de variação em relação ao ângulo de atrito assumem valores entre 0,15% e 4,78%. Consideram-se estes valores como satisfatórios, evidenciando pequena variabilidade nos resultados dos ensaios e, portanto, adequada repetibilidade.

Quadro 5.2 - Valores médios do ângulo de atrito das interfaces (ϕ_{sg}) e coeficientes de variação (CV)

Interface	Condição do solo		5 kPa		10 kPa		25 kPa	
	w (%)	γ_d (kN/m ³)	Média (°)	CV (%)	Média (°)	CV(%)	Média (°)	CV(%)
SRG – GGRU	Seco	15,31	36,49	4,21	34,43	0,97	32,88	0,71
	0,5 $w_{ót}$	15,31	37,81	4,78	36,31	4,14	33,43	2,85
	$w_{ót}$	15,31	38,80	0,77	35,68	4,06	32,64	0,70
SRG – GGRB	Seco	15,31	38,04	0,80	36,61	1,51	35,05	0,35
	0,5 $w_{ót}$	15,31	43,47	2,92	38,16	2,34	36,04	0,81
	$w_{ót}$	15,31	39,03	2,22	36,91	3,22	35,26	3,02
	Seco	16,40	50,01	0,15	44,94	1,10	40,13	1,65
	0,5 $w_{ót}$	16,40	>50,03	-	>47,64	-	42,72	1,71
	$w_{ót}$	16,40	>50,03	-	46,67	1,86	41,81	1,23
SRG – GCR (face inferior)	Seco	15,31	37,01	2,32	37,15	3,00	35,57	1,42
	0,5 $w_{ót}$	15,31	41,40	1,43	37,07	0,84	34,22	0,62
	$w_{ót}$	15,31	41,01	2,03	37,06	1,59	33,01	0,69
SRG – GTX	Seco	15,31	39,47	2,01	37,13	2,87	35,55	2,02
	0,5 $w_{ót}$	15,31	41,66	2,71	37,70	1,07	34,62	1,95
	$w_{ót}$	15,31	40,97	3,09	36,89	3,62	33,06	0,29

O Quadro 5.3 reúne os valores dos parâmetros de resistência ao corte das interfaces analisadas, designadamente o ângulo de atrito (δ) e a coesão aparente (c_a), obtidos de acordo com a análise descrita em 5.2.2, bem como os coeficientes de determinação (R^2) referentes à definição das envolventes de rotura.

Embora, pelas razões apontadas anteriormente, não seja possível determinar os valores dos parâmetros de resistência para a interface SRG-GGRB envolvendo solo compacto e com $w = 0,5w_{ót}$, indicam-se os respetivos limites, tendo por base os resultados do único ensaio, efetuado nas referidas condições, em que ocorreu o deslizamento (ensaio realizado para $\sigma_v = 25$ kPa).

Constata-se, pela análise dos resultados apresentados no Quadro 5.3, que os valores do ângulo de atrito das interfaces SRG-geossintético com solo solto variam entre $30,73^\circ$ e $35,02^\circ$, estando os valores da coesão aparente compreendidos entre 0,33 e 1,20 kPa. Para as interfaces com solo mais compacto, os valores do ângulo de atrito e da coesão aparente situam-se nos intervalos $37,18^\circ - 38,40^\circ$ e 1,66 kPa - 2,00 kPa, respetivamente.

Quadro 5.3 - Parâmetros de resistência ao corte das interfaces SRG-geossintético

Interface	Condição do solo		Parâmetros de resistência		R^2
	w (%)	γ_d (kN/m ³)	δ (°)	c_a (kPa)	
SRG – GGRU	Seco	15,31	31,90	0,51	0,999
	0,5 $w_{ót}$	15,31	32,05	0,75	0,995
	$w_{ót}$	15,31	30,90	0,91	0,999
SRG – GGRB	Seco	15,31	34,19	0,47	0,999
	0,5 $w_{ót}$	15,31	34,15	0,98	0,999
	$w_{ót}$	15,31	34,20	0,57	0,996
	Seco	16,40	37,18	1,66	0,998
	0,5 $w_{ót}$	16,40	<39,22	>2,00	-
	$w_{ót}$	16,40	38,40	1,93	0,998
SRG – GCR (face inferior)	Seco	15,31	35,02	0,33	0,998
	0,5 $w_{ót}$	15,31	32,59	0,96	0,999
	$w_{ót}$	15,31	30,73	1,20	0,999
SRG – GTX	Seco	15,31	34,49	0,57	0,998
	0,5 $w_{ót}$	15,31	32,68	1,03	0,998
	$w_{ót}$	15,31	30,83	1,17	0,999

5.3.2. INFLUÊNCIA DO TEOR EM ÁGUA DO SOLO

A Figura 5.4 ilustra a influência do teor em água do solo na evolução das curvas deslocamento-inclinação relativas à interface entre o solo residual do granito, depositado com peso volúmico seco de 15,31 kN/m³, e a geogrelha uniaxial, para diferentes valores da tensão vertical aplicada: 5 kPa (Figura 5.4a), 10 kPa (Figura 5.4b) e 25 kPa (Figura 5.4c). Na Figura 5.5 representa-se o efeito do teor em água na evolução das curvas referentes à interface entre o solo residual do granito ($\gamma_d = 15,31$ kN/m³) e o geocompósito de reforço, para os mesmos valores da tensão vertical.

Como se pode observar, é apresentada apenas uma curva para cada valor do teor em água do solo, correspondente a um dos três provetes ensaiados. O provete selecionado é aquele cujo valor do ângulo de deslizamento mais se aproxima do valor médio obtido. Este critério será adotado ao longo do presente trabalho sempre que haja a necessidade de selecionar um provete representativo.

A Figura 5.4 mostra que o valor do ângulo de deslizamento da meia-caixa superior nos ensaios realizados sobre a interface SRG-GGRU envolvendo solo seco é, em geral, inferior ao registrado na presença de solo húmido, o que se poderá justificar pelo efeito favorável da sucção matricial no solo. Observa-se, ainda, que o valor do ângulo de deslizamento para a interface com solo compactado com o teor em água igual a metade do teor ótimo tende a ser superior ao que se obtém quando se utiliza o teor em água mais elevado.

Da análise da Figura 5.5 constata-se que a influência do teor em água do solo na resistência ao corte da interface SRG-GCR depende da tensão vertical aplicada. Com efeito, para a tensão vertical mais reduzida (Figura 5.5a), o ângulo de deslizamento assume um valor inferior quando o solo é ensaiado seco. No entanto, para a tensão vertical intermédia (Figura 5.5b), o efeito do teor em água do solo no valor do ângulo de deslizamento é praticamente desprezável. Quando é aplicada a tensão vertical de 25 kPa (Figura 5.5c), o ângulo de deslizamento reduz progressivamente com o aumento do teor em água do solo.

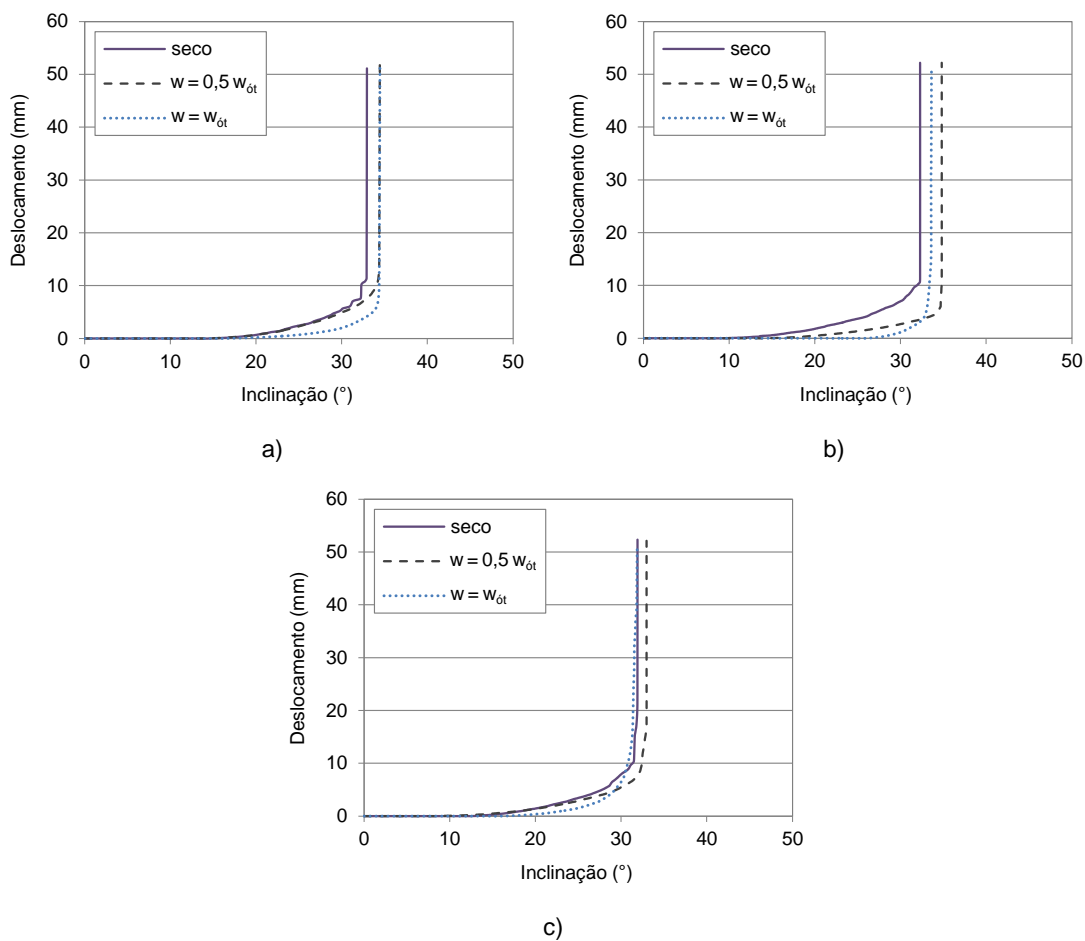


Figura 5.4 - Influência do teor em água do solo na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG ($\gamma_d = 15,31$ kN/m³) – GGRU: a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa

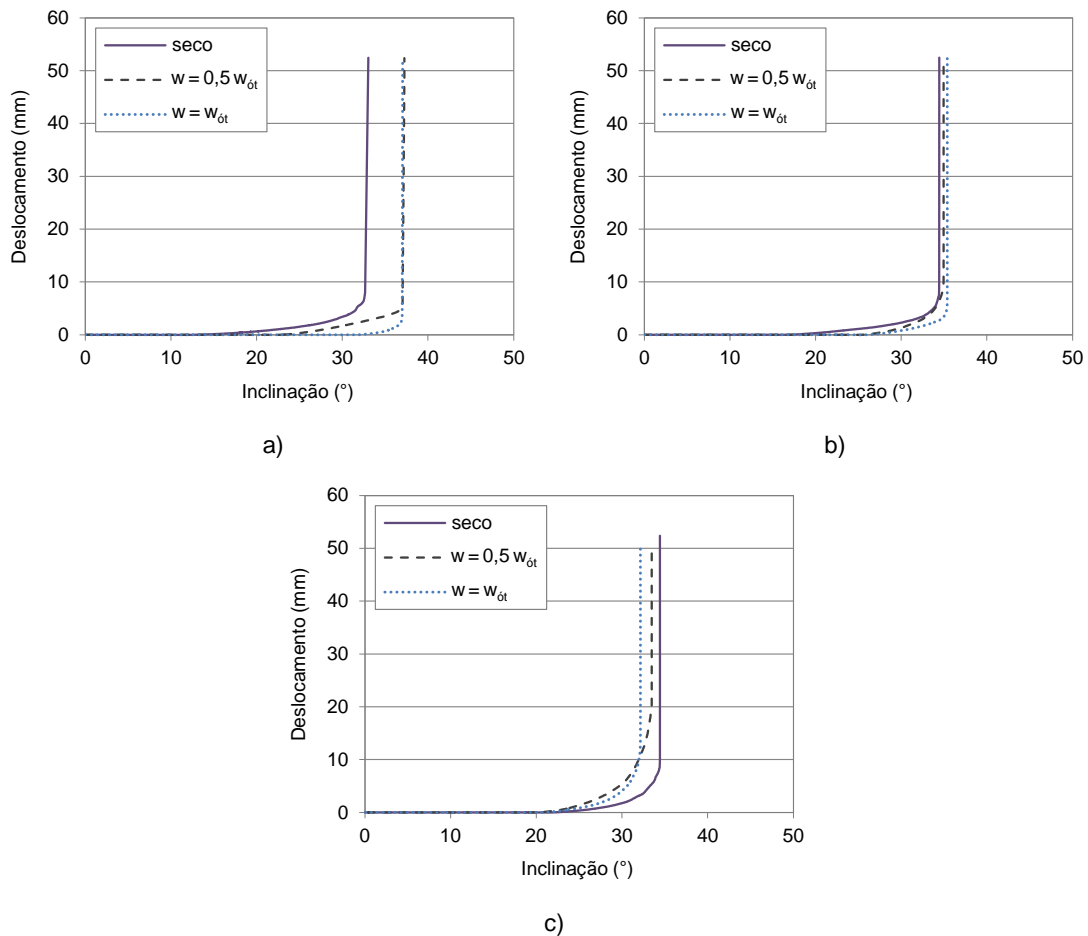


Figura 5.5 - Influência do teor em água do solo na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$) – GCR: a) $\sigma_v = 5 \text{ kPa}$; b) $\sigma_v = 10 \text{ kPa}$; c) $\sigma_v = 25 \text{ kPa}$

Na Figura 5.6 comparam-se as retas envolventes de rotura relativas às interfaces entre o solo residual do granito, com o peso volúmico seco de $15,31 \text{ kN/m}^3$, e os quatro geossintéticos utilizados, para as diferentes condições de humidade do solo. Os valores dos parâmetros de resistência ao corte das interfaces podem ser consultados no Quadro 5.3, anteriormente apresentado.

As Figuras 5.6(a) e 5.6(b), referentes às interfaces SRG-GGRU e SRG-GGRB, respetivamente, demonstram que a influência do teor em água do solo na resistência ao corte das interfaces solo-geogrelha é pouco relevante. Analisando o Quadro 5.3, verifica-se que a variação do teor em água do solo não se repercutiu no valor do ângulo de atrito da interface SRG-GGRB, tendo ocorrido apenas uma ligeira redução no valor obtido para a interface SRG-GGRU (cerca de 3%) quando o solo foi ensaiado com o teor em água ótimo.

As Figuras 5.6(c) e 5.6(d) revelam que o efeito do teor em água do solo na resistência ao corte das interfaces solo-geotêxtil é mais significativo do que o observado para as interfaces com as geogrelhas. De facto, os valores do ângulo de atrito das interfaces SRG-GCR e SRG-GTX diminuíram cerca de 12,3% e 10,6%, respetivamente, com o aumento do teor em água do solo (Quadro 5.3).

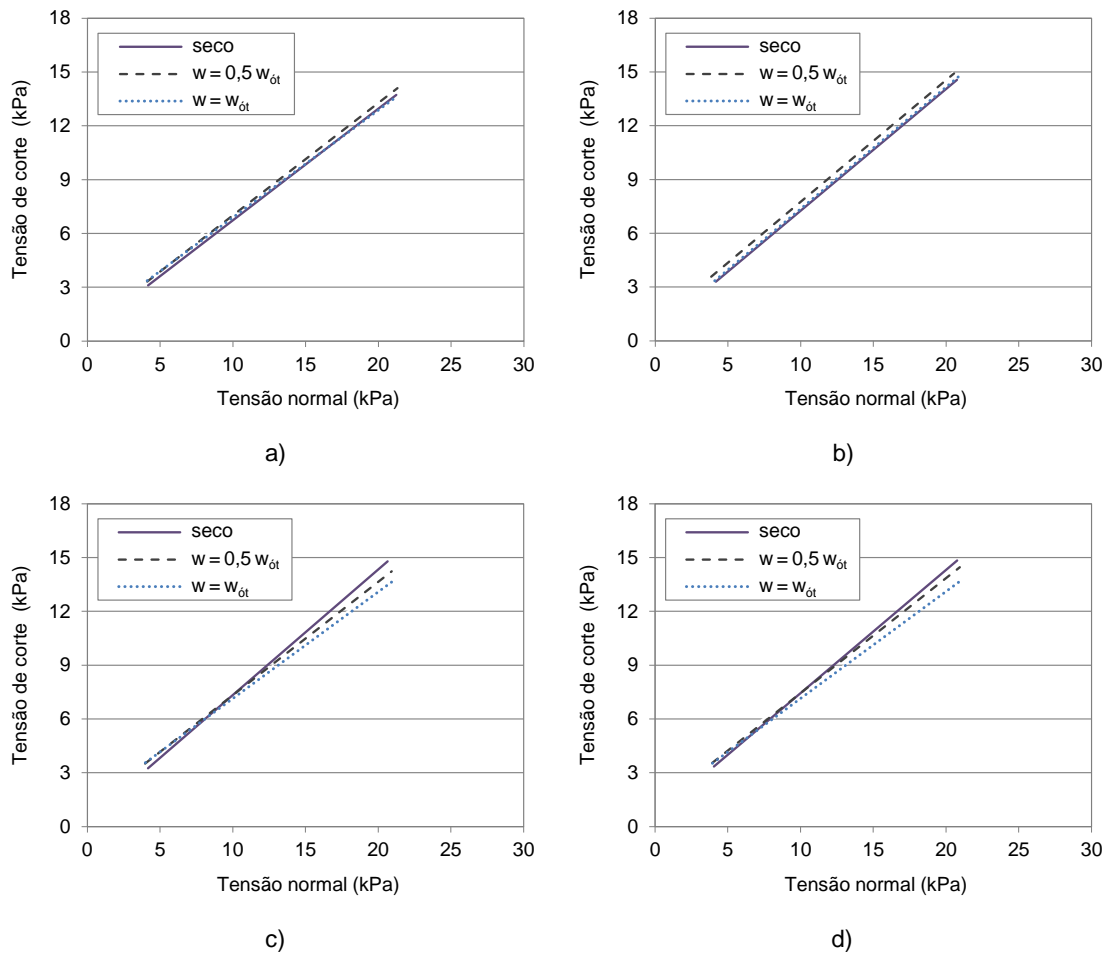


Figura 5.6 - Influência do teor em água do solo na resistência ao corte das interfaces SRG ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$) - geossintético: a) SRG-GGRU; b) SRG-GGRB; c) SRG-GCR; d) SRG-GTX

5.3.3. INFLUÊNCIA DA COMPACIDADE DO SOLO

A Figura 5.7 representa a variação do deslocamento da meia-caixa superior em função da inclinação da caixa de corte ao longo dos ensaios realizados sobre a interface entre o solo residual do granito, no estado seco, e a geogrelha biaxial, para valores distintos do peso volúmico do solo ($15,31 \text{ kN/m}^3$ e $16,40 \text{ kN/m}^3$). A Figura 5.7(a) ilustra as curvas obtidas nos ensaios efetuados para a tensão vertical mais reduzida (5 kPa), enquanto nas Figuras 5.7(b) e 5.7(c) são apresentadas as curvas relativas às tensões verticais de 10 e 25 kPa, respetivamente.

Na Figura 5.8 mostra-se, por seu turno, a evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface envolvendo a mesma geogrelha (GGRB) e o solo residual do granito compactado com o teor em água ótimo, para diferentes valores do peso volúmico seco. As Figuras 5.8(a) e 5.8(b) referem-se a tensões verticais de ensaio de 10 e 25 kPa, respetivamente.

Com base nas Figuras 5.7 e 5.8 conclui-se que o comportamento da interface em movimento de corte em plano inclinado é fortemente influenciado pela compactidade do solo. Independentemente dos valores da tensão vertical aplicada e do teor em água do solo, registaram-se incrementos substanciais no valor do ângulo de deslizamento da meia-caixa superior quando o solo foi compactado para o valor mais elevado do peso volúmico seco.

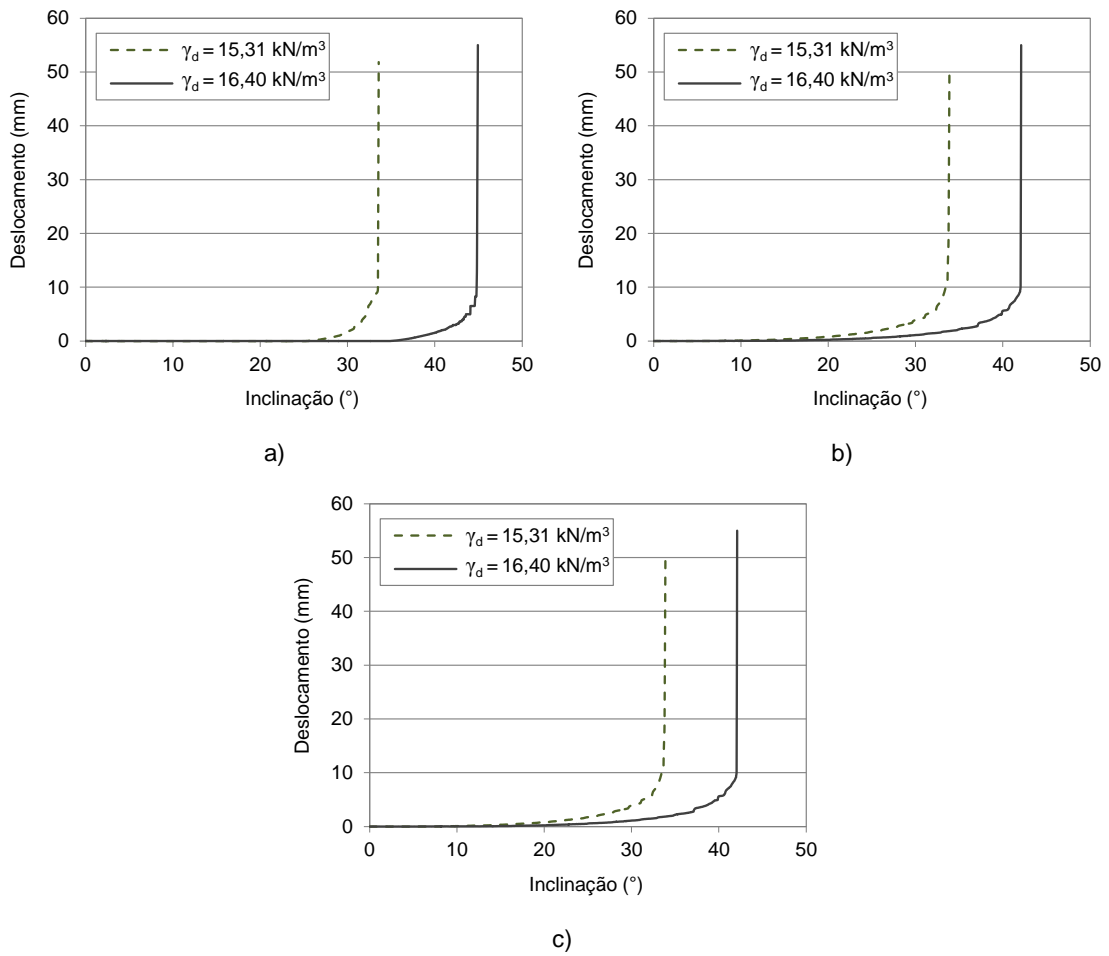


Figura 5.7 - Influência da compactidade do solo na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG (seco) – GGRB: a) $\sigma_v = 5 \text{ kPa}$; b) $\sigma_v = 10 \text{ kPa}$; c) $\sigma_v = 25 \text{ kPa}$

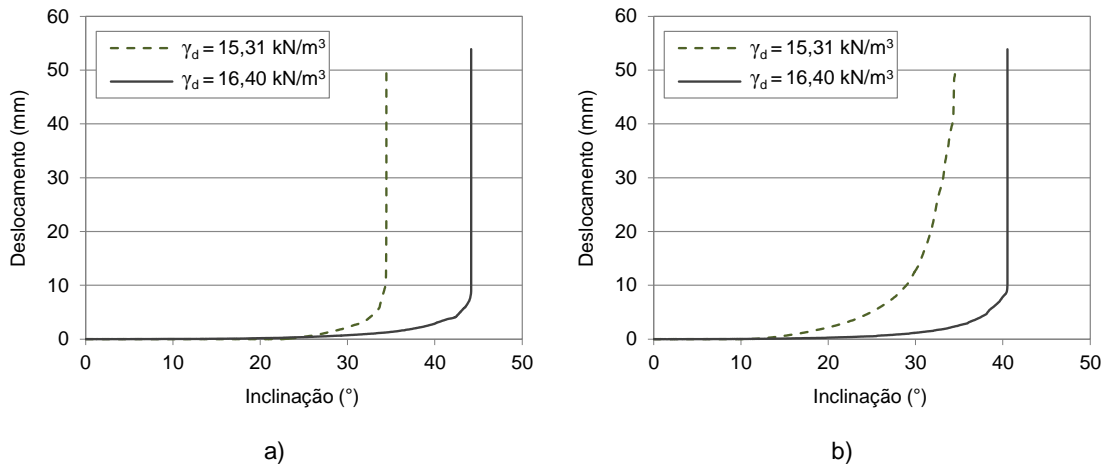


Figura 5.8 - Influência da compactidade do solo na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para a interface SRG ($w = w_{ót}$) – GGRB: a) $\sigma_v = 10 \text{ kPa}$; b) $\sigma_v = 25 \text{ kPa}$

A Figura 5.9 compara as retas que definem as envolventes de rotura para a interface SRG-GGRB com solo seco (Figura 5.9a) e com solo compactado com o teor em água ótimo (Figura 5.9b), para os diferentes valores do peso volúmico seco.

Observando a Figura 5.9 constata-se que a compactidade do solo exerce uma influência preponderante na resistência ao corte da interface. Tal como indica o Quadro 5.3, os valores dos parâmetros de resistência ao corte aumentaram significativamente com o peso volúmico seco do solo. Em particular, para o ângulo de atrito da interface com solo seco e com o teor em água ótimo, os incrementos registados rondam os 8,7% e 12,3%, respetivamente. Relativamente à coesão aparente, e para as condições de humidade mencionadas, os valores correspondentes à interface com solo mais compacto são superiores ao triplo dos que se obtêm utilizando solo solto.

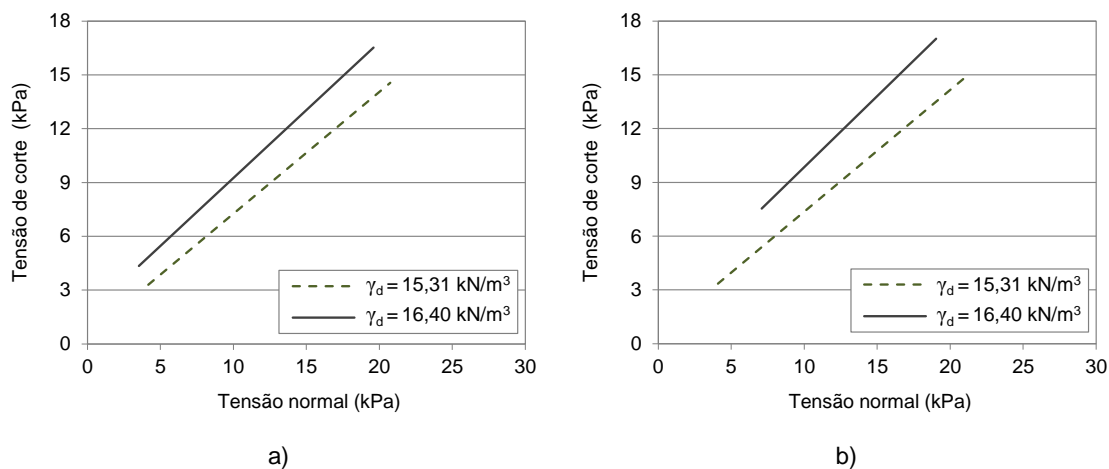


Figura 5.9 - Influência da compactidade do solo na resistência ao corte da interface SRG-GGRB: a) solo seco; b) $W = W_{ót}$

5.3.4. INFLUÊNCIA DO TIPO DE GEOSSINTÉTICO

A Figura 5.10 ilustra a influência do tipo de geossintético na evolução das curvas deslocamento-inclinação obtidas nos ensaios realizados para a caracterização das interfaces envolvendo o solo residual do granito seco e com o peso volúmico de $15,31 \text{ kN/m}^3$, sob tensões verticais de 5 kPa (Figura 5.10a), 10 kPa (Figura 5.10b) e 25 kPa (Figura 5.10c).

Nas Figuras 5.11 e 5.12 apresentam-se resultados relativos às interfaces entre os diferentes geossintéticos e o solo residual, compactado para igual valor do peso volúmico seco ($15,31 \text{ kN/m}^3$), mas com valores não nulos do teor em água, correspondentes, respetivamente, a metade do teor em água ótimo e ao teor em água ótimo.

Estas figuras indicam que, em geral, as interfaces entre o solo residual do granito e os dois geotêxteis utilizados (GCR e GTX) não apresentam diferenças significativas em termos de comportamento em movimento de corte em plano inclinado.

É possível ainda observar que os valores do ângulo de deslizamento obtidos para a interface constituída pela geogrelha uniaxial tendem a ser inferiores aos registados para as restantes interfaces estudadas.

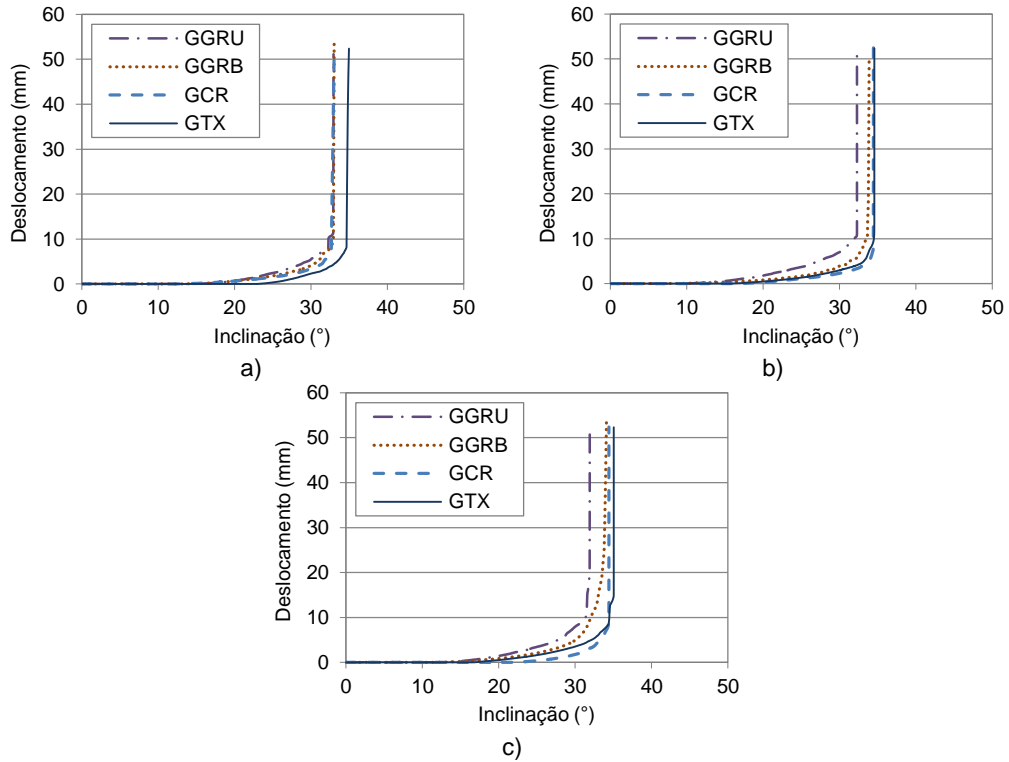


Figura 5.10 - Influência do tipo de geossintético na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para as interfaces com solo seco e $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$: a) $\sigma_v = 5 \text{ kPa}$; b) $\sigma_v = 10 \text{ kPa}$; c) $\sigma_v = 25 \text{ kPa}$

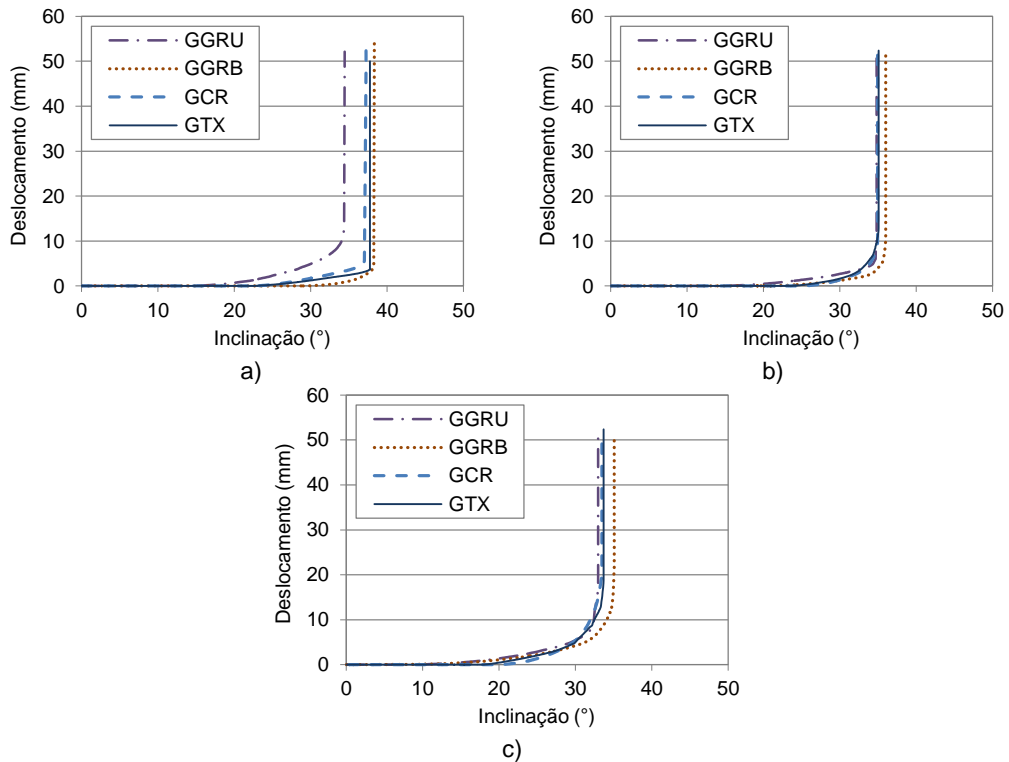


Figura 5.11 - Influência do tipo de geossintético na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para as interfaces com $w = 0,5$ e $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$: a) $\sigma_v = 5 \text{ kPa}$; b) $\sigma_v = 10 \text{ kPa}$; c) $\sigma_v = 25 \text{ kPa}$

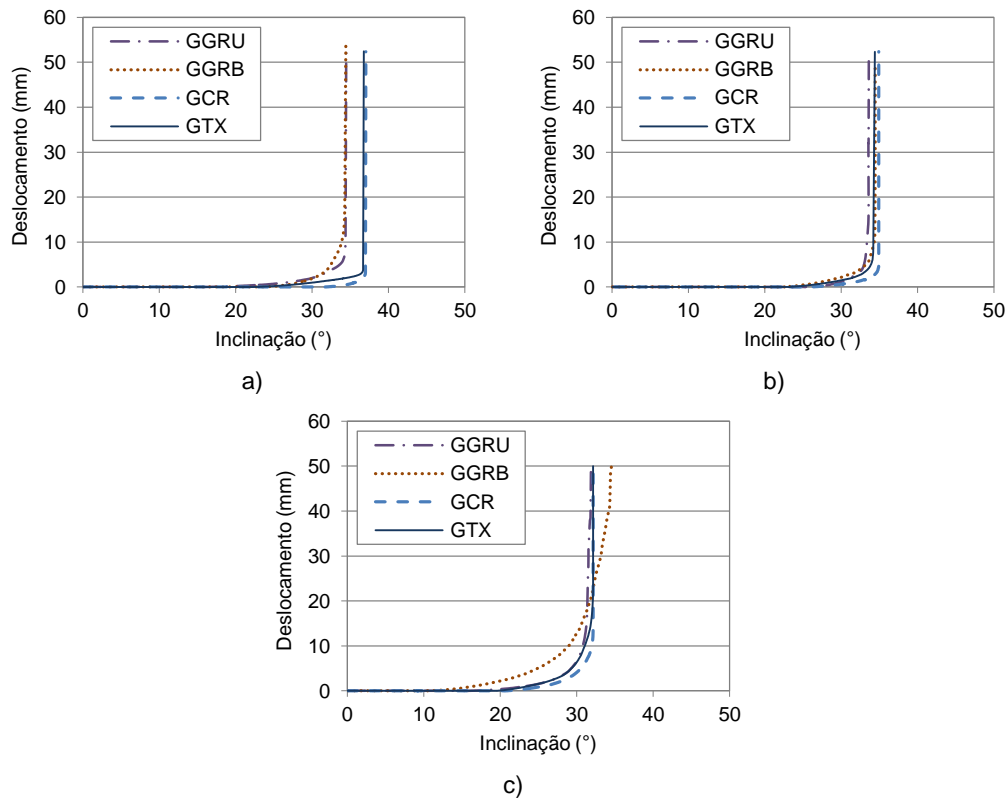


Figura 5.12 - Influência do tipo de geossintético na evolução do deslocamento da meia-caixa superior com o aumento da inclinação para as interfaces com $w = w_{ót}$ e $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$: a) $\sigma_v = 5 \text{ kPa}$; b) $\sigma_v = 10 \text{ kPa}$; c) $\sigma_v = 25 \text{ kPa}$

Na Figura 5.13 encontram-se representadas as retas envolventes de rotura para as diferentes interfaces SRG-geossintético, envolvendo solo com peso volúmico seco de $15,31 \text{ kN/m}^3$ e sob diferentes condições de humidade: seco (Figura 5.13a), com o teor em água igual a metade do teor ótimo (Figura 5.13b) e com o teor em água ótimo (Figura 5.13c).

Atendendo, por um lado, à relevância da mobilização do atrito solo-solo nas aberturas das geogrelhas e, por outro, à maior percentagem de área lateral sólida da geogrelha uniaxial relativamente à geogrelha biaxial, não será de estranhar a obtenção de uma resistência ao corte inferior na interface com a primeira.

O facto de a superfície lateral da geogrelha uniaxial ser significativamente menos rugosa do que a do geotêxtil e a do geocompósito de reforço, poderá justificar a menor resistência ao corte mobilizada na interface com a geogrelha, comparativamente com a atingida nas interfaces com os geotêxteis.

Por outro lado, sendo as rugosidades das superfícies laterais do geotêxtil e do geocompósito de reforço semelhantes, é de esperar que a resistência ao corte das interfaces destes geossintéticos com o mesmo solo seja análoga.

Os parâmetros de resistência ao corte das interfaces, resumidos no Quadro 5.3, reforçam as tendências observadas, evidenciando a proximidade entre os valores do ângulo de atrito e da coesão aparente relativos às interfaces com o geocompósito de reforço e o geotêxtil e, em geral, a obtenção, para a interface com a geogrelha uniaxial, de valores idênticos ou inferiores aos correspondentes às interfaces com os restantes geossintéticos.

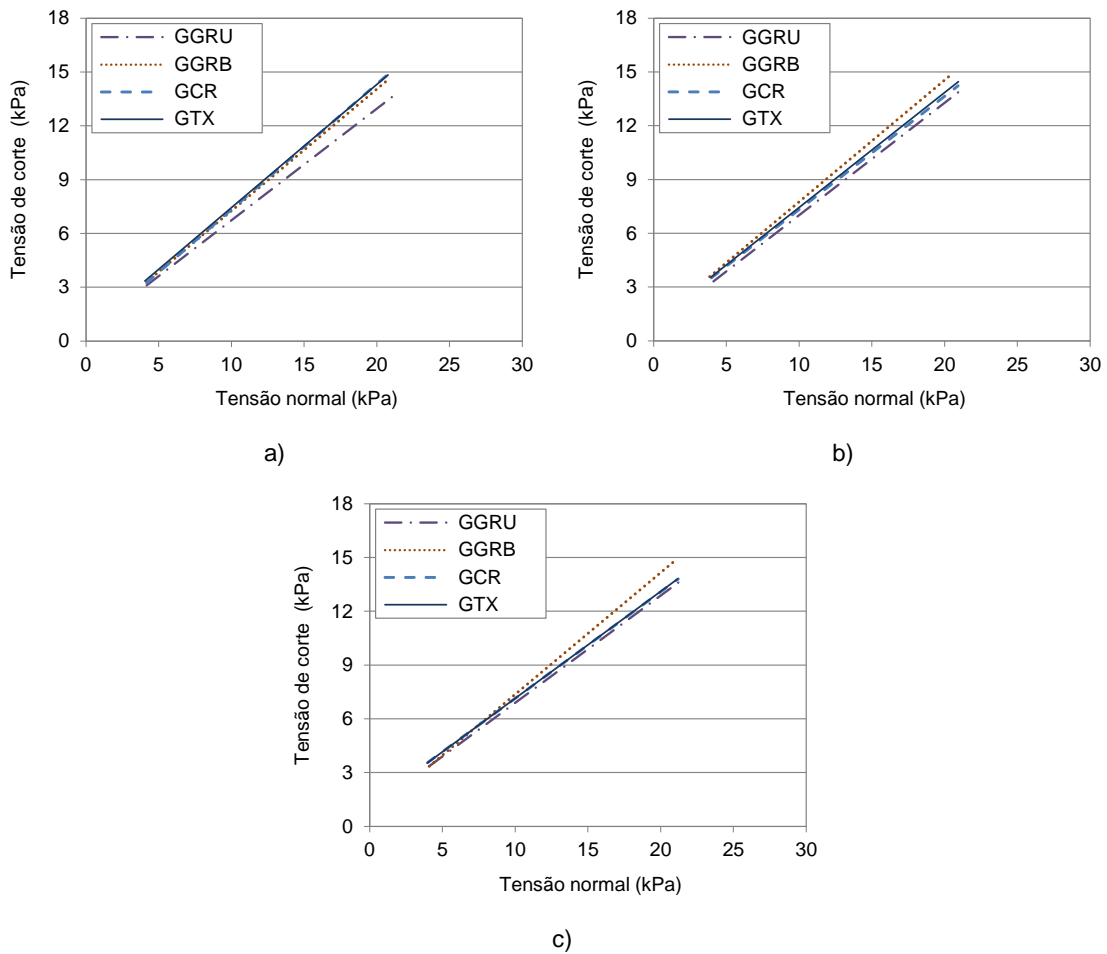


Figura 5.13 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao corte das interfaces SRG ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$) - geossintético: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$

5.3.5. COMPORTAMENTO DA INTERFACE SRG-GGRB DURANTE O PROCESSO DE DESLIZAMENTO

Tal como se mencionou anteriormente (secção 5.2.3), a análise do comportamento da interface entre o solo residual do granito e a geogrelha biaxial durante o movimento de corte em plano inclinado foi realizada com base em dois parâmetros: o ângulo de inclinação correspondente ao início do movimento relativo entre o solo contido na meia-caixa superior e o geossintético (β_d) e o deslocamento a partir do qual se inicia o deslizamento brusco da meia-caixa superior (d_s).

Os valores médios do ângulo β_d e do deslocamento d_s , obtidos para as diferentes condições experimentais, são apresentados nos Quadros 5.4 e 5.5, respetivamente.

Como se pode constatar pela análise do Quadro 5.4, o início do deslizamento da meia-caixa superior é influenciado quer pela tensão vertical, quer pelo teor em água e compactidade do solo. Com efeito, o ângulo β_d aumenta com a compactidade do solo e, em geral, com a redução da tensão vertical aplicada. No que se refere ao efeito do teor em água do solo no valor deste parâmetro, conclui-se que, para a maioria das condições de ensaio analisadas, foi registado um valor superior aquando da utilização do solo compactado com o teor em água igual a metade do teor ótimo.

Relativamente aos valores obtidos para o parâmetro d_s (Quadro 5.5), observa-se que estes aumentam com a tensão vertical de ensaio e com a diminuição da compactidade do solo, evidenciando tendências

inversas às referentes ao ângulo β_d . Analisando a influência do teor em água do solo no valor de d_s , verifica-se que foram registados valores inferiores para o teor em água igual a metade do teor ótimo, seguindo-se, geralmente, os valores correspondentes ao solo seco e ao solo com o teor em água ótimo.

Por outras palavras, atendendo a que quanto maior o valor do parâmetro d_s , maior a fase de deslizamento gradual da meia-caixa superior, os deslizamentos mais graduais ocorreram nos ensaios realizados com as tensões verticais mais elevadas e nos quais se utilizou o solo menos compacto e com o teor em água ótimo.

Os resultados sugerem que, em contrapartida, os deslizamentos mais repentinos seriam suscetíveis de ocorrer para as tensões verticais mais reduzidas, em combinação com a utilização do solo mais compacto e com o teor em água igual a metade do teor ótimo. No entanto, para essas condições experimentais, o ângulo de atrito da interface ultrapassa a inclinação máxima alcançável com o equipamento de ensaio, não tendo sido possível avaliar o valor de d_s .

Através desta análise é possível, ainda, identificar interfaces às quais correspondem ângulos de deslizamento e, conseqüentemente, ângulos de atrito semelhantes, mas que se distinguem em termos de comportamento durante a fase de deslizamento.

Como exemplo, refira-se o caso das interfaces envolvendo a geogrelha biaxial e o solo solto ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$), uma referente ao solo seco e a outra ao solo com o teor em água ótimo. Considerando os ensaios realizados para a tensão vertical de 10 kPa, foram obtidos, para estas interfaces, ângulos de atrito de $36,61^\circ$ e $36,91^\circ$, respetivamente (Quadro 5.2). Contudo, a interface com o solo húmido exibiu um deslizamento bastante mais gradual, correspondendo-lhe um valor de d_s 121% superior ao da interface com o solo seco (Quadro 5.5). De salientar que, nos ensaios das referidas interfaces executados para a tensão vertical de 25 kPa foi observada uma tendência análoga.

Quadro 5.4 - Valores médios do ângulo de inclinação β_d ($^\circ$)

σ_v (kPa)	Solo seco		$w = 0,5 w_{\text{ót}}$		$w = w_{\text{ót}}$	
	γ_d (kN/m ³)					
	15,31	16,40	15,31	16,40	15,31	16,40
5	15,2	35,4	29,0	41,0	24,3	40,9
10	14,6	31,4	22,8	32,0	15,9	34,9
25	12,8	28,2	23,9	29,0	11,1	19,9

Quadro 5.5 - Valores médios do deslocamento d_s (mm)

σ_v (kPa)	Solo seco		$w = 0,5 w_{\text{ót}}$		$w = w_{\text{ót}}$	
	γ_d (kN/m ³)					
	15,31	16,40	15,31	16,40	15,31	16,40
5	11,8	7,7	3,8	-	11,9	-
10	13,1	9,9	9,5	-	29,0	6,4
25	25,7	10,9	16,4	7,1	39,5	11,7

5.4. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO VERSUS ENSAIO DE CORTE DIRETO – ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

5.4.1. GENERALIDADES

O ensaio de corte direto é tipicamente utilizado com vista à caracterização da resistência ao corte da interface solo-geossintético para valores relativamente elevados da tensão normal (geralmente superiores a 50 kPa). Com efeito, dificuldades mecânicas relacionadas com o controlo preciso da tensão normal podem afetar o rigor dos resultados quando se pretende aplicar uma tensão normal baixa, conduzindo a avaliações não conservativas da resistência ao corte da interface. O ensaio de corte em plano inclinado constitui um método alternativo para a análise da interação solo-geossintético em movimento de corte, sendo particularmente adequado para a simulação dessa interação em taludes e sob tensões de confinamento reduzidas.

Como se referiu no Capítulo 2, encontra-se na bibliografia uma grande diversidade de estudos contemplando ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado para a caracterização do comportamento da interface solo-geossintético. No entanto, poucos estudos têm abrangido uma análise comparativa entre as propriedades de resistência ao corte estimadas a partir dos dois tipos de ensaio. Da revisão do número limitado de estudos envolvendo o uso dos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado para a análise das mesmas interfaces constatou-se que as correlações entre os resultados obtidos através dos dois métodos de ensaio não seguem uma tendência geral.

Nesta secção estabelece-se uma comparação entre os resultados dos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado realizados sobre as interfaces entre o solo residual do granito, com peso volúmico seco de 15,31 kN/m³ e sob diferentes condições de humidade, e dois dos geossintéticos utilizados no presente trabalho: a geogrelha uniaxial e o geocompósito de reforço. Salienta-se, desde já, que as conclusões estabelecidas a partir da análise dos resultados obtidos para as referidas interfaces são extensíveis às interfaces envolvendo os restantes geossintéticos (geogrelha biaxial e geotêxtil). No entanto, para evitar a repetição de informação, optou-se por apresentar apenas os resultados referentes a dois dos reforços ensaiados.

Previamente à análise comparativa dos resultados obtidos importa recordar as principais diferenças subjacentes aos dois tipos de ensaio. Para além do valor da tensão normal aplicada, que tal como se referiu é, em geral, superior no ensaio de corte direto, existem outros aspetos a ter em conta. Ao longo do ensaio de corte direto é analisada a variação da tensão de corte na interface em função do deslocamento horizontal imposto, sob condições de tensão normal constante. A máxima resistência ao corte da interface consiste no valor máximo da tensão de corte registado durante o ensaio e, desde que o deslocamento horizontal disponível seja suficientemente extenso, a resistência residual pode igualmente ser avaliada.

Por outro lado, o ensaio de corte em plano inclinado consiste no aumento da inclinação da caixa de corte até que o solo contido na meia-caixa superior deslize sobre o geossintético. Este ensaio pode ser considerado de tensão controlada, ao contrário do ensaio de corte direto, que é habitualmente realizado com controlo de deslocamento. Contrariamente ao que sucede ao longo do ensaio de corte direto, a tensão normal ao nível da interface decresce progressivamente à medida que a inclinação aumenta. A máxima resistência ao corte da interface é estimada com base na inclinação para a qual é atingido um deslocamento da meia-caixa superior de 50 mm, não sendo possível, com o equipamento convencional, avaliar o valor residual da resistência, dado que o deslizamento não estabilizado na interface ocorre para valores constantes da tensão de corte (Reyes Ramirez e Gourc, 2003).

5.4.2. COMPARAÇÃO DA EVOLUÇÃO DAS CURVAS DESLOCAMENTO-TENSÃO DE CORTE NORMALIZADA

A investigação desenvolvida no âmbito do presente trabalho contemplou a realização de ensaios de corte direto, para tensões normais de 50, 100 e 150 kPa, e de ensaios de corte em plano inclinado, para tensões normais iniciais de 5, 10 e 25 kPa. Para tornar possível a comparação direta do comportamento das interfaces ao longo dos diferentes ensaios, efetuou-se a representação gráfica da variação do deslocamento (das meias-caixas inferior e superior, respetivamente para os ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado) em função da tensão de corte normalizada relativamente à tensão normal.

A Figura 5.14 ilustra a evolução das curvas deslocamento-tensão de corte normalizada obtidas nos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado realizados sobre a interface SRG-GGRU, para diferentes condições de humidade do solo: seco (Figura 5.14a), com o teor em água igual a metade do teor ótimo (Figura 5.14b) e com o teor em água ótimo (Figura 5.14c). Por seu turno, os resultados relativos à interface SRG-GCR, para os diferentes valores do teor em água do solo, encontram-se representados na Figura 5.15.

Como se pode observar, para cada uma das curvas apresentadas indica-se o valor da tensão normal correspondente. Importa salientar que, no caso do ensaio de corte em plano inclinado, a tensão de corte normalizada foi calculada considerando a variação da tensão normal durante o ensaio.

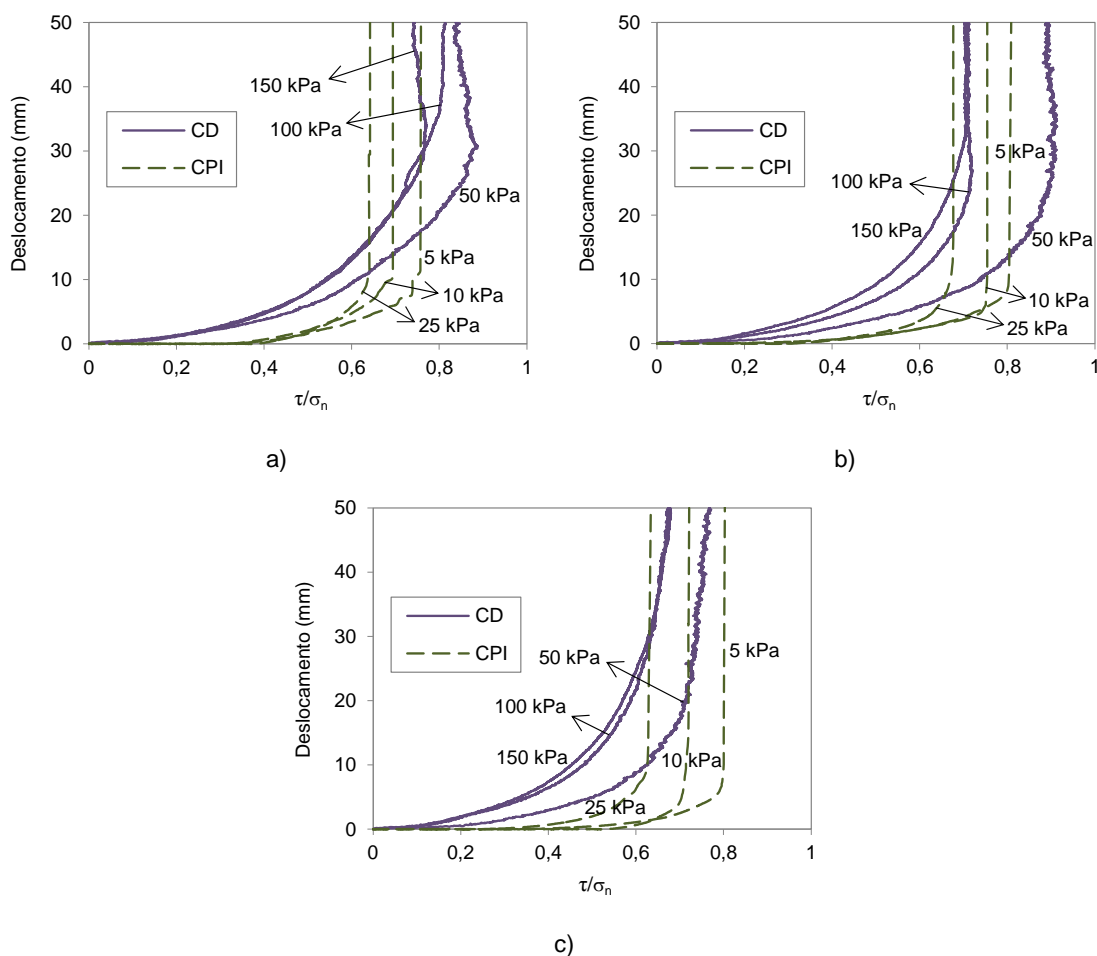


Figura 5.14 - Comparação das curvas deslocamento-tensão de corte normalizada obtidas nos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado da interface SRG-GGRU: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$

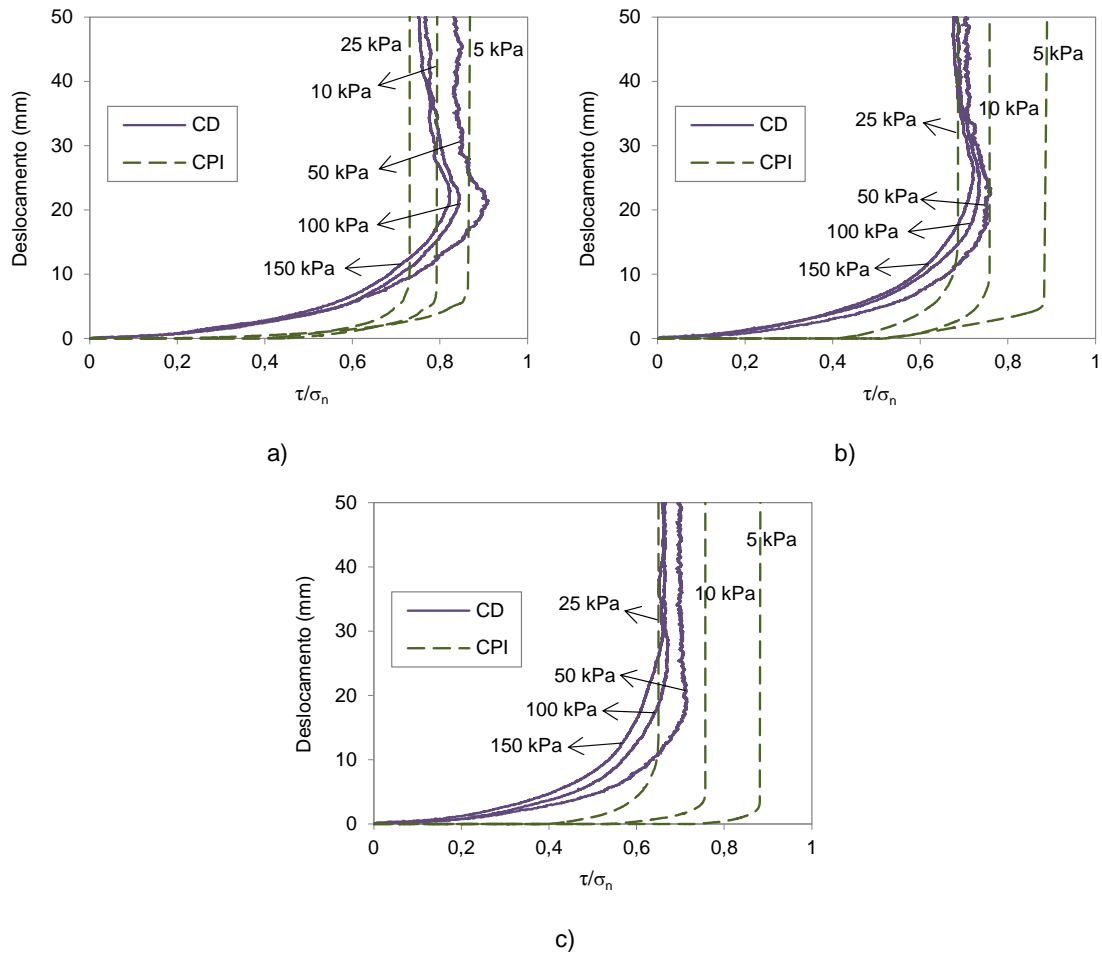


Figura 5.15 - Comparação das curvas deslocamento-tensão de corte normalizada obtidas nos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado da interface SRG-GCR: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$

A análise das Figuras 5.14 e 5.15 permite constatar que, para cada tipo de ensaio, a resistência ao corte normalizada tende a decrescer com o aumento da tensão normal.

Os resultados dos ensaios de corte direto mostram que, em geral, a resistência ao corte normalizada referente à tensão normal de 50 kPa é consideravelmente superior à obtida para a tensão normal de 100 kPa, sendo a diferença entre os valores correspondentes às tensões normais de 100 e 150 kPa geralmente pouco significativa. De forma semelhante, os resultados relativos aos ensaios de corte em plano inclinado refletem um decréscimo progressivo da resistência ao corte normalizada com o aumento da tensão normal.

Verifica-se, no entanto, que ao analisar simultaneamente os resultados obtidos nos diferentes ensaios efetuados, não é observável uma redução gradual da resistência ao corte normalizada com o aumento da tensão normal aplicada. A esta evidência atribuem-se as diferentes metodologias associadas aos dois tipos de ensaio em consideração.

As Figuras 5.14 e 5.15 revelam ainda que, independentemente da interface considerada e do teor em água do solo, os valores do deslocamento para o qual é atingida a tensão de corte máxima normalizada são significativamente inferiores no ensaio de corte em plano inclinado, comparativamente com os registados, para a mesma interface, no ensaio de corte direto.

5.4.3. COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CORTE DAS INTERFACES

A Figura 5.16 apresenta as retas envolventes de rotura obtidas a partir dos resultados dos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado realizados sobre a interface SRG-GGRU, para diferentes valores do teor em água do solo: solo seco (Figura 5.16a), teor em água igual a metade do teor ótimo (Figura 5.16b) e teor em água ótimo (Figura 5.16c). As envolventes de rotura relativas à interface SRG-GCR, para as diferentes condições de humidade do solo, podem ser visualizadas na Figura 5.17.

Estas figuras incluem os valores dos parâmetros de resistência ao corte das interfaces (ângulo de atrito e coesão aparente) e do coeficiente de determinação (R^2) referentes a cada reta envolvente. Note-se que, para efeitos comparativos, as envolventes de rotura foram prolongadas para tensões normais inferiores à gama de tensões ensaiadas (linhas a tracejado).

Da análise das Figuras 5.16 e 5.17 conclui-se que, independentemente do geossintético e do teor em água do solo, os valores dos parâmetros de resistência ao corte estimados com base nos resultados dos ensaios de corte direto são superiores aos obtidos nos ensaios de corte em plano inclinado, realizados para a caracterização da mesma interface.

Como se pode constatar, os valores do ângulo de atrito determinados a partir dos ensaios de corte direto ultrapassam até 19,4% os valores correspondentes aos ensaios de corte em plano inclinado.

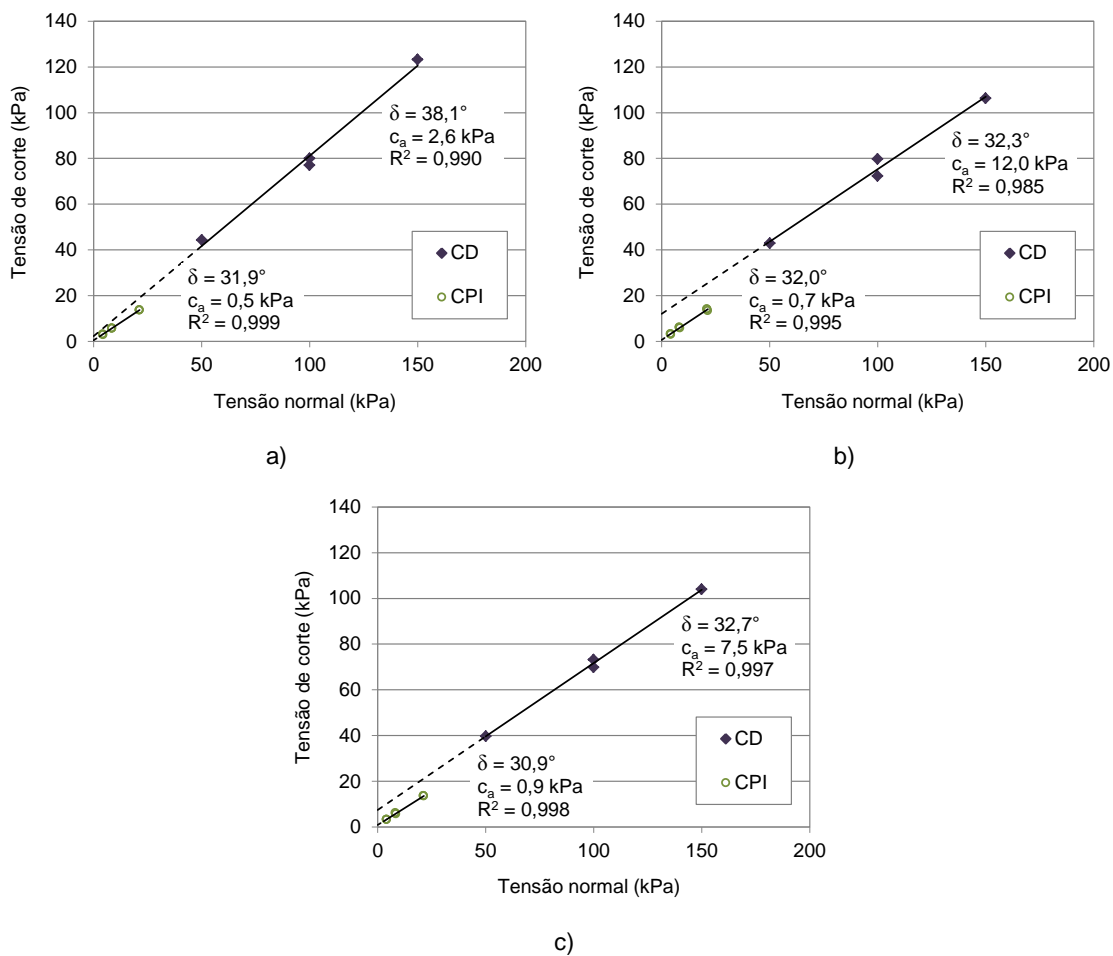


Figura 5.16 - Comparação dos parâmetros de resistência ao corte da interface SRG-GGRU estimados a partir de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$

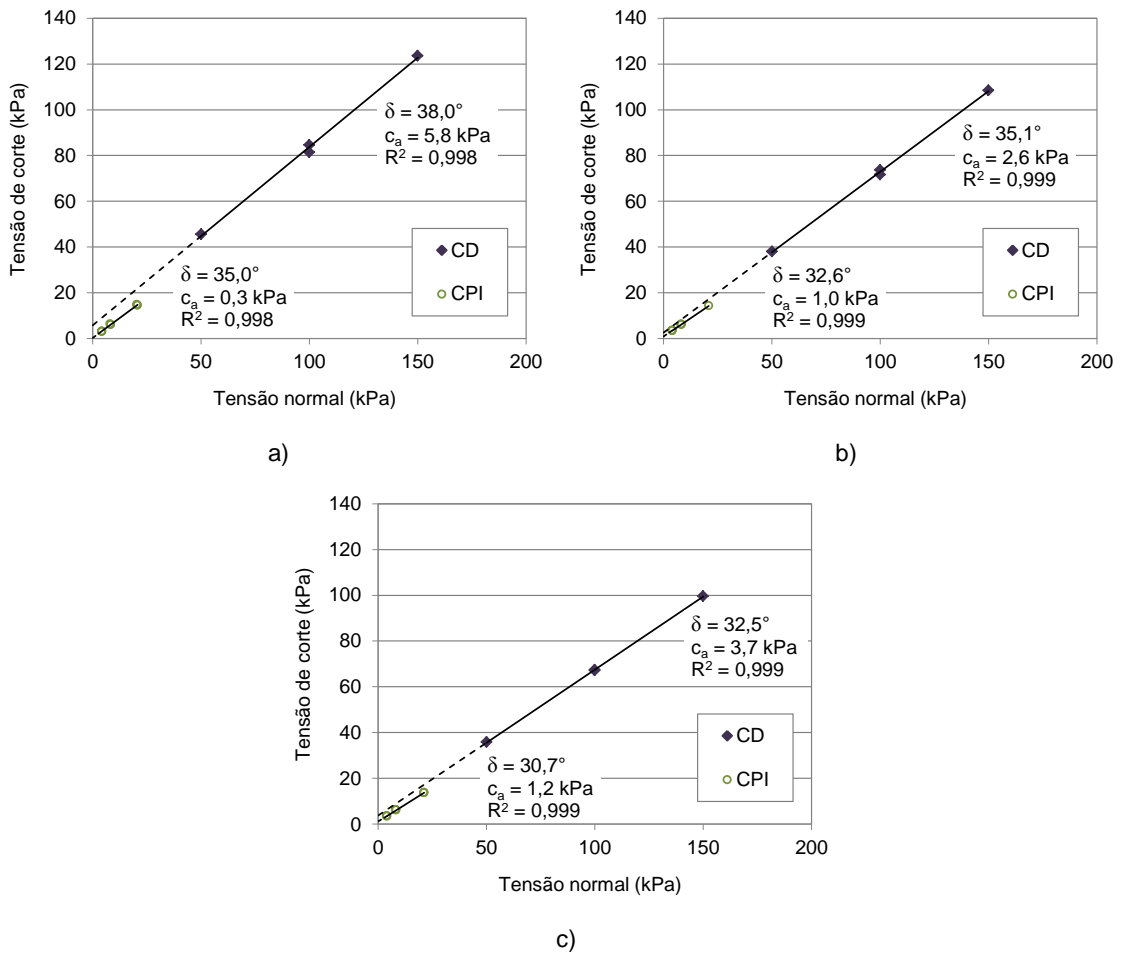


Figura 5.17 - Comparação dos parâmetros de resistência ao corte da interface SRG-GCR estimados a partir de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$

No que respeita à coesão aparente das interfaces, observa-se que os valores estimados através dos ensaios de corte em plano inclinado são bastante reduzidos (entre 0,3 e 1,2 kPa), tendendo a aumentar com o teor em água do solo, sendo os valores referentes aos ensaios de corte direto significativamente superiores (entre 2,6 e 12,0 kPa).

Estas constatações estão em conformidade com os estudos de Girard *et al.* (1990), relativos a uma interface geomembrana-geotêxtil, de Izgin e Wasti (1998), referentes a diversas interfaces areia-geomembrana, e ainda de Wasti e Özdüzgün (2001), envolvendo interfaces entre diferentes geomembranas rugosas e geotêxteis, em que os parâmetros de resistência ao corte das interfaces obtidos a partir de ensaios de corte direto excederam os valores estimados com base em resultados de ensaios de corte em plano inclinado.

Face às conclusões obtidas, considera-se que teria sido não conservativa a extrapolação das retas envolventes de rotura, definidas a partir dos resultados dos ensaios de corte direto, para tensões normais inferiores à gama de ensaio. Esta evidência realça a importância da realização de ensaios de corte em plano inclinado para avaliar a resistência ao corte da interface solo-geossintético sob tensões normais reduzidas, particularmente nos casos em que estas são suscetíveis de ocorrer em campo, quer durante a fase de construção, quer durante o período de vida útil da estrutura.

5.4.4. COMBINAÇÃO DE RESULTADOS DE AMBOS OS MÉTODOS DE ENSAIO

Tal como se referiu anteriormente, os ensaios de corte direto são geralmente realizados para tensões normais superiores a 50 kPa. Estes ensaios podem, portanto, ser complementados por ensaios de corte em plano inclinado, os quais são tipicamente efetuados para valores inferiores da tensão normal (Girard *et al.*, 1990).

A Figura 5.18 reúne os resultados dos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado realizados sobre a interface entre o solo residual do granito e a geogrelha uniaxial, expressos em termos dos valores máximos da tensão de corte em função da tensão normal aplicada. Nesta figura apresentam-se, igualmente, as retas de melhor ajuste (envolventes de rotura) e os respetivos parâmetros de resistência ao corte e coeficientes de determinação (R^2). A Figura 5.18(a) ilustra os resultados obtidos aquando da utilização do solo seco, enquanto nas Figuras 5.18(b) e 5.18(c) são visíveis as envolventes de rotura referentes às interfaces envolvendo o solo compactado com teores em água correspondentes a metade do teor ótimo e ao teor ótimo, respetivamente.

Na Figura 5.19 encontram-se representados os resultados relativos às interfaces entre o solo residual do granito, sob diferentes condições de humidade, e o geocompósito de reforço.

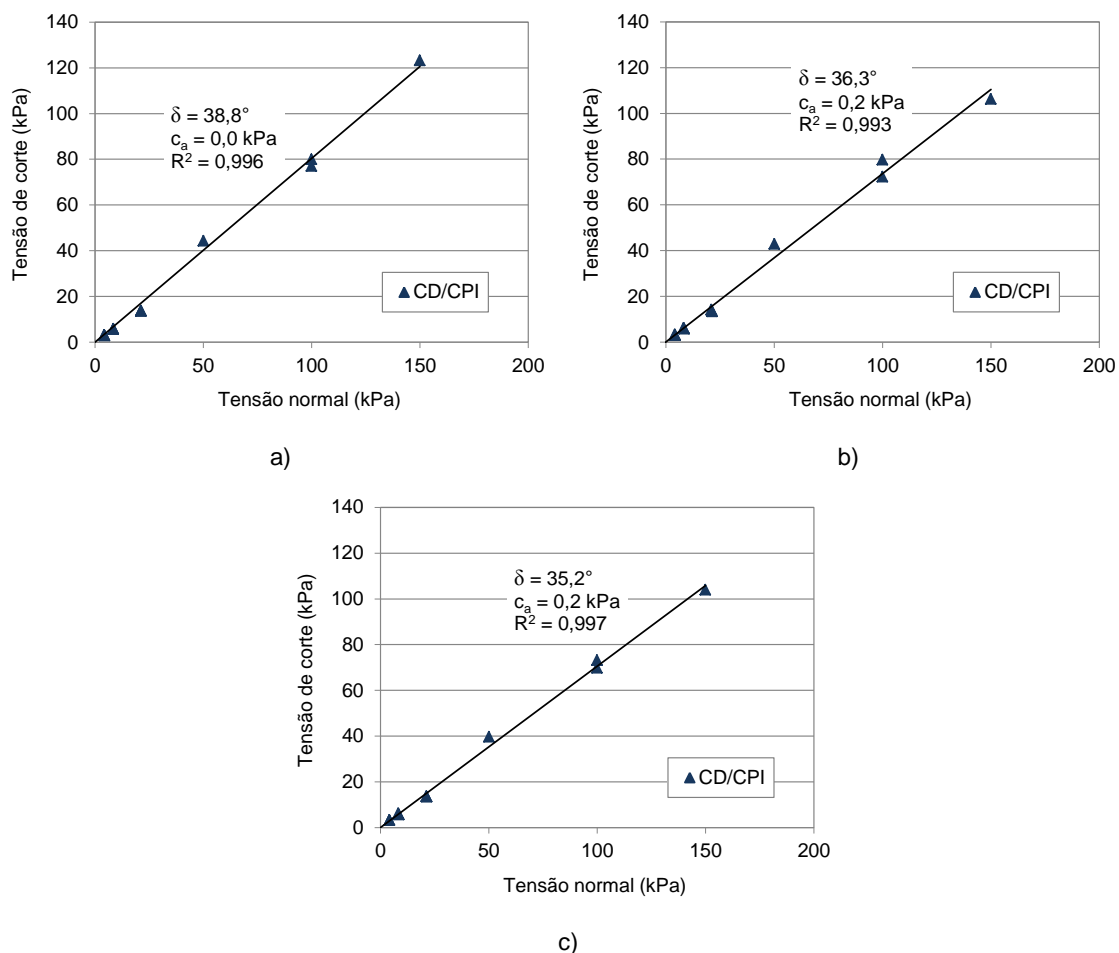


Figura 5.18 - Combinação de resultados de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado relativos à interface SRG-GGRU: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$

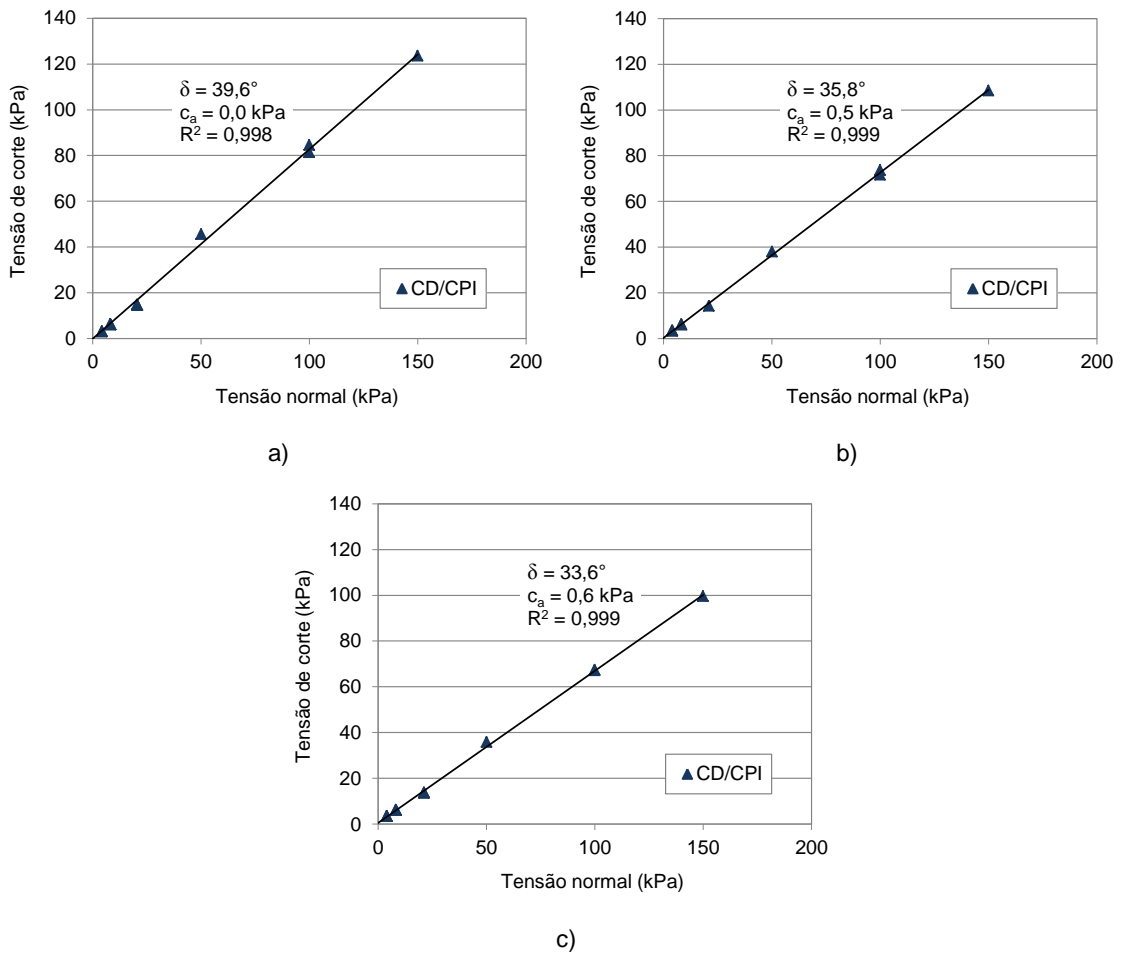


Figura 5.19 - Combinação de resultados de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado relativos à interface SRG-GCR: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$

As Figuras 5.18 e 5.19 evidenciam que, apesar das diferenças inerentes aos dois tipos de ensaio, quer em termos do valor da tensão normal aplicada, quer da própria cinemática, são elevados os coeficientes de determinação referentes ao ajuste de uma envolvente de rotura linear aos pontos representativos da tensão de corte máxima para os diferentes valores da tensão normal ($\geq 0,993$).

No entanto, tal como demonstram estas figuras, os valores do ângulo de atrito das interfaces determinados de acordo com a presente abordagem são significativamente superiores (até 21,6%) aos definidos pela análise individual dos resultados dos dois métodos de ensaio, verificando-se a tendência inversa em termos da coesão aparente. Com efeito, enquanto pela análise individual, os valores da coesão aparente das interfaces variam entre 0,3 e 12,0 kPa (Figuras 5.16 e 5.17), pela combinação de resultados, os valores associados a esta parcela de resistência tornam-se quase desprezáveis ($\leq 0,6 \text{ kPa}$).

Estas evidências corroboram a ideia de que os valores da coesão aparente e do ângulo de atrito das interfaces solo-geossintético, estimados a partir de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado, não devem ser considerados como propriedades intrínsecas dessas interfaces, mas simplesmente como parâmetros matemáticos que permitem descrever a sua resistência ao corte ao longo da gama de tensões normais ensaiadas.

5.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo visou, fundamentalmente, a caracterização do comportamento das interfaces solo residual do granito-geossintético em movimento de corte em plano inclinado, tendo por base os resultados do estudo experimental levado a cabo. Foram analisados diversos parâmetros com influência nos resultados dos ensaios, designadamente a tensão vertical aplicada, o teor em água, a compactidade do solo e o tipo de geossintético. O estudo desenvolvido contemplou ainda a análise comparativa entre os resultados dos ensaios de corte em plano inclinado e os obtidos nos ensaios de corte direto para a caracterização das mesmas interfaces. As principais conclusões estabelecidas são apresentadas de seguida.

O ângulo de atrito das interfaces, calculado pelo método convencional (de acordo com a norma EN ISO 12957-2:2005), diminui com o aumento da tensão vertical aplicada. A redução máxima atingida neste estudo foi de 19,8%.

A metodologia proposta para o tratamento dos resultados dos ensaios de corte em plano inclinado, baseada na definição da envolvente de rotura, revelou-se útil na comparação da resistência ao corte das diferentes interfaces analisadas. Com base nessa metodologia constatou-se, essencialmente, que:

- a influência do teor em água do solo é relevante para as interfaces solo-GCR e solo-GTX, tendo-se registado uma redução (superior a 10%) no ângulo de atrito das interfaces com o aumento do teor em água;
- o efeito do teor em água do solo na resistência ao corte das interfaces solo-geogrelha é pouco significativo, tendo-se verificado apenas um ligeiro decréscimo (cerca de 3%) no valor do ângulo de atrito da interface envolvendo a geogrelha uniaxial quando o solo foi ensaiado com o teor em água ótimo;
- a compactidade do solo conduziu a incrementos significativos nos valores dos parâmetros de resistência ao corte da interface solo-GGRB, independentemente do teor em água considerado; em particular, o ângulo de atrito da interface aumentou até cerca de 12,3%;
- as interfaces solo-GCR e solo-GTX apresentam uma resistência análoga em movimento de corte em plano inclinado; porém, na interface constituída pela geogrelha uniaxial, foi mobilizada uma resistência ao corte inferior à registada nas restantes interfaces.

A análise do processo de deslizamento relativo à interface solo-GGRB através dos parâmetros β_d e d_s permitiu concluir que os deslizamentos mais graduais tendem a ocorrer nos ensaios efetuados com as tensões verticais mais elevadas e nos quais é utilizado o solo menos denso e com o teor em água ótimo. Em contrapartida, os deslizamentos mais repentinos seriam suscetíveis de ocorrer nos ensaios realizados para as tensões verticais mais reduzidas, em combinação com a utilização do solo mais compacto e com o teor em água igual a metade do teor ótimo.

Da análise comparativa entre os resultados obtidos, para as mesmas interfaces solo-geossintético, nos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado, foi possível concluir que:

- independentemente da interface considerada, o deslocamento correspondente à mobilização da tensão de corte máxima no ensaio de corte em plano inclinado é significativamente inferior ao registado no ensaio de corte direto;
- para cada tipo de ensaio, a tensão de corte normalizada relativamente à tensão normal tende a decrescer com o aumento da tensão normal aplicada; todavia, considerando simultaneamente os resultados de ambos os métodos de ensaio, não é observável uma redução progressiva da tensão de corte normalizada à medida que aumenta a tensão normal;

- os valores dos parâmetros de resistência ao corte das interfaces solo-geossintético, estimados a partir dos ensaios de corte direto, são superiores aos valores obtidos nos ensaios de corte em plano inclinado; portanto, considera-se que a extrapolação da reta envolvente de rotura, definida com base nos resultados dos ensaios de corte direto, para tensões normais inferiores à gama de tensões analisada, é um procedimento tendencialmente não conservativo;
- apesar das diferenças subjacentes aos dois tipos de ensaio, são elevados os coeficientes de determinação associados ao ajuste de uma envolvente de rotura linear aos pontos representativos da tensão de corte máxima para os diferentes valores da tensão normal.

Importa, ainda, referir que as conclusões apresentadas com base na análise comparativa dos resultados dos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado referem-se a interfaces solo-geossintético envolvendo solo num estado relativamente solto ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$). A generalização das conclusões obtidas está dependente da realização de estudos adicionais envolvendo amostras de solo compactadas para diferentes valores do peso volúmico seco.

6

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A aplicação de geossintéticos como elementos de reforço em obras geotécnicas tem vindo a conhecer, ao longo das últimas décadas, um assinalável desenvolvimento. Para a análise da estabilidade interna destas estruturas, é fundamental a compreensão dos fenómenos de interação solo-geossintético e a quantificação da resistência ao arranque dos reforços.

O ensaio de arranque é um dos métodos mais utilizados para a caracterização dos mecanismos de interação solo-geossintético. Este ensaio permite avaliar a resistência ao arranque do reforço, bem como os deslocamentos e deformações resultantes da aplicação de um esforço de tração que induz o seu deslizamento em relação ao solo envolvente.

Na sequência dos estudos acerca do comportamento das interfaces solo-geossintético em movimentos de corte direto e de corte em plano inclinado, abordados nos capítulos anteriores, é analisada, no presente capítulo, a interação entre o solo residual do granito e os diferentes geossintéticos em movimento de arranque.

Assim, começam por ser apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de arranque realizados em condições de carregamento monotónico. Efetua-se a caracterização do comportamento dos geossintéticos quando inseridos em solo seco, com índices de compacidade distintos, procedendo-se, de seguida, à análise do efeito de diferentes fatores sobre os resultados dos ensaios.

Numa fase posterior é investigado o comportamento cíclico e pós-cíclico de um dos geossintéticos envolvidos no presente trabalho. São apresentados os resultados dos ensaios de arranque com carregamento cíclico base e, posteriormente, analisados diversos parâmetros com influência na resistência ao arranque e deformabilidade do reforço quando solicitado ciclicamente.

Por fim, resumem-se as principais conclusões do programa experimental executado.

6.2. ENSAIOS DE ARRANQUE EM CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO MONOTÓNICO

6.2.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Tal como se referiu no Capítulo 3, o programa de ensaios de arranque em condições de carregamento monotónico foi levado a cabo com o intuito de caracterizar o comportamento de diferentes geossintéticos, em contacto com um solo residual do granito, submetidos ao movimento de arranque sob tensão vertical constante.

Para além da análise da influência do tipo de geossintético nos resultados dos ensaios, o presente estudo visou avaliar o efeito das condições de compactidade e de humidade do solo sobre o comportamento dos diferentes geossintéticos utilizados.

Durante os ensaios de arranque realizados em condições monotónicas, efetuou-se o registo da tensão vertical exercida na camada sobrejacente de solo, do deslocamento horizontal imposto na extremidade frontal do geossintético, da força de arranque necessária para impor a velocidade de ensaio pretendida e, ainda, dos deslocamentos ao longo do comprimento do provete, resultantes quer do seu deslizamento ao longo da interface, quer da deformação induzida pelo carregamento aplicado.

6.2.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS

Para o tratamento e análise dos resultados dos ensaios de arranque, efetuou-se a representação gráfica da evolução da força de arranque, por unidade de largura do reforço, e dos deslocamentos registados pelos potenciómetros lineares ao longo do seu comprimento, em função do deslocamento frontal (deslocamento da pega).

Ainda com base nos registos dos potenciómetros, foram traçadas as curvas dos deslocamentos e das deformações acumuladas ao longo do comprimento dos provetes, relativas ao instante da mobilização da resistência máxima ao arranque. De modo a ilustrar os fenómenos de mobilização progressiva de resistência ao longo do comprimento do reforço, foram igualmente representados os perfis dos deslocamentos para diferentes percentagens da força de arranque máxima.

Refira-se que a deformação (alongamento) acumulada num determinado ponto instrumentado do reforço foi obtida considerando o deslocamento medido pelo respetivo potenciómetro, ao qual se subtraiu o deslocamento registado nas proximidades da extremidade posterior do provete (deslocamento por translação).

A distribuição das deformações ao longo do comprimento do reforço permite estabelecer uma analogia com a mobilização das tensões tangenciais na interface solo-reforço e, portanto, compreender o modo como ocorre a transferência de tensões entre os dois materiais. Com efeito, através da extensão média registada em cada segmento do reforço, traduzida pelo declive da curva de deformação, e da relação tração-extensão do material, é possível estimar a força de tração média ao longo desse segmento, a qual, dividida pela área confinada, permite obter a respetiva tensão tangencial média.

Visto que o solo utilizado nos ensaios de arranque foi previamente caracterizado, em termos de resistência ao corte, para as mesmas condições de compactidade e humidade, foram determinados os valores do coeficiente de resistência (ou coeficiente de interação) das interfaces (f_a), através da seguinte equação:

$$f_a = \frac{\tau_p}{\tau_s} \quad (6.1)$$

onde τ_p representa a tensão tangencial máxima mobilizada na interface solo-geossintético durante o ensaio de arranque e τ_s é a tensão de corte máxima atingida no ensaio de corte direto do solo para o mesmo valor da tensão normal.

Por sua vez, a tensão tangencial máxima mobilizada na interface durante o ensaio de arranque foi calculada com base na equação (6.2):

$$\tau_p = \frac{P_R}{2 L_R} \quad (6.2)$$

onde P_R é a resistência máxima ao arranque por unidade de largura do reforço e L_R representa o comprimento confinado do geossintético no instante em que a mesma é atingida, calculado com base no comprimento confinado inicial, ao qual se subtrai o deslocamento registrado no potenciômetro linear colocado na extremidade posterior do provete.

De acordo com os documentos publicados pela *Federal Highway Administration*, FHWA (Christopher *et al.*, 1990; Elias *et al.*, 2001; Berg *et al.*, 2009), a resistência ao arranque por unidade de largura do reforço pode ser avaliada através da seguinte equação:

$$P_R = 2 L_R \sigma'_n F^* \alpha \quad (6.3)$$

em que σ'_n é a tensão efetiva normal ao nível do reforço, F^* é um fator de resistência ao arranque, determinado pela interação solo-reforço, e α é um fator de correção associado ao efeito de escala, que visa a contabilização dos mecanismos de rotura progressiva e a mobilização não uniforme de resistência ao longo do comprimento de reforços extensíveis. O valor deste fator pode ser obtido a partir da realização de ensaios de arranque utilizando reforços com diferentes comprimentos. Na ausência de resultados experimentais, são recomendados os seguintes valores: $\alpha = 1$ para reforços metálicos, $\alpha = 0,8$ para geogrelhas e $\alpha = 0,6$ para geotêxteis.

Segundo a FHWA, para reforços com superfícies laterais contínuas, o fator F^* pode ser estimado a partir de resultados de ensaios de corte direto:

$$F^* = \text{tg } \delta \quad (6.4)$$

sendo δ o ângulo de atrito de pico da interface solo-reforço.

Considerando a equação (6.3) e admitindo que o fator F^* é estimado com base na equação (6.4), o fator de correção associado ao efeito de escala (α) pode ser definido como:

$$\alpha = \frac{P_R}{2 L_R \sigma'_n \text{tg } \delta} \quad (6.5)$$

Para interfaces solo-reforço que apresentem uma parcela de resistência ao corte associada à coesão aparente, o fator α será traduzido por:

$$\alpha = \frac{P_R}{2 L_R (c_a + \sigma'_n \text{tg } \delta)} = \frac{\tau_p}{\tau_{s/g}} \quad (6.6)$$

onde c_a e δ representam, respetivamente, a coesão e o ângulo de atrito da interface solo-reforço, τ_p é a tensão tangencial máxima mobilizada na interface durante o ensaio de arranque e $\tau_{s/g}$ é a tensão de corte máxima registada ao longo do ensaio de corte direto, realizado para tensão normal idêntica.

Assim, com base nos resultados dos ensaios de corte direto das interfaces entre o solo residual do granito e os geossintéticos com superfícies laterais contínuas (geocompósito de reforço e geotêxtil),

apresentados no Capítulo 4, e nos resultados dos ensaios de arranque realizados para condições experimentais análogas (em termos de compactidade e humidade do solo, tipo de geossintético e tensão vertical), foram estimados os valores do fator de correção α , os quais se compararam com o valor proposto pela FHWA para geotêxteis ($\alpha = 0,6$). Refira-se que, para as geogrelhas utilizadas no presente estudo, não deve ser desprezada a contribuição do impulso passivo mobilizado nas barras transversais durante o movimento de arranque, razão pela qual não foram determinados os valores do fator α segundo o método descrito.

Atendendo ao facto de os ensaios de corte direto das interfaces solo-geossintético terem sido efetuados para tensões normais compreendidas entre 50 e 150 kPa, consideraram-se, no cálculo do fator α , valores de tensão de corte obtidos por extrapolação, a partir das envolventes de rotura, para a tensão normal de 25 kPa (tensão aplicada ao nível do reforço nos ensaios de arranque). Note-se, porém, que estes valores são suscetíveis de sobrestimar a resistência ao corte das interfaces, pelo que os fatores de correção estimados poderão constituir limites inferiores dos valores reais de α .

6.2.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS COM SOLO SECO

6.2.3.1. Geogrelha uniaxial

A Figura 6.1 apresenta os resultados dos ensaios de arranque da geogrelha uniaxial (GGRU) realizados com solo solto ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$). As Figuras 6.1(a) e 6.1(b) ilustram, respetivamente, a variação da força de arranque com o deslocamento frontal e a distribuição de deslocamentos ao longo do comprimento da geogrelha (comprimento inicial, medido a partir da pega) no momento em que se registou a força de arranque máxima, para os três provetes ensaiados. Nas Figuras 6.1(c) e 6.1(d) são apresentados, para um provete representativo (proвете 3), os deslocamentos medidos pelos potenciómetros em função do deslocamento frontal e os perfis dos deslocamentos ao longo do comprimento do provete para diferentes percentagens da força de arranque máxima, respetivamente.

Note-se que, na Figura 6.1(c), o deslocamento D1 se refere ao deslocamento medido nas proximidades da extremidade posterior do provete, sendo D2 a D4 os deslocamentos registados em posições sucessivamente mais próximas da extremidade frontal. Representa-se, ainda nesta figura, o deslocamento da pega, através da linha a tracejado, bem como o deslocamento frontal correspondente à mobilização da resistência máxima ao arranque (u_{PR}).

Importa salientar que, embora o comprimento dos provetes aquando da mobilização da resistência máxima ao arranque, ou de diferentes percentagens dessa resistência, não corresponda ao seu comprimento inicial, a opção pela representação deste último, nas Figuras 6.1(b) e 6.1(d), possibilita a análise comparativa da extensão média registada nas diferentes secções do reforço.

Pela análise da Figura 6.1 é possível verificar que a rotura ocorreu devido ao deslizamento dos provetes em relação ao solo envolvente. Em termos médios, foi atingida uma resistência máxima ao arranque de 23,91 kN/m, correspondente a um deslocamento frontal de cerca de 100,22 mm (Figura 6.1a). No instante em que se registou a resistência máxima ao arranque, o deslocamento acumulado na extremidade posterior dos provetes era, em média, de 42,7 mm (Figura 6.1b).

A Figura 6.1(c) evidencia que foram detetados deslocamentos ao longo de todo o comprimento do provete praticamente desde a fase inicial do ensaio. A partir do instante em que foi mobilizada a resistência máxima ao arranque, o provete deslocou-se ao longo da interface como um corpo rígido. Tal como indica a Figura 6.1(d), os incrementos dos deslocamentos registados ao longo do comprimento do provete foram particularmente significativos para valores da força de arranque compreendidos entre 90% e 100% da força máxima atingida no ensaio.

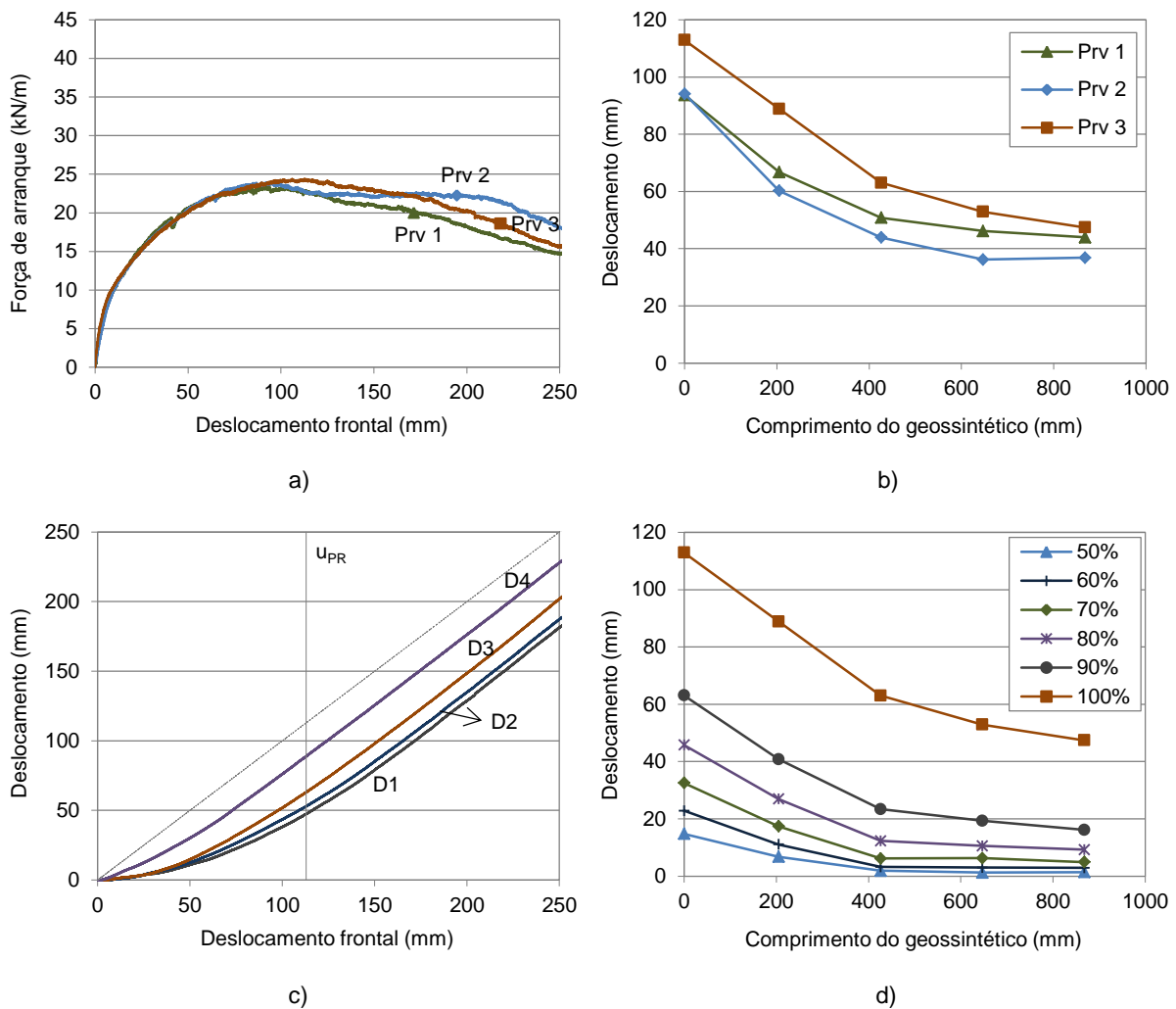


Figura 6.1 - Ensaio de arranque da GGRU ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo da GGRU-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo da GGRU para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3)

Os resultados dos ensaios de arranque da geogrelha uniaxial executados com solo denso ($\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$) são apresentados na Figura 6.2. A evolução da força de arranque com o deslocamento frontal (Figura 6.2a) indica que a rotura foi provocada por falta de resistência à tração da geogrelha. Esta constatação é corroborada pela análise da Figura 6.2(c), que revela que foram desprezáveis os deslocamentos adicionais registados pelos potenciómetros após o momento da mobilização da força de arranque máxima. Pode concluir-se, portanto, que para as condições experimentais em análise, a resistência ao arranque excede a resistência à tração da geogrelha.

A Figura 6.2(b) mostra que os deslocamentos registados no instante em que foi atingida a resistência máxima ao arranque se devem, fundamentalmente, à deformação da geogrelha entre a pega e a segunda barra transversal confinada. Na realidade, o deslocamento medido nas proximidades da extremidade livre dos provetes é desprezável (1,4 mm, em média).

À medida que a força de arranque se aproximou do valor máximo registado no ensaio, a deformação nas duas secções do provete adjacentes à pega foi aumentando progressivamente, a um ritmo aproximadamente constante, até ocorrer a rotura interna do material (Figura 6.2d).

O valor médio da força de arranque máxima mobilizada nestes ensaios foi de cerca de 37,29 kN/m, correspondendo a um deslocamento frontal médio de cerca de 57,87 mm. Comparando a resistência máxima atingida nestes ensaios com o valor obtido no ensaio de tração, realizado de acordo com a norma EN ISO 10319:2008 (52,18 kN/m), constata-se que para as condições experimentais em análise, a resistência à tração do material sem confinamento é superior à resistência à tração do mesmo quando confinado. Esta evidência poderá justificar-se pela elevada concentração de tensões que ocorre, no ensaio de arranque, junto à primeira barra transversal confinada (devido ao desenvolvimento do mecanismo de impulso passivo), facto que, associado à elevada rigidez desta georelha, conduz à sua rotura prematura.

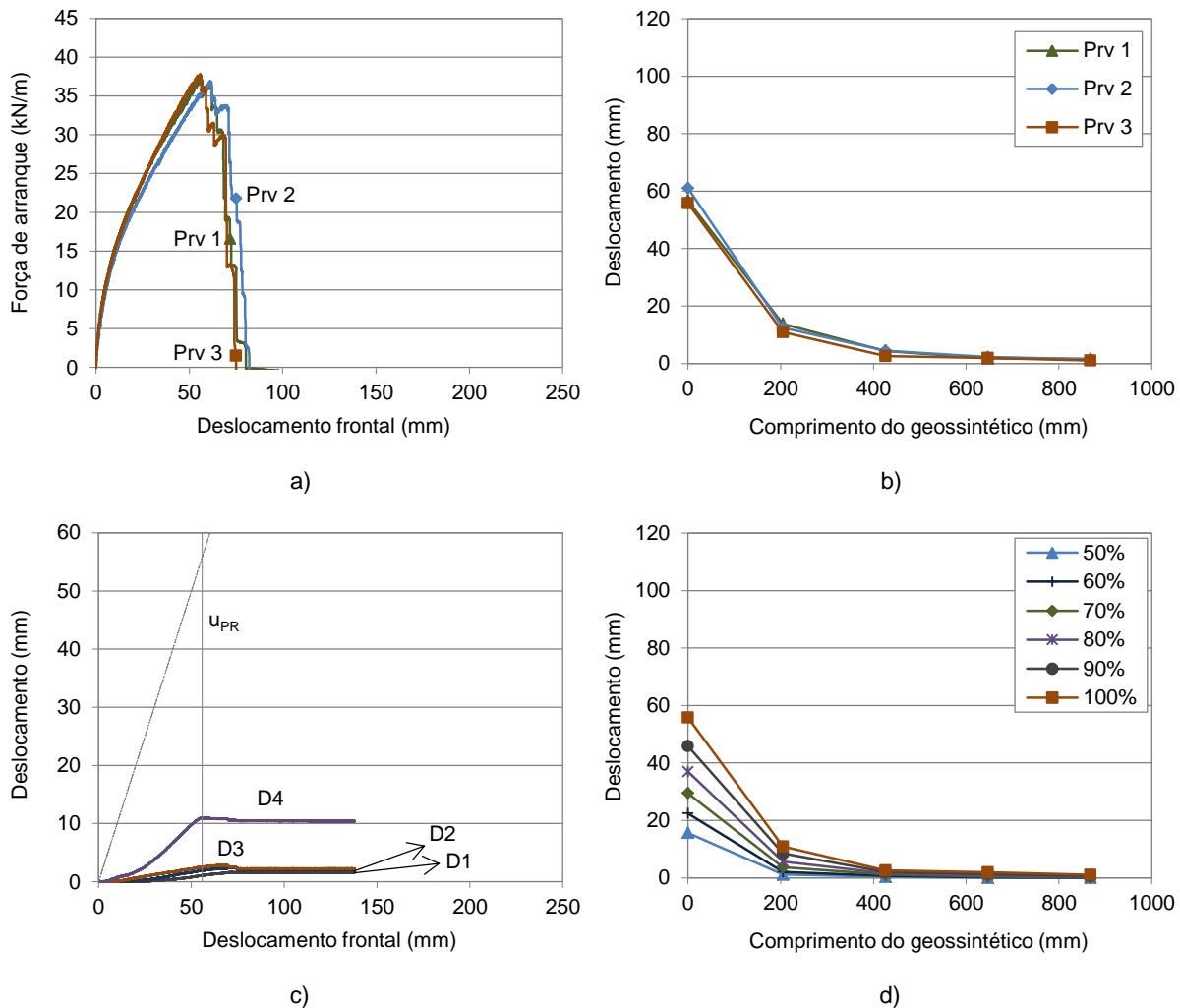


Figura 6.2 - Ensaio de arranque da GGRU ($\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo da GGRU-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo da GGRU para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3)

A Figura 6.3 ilustra o aspeto visual de dois provetes após o término dos ensaios de arranque realizados com diferentes valores do peso volúmico do solo: $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$ (Figura 6.3a) e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ (Figura 6.3b). Como se pode observar, a rotura do material no ensaio realizado com solo denso ocorreu efetivamente junto à primeira barra transversal confinada, onde a concentrações de tensões terá assumido maior relevância. No caso do ensaio realizado com solo solto, não foram observados quaisquer indícios de rotura por tração do material ou outros danos significativos.

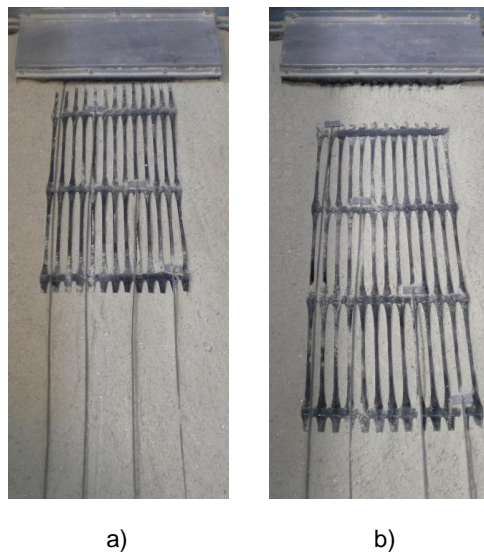


Figura 6.3 - Aspeto visual da GGRU após o ensaio de arranque: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

6.2.3.2. Geogrelha biaxial

Na Figura 6.4 encontram-se resumidos os resultados dos ensaios de arranque realizados com a geogrelha biaxial (GGRB) e o solo solto ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$). A resistência máxima ao arranque e o deslocamento frontal para o qual esta foi mobilizada assumiram, nestes ensaios, valores médios da ordem dos 33,78 kN/m e 104,55 mm, respetivamente (Figura 6.4a).

Apesar de se terem obtido valores próximos quer da resistência máxima, quer do respetivo deslocamento frontal, para os três provetes ensaiados, foram observados modos de rotura distintos. Enquanto nos ensaios envolvendo os provetes 1 e 3, a rotura ocorreu por arranque ou falta de aderência na interface, no caso do provete 2, a rotura deveu-se ao facto de ter sido atingida a resistência máxima à tração do material.

A Figura 6.4(b) revela que, no momento em que foi mobilizada a resistência máxima ao arranque, a extremidade posterior dos provetes apresentava-se deslocada em relação à sua posição inicial (evidenciando a ocorrência de deslizamento ao longo da interface) e que o nível de deformação entre a extremidade frontal dos provetes e o segundo ponto de monitorização de deslocamentos era claramente superior ao das secções subsequentes. Como se pode verificar, o deslocamento registado na extremidade posterior do provete 2 é da mesma ordem de grandeza dos deslocamentos correspondentes aos restantes provetes, o que sugere que a rotura por arranque estaria iminente quando foi atingida a resistência à tração do material.

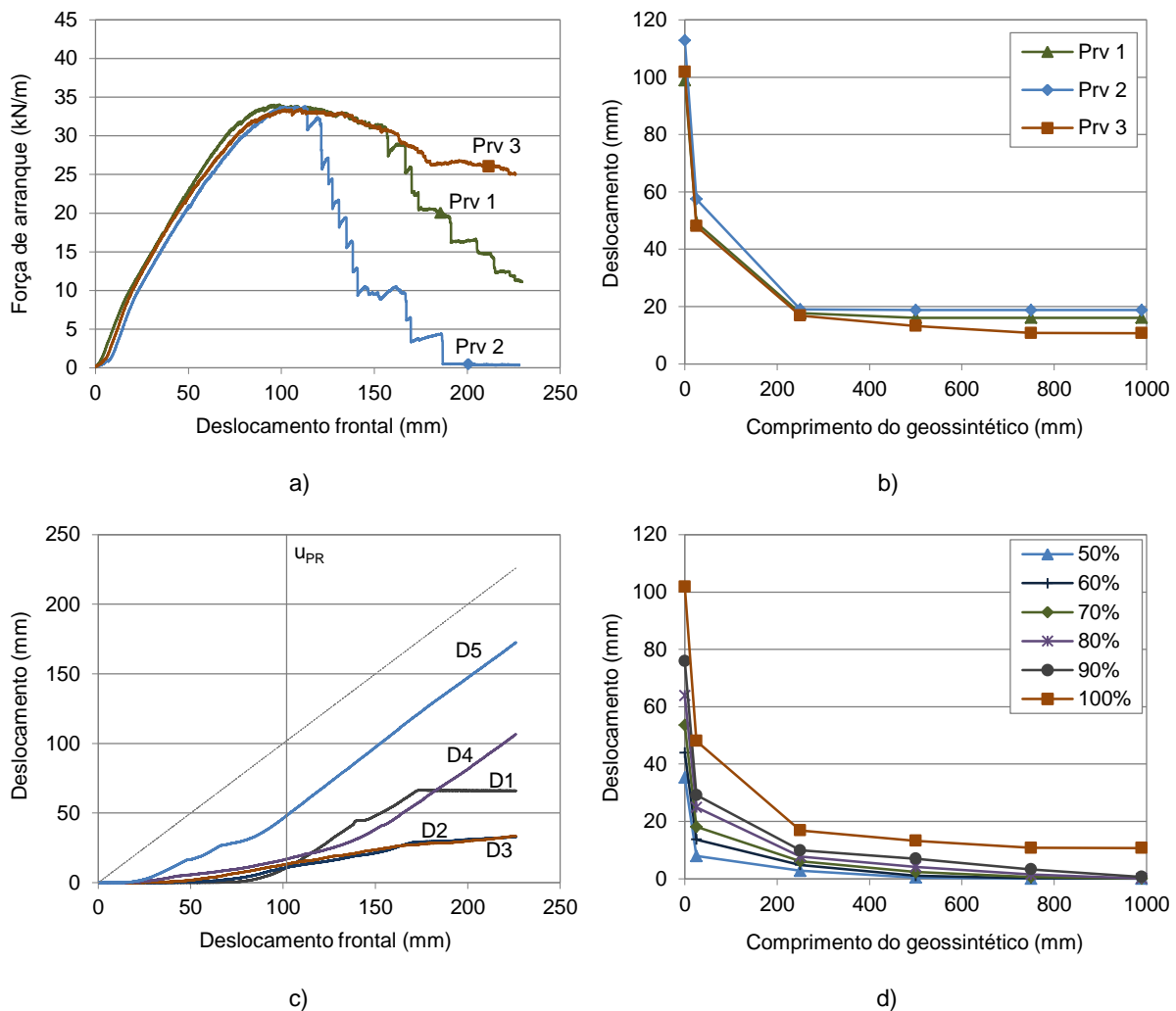


Figura 6.4 - Ensaio de arranque da GGRB ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRB para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo da GGRB-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo da GGRB para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3)

Com base nas curvas dos deslocamentos registados pelos potenciômetros em função do deslocamento frontal, relativas ao provete 3 (Figura 6.4c), é possível concluir que, a partir do instante em que foi mobilizada a resistência máxima ao arranque, o deslocamento medido junto à extremidade posterior (D1) aumentou a um ritmo superior ao dos deslocamentos registados nos restantes pontos de monitorização situados ao longo do comprimento confinado do provete (D2, D3 e D4). Esta ocorrência, que não era à partida expectável, está associada a alguma restrição ao movimento de arranque imposta pelas varetas utilizadas para a transmissão dos referidos deslocamentos aos potenciômetros, nomeadamente nas zonas de fixação ao provete.

A Figura 6.4(d), também referente ao provete 3, mostra que a resistência foi progressivamente mobilizada ao longo do comprimento da geogrelha, à medida que aumentou a força de arranque aplicada. Observa-se, igualmente, que o deslizamento da mesma teve início para uma força de arranque de cerca de 90% do valor máximo atingido no ensaio.

Os resultados dos ensaios de arranque realizados com a geogrelha biaxial inserida em solo compacto são ilustrados na Figura 6.5. As curvas força de arranque-deslocamento frontal relativas aos três provetes ensaiados apresentam tendências semelhantes e evidenciam uma rotura frágil, causada por falta de resistência à tração do reforço. Em termos médios, foi atingida uma resistência máxima ao arranque de 41,09 kN/m, para um deslocamento frontal de cerca de 80,47 mm (Figura 6.5a).

Importa salientar que a força máxima registada nestes ensaios, que corresponde à resistência à tração da geogrelha em condições confinadas, é da mesma ordem de grandeza do valor obtido nos ensaios de tração realizados de acordo com a norma EN ISO 10319:2008 (43,91 kN/m). Deste modo, para as condições experimentais em análise, pode considerar-se desprezável a influência do confinamento na resistência à tração da geogrelha.

No instante em que foi atingido o valor máximo de resistência, a deformação ao longo dos provetes era marcadamente não uniforme. A maior mobilização das tensões tangenciais na parte frontal dos provetes e a quase inexistência de deformações na secção adjacente à extremidade posterior é confirmada pela configuração das curvas de deslocamentos apresentadas nas Figuras 6.5(b) e 6.5(d).

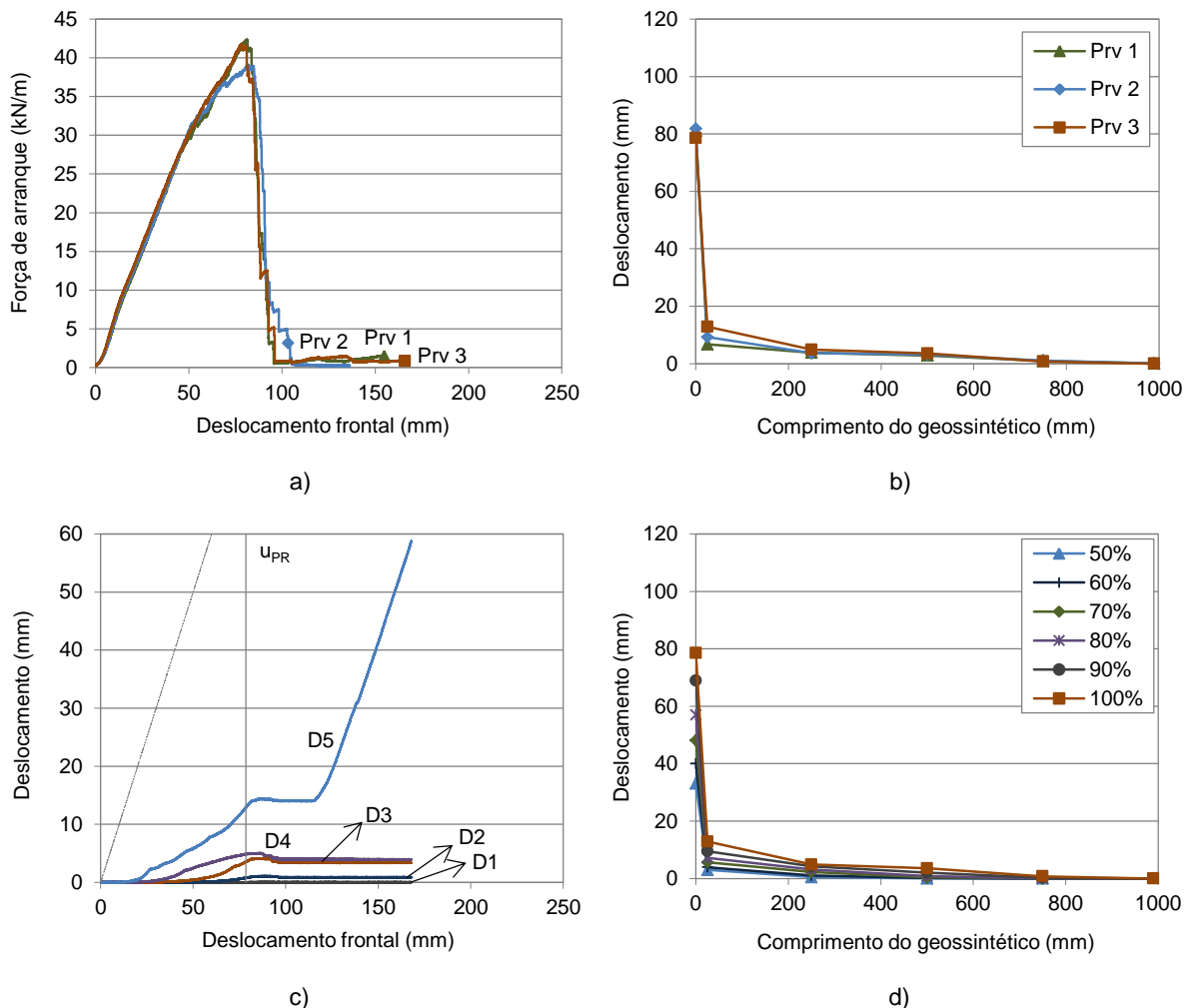


Figura 6.5 - Ensaio de arranque da GGRB ($\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRB para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo da GGRB-deslocamento frontal (provetes 3); d) deslocamentos ao longo da GGRB para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provetes 3)

Tal como mostra a Figura 6.5(c) para um provete representativo (provetes 3), após a mobilização da resistência máxima, não foram registados incrementos de deslocamento ao longo do comprimento confinado da geogrelha.

A Figura 6.6 ilustra dois provetes de geogrelha utilizados nos ensaios de arranque realizados com amostras de solo em diferentes condições de compactidade. Embora se observe, na Figura 6.6(a), relativa ao provete 3 ensaiado em solo solto, que a vareta do potenciômetro linear localizada na parte posterior do provete se soltou durante o ensaio, é possível verificar, através da Figura 6.4(c) apresentada anteriormente, que tal sucedeu após a mobilização da máxima resistência ao arranque, não influenciando os valores dos deslocamentos apresentados nas Figuras 6.4(b) e 6.4(d).

Através da Figura 6.6(b) pode concluir-se que, tal como esperado, a rotura por tração do provete ensaiado em solo denso ocorreu na parte frontal do reforço, zona onde os níveis de deformação assumiram maior relevância.

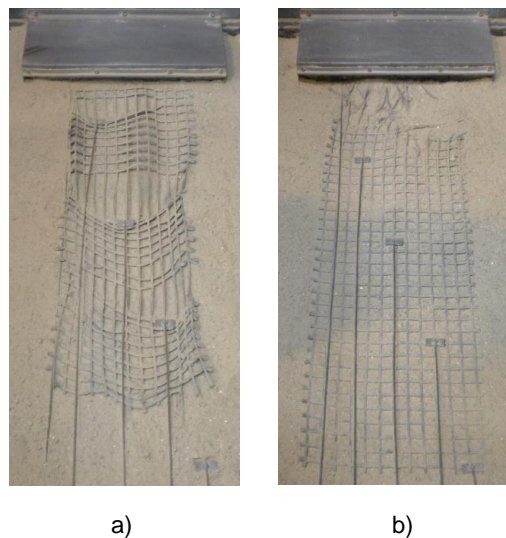


Figura 6.6 - Aspeto visual da GGRB após o ensaio de arranque: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

6.2.3.3. Geocompósito de reforço

A Figura 6.7 apresenta os resultados dos ensaios de arranque envolvendo o geocompósito de reforço e o solo solto. As curvas força de arranque-deslocamento frontal ilustradas na Figura 6.7(a) revelam a existência de uma fase inicial em que os provetes apresentam um comportamento mais rígido, seguindo-se uma fase de menor rigidez, associada à rotura dos filamentos de poliéster, durante a qual é atingida a rotura. Para as condições experimentais em análise, a resistência máxima ao arranque e o respetivo deslocamento frontal assumiram valores da ordem dos 26,44 kN/m e 212,04 mm, respetivamente.

A Figura 6.7(b) demonstra que o comprimento dos provetes foi integralmente mobilizado, sendo, no entanto, muito reduzido o valor do deslocamento medido nas proximidades da extremidade posterior dos provetes, no instante em que se registou a resistência máxima ao arranque. Observa-se, igualmente, que a deformação assumiu maior relevância na parte frontal dos provetes, tendendo a diminuir com a distância ao ponto de aplicação da força de arranque. Na sequência da obtenção do pico de resistência, os deslocamentos ao longo do reforço aumentaram progressivamente à medida que o mesmo foi arrancado da massa de solo envolvente (Figura 6.7c).

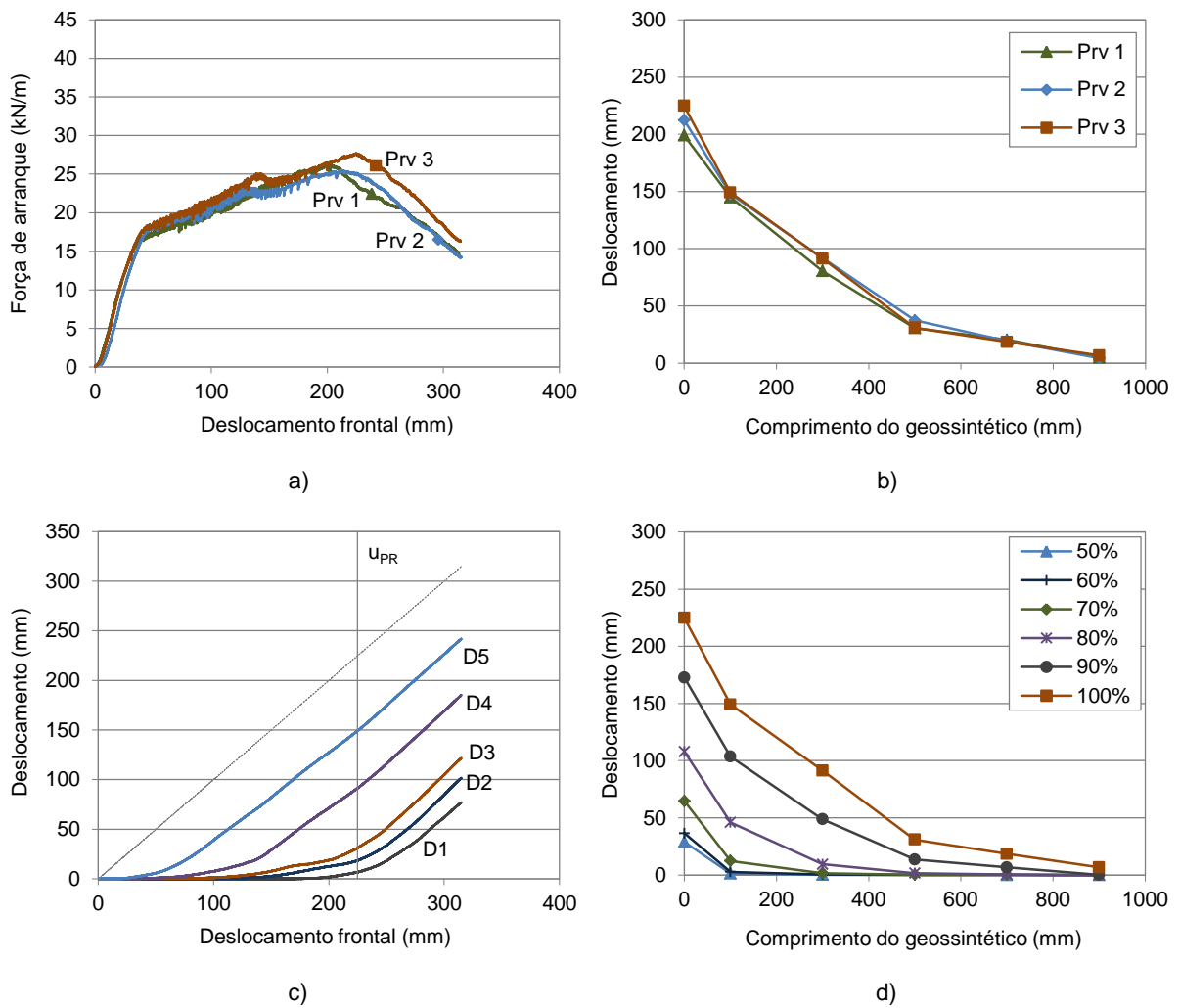


Figura 6.7 - Ensaio de arranque do GCR ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo do GCR para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo do GCR-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo do GCR para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3)

A Figura 6.7(d) permite visualizar o modo como ocorre a mobilização de resistência ao longo do comprimento do geocompósito no decorrer do ensaio. Com efeito, até percentagens da força máxima de arranque da ordem dos 50%, apenas a secção mais próxima da pega contribui para a resistência. À medida que a força de arranque aumenta de intensidade, vão sendo mobilizadas secções do reforço progressivamente mais afastadas da extremidade frontal. Quando se atinge os 90% da força máxima de arranque, toda a extensão do reforço contribui para a resistência, sendo a partir deste valor que se inicia o seu deslizamento ao longo da interface.

Os resultados dos ensaios de arranque do geocompósito de reforço executados com solo denso encontram-se representados na Figura 6.8. À semelhança do observado nos ensaios com solo solto (Figura 6.7a), as curvas representativas da variação da força de arranque com o deslocamento frontal denotam a existência de duas fases distintas antes da rotura. Na segunda fase, caracterizada por uma menor rigidez, é mobilizada a resistência máxima ao arranque do reforço (32,51 kN/m), para um deslocamento frontal de cerca de 251,37 mm (Figura 6.8a).

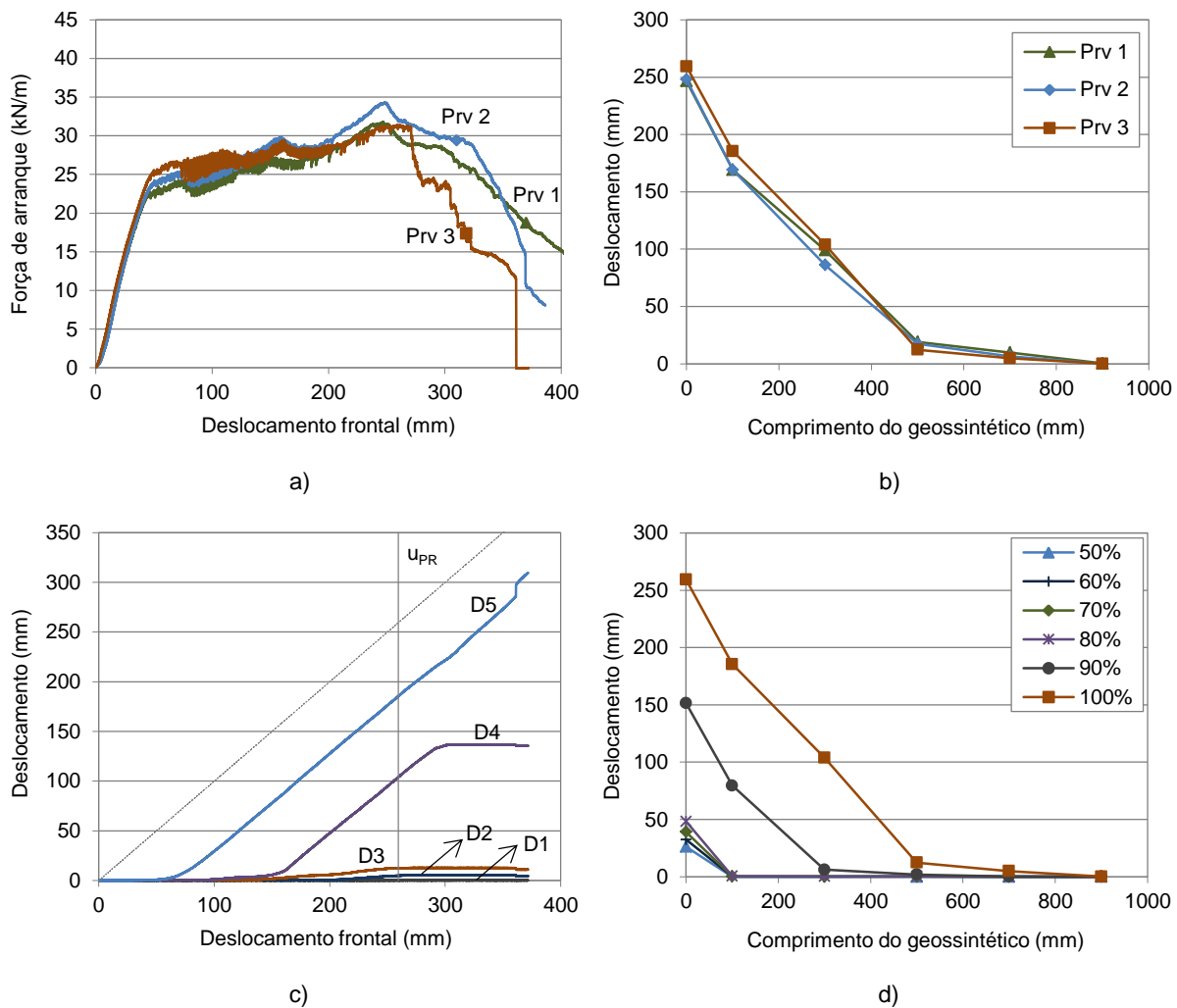


Figura 6.8 - Ensaio de arranque do GCR ($\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo do GCR para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo do GCR-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo do GCR para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3)

À rotura observada nos três ensaios efetuados com solo denso atribuem-se causas distintas. De facto, nos ensaios dos provetes 1 e 2 a rotura ocorreu por arranque, contrariamente ao que sucedeu no ensaio do provete 3, onde se verificou a rotura interna do material (rotura por tração).

Os deslocamentos registados ao longo do comprimento dos provetes para a força de arranque máxima refletem uma forte não uniformidade de mobilização de tensões tangenciais na interface. A deformação dos provetes é substancialmente mais elevada nas três secções adjacentes ao ponto de aplicação da força de arranque, sendo pouco significativa nas restantes secções até à extremidade posterior (Figura 6.8b).

A análise conjunta das Figuras 6.8(c) e 6.8(d), relativas ao provete 3, permite concluir que na fase inicial do deslocamento frontal, mais concretamente até ser atingida uma força de arranque de cerca de 80% do valor máximo registado no ensaio, foi mobilizada apenas a fração do provete localizada entre a pega e o ponto de monitorização de deslocamentos adjacente. Verifica-se, através da Figura 6.8(d), que a grande maioria das deformações ao longo do provete foi registada para percentagens da força

máxima de arranque compreendidas entre 80% e 100%. Após a mobilização da resistência máxima, não foram registados quaisquer incrementos de deslocamento nas secções localizadas entre a extremidade posterior do provete e o terceiro ponto de medição de deslocamentos, D3 (Figura 6.8c).

A Figura 6.9 ilustra dois provetes de geocompósito após os ensaios de arranque, executados para valores distintos do peso volúmico do solo. No ensaio do provete representado na Figura 6.9(a), realizado com solo solto, a rotura ocorreu por falta de aderência na interface. No caso do provete ensaiado em solo denso (Figura 6.9b), observa-se que o mesmo rompeu por falta de resistência à tração numa zona próxima da extremidade frontal.

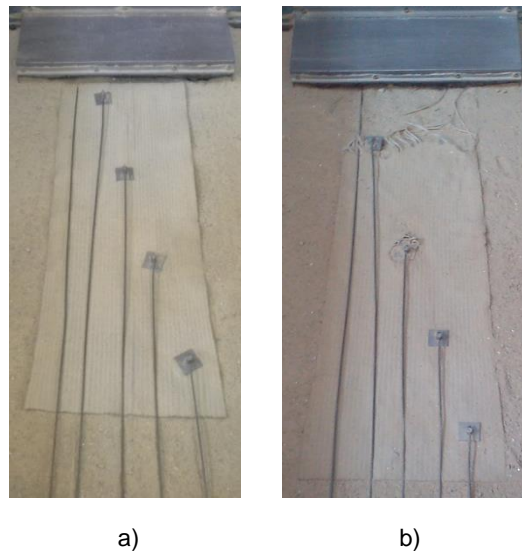


Figura 6.9 - Aspeto visual do GCR após o ensaio de arranque: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

6.2.3.4. Geotêxtil

Na Figura 6.10 apresentam-se os resultados dos ensaios de arranque do geotêxtil confinado em solo solto. Esta figura indica claramente que a rotura foi provocada pelo deslizamento dos provetes ao longo da interface. A força de arranque máxima, de 23,08 kN/m (em média), foi mobilizada para um deslocamento frontal da ordem dos 321,80 mm (Figura 6.10a). A distribuição de deslocamentos ao longo do comprimento dos provetes no momento em que a mesma foi atingida (Figura 6.10b) mostra que as deformações mais pronunciadas foram registadas nas proximidades do ponto de aplicação da força de arranque, decrescendo gradualmente em direção à extremidade posterior dos provetes.

Pela análise da Figura 6.10(d) é possível constatar que o aumento da força de arranque conduziu à mobilização de secções do reforço progressivamente mais afastadas da extremidade frontal. Após a mobilização da resistência máxima ao arranque, o provete deslocou-se em relação ao solo envolvente como se se tratasse de um corpo rígido (Figura 6.10c).

A Figura 6.11 reúne os resultados dos ensaios de arranque envolvendo o geotêxtil e o solo compacto. Tal como nos ensaios realizados com solo solto, a rotura foi originada pelo arranque das inclusões, tendo ocorrido, em termos médios, para uma força de 27,39 kN/m³ e um deslocamento horizontal de 449,86 mm. Os pequenos picos de resistência observados nas curvas força de arranque-deslocamento frontal poderão estar associados a heterogeneidades na estrutura do geotêxtil (Figura 6.11a).

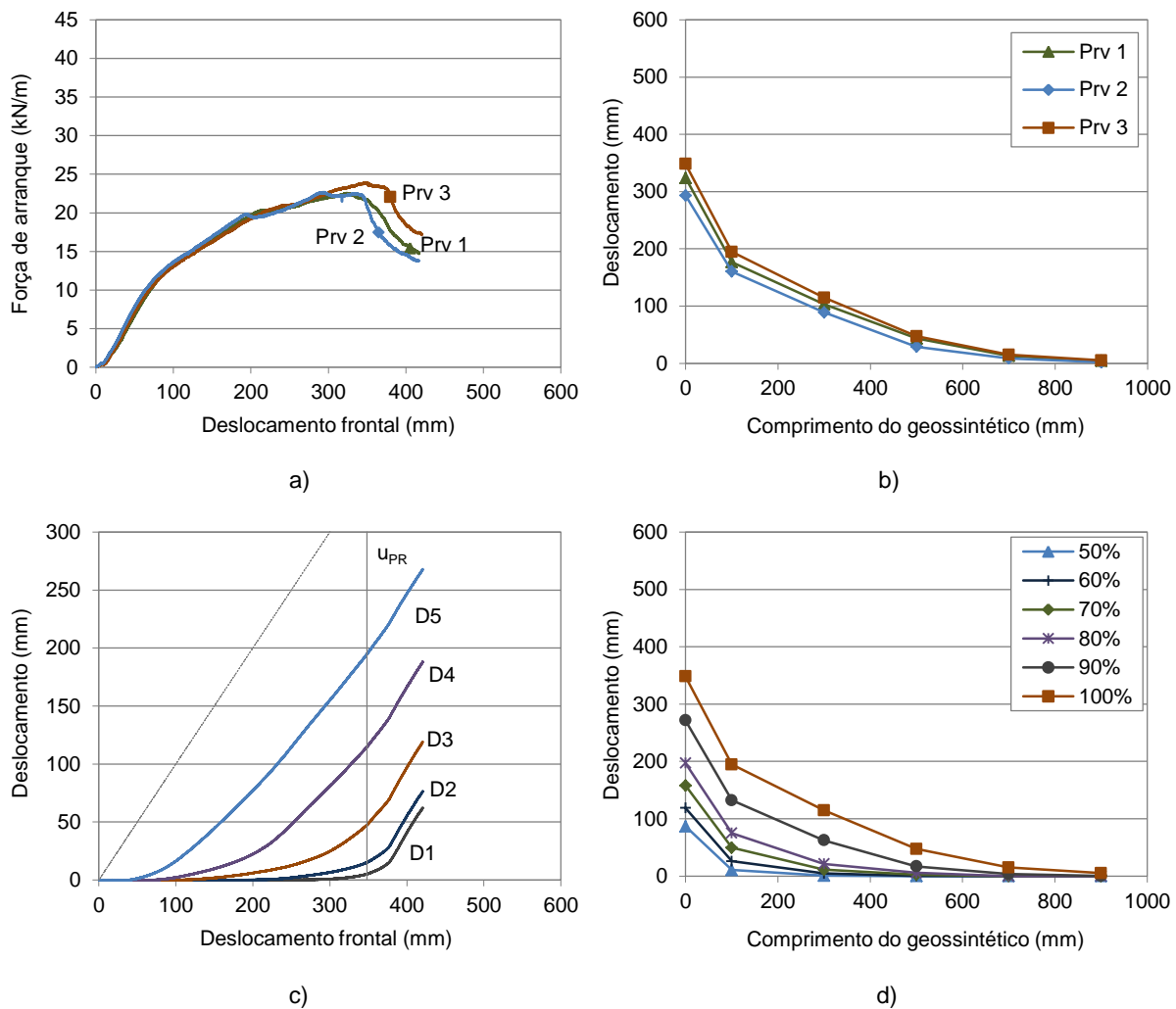


Figura 6.10 - Ensaio de arranque do GTX ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo do GTX para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo do GTX-deslocamento frontal (provetes 3); d) deslocamentos ao longo do GTX para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provetes 3)

Os perfis dos deslocamentos relativos ao instante em que foi atingida a resistência máxima ao arranque (Figura 6.11b) evidenciam uma mobilização de tensões tangenciais decrescente ao longo do comprimento dos provetes. Para além disso, pode verificar-se que era insignificante o deslocamento registado junto à extremidade posterior.

As evoluções dos deslocamentos internos do geotêxtil ao longo do ensaio, traduzidas pelas curvas apresentadas nas Figuras 6.11(c) e 6.11(d), comprovam, uma vez mais, o carácter progressivo da mobilização da resistência ao arranque ao longo do comprimento de reforços extensíveis.

As Figuras 6.12(a) e 6.12(b) apresentam o aspeto visual de dois provetes de geotêxtil após o término dos ensaios de arranque realizados com solo solto e compacto, respetivamente. Independentemente da compacidade do solo, não foram observadas roturas internas do material. Esta evidência seria previsível face à capacidade do material para suportar elevadas deformações por tração previamente à rotura. Recorde-se que, em condições não confinadas, a extensão correspondente à rotura por tração deste geotêxtil ultrapassou os 100% (Capítulo 3).

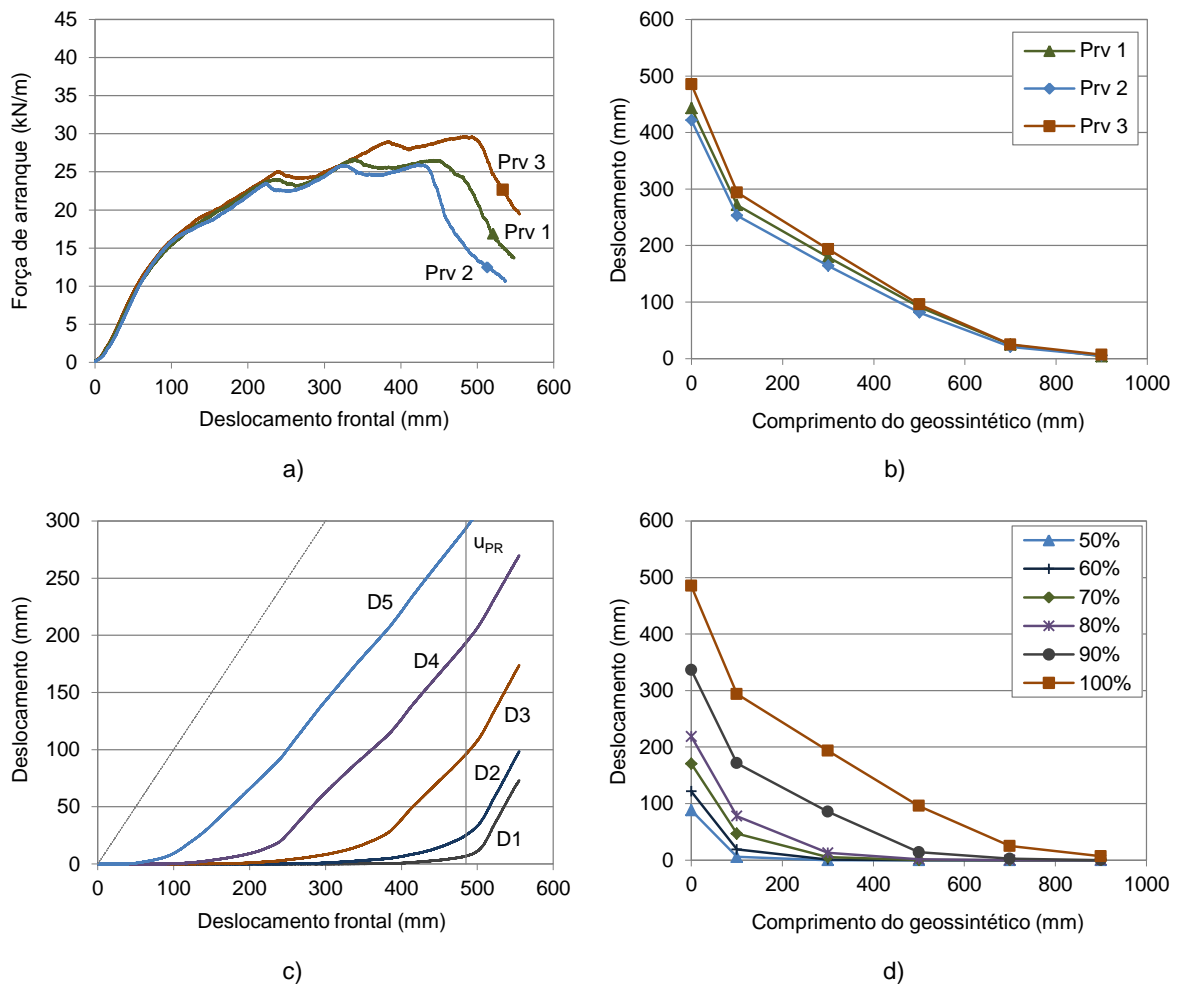


Figura 6.11 - Ensaio de arranque do GTX ($\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo do GTX para a força de arranque máxima; c) deslocamentos ao longo do GTX-deslocamento frontal (provete 3); d) deslocamentos ao longo do GTX para diferentes percentagens da força de arranque máxima (provete 3)

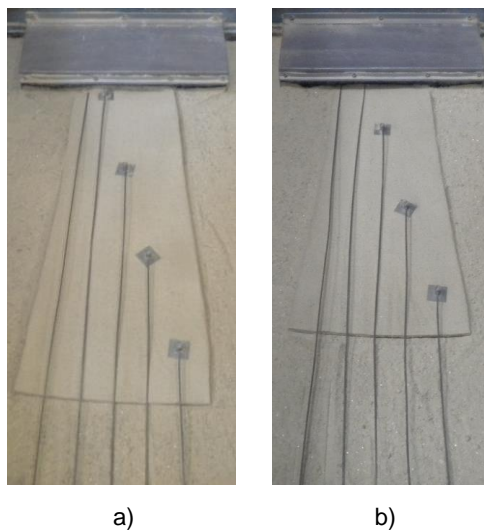


Figura 6.12 - Aspeto visual do GTX após o ensaio de arranque: a) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

6.2.4. INFLUÊNCIA DO TEOR EM ÁGUA DO SOLO

Tal como se referiu anteriormente, o efeito do teor em água do solo no comportamento dos geossintéticos em movimento de arranque foi investigado através da realização de ensaios com o solo seco e com amostras compactadas com o teor em água ótimo e com um teor em água de cerca de metade desse valor.

A Figura 6.13 ilustra a influência do teor em água do solo no comportamento ao arranque da geogrelha uniaxial, expresso em termos da evolução da força de arranque com o deslocamento frontal e da distribuição dos valores médios dos deslocamentos registados ao longo do comprimento dos provetes no instante da mobilização da força de arranque máxima. Nas Figuras 6.13(a) e 6.13(b) representam-se os resultados obtidos aquando da utilização de amostras de solo com peso volúmico seco de $15,31 \text{ kN/m}^3$, enquanto nas Figuras 6.13(c) e 6.13(d) podem ser visualizados os resultados relativos ao solo mais compacto ($\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$).

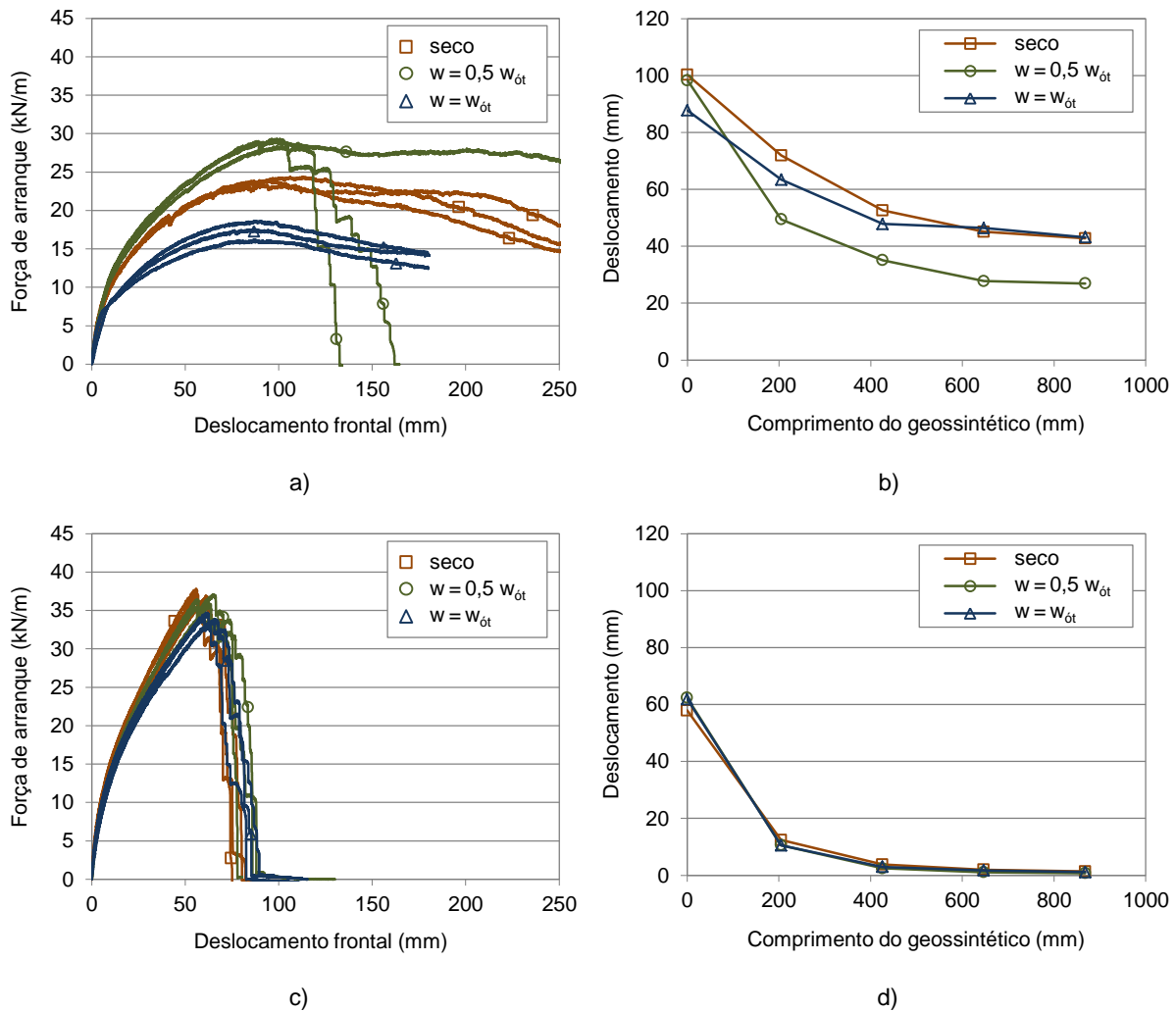


Figura 6.13 - Influência do teor em água do solo nos resultados dos ensaios da GGRU, em termos da evolução da força de arranque com o deslocamento frontal e dos deslocamentos médios registados ao longo da GGRU para a força máxima: a) b) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; c) d) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

Verifica-se, com base na Figura 6.13(a), que o teor em água do solo exerce uma influência substancial sobre a resistência ao arranque da geogrelha quando ensaiada em solo relativamente solto. Com efeito, a resistência ao arranque obtida utilizando o solo com o teor em água de $0,5 w_{ót}$ ultrapassou visivelmente os valores obtidos para o solo seco e com o teor em água mais elevado ($w = w_{ót}$).

Por outro lado, observa-se que enquanto a rotura nos ensaios realizados com solo seco e com teor em água ótimo ocorreu por arranque, para os três provetes ensaiados, nos ensaios em que se utilizou o solo com o teor em água de $0,5 w_{ót}$, dois provetes romperam por falta de resistência à tração e apenas um foi arrancado do solo envolvente. Não obstante os diferentes modos de rotura observados para o teor em água de $0,5 w_{ót}$, quer a força máxima registada, quer o respetivo deslocamento frontal, não apresentaram variações significativas para os três provetes ensaiados (Figura 6.13a).

O facto de se ter registado uma melhoria considerável na resistência ao arranque da geogrelha quando confinada em solo compactado com o teor em água de $0,5 w_{ót}$, relativamente aos valores obtidos para as restantes condições de humidade consideradas, poderá justificar-se pelo efeito favorável da sucção matricial no solo, característica de solos não saturados e mais relevante para teores em água mais reduzidos. Refira-se que a redução da resistência das interfaces entre solos não saturados e geossintéticos, resultante do aumento do teor em água do solo, é geralmente atribuída ao desenvolvimento de pressões intersticiais positivas e à redução da sucção matricial (Khoury *et al.*, 2011; Hatami *et al.*, 2013; Hatami *et al.*, 2014; Esmaili *et al.*, 2014).

As curvas ilustradas na Figura 6.13(b) mostram que, no instante da mobilização da resistência máxima ao arranque, os deslocamentos registados na extremidade posterior dos provetes ensaiados com solo seco e com $w = w_{ót}$ excedem o valor obtido para $w = 0,5 w_{ót}$. Por outro lado, verifica-se que a deformação na parte frontal dos provetes, nomeadamente na secção localizada entre a pega e o ponto de monitorização adjacente, assume maior relevância nos ensaios efetuados com o teor em água intermédio do solo ($w = 0,5 w_{ót}$).

Porém, tal como indicam as Figuras 6.13(c) e 6.13(d), quando o solo é ensaiado num estado mais compacto, a influência do teor em água sobre os resultados dos ensaios de arranque da geogrelha uniaxial tende a esbater-se. De facto, a força de arranque, assim como os deslocamentos ao longo do comprimento dos provetes, evoluíram de forma semelhante durante os ensaios realizados com diferentes valores do teor em água do solo. Nestes ensaios a rotura foi provocada por falta de resistência à tração do reforço, o que poderá estar na origem do menor grau de influência do teor em água do solo sobre os resultados obtidos.

Realça-se, por último, o facto de, independentemente da compacidade do solo, não se terem observado diferenças significativas ao nível dos deslocamentos frontais para os quais foram registados os valores máximos de resistência nos ensaios realizados com os diferentes teores em água (Figuras 6.13a e 6.13c).

O efeito do teor em água do solo na resposta ao arranque da geogrelha biaxial, para os dois valores do peso volúmico seco, é ilustrado na Figura 6.14. As conclusões que se retiram a partir da análise desta figura são semelhantes às apresentadas nos parágrafos anteriores, tendo por base os resultados relativos à geogrelha uniaxial.

Como mostram as Figuras 6.14(a) e 6.14(c), a resistência ao arranque assume valores mais elevados quando a geogrelha é ensaiada em solo compactado com $w = 0,5 w_{ót}$, comparativamente com os valores obtidos para os restantes teores em água, sendo a diferença mais pronunciada quando o solo está menos compacto (Figura 6.14a).

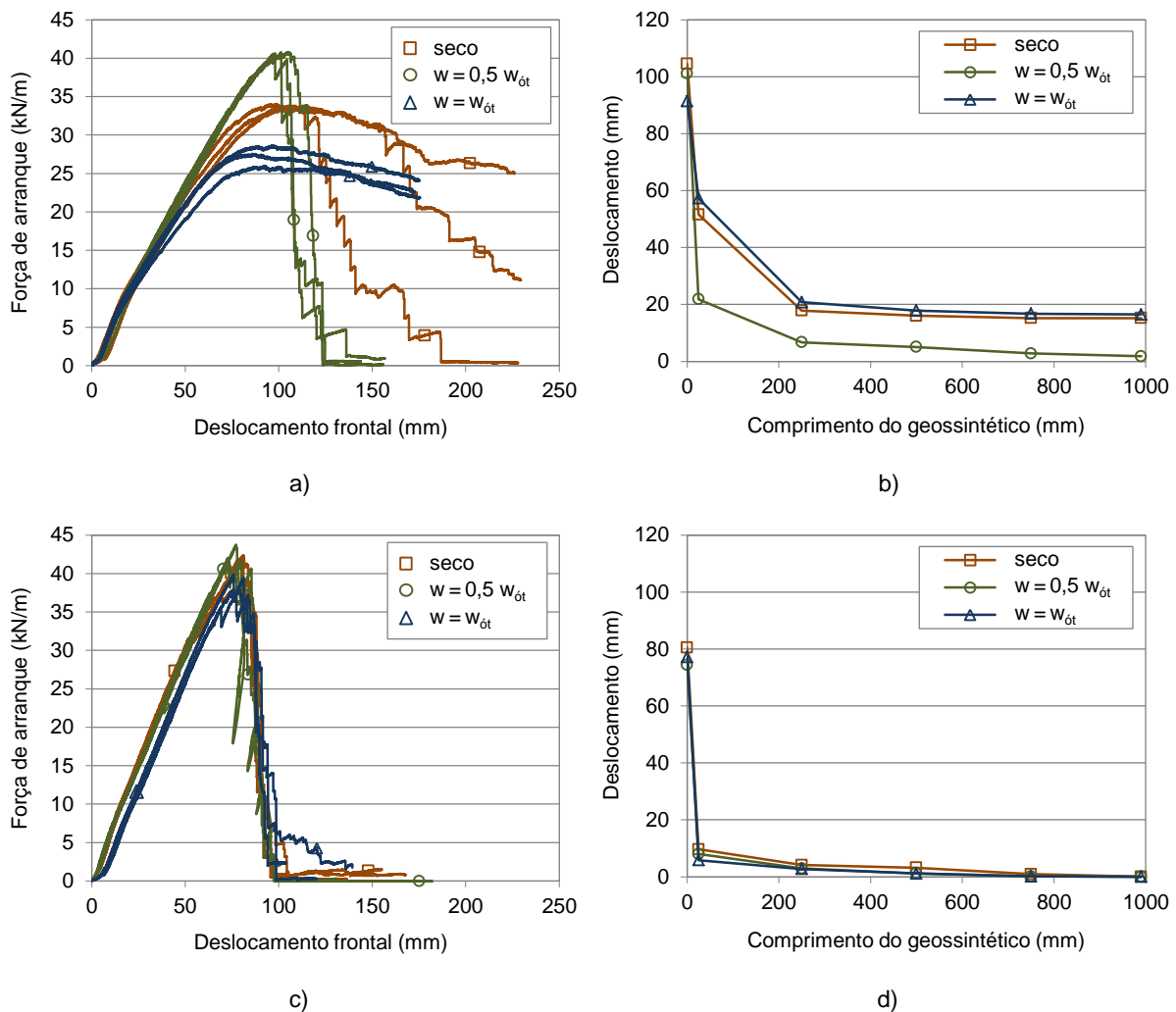


Figura 6.14 - Influência do teor em água do solo nos resultados dos ensaios da GGRB, em termos da evolução da força de arranque com o deslocamento frontal e dos deslocamentos médios registados ao longo da GGRB para a força máxima: a) b) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; c) d) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

Tal como observado para a geogrelha uniaxial, nos ensaios realizados com solo solto, o modo de rotura foi influenciado pelo teor em água utilizado, o mesmo não se verificando nos ensaios com as amostras densas. Por outro lado, independentemente da compacidade do solo, o efeito do teor em água sobre o deslocamento frontal correspondente à mobilização da resistência máxima ao arranque foi pouco significativo (Figuras 6.14a e 6.14c).

Os resultados apresentados nas Figuras 6.14(b) e 6.14(d) indicam que, independentemente do teor em água e do peso volúmico seco do solo, a geogrelha atingiu níveis elevados de deformação na zona frontal, particularmente entre a pega e o ponto mais próximo de monitorização de deslocamentos, sendo muito pouco significativa a deformação registada nas três secções adjacentes à extremidade posterior.

Quando o solo foi ensaiado com maior compacidade, os valores médios dos deslocamentos medidos ao longo do comprimento dos provetes no instante da mobilização da resistência máxima ao arranque foram muito pouco sensíveis ao teor em água do solo (Figura 6.14d).

O efeito do teor em água do solo na resistência ao arranque do geocompósito de reforço e nos deslocamentos registados ao longo do seu comprimento para a força de arranque máxima está expresso na Figura 6.15. Tal como nas figuras anteriores, apresentam-se resultados relativos a diferentes valores do peso volúmico seco do solo: $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$ (Figuras 6.15a e 6.15b) e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$ (Figuras 6.15c e 6.15d).

A análise das Figuras 6.15(a) e 6.15(c) permite constatar que, independentemente da compacidade do solo, os valores mais elevados de resistência ao arranque são obtidos quando aquele se encontra com $w = 0,5 w_{ót}$. Por outro lado, embora, em termos médios, a resistência ao arranque registada na presença do solo com $w = w_{ót}$ tenha assumido valores mais reduzidos, situando-se numa posição intermédia os valores referentes ao solo seco, foi pouco evidente a diferença entre a resistência obtida para as referidas condições de humidade. Esta evidência poderá estar relacionada com o facto de as propriedades hidráulicas dos geotêxteis não tecidos promoverem a dissipação das pressões intersticiais no solo (Ling *et al.*, 1993; Tan *et al.*, 2001; Portelinha *et al.*, 2013).

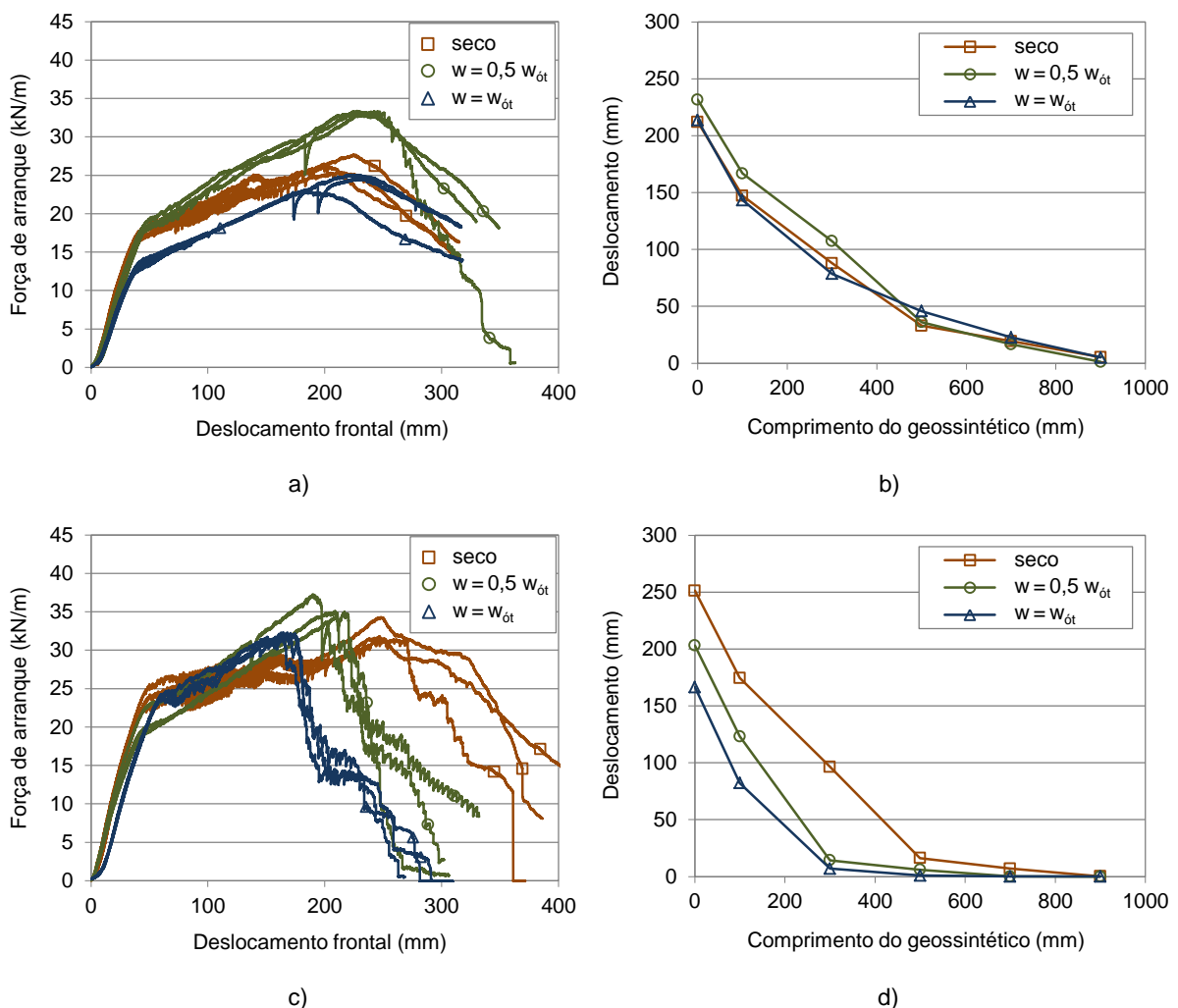


Figura 6.15 - Influência do teor em água do solo nos resultados dos ensaios do GCR, em termos da evolução da força de arranque com o deslocamento frontal e dos deslocamentos médios registados ao longo do GCR para a força máxima: a) b) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; c) d) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

Refira-se, contudo, que nos ensaios realizados com solo compacto, o teor em água teve uma influência considerável sobre o deslocamento horizontal correspondente à mobilização da força de arranque máxima, observando-se uma tendência para o aumento do deslocamento com a redução do teor em água do solo (Figura 6.15c).

No que respeita à configuração das curvas dos deslocamentos medidos ao longo dos provetes na força máxima, observa-se que, no caso do solo solto, a utilização de diferentes teores em água não conduziu a diferenças relevantes nos resultados. Ainda que sem grande significado, verifica-se que os deslocamentos registados na metade dos provetes adjacente à pega foram superiores quando se utilizou o solo com $w = 0,5 w_{ót}$ (Figura 6.15b). Contudo, quando o solo foi compactado para o peso volúmico seco de $17,30 \text{ kN/m}^3$, as deformações registadas variaram significativamente com o teor em água, sendo tanto maiores quanto mais elevados os deslocamentos frontais necessários à mobilização da resistência máxima ao arranque (Figura 6.15d).

A Figura 6.16 ilustra a influência do teor em água na resposta ao arranque do geotêxtil quando confinado por solo com diferentes valores do peso volúmico seco.

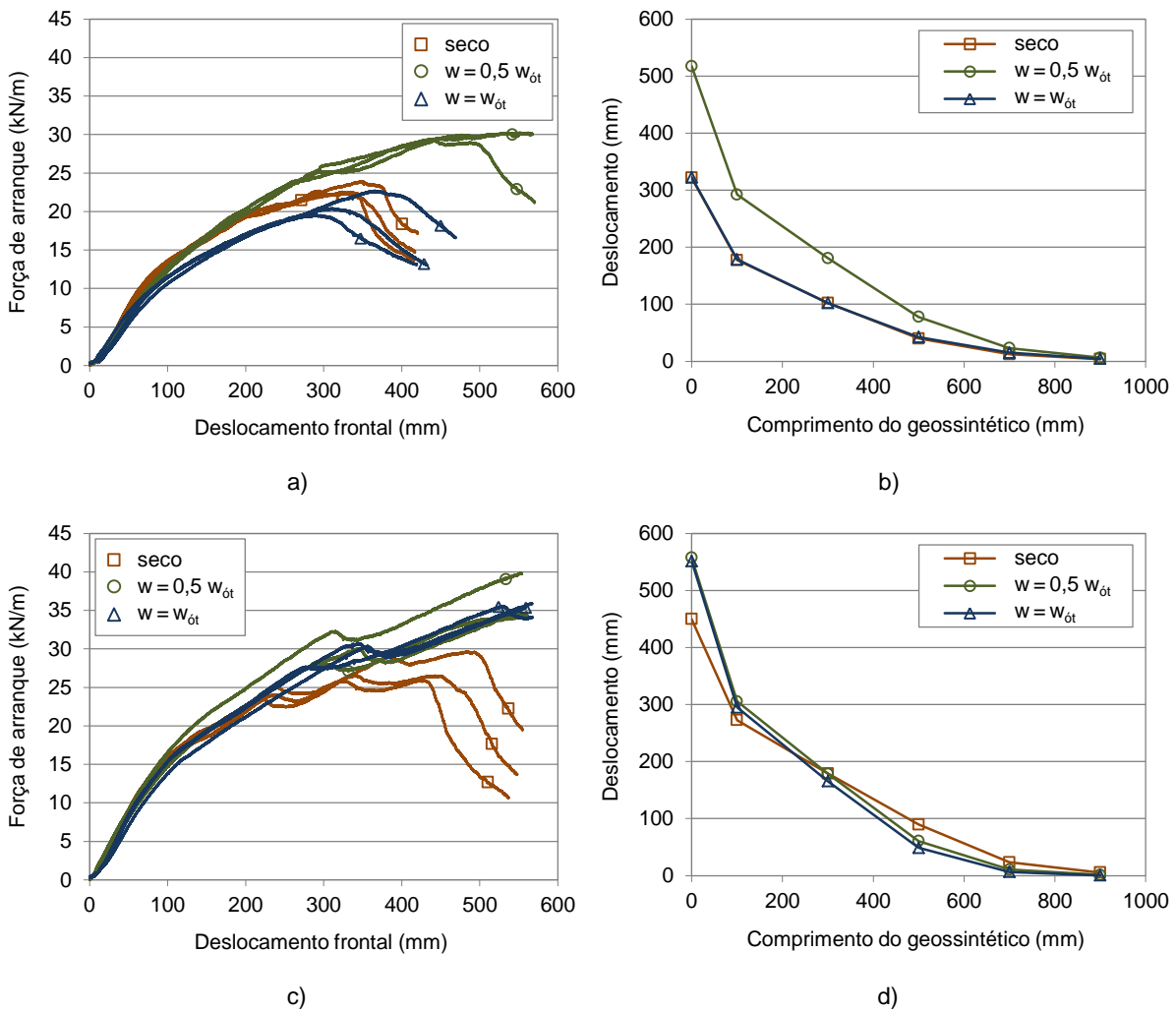


Figura 6.16 - Influência do teor em água do solo nos resultados dos ensaios do GTX, em termos da evolução da força de arranque com o deslocamento frontal e dos deslocamentos médios registados ao longo do GTX para a força máxima: a) b) $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$; c) d) $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$

As Figuras 6.16(a) e 6.16(b), relativas ao peso volúmico seco do solo de $15,30 \text{ kN/m}^3$, refletem uma maior resistência ao arranque, atingida para deslocamentos frontais superiores, e, conseqüentemente, uma deformação mais acentuada ao longo do comprimento do geotêxtil, quando o mesmo é ensaiado em solo com o teor em água de $0,5 w_{ót}$. Tal como observado para o geocompósito de reforço, a resistência ao arranque atingida com o solo seco é, em termos médios, superior à registada com o solo compactado com o teor em água ótimo, embora seja pouco evidente a diferença entre os valores obtidos. Como se referiu, associa-se a esta ocorrência o facto de os geotêxteis não tecidos favorecerem a dissipação das pressões intersticiais do solo.

Relativamente aos resultados obtidos com o solo denso, constata-se, pela análise da Figura 6.16(c), que o deslocamento frontal disponível não foi suficiente para que se verificasse a rotura nos ensaios realizados com os teores em água não nulos. Com efeito, apenas nos ensaios em que o solo foi colocado seco foi possível detetar um pico de resistência.

A Figura 6.16(d) mostra que os perfis dos deslocamentos registados ao longo do comprimento do geotêxtil, no instante em que foi atingida a resistência máxima ao arranque, no caso dos ensaios executados com solo seco, ou no final dos ensaios realizados com os diferentes valores do teor em água do solo, não apresentam diferenças muito significativas entre si. É possível, ainda assim, verificar que, na presença de solo húmido, os deslocamentos na metade posterior do geotêxtil são tendencialmente inferiores aos obtidos com o solo seco, observando-se o oposto nas proximidades da extremidade frontal.

6.2.5. INFLUÊNCIA DA COMPACIDADE DO SOLO

Tal como se mencionou anteriormente, o efeito da compacidade do solo nos resultados dos ensaios de arranque dos geossintéticos foi avaliado para diferentes condições de humidade, mediante a utilização de amostras compactadas para valores do peso volúmico seco de $15,31 \text{ kN/m}^3$ e $17,30 \text{ kN/m}^3$.

A análise dos resultados obtidos permitiu concluir que, independentemente do geossintético utilizado, a influência da compacidade do solo assumiu maior significado nos ensaios realizados com o teor em água mais elevado ($w = w_{ót}$). Por esse motivo, e também por ser um teor em água frequentemente utilizado na construção de estruturas de solo reforçado, optou-se, na presente secção, por abordar os resultados relativos ao teor em água ótimo.

A Figura 6.17 apresenta o efeito da compacidade do solo na resistência ao arranque da geogrelha uniaxial (Figura 6.17a), nos valores médios dos deslocamentos registados ao longo do comprimento dos provetes no instante em que se registou a máxima força de arranque (Figura 6.17b) e nos valores médios da deformação acumulada nesse instante (Figura 6.17c).

Como se pode observar, a compacidade do solo é um fator determinante para a resistência ao arranque da geogrelha (Figura 6.17a). Nos casos analisados, o aumento do peso volúmico seco do solo conduziu a um incremento da rigidez secante, para 50% da resistência máxima ao arranque, de cerca de 54% e a um acréscimo da resistência máxima registada de aproximadamente 96%. Por seu turno, o deslocamento frontal correspondente à mobilização da resistência máxima reduziu cerca de 29%.

Verifica-se, igualmente, que a compacidade do solo influenciou o modo de rotura do reforço. De facto, com o solo compacto, a rotura foi originada por falta de resistência à tração da geogrelha, enquanto com o solo mais solto, a mesma ocorreu por falta de aderência (ou por arranque), tal como evidenciam os deslocamentos registados ao longo dos provetes no momento em que foi mobilizada a resistência máxima (Figura 6.17b).

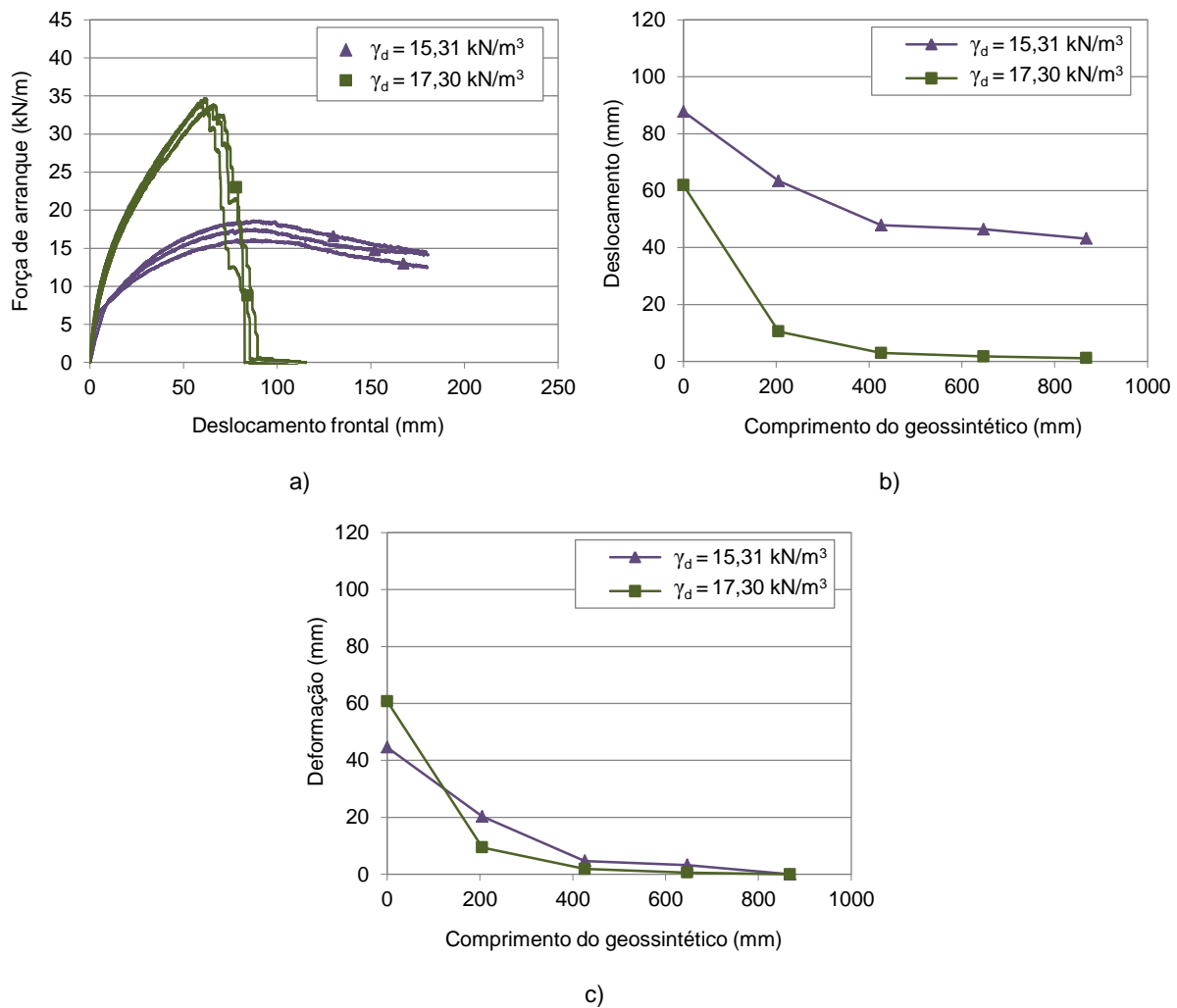


Figura 6.17 - Influência da compactidade do solo nos resultados dos ensaios da GGRU ($w = w_{ót}$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) deformação ao longo da GGRU para a força de arranque máxima

O acréscimo da não linearidade dos deslocamentos ao longo do reforço com a compactidade do solo (Figura 6.17b) denota uma mobilização menos uniforme das tensões tangenciais na presença de solo mais compacto. Com efeito, tal como mostra a Figura 6.17(c), na fração da geogrelha localizada entre a pega e a primeira barra transversal confinada, as deformações são mais relevantes quando a mesma é ensaiada em solo compacto, verificando-se a tendência oposta nas secções mais afastadas do ponto de aplicação da força de arranque. Os resultados sugerem, portanto, que a compactidade do solo tende a restringir as deformações ao longo do comprimento dos provetes, ficando a parte frontal sujeita a elevados esforços tangenciais, o que explica a rotura por falta de resistência à tração nessa zona.

A Figura 6.18 clarifica o efeito da compactidade do solo na resposta ao arranque da geogrelha biaxial. Com base nesta figura, podem retirar-se conclusões semelhantes às anteriormente apresentadas em relação à geogrelha uniaxial.

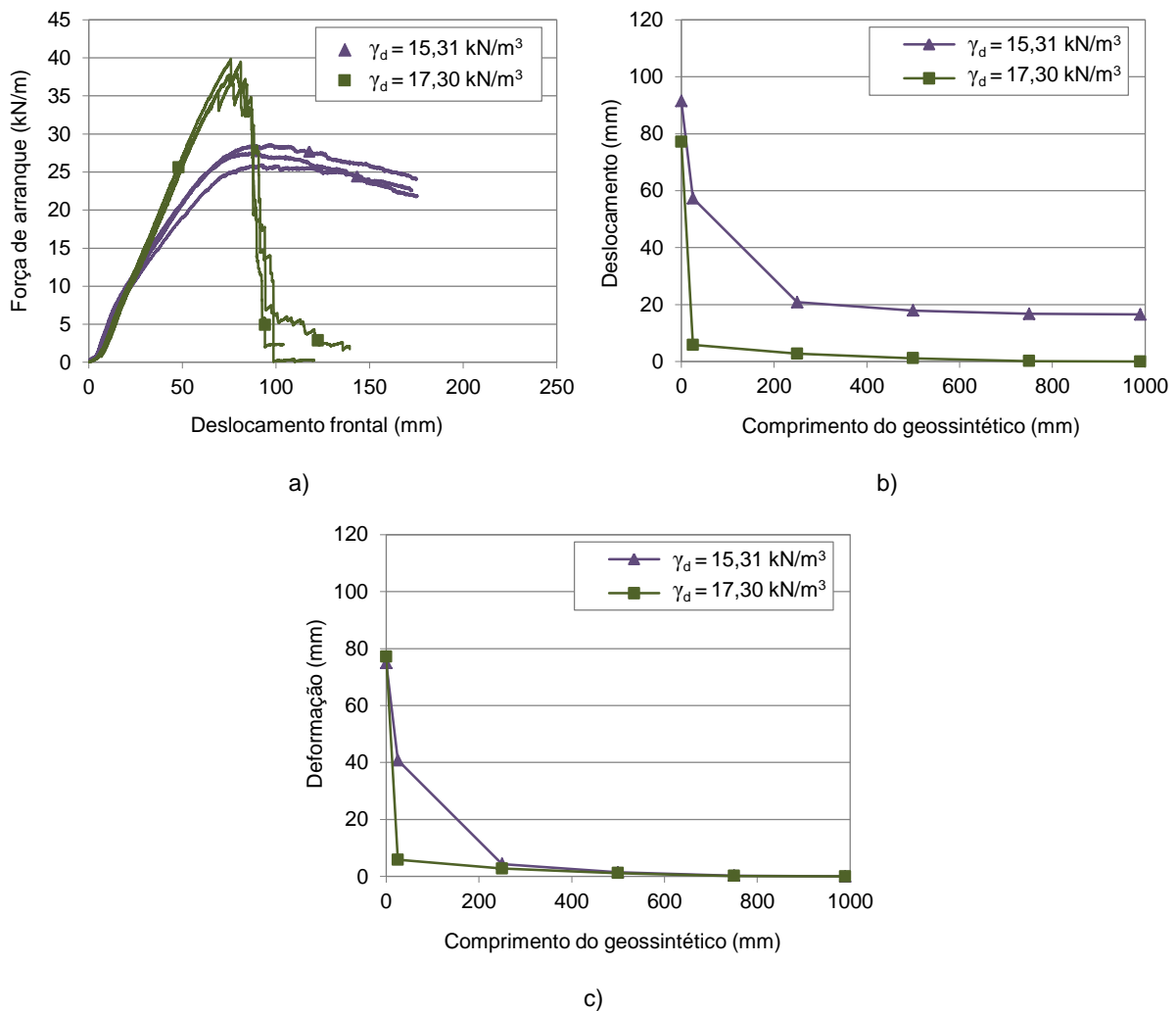


Figura 6.18 - Influência da compacidade do solo nos resultados dos ensaios da GGRB ($w = w_{ót}$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRB para a força de arranque máxima; c) deformação ao longo da GGRB para a força de arranque máxima

O aumento da compacidade do solo traduziu-se em acréscimos de cerca de 14% e 40%, respetivamente, na rigidez secante correspondente a 50% da resistência máxima ao arranque e na resistência máxima atingida. O valor do deslocamento frontal para o qual se registou a força de arranque máxima diminuiu cerca de 16% (Figura 6.18a).

As curvas dos deslocamentos registados ao longo da geogrelha no instante em que foi atingido o valor máximo de resistência, apresentadas na Figura 6.18(b), evidenciam que há arranque do reforço quando o solo utilizado se encontra num estado menos denso, tal não acontecendo com o solo mais compacto. Neste caso, os deslocamentos registados devem-se, fundamentalmente, à deformação da geogrelha na parte frontal. O modo de rotura foi, portanto, uma vez mais influenciado pela compacidade do solo, sendo a rotura por tração observada nos ensaios realizados com solo denso uma consequência direta da acumulação de deformações nas proximidades do ponto de aplicação da força de arranque (Figura 6.18c).

O efeito da compactidade do solo na resistência ao arranque do geocompósito de reforço e nos deslocamentos registados ao longo do seu comprimento no momento da mobilização da resistência máxima pode ser analisado com base na Figura 6.19.

As curvas força de arranque-deslocamento frontal refletem um significativo acréscimo de resistência máxima ao arranque (aproximadamente 33%) associado ao aumento da compactidade do solo, bem como uma redução de cerca de 22% no valor do respetivo deslocamento frontal. Por seu turno, o valor da rigidez secante correspondente a uma força de arranque de cerca de 50% da resistência máxima atingida aumentou cerca de 26% com a compactidade do solo (Figura 6.19a).

Os resultados apresentados na Figura 6.19(b) reforçam a ideia de que a compactidade do solo tende a restringir os deslocamentos ao longo do comprimento dos geossintéticos, conduzindo a elevadas deformações nas proximidades da extremidade frontal e a deformações muito pouco pronunciadas na metade posterior do comprimento dos provetes.

Independentemente da compactidade do solo, é desprezável o valor do deslocamento registado junto à extremidade livre do geocompósito no momento da rotura (Figura 6.19b). Não obstante, e tal como anteriormente verificado para as geogrelhas, aquela foi originada por diferentes fatores nos ensaios em que se utilizaram amostras de solo com compactidades distintas. A rotura ocorreu por arranque, nos ensaios envolvendo o solo solto, e por falta de resistência à tração do geocompósito, quando o mesmo foi ensaiado em solo denso (Figura 6.19a).

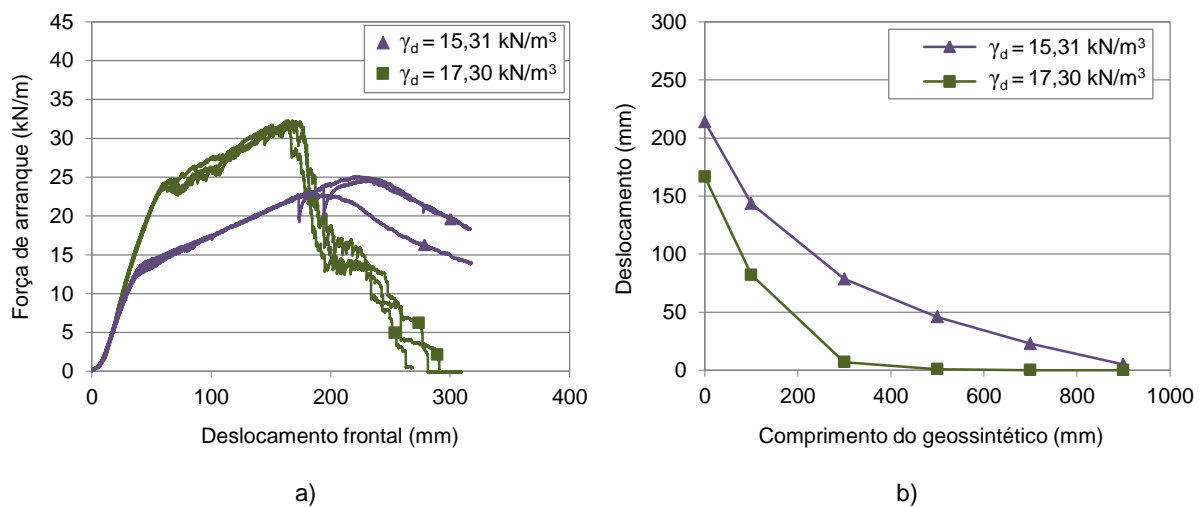


Figura 6.19 - Influência da compactidade do solo nos resultados dos ensaios do GCR ($w = w_{et}$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo do GCR para a força de arranque máxima

A influência da compactidade do solo nos resultados dos ensaios de arranque do geotêxtil está expressa na Figura 6.20. Como se pode observar, nos ensaios realizados com o solo mais compacto, não foi atingida a resistência máxima ao arranque do reforço, por limitações relacionadas com o deslocamento horizontal disponível. Assim, o valor máximo da força de arranque obtido nestes ensaios constitui um limite inferior da resistência ao arranque do geotêxtil. Com base neste valor indicativo, pode concluir-se que a resistência ao arranque do geotêxtil aumentou cerca de 70% com a compactidade do solo. No caso da rigidez secante para uma força de arranque de cerca de metade do valor máximo atingido nos ensaios, o aumento registado foi da ordem dos 13% (Figura 6.20a).

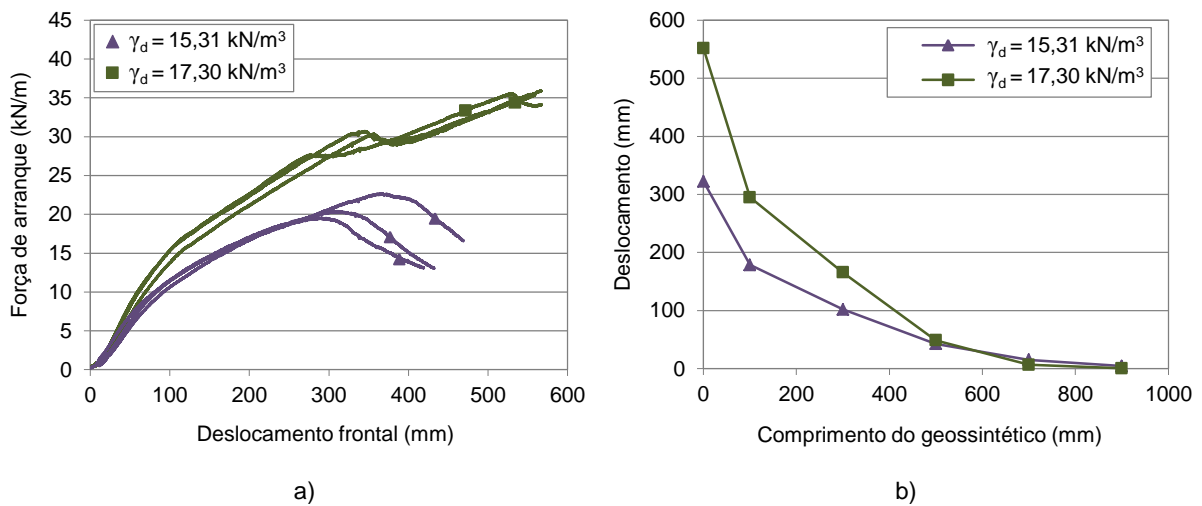


Figura 6.20 - Influência da compactidade do solo nos resultados dos ensaios do GTX ($w = w_{ót}$): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo do GTX para a força de arranque máxima

Tal como seria de esperar, os deslocamentos medidos na parte frontal dos reforços, no momento em que se registou a força de arranque máxima, assumiram valores superiores nos ensaios envolvendo o solo denso, visto corresponderem a um deslocamento frontal cerca de 71% superior. Contudo, não se observam diferenças relevantes entre os deslocamentos registados ao longo das duas secções mais próximas da extremidade posterior dos provetes nos ensaios realizados com diferentes valores do peso volumico seco do solo (Figura 6.20b).

6.2.6. INFLUÊNCIA DO TIPO DE GEOSSINTÉTICO

A Figura 6.21 compara a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal, registada nos ensaios executados com os diferentes geossintéticos, envolvidos por solo solto ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$) e em diferentes condições de humidade: seco (Figura 6.21a), com teor em água de $0,5 w_{ót}$ (Figura 6.21b) e com teor em água igual a $w_{ót}$ (Figura 6.21c). Na Figura 6.22 podem ser visualizados resultados de ensaios idênticos, realizados com o solo mais compacto ($\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$).

A partir da análise destas figuras é possível constatar que, independentemente do teor em água e da compactidade do solo, o geotêxtil exibe uma rigidez claramente inferior à dos restantes geossintéticos, atingindo a resistência máxima ao arranque para deslocamentos horizontais substancialmente mais elevados. Por outro lado, para pequenas deformações, a geogrelha uniaxial tende a apresentar uma rigidez superior à dos demais geossintéticos, sendo os valores obtidos para a geogrelha biaxial e o geocompósito de reforço geralmente muito semelhantes. Observa-se, igualmente, que as geogrelhas apresentam maior rigidez na força máxima do que os geotêxteis, e que a geogrelha biaxial foi, de entre os geossintéticos utilizados, o que melhor desempenho manifestou, no que se refere à resistência máxima atingida nos ensaios.

A Figura 6.21 mostra que, nos ensaios realizados com o solo solto, o geocompósito de reforço exibiu uma resistência ao arranque superior à obtida para a geogrelha uniaxial. Porém, quando o solo foi ensaiado com maior compactidade (Figura 6.22), a resistência atingida com esta última ultrapassou os valores obtidos para o geocompósito, o que estará certamente relacionado com a eficácia da mobilização do impulso passivo nas barras transversais da geogrelha.

Importa salientar que, embora a geogrelha uniaxial apresente uma resistência à tração, em condições não confinadas, superior à da geogrelha biaxial (ver Capítulo 3), foi com esta geogrelha que, como se referiu, se obtiveram os valores mais elevados de resistência ao arranque, independentemente das condições experimentais consideradas.

Esta conclusão atribui-se, fundamentalmente, às diferentes características geométricas das duas geogrelhas utilizadas, face à dimensão média dos grãos do solo. Com efeito, de acordo com a equação (2.22), apresentada no Capítulo 2, a parcela correspondente à mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas que contribui para o coeficiente de resistência na interface, depende, para além de outros parâmetros, do efeito de escala F_1 , cujo valor é função da relação entre a espessura das barras transversais e o diâmetro médio do solo (B/D_{50}). No caso em análise, o valor de F_1 , que é dado pela equação (2.23), é de 1,74 e 1,84, respetivamente, para as geogrelhas uniaxial e biaxial. Verifica-se, portanto, que o efeito de escala no impulso passivo mobilizado nas barras transversais das geogrelhas é ligeiramente superior no caso da geogrelha biaxial.

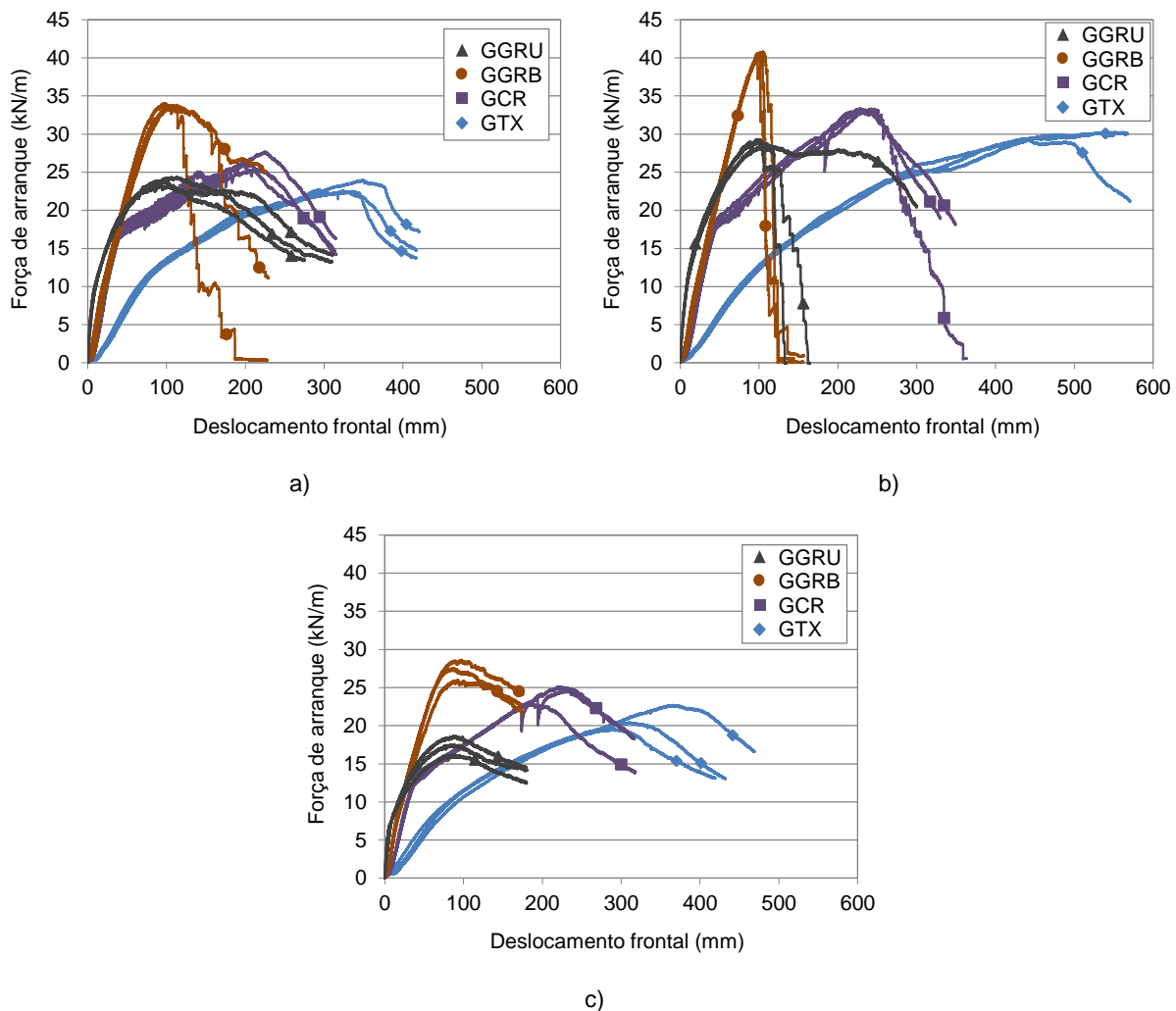


Figura 6.21 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao arranque mobilizada nos ensaios realizados com $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{öt}$; c) $w = w_{öt}$

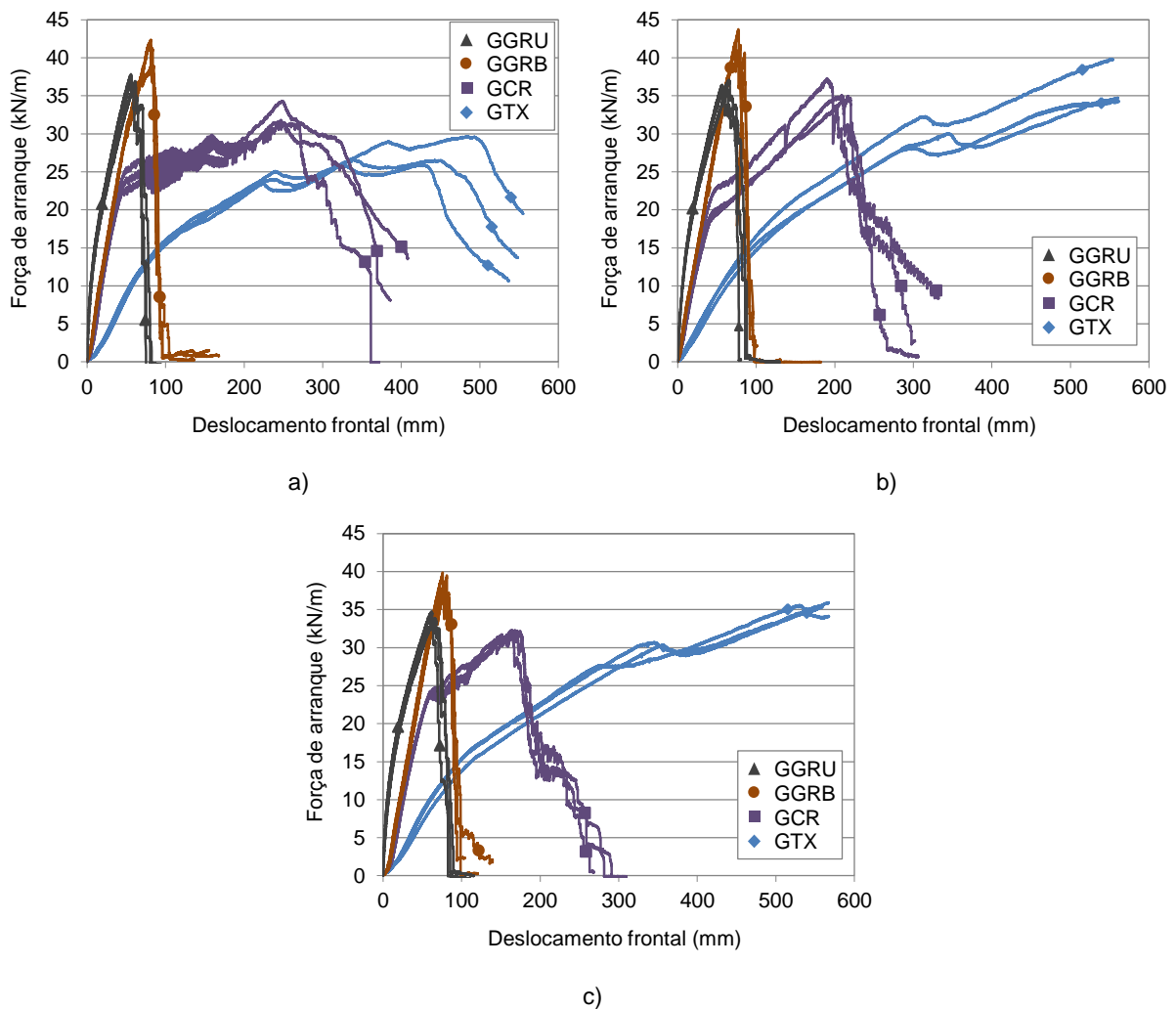


Figura 6.22 - Influência do tipo de geossintético na resistência ao arranque mobilizada nos ensaios realizados com $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{0t}$; c) $w = w_{0t}$

Por outro lado, quando a dimensão média dos grãos do solo confinante é reduzida face à espessura das barras transversais da geogrelha, como acontece no presente caso (note-se que o diâmetro médio do solo é de 1 mm e que a espessura das barras transversais das geogrelhas uniaxial e biaxial é de, respetivamente, 2,5-2,7 mm e 1,6 mm), a superfície de cedência na interface tende a desenvolver-se com configuração aproximadamente plana e na tangente à superfície lateral das barras transversais (Jewell *et al.*, 1984), havendo, nestas condições, lugar à mobilização de atrito solo-superfície lateral da geogrelha e solo-solo.

Assim, a razão pela qual a geogrelha biaxial apresentou melhor comportamento nos ensaios de arranque estará relacionada não só com o melhor desempenho em termos do impulso passivo mobilizado nas barras transversais (expresso pelo maior valor do fator de escala, F_1), mas também, dada a provável configuração da superfície de cedência na interface, com uma maior eficácia na mobilização do atrito solo-solo nas aberturas (já que possui uma área de aberturas superior à da geogrelha uniaxial) e, ainda, com o facto de apresentar uma maior rugosidade superficial, favorecendo a mobilização da resistência proporcionada pelo mecanismo de atrito lateral.

Dado que uma geogrelha com maior resistência à tração sem confinamento nem sempre apresenta melhor desempenho quando confinada, considera-se importante a realização de ensaios de tração em condições confinadas, com o material de aterro que se prevê utilizar em obra, para uma estimativa mais precisa do comportamento tração-extensão destes geossintéticos em serviço.

As Figuras 6.23 e 6.24 ilustram as distribuições dos valores médios dos deslocamentos registados ao longo do comprimento dos geossintéticos, no instante em que foi mobilizada a resistência máxima ao arranque, nos ensaios realizados com solo solto ($\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$) e compacto ($\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$), respetivamente. Em cada figura são representados, em gráficos distintos, os resultados obtidos para os diferentes valores do teor em água do solo.

Analisando a Figura 6.23 constata-se que, nos ensaios realizados com solo solto, os deslocamentos medidos junto à extremidade posterior das geogrelhas tenderam a ser mais elevados do que os obtidos para os geotêxteis.

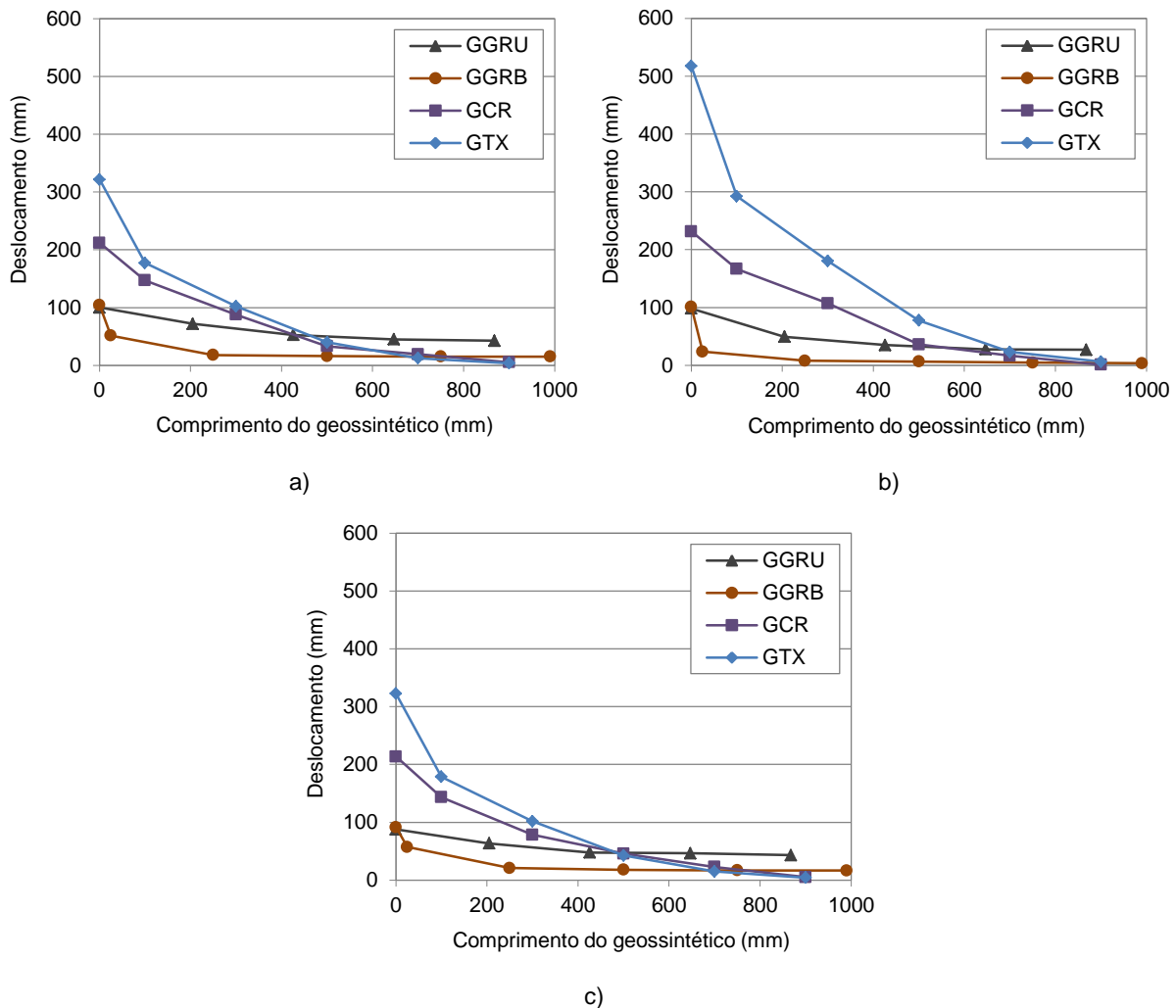


Figura 6.23 - Influência do tipo de geossintético nos deslocamentos registados no momento da resistência máxima ao arranque nos ensaios realizados com $\gamma_d = 15,31 \text{ kN/m}^3$: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{ót}$; c) $w = w_{ót}$

Relativamente às deformações ao longo do comprimento dos reforços, observa-se que estas foram geralmente mais pronunciadas para o geocompósito de reforço e o geotêxtil, o que é congruente com o facto de estes materiais atingirem a resistência máxima ao arranque para deslocamentos horizontais superiores. Excetua-se o primeiro segmento instrumentado da geogrelha biaxial (adjacente à pega), no qual se registaram extensões muito elevadas (Figura 6.23). Na origem desta ocorrência estará o facto de o referido segmento, cujo comprimento inicial era muito reduzido, ter permanecido grande parte do ensaio em condições não confinadas.

Nos ensaios realizados com solo mais compacto (Figura 6.24), independentemente do tipo de rotura observada (isto é, rotura por arranque do reforço ou por falta de resistência à tração), foram desprezáveis os deslocamentos medidos junto à extremidade posterior dos provetes no momento da mobilização da resistência máxima ao arranque. Tal como se verificou para o solo solto, excetuando a secção da geogrelha biaxial adjacente à pega, as deformações registadas ao longo do comprimento dos geotêxteis foram substancialmente mais elevadas do que as medidas ao longo das geogrelhas. Verifica-se, ainda, que o comprimento efetivamente mobilizado dos geotêxteis na força máxima foi, em geral, superior ao das geogrelhas.

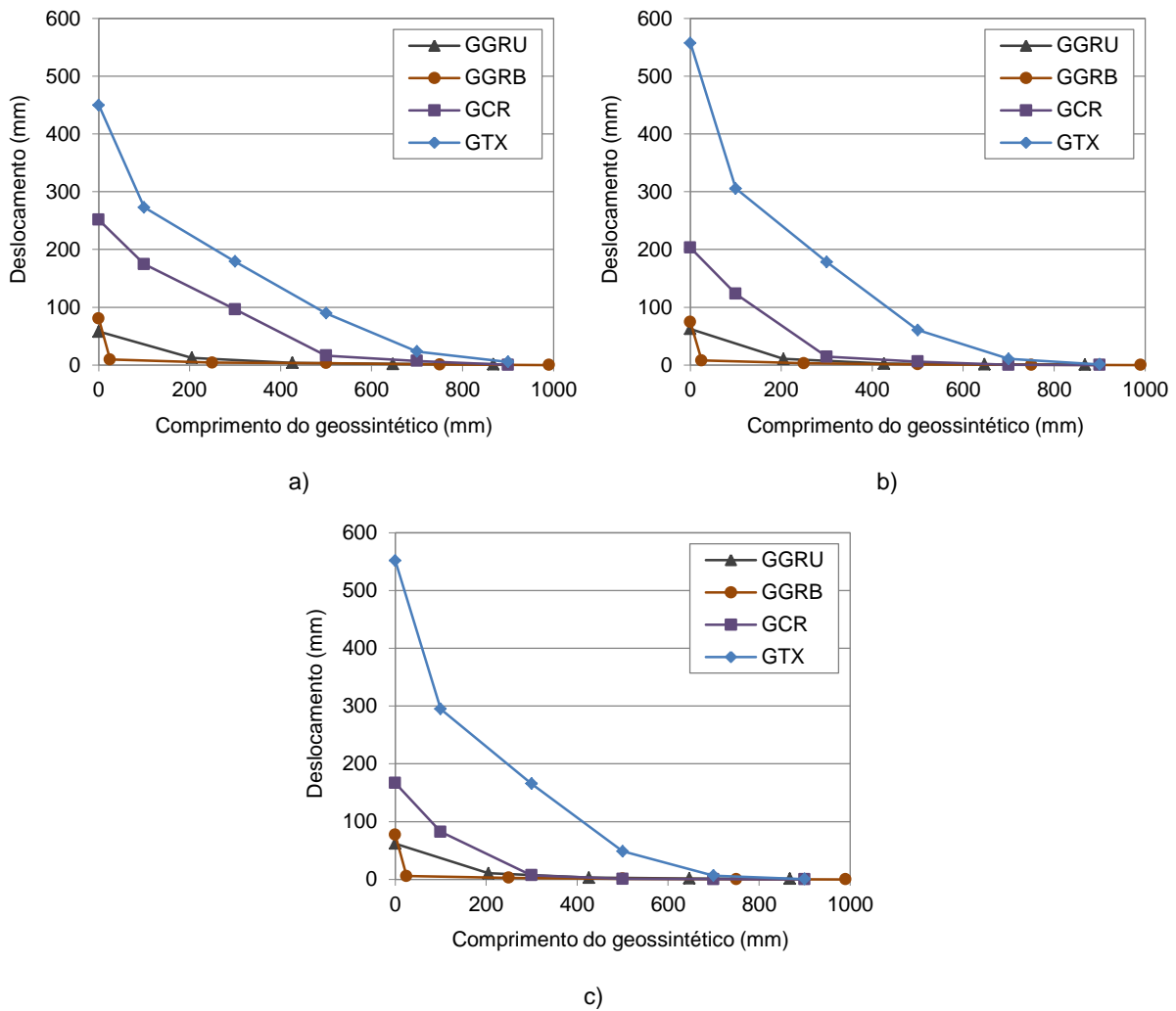


Figura 6.24 - Influência do tipo de geossintético nos deslocamentos registados no momento da resistência máxima ao arranque nos ensaios realizados com $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$: a) solo seco; b) $w = 0,5 w_{0t}$; c) $w = w_{0t}$

6.2.7. RESUMO DE RESULTADOS

O Quadro 6.1 resume os resultados obtidos nos ensaios de arranque realizados em condições de carregamento monotônico, designadamente, os valores médios da resistência máxima ao arranque (P_R) e do deslocamento frontal correspondente (u_{PR}) e ainda da rigidez secante para uma força de arranque da ordem dos 50% da resistência máxima atingida no ensaio (J_{50}). Para cada um dos parâmetros mencionados, são ainda apresentados os respetivos coeficientes de variação.

Para as situações em que não foi atingida a resistência máxima ao arranque dos reforços, devido a limitações relacionadas com o deslocamento horizontal máximo permitido pelo equipamento, são indicados os valores máximos da força de arranque e do deslocamento frontal obtidos nos ensaios.

Quadro 6.1 - Valores médios e coeficientes de variação da resistência máxima ao arranque, do respetivo deslocamento frontal e da rigidez secante para 50% da resistência máxima

Geossintético	Condição do solo		P_R (kN/m)		u_{PR} (mm)		J_{50} (kN/m)	
	w (%)	γ_d (kN/m ³)	Média	CV (%)	Média	CV (%)	Média	CV (%)
GGRU	Seco	15,31	23,91	2,14	100,22	10,96	829,66	0,97
		17,30	37,29	1,30	57,87	4,85	1195,05	6,35
	0,5 $w_{ót}$	15,31	28,93	1,85	98,34	2,03	842,06	5,21
		17,30	36,02	2,90	62,39	4,26	1123,88	4,25
	$w_{ót}$	15,31	17,46	7,07	87,76	0,44	709,13	7,05
		17,30	34,16	1,50	61,89	3,85	1095,22	6,46
GGRB	Seco	15,31	33,78	0,95	104,55	7,02	461,95	6,50
		17,30	41,09	4,23	80,47	2,17	613,27	2,51
	0,5 $w_{ót}$	15,31	40,73	0,26	101,40	3,45	466,21	4,57
		17,30	42,47	2,68	74,39	3,35	597,14	1,30
	$w_{ót}$	15,31	27,40	4,82	91,47	5,86	444,35	5,38
		17,30	38,37	3,53	77,20	2,18	506,13	3,92
GCR	Seco	15,31	26,44	4,30	212,04	6,08	458,60	7,08
		17,30	32,51	4,82	251,37	2,78	562,50	5,61
	0,5 $w_{ót}$	15,31	33,21	0,75	231,70	4,02	419,85	4,07
		17,30	35,59	4,16	203,11	5,48	497,22	7,24
	$w_{ót}$	15,31	24,20	4,85	213,82	11,23	336,24	4,30
		17,30	32,15	0,67	166,58	2,18	424,54	2,03
GTX	Seco	15,31	23,08	3,32	321,80	8,56	143,88	5,22
		17,30	27,39	7,22	449,86	7,17	168,67	1,96
	0,5 $w_{ót}$	15,31	29,95	1,70	517,60	13,10	117,39	2,38
		17,30	>36,33	8,42	>557,52	0,73	143,90	4,91
	$w_{ót}$	15,31	20,91	7,77	322,53	11,94	116,06	9,36
		17,30	>35,65	0,76	>551,83	3,48	131,54	8,01

Constata-se, pela análise do Quadro 6.1, que o aumento da compacidade do solo conduziu a acréscimos da resistência máxima ao arranque dos geossintéticos de até cerca de 96%. Por outro lado, a redução de resistência associada ao aumento do teor em água do solo (entre $w = 0,5 w_{ót}$ e $w = w_{ót}$) atingiu um valor máximo da ordem dos 40%.

Verifica-se, igualmente, que embora a geogrelha biaxial apresente maior resistência ao arranque, comparativamente com os restantes geossintéticos, é à geogrelha uniaxial que correspondem os valores mais elevados da rigidez secante para uma força de arranque de 50% do valor máximo atingido nos ensaios. Em contrapartida, e tal como sugeriam os resultados apresentados anteriormente, o geotêxtil apresenta valores de rigidez consideravelmente mais baixos do que os obtidos para os restantes geossintéticos utilizados.

Os coeficientes de variação obtidos para os diferentes parâmetros em análise evidenciam uma adequada repetibilidade de resultados (Quadro 6.1).

No Quadro 6.2 encontram-se representados os valores médios da tensão tangencial máxima registados nos ensaios de arranque dos geossintéticos (τ_p), para as diferentes condições de compacidade e de humidade do solo, bem como os valores da tensão de corte máxima obtidos nos ensaios de corte direto do próprio solo (τ_s), realizados para condições experimentais idênticas (em termos da tensão normal aplicada e do teor em água e do peso volúmico seco do solo). Este quadro reúne, ainda, os valores médios do coeficiente de resistência das interfaces para o movimento de arranque (f_a) e indica o modo de rotura observado nos vários ensaios.

Com base no Quadro 6.2 é possível concluir que os valores do coeficiente de resistência das interfaces estudadas variam entre 0,25 e 0,79. Observa-se, igualmente, uma tendência para a redução deste coeficiente com o aumento da compacidade do solo, independentemente de se terem observado ou não modos de rotura distintos nos ensaios realizados com os diferentes valores do peso volúmico seco.

O valor do coeficiente de resistência da interface solo-geossintético para o movimento de arranque, quando estimado a partir de resultados experimentais, está dependente de uma diversidade de fatores: resistência ao corte do solo envolvente, atrito entre o geossintético e o solo, comprimento confinado do geossintético, e, no caso de este último ser uma geogrelha, são fatores adicionais a percentagem de aberturas, a área das barras transversais disponível para a mobilização do impulso passivo, a rigidez à flexão dessas barras, a rigidez das ligações entre barras perpendiculares e a relação entre a dimensão dos grãos de solo e a dimensão das aberturas da geogrelha (Collin e Berg, 1993).

Deste modo, encontram-se, na bibliografia, valores muito distintos para o referido coeficiente. Tatlisoz *et al.* (1998) analisaram a interação entre diferentes geossintéticos e materiais híbridos, consistindo em misturas de solo e resíduos de pneus, e obtiveram valores compreendidos entre 0,20 e 0,73. Goodhue *et al.* (2001) apresentaram valores situados no intervalo 0,25-1,4 para diferentes geossintéticos inseridos numa areia de quartzo mal graduada. Mohiuddin (2003) obteve coeficientes variáveis entre 0,44 e 1,04 para diversos geossintéticos em contacto com um solo coesivo. Tang *et al.* (2008) estimaram coeficientes compreendidos entre 0,62 e 1,0 para geogrelhas ensaiadas em brita de granulometria extensa. Hsieh *et al.* (2011) obtiveram valores desde 0,18 a 1,25 a partir da realização de ensaios de arranque de geossintéticos envolvendo diferentes solos granulares.

Da análise comparativa entre os valores apresentados por outros autores e os que se estimaram no presente estudo, é possível concluir que o limite superior destes últimos é, em geral, mais baixo. Esta ocorrência poderá estar associada ao facto de terem ocorrido roturas por tração em grande parte dos ensaios realizados, particularmente nos que envolveram o solo mais compacto, sendo que para essas situações, os coeficientes de interação obtidos representam um limite inferior do valor real. Não

obstante, pode afirmar-se que os valores obtidos no presente trabalho estão em conformidade com os valores estimados por outros autores em estudos semelhantes.

Quadro 6.2 - Valores médios das tensões τ_s e τ_p e do coeficiente de resistência das interfaces, f_a , e indicação do modo de rotura dos provetes

Geossintético	Condição do solo		τ_s (kPa)	τ_p (kPa)	f_a	Modo de rotura
	w (%)	γ_d (kN/m ³)				
GGRU	Seco	15,31	32,82	12,49	0,38	Arranque
		17,30	55,89	18,67	0,33	Tração
	0,5 $w_{ót}$	15,31	25,78	14,87	0,58	Arranque (1) + Tração (2)
		17,30	45,61	18,02	0,40	Tração
	$w_{ót}$	15,31	23,01	9,12	0,40	Arranque
		17,30	41,68	17,10	0,41	Tração
GGRB	Seco	15,31	32,82	17,15	0,52	Arranque (2) + Tração (1)
		17,30	55,89	20,55	0,37	Tração
	0,5 $w_{ót}$	15,31	25,78	20,44	0,79	Tração
		17,30	45,61	21,23	0,47	Tração
	$w_{ót}$	15,31	23,01	13,93	0,61	Arranque
		17,30	41,68	19,18	0,46	Tração
GCR	Seco	15,31	32,82	13,29	0,41	Arranque
		17,30	55,89	16,26	0,29	Arranque (2) + Tração (1)
	0,5 $w_{ót}$	15,31	25,78	16,63	0,64	Arranque (2) + Tração (1)
		17,30	45,61	17,80	0,39	Tração
	$w_{ót}$	15,31	23,01	12,16	0,53	Arranque
		17,30	41,68	16,08	0,39	Tração
GTX	Seco	15,31	32,82	11,58	0,35	Arranque
		17,30	55,89	13,77	0,25	Arranque
	0,5 $w_{ót}$	15,31	25,78	15,07	0,58	Arranque
		17,30	45,61	>18,19	>0,40	Arranque
	$w_{ót}$	15,31	23,01	10,50	0,46	Arranque
		17,30	41,68	>17,83	>0,43	Arranque

No Quadro 6.3 resumem-se os valores da tensão tangencial máxima registados nos ensaios de arranque do geocompósito de reforço e do geotêxtil (τ_p), realizados com diferentes valores do peso volúmico seco e do teor em água do solo, os valores da tensão de corte máxima obtidos a partir dos resultados dos ensaios de corte direto envolvendo os mesmos materiais ($\tau_{s/g}$), para tensão normal equivalente (25 kPa), e ainda os valores do fator de correção associado ao efeito de escala (α), proposto pela FHWA.

Quadro 6.3 - Valores das tensões τ_p e $\tau_{s/g}$ e do fator de correção associado ao efeito de escala, α

Geossintético	Condição do solo		τ_p (kPa)	$\tau_{s/g}$ (kPa)	α
	w (%)	γ_d (kN/m ³)			
GCR	Seco	15,31	13,29	25,28	0,53
		17,30	16,26	33,94	0,48
	0,5 $w_{ót}$	15,31	16,63	20,21	0,82
		17,30	17,80	33,62	0,53
	$w_{ót}$	15,31	12,16	19,66	0,62
		17,30	16,08	19,74	0,81
GTX	Seco	15,31	11,58	22,16	0,52
		17,30	13,77	22,83	0,60
	0,5 $w_{ót}$	15,31	15,07	26,51	0,57
		17,30	>18,19	31,04	>0,59
	$w_{ót}$	15,31	10,50	17,81	0,59
		17,30	>17,83	27,46	>0,65

Refira-se, uma vez mais, que as tensões de corte máximas consideradas ($\tau_{s/g}$) poderão sobrestimar ligeiramente os valores reais, visto terem sido obtidas por extrapolação a partir das retas envolventes de rotura das interfaces solo-geocompósito e solo-geotêxtil, conduzindo, conseqüentemente, à obtenção de valores conservativos para o fator de correção (α).

Como se pode observar, os valores do fator de correção estimados no presente estudo situam-se no intervalo 0,48-0,82, sendo o valor médio igual ao valor recomendado pela FHWA para geossintéticos com superfície lateral contínua ($\alpha = 0,6$). Portanto, pode afirmar-se que, de um modo geral, os valores obtidos neste trabalho confirmam a adequação do valor preconizado pela FHWA para o cálculo da resistência ao arranque de geotêxteis na ausência de resultados experimentais.

6.3. ENSAIOS DE ARRANQUE EM CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO CÍCLICO

6.3.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Como se mencionou no Capítulo 3, os ensaios de arranque em condições de carregamento cíclico foram realizados com o objetivo de caracterizar o comportamento cíclico e pós-cíclico da geogrelha uniaxial, inserida em solo seco e com diferentes índices de compactidade, quando solicitada por ondas do tipo sinusoidal.

Procurou-se avaliar a influência, sobre esse comportamento, do nível de carga aplicada no reforço no instante em que a solitação cíclica tem início, da frequência e amplitude da força sinusoidal, do número de ciclos de carregamento e da tensão normal ao nível da interface solo-geogrelha.

Ao longo destes ensaios efetuou-se a monitorização da força de arranque imposta ao provete, do deslocamento frontal resultante dessa força, dos deslocamentos registados em quatro pontos situados ao longo do comprimento da geogrelha (junto às barras transversais) e ainda da tensão normal aplicada.

6.3.2. TRATAMENTO DE RESULTADOS

Para a análise do comportamento da geogrelha ao longo dos ensaios de arranque realizados em condições de carregamento cíclico, representaram-se graficamente as curvas de variação da força de arranque em função do deslocamento frontal e dos deslocamentos ao longo dos provetes no instante da mobilização da resistência máxima ao arranque, estabelecendo uma comparação entre essas curvas e as relativas aos ensaios efetuados em condições monotônicas, também com controlo de força e para condições experimentais idênticas (em termos do índice de compacidade do solo e da tensão normal aplicada).

A evolução dos deslocamentos e das deformações ao longo da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico foi igualmente avaliada. Os deslocamentos medidos pelos potenciômetros no instante em que se registou o valor máximo da força de arranque em cada ciclo foram representados quer ao longo do comprimento do reforço, quer em função do número de ciclos de carregamento.

Tendo em vista uma análise quantitativa do comportamento da geogrelha face às solicitações cíclicas consideradas, foram definidos e analisados os seguintes parâmetros: o deslocamento acumulado junto à extremidade frontal da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico (U_{ac}), a deformação acumulada durante a fase cíclica na secção da geogrelha localizada entre a pega e o primeiro ponto de medição de deslocamentos (ϵ_{ac}^1) e a deformação média (ao longo do comprimento geogrelha) acumulada durante a mesma fase (ϵ_{ac}^m).

Apresentam-se, de seguida, os resultados dos ensaios efetuados com carregamento cíclico base (e diferentes índices de compacidade do solo), seguindo-se um estudo paramétrico contemplando a análise do efeito da intensidade da força de arranque aplicada no reforço no instante em que a solicitação cíclica tem início, da frequência e amplitude da força sinusoidal, do número de ciclos de carregamento e da tensão normal aplicada ao nível do reforço sobre o comportamento cíclico e pós-cíclico da geogrelha. É apresentado um resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios efetuados com amplitude constante e, por fim, são analisados os resultados dos ensaios escalonados.

6.3.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS COM CARREGAMENTO CÍCLICO BASE

Nos ensaios de arranque com carregamento cíclico base, realizados com tensão normal de 25 kPa, a fase de carregamento cíclico teve início quando a força de arranque atingiu cerca de 50% da força máxima obtida em ensaio monotônico. Ao longo da fase cíclica, foram aplicados 40 ciclos de carregamento com frequência de 0,1 Hz e amplitude da ordem dos 15% da resistência máxima registada em condições monotônicas. A Figura 6.25 ilustra a evolução da força de arranque ao longo do tempo no ensaio cíclico base realizado com um índice de compacidade do solo de 50%.

Alguns dos resultados obtidos neste ensaio podem ser visualizados na Figura 6.26. As Figuras 6.26(a) e 6.26(b) comparam, respetivamente, a variação da força de arranque com o deslocamento frontal e os deslocamentos ao longo do comprimento da geogrelha no momento da mobilização da resistência máxima ao arranque, registados nos ensaios executados em condições de carregamento monotônico e cíclico. A Figura 6.26(c) apresenta o perfil dos deslocamentos medidos ao longo da geogrelha no instante correspondente ao início da fase de carregamento cíclico, bem como a evolução dos mesmos durante essa fase (relativos ao momento da mobilização da força de arranque máxima do respetivo ciclo). Na Figura 6.26(d) mostra-se a evolução dos deslocamentos acumulados nas duas extremidades do reforço ao longo dos 40 ciclos de carregamento.

Os resultados relativos ao ensaio cíclico base efetuado com solo denso ($I_D = 85\%$) encontram-se representados na Figura 6.27.

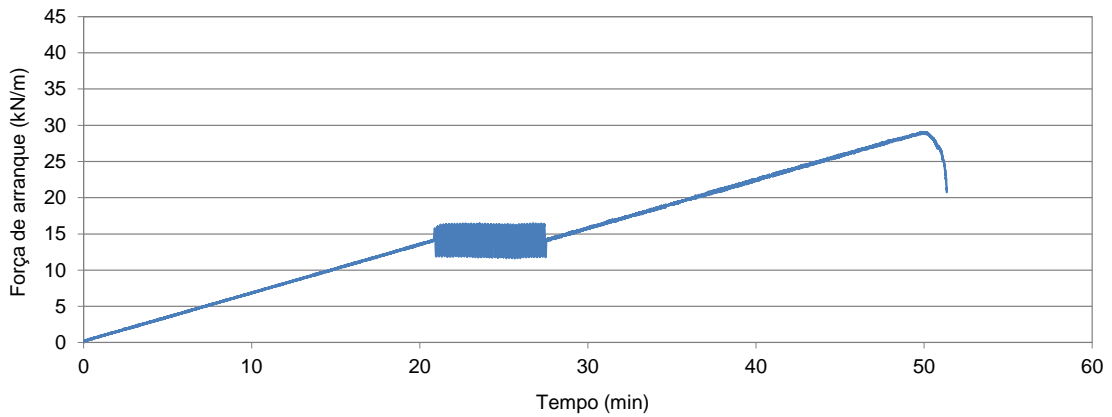
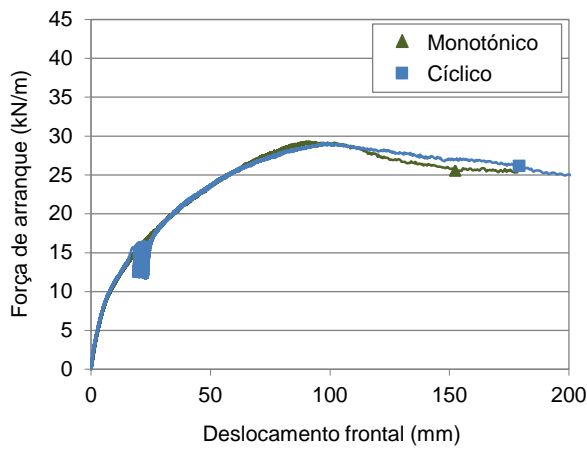
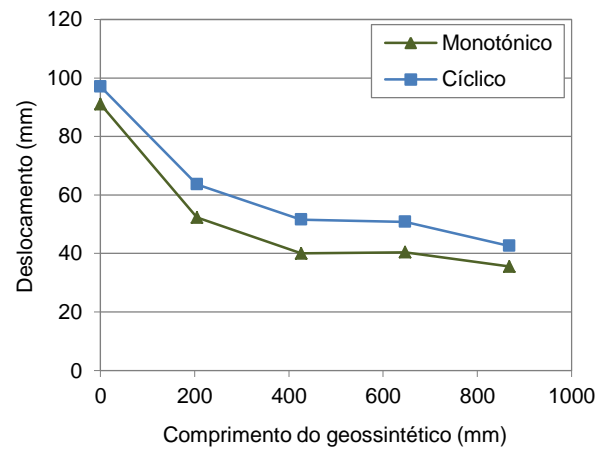


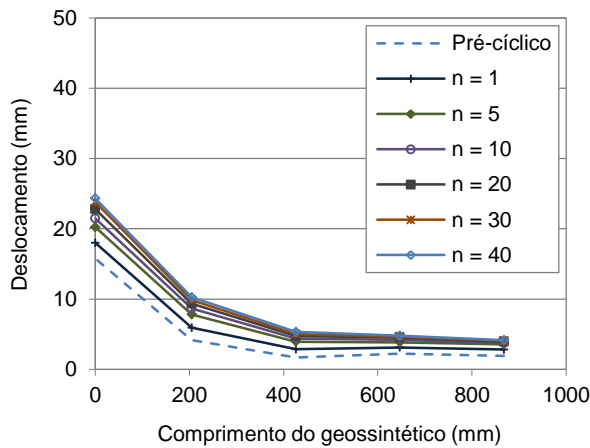
Figura 6.25 - Evolução da força de arranque ao longo do tempo no ensaio cíclico base ($\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz, $A_f/P_R = 0,15$ e $n = 40$) realizado com $I_D = 50\%$



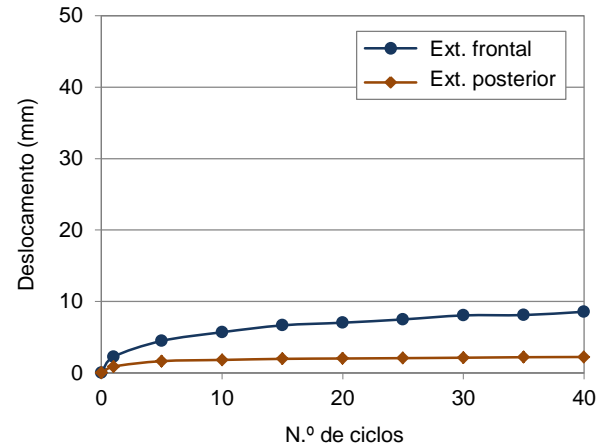
a)



b)



c)



d)

Figura 6.26 - Resultados do ensaio cíclico base ($\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz, $A_f/P_R = 0,15$ e $n = 40$) realizado com $I_D = 50\%$: a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica; d) evolução dos deslocamentos acumulados nas extremidades da GGRU durante a fase cíclica

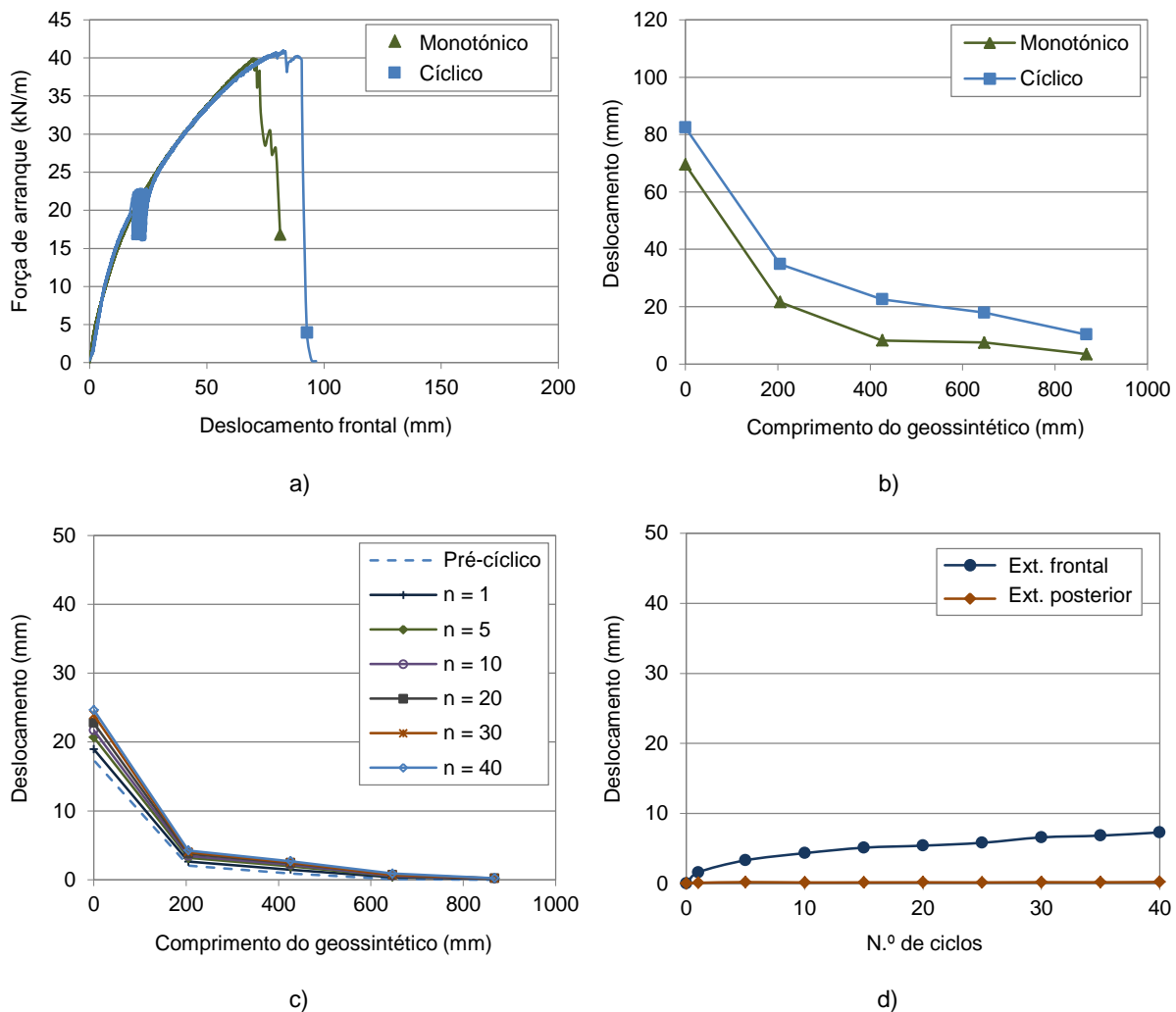


Figura 6.27 - Resultados do ensaio cíclico base ($\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$) realizado com $I_D = 85\%$: a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica; d) evolução dos deslocamentos acumulados nas extremidades da GGRU durante a fase cíclica

Com base na Figura 6.26(a) é possível constatar que a aplicação do carregamento cíclico não afetou a rigidez e a resistência ao arranque da geogrelha. De facto, as curvas força de arranque-deslocamento frontal relativas aos ensaios realizados com e sem carregamento cíclico apresentam-se muito próximas. Relativamente às curvas dos deslocamentos medidos no instante em que foi mobilizada a resistência máxima em ambos os ensaios (Figura 6.26b), observa-se que estas apresentam configurações similares, evidenciando a ocorrência de deformações semelhantes ao longo do comprimento do reforço. Verifica-se, contudo, que os deslocamentos relativos ao ensaio cíclico são ligeiramente mais elevados, comparativamente com os registados no ensaio monotónico, o que estará relacionado com o facto de a resistência máxima no primeiro ter sido atingida para um deslocamento frontal ligeiramente superior.

A Figura 6.26(c) mostra que os incrementos de deslocamento registados ao longo do comprimento da geogrelha na fase de carregamento cíclico são mais significativos durante os primeiros cinco ciclos, tendendo a reduzir de intensidade para um número de ciclos superior. A extensão acumulada na

primeira secção da geogrelha (adjacente à pega) durante a fase cíclica atingiu, neste ensaio, cerca de 1,01%, enquanto a extensão média acumulada ao longo de todo o seu comprimento rondou os 0,69%.

A Figura 6.26(d) indica que o valor do deslocamento acumulado na extremidade posterior da geogrelha durante a aplicação da solicitação cíclica tendeu a estabilizar após o quinto ciclo de carregamento, o mesmo não se verificando em termos do deslocamento na extremidade frontal, que, embora com incrementos tendencialmente decrescentes ao longo dos ciclos de carregamento, continuou a aumentar até ao término da fase cíclica, atingindo o valor máximo de 8,26 mm.

Analisando a Figura 6.27(a), conclui-se que a aplicação do carregamento cíclico base no ensaio realizado com solo denso também não influenciou de forma significativa a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal observada na fase de ensaio subsequente. Verifica-se, inclusivamente, que a resistência ao arranque mobilizada no ensaio cíclico excedeu (cerca de 3%) o valor obtido no ensaio monotónico realizado para condições experimentais idênticas.

Tal como nos ensaios realizados com solo solto, foram obtidos, no ensaio cíclico, no instante da mobilização da resistência máxima ao arranque, deslocamentos ao longo do reforço superiores aos registados no ensaio monotónico (Figura 6.27b). Durante a fase cíclica, a extremidade posterior da geogrelha permaneceu imóvel, tal como revelam as Figuras 6.27(c) e 6.27(d), enquanto nas secções mais próximas da extremidade frontal foram registados incrementos de deslocamento tendencialmente decrescentes com o número de ciclos de carregamento. O deslocamento frontal acumulado atingiu, neste ensaio, cerca de 6,42 mm (Figura 6.27d).

A extensão acumulada durante a fase de carregamento cíclico na secção da geogrelha adjacente à pega atingiu cerca de 1,95%, valor superior ao registado na presença de solo solto. Todavia, a extensão média acumulada ao longo do comprimento da geogrelha (0,70%) atingiu um valor idêntico ao obtido nos ensaios realizados com solo solto.

6.3.4. INFLUÊNCIA DA INTENSIDADE DA FORÇA CORRESPONDENTE AO INÍCIO DA FASE CÍCLICA

Com o intuito de analisar o efeito da magnitude da força de arranque aplicada no instante em que a fase de carregamento cíclico tem início (F_i) sobre o comportamento cíclico e pós-cíclico da geogrelha, foram realizados ensaios impondo a condição de a fase cíclica começar quando essa força atingisse cerca de 25%, 50% e 65% da resistência máxima obtida no correspondente ensaio monotónico. Importa salientar que os valores da força de arranque F_i correspondentes às percentagens mencionadas foram calculados com base na resistência máxima obtida nos ensaios monotónicos realizados com tensão normal de 25 kPa (e diferentes índices de compactidade do solo), tendo sido mantidos nos ensaios cíclicos realizados com tensão normal superior.

A Figura 6.28 compara as evoluções da força de arranque com o deslocamento frontal relativas aos ensaios realizados com diferentes valores da força de arranque F_i , fixando os restantes parâmetros experimentais. Os ensaios representados foram realizados com solo solto ($I_D = 50\%$) e tensão normal de 25 kPa, tendo a fase cíclica consistido na aplicação de 40 ciclos com frequência de 0,01 Hz e amplitude de cerca de 15% da força de arranque máxima registada em condições monotónicas. Para efeitos comparativos, incluem-se, nesta figura, as curvas força de arranque-deslocamento frontal obtidas no ensaio realizado em condições de carregamento monotónico.

A Figura 6.28(a) refere-se ao valor mais reduzido da força F_i ($F_i/P_R = 25\%$), enquanto as Figuras 6.28(b) e 6.28(c) ilustram os resultados obtidos quando se adotaram os valores intermédio e superior dessa força ($F_i/P_R = 50\%$ e $F_i/P_R = 65\%$), respetivamente.

Na Figura 6.29 são apresentados, pela mesma ordem, os deslocamentos registados ao longo do comprimento da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico dos diferentes ensaios.

Como se pode observar, independentemente do valor da força F_i , registou-se um decréscimo da resistência máxima ao arranque, atingida na fase pós-cíclica, comparativamente com o valor obtido no ensaio monotónico (Figura 6.28). A redução mais acentuada de resistência corresponde ao ensaio efetuado com o valor mais elevado de F_i , onde foi igualmente observada uma diminuição do deslocamento frontal relativo à mobilização da força máxima (Figura 6.28c).

Analisando os deslocamentos acumulados ao longo do comprimento da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico, constata-se que estes tendem a aumentar com o valor da força F_i (Figura 6.29).

Tal como observado anteriormente, os incrementos dos deslocamentos acumulados ao longo da geogrelha assumem maior importância nos primeiros cinco ciclos de carregamento, perdendo algum significado nos ciclos subsequentes. Salienta-se o facto de, no ensaio em que se impôs o valor mais elevado da força correspondente ao início da fase cíclica, os deslocamentos acumulados no primeiro ciclo de carregamento terem sido particularmente significativos (Figura 6.29c).

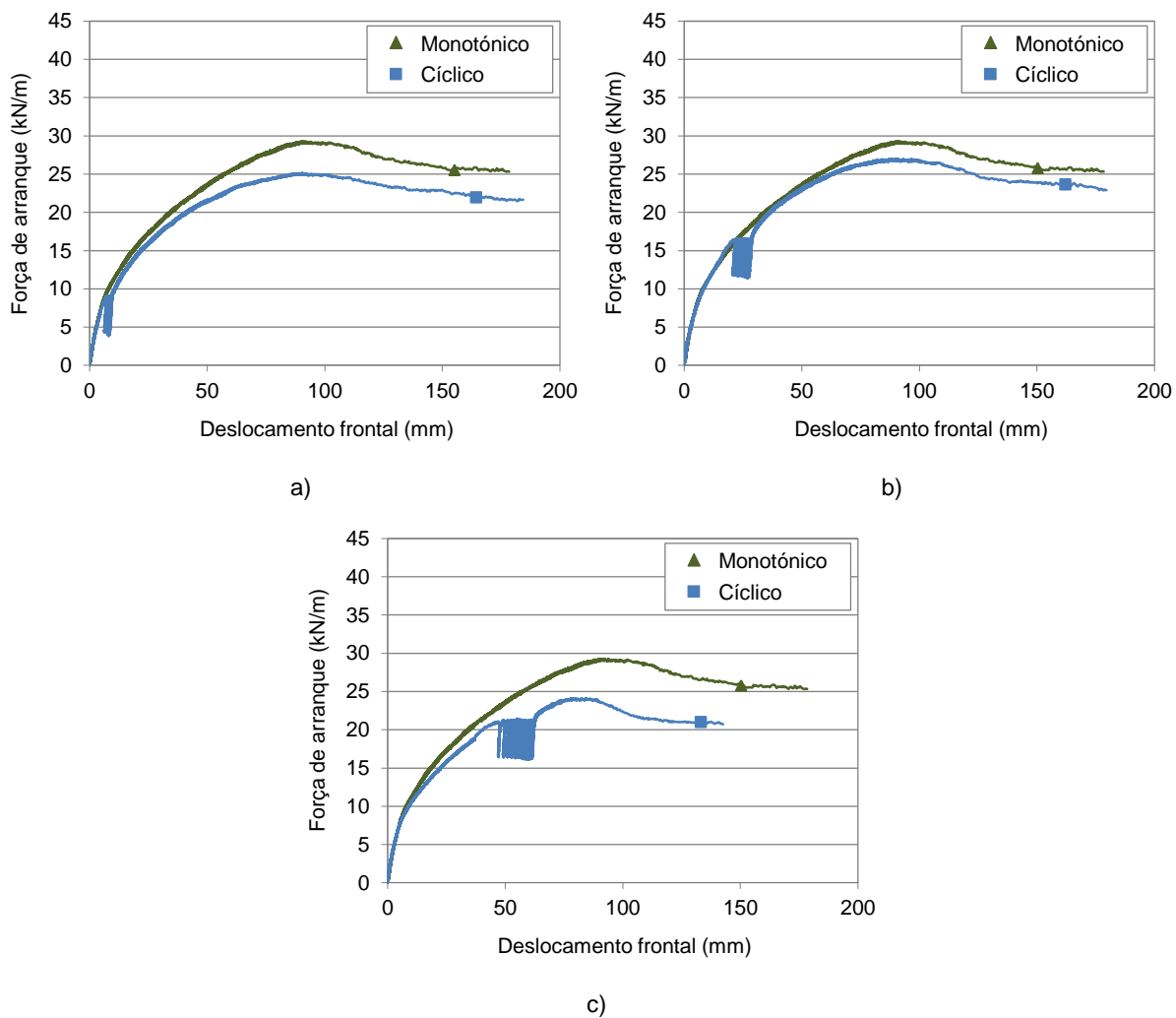


Figura 6.28 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,01$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$:

a) $F_i/P_R = 0,25$; b) $F_i/P_R = 0,50$; c) $F_i/P_R = 0,65$

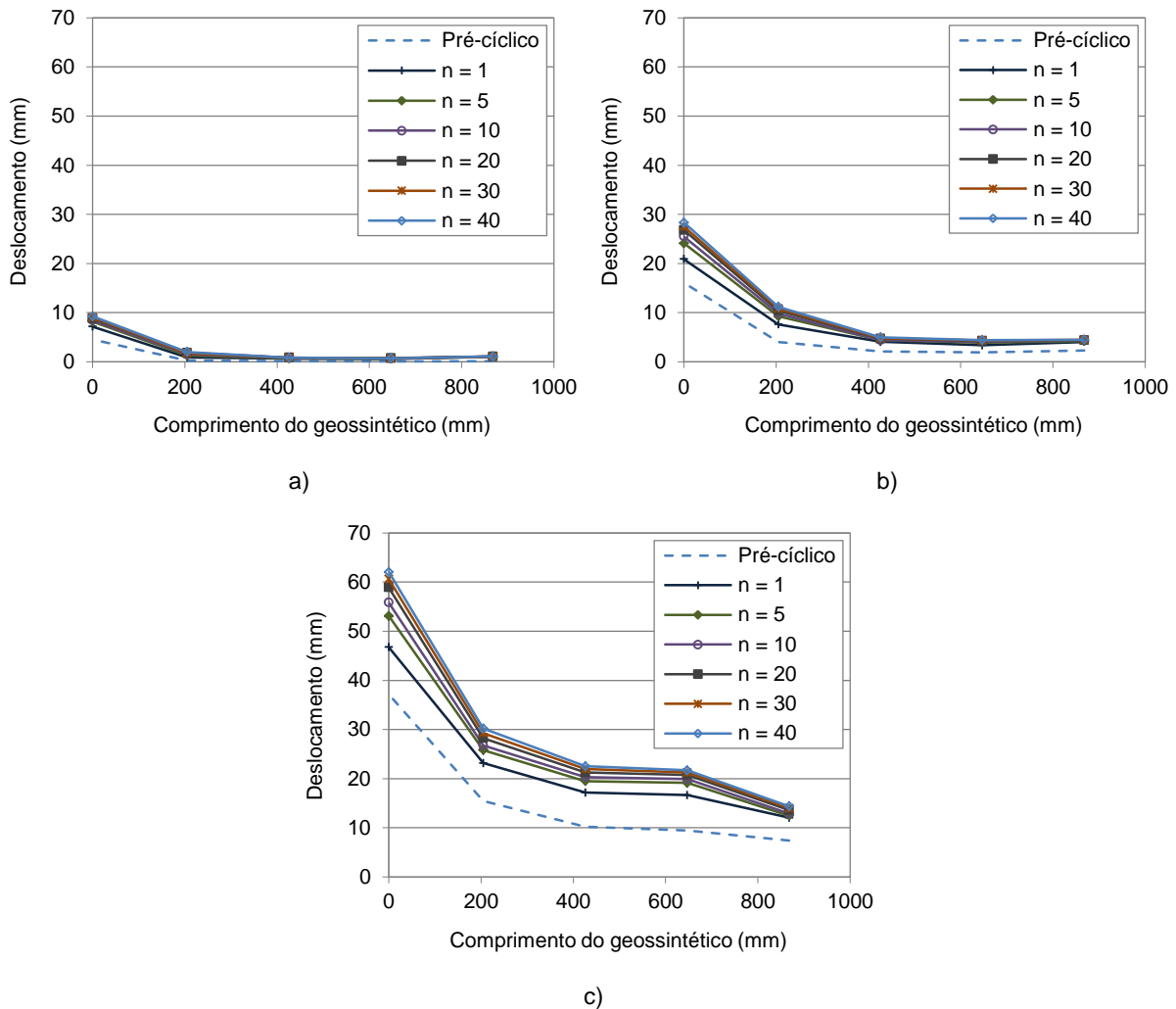


Figura 6.29 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,01$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $F_i/P_R = 0,25$; b) $F_i/P_R = 0,50$; c) $F_i/P_R = 0,65$

A Figura 6.30 clarifica a influência da força F_i sobre a evolução dos deslocamentos acumulados na extremidade frontal do reforço (Figura 6.30a) e nas proximidades da sua extremidade livre (Figura 6.30b) durante a fase de carregamento cíclico.

Como se pode observar, os deslocamentos acumulados nas extremidades da geogrelha são tanto mais significativos quanto mais elevado o valor da força F_i . Os resultados sugerem, igualmente, que o grau de influência da força F_i sobre os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica aumenta com o valor dessa força (Figura 6.30).

Por outro lado, enquanto no ensaio efetuado com o valor mais reduzido de F_i se observa a tendência para a estabilização dos valores dos deslocamentos acumulados nas extremidades da geogrelha após o quinto ciclo de carregamento, no ensaio realizado com o valor intermédio dessa força, o mesmo já só é válido para a extremidade posterior do reforço (Figura 6.30b).

No ensaio realizado com o valor mais elevado de F_i , quer os deslocamentos acumulados na extremidade frontal, quer nas proximidades da extremidade livre, tendem a aumentar até ao final da

fase cíclica. Contudo, como já foi referido, os incrementos dos deslocamentos registados a partir do quinto ciclo de carregamento são consideravelmente inferiores aos observados ao longo dos primeiros ciclos (Figura 6.30).

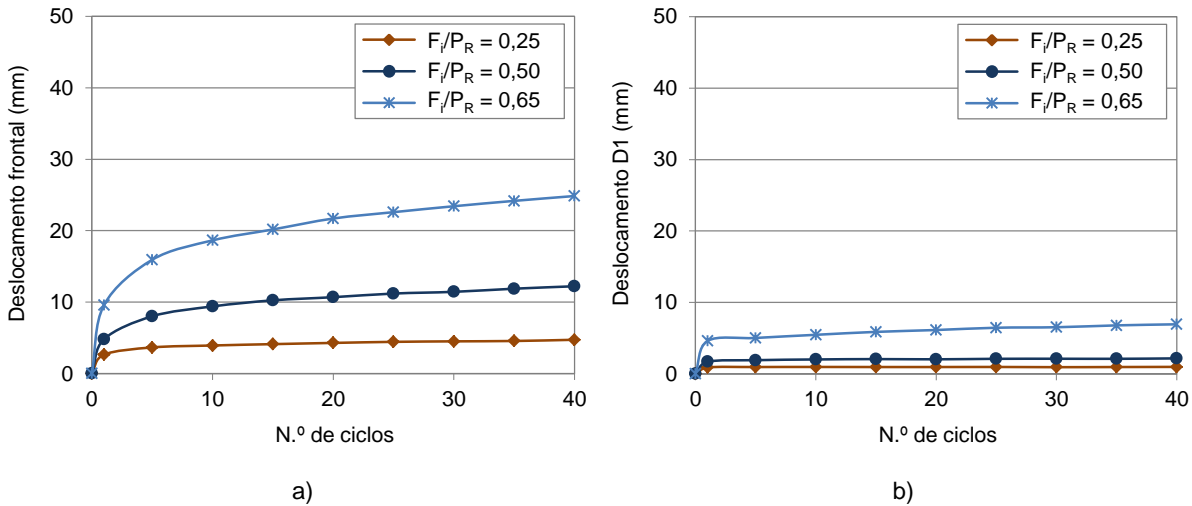


Figura 6.30 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,01$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU

A influência do valor da força de arranque F_i sobre os resultados dos ensaios de arranque foi igualmente avaliada impondo uma frequência de ensaio de 0,1 Hz, superior à adotada nos ensaios representados nas Figuras 6.28 a 6.30. Note-se que os restantes parâmetros experimentais foram mantidos ($I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$).

As Figuras 6.31 e 6.32 ilustram resultados obtidos nestes ensaios, respetivamente, as curvas da força de arranque em função do deslocamento frontal e as evoluções dos deslocamentos acumulados nas extremidades do reforço durante a fase de carregamento cíclico, para forças F_i da ordem dos 25%, 50% e 65% da resistência máxima atingida no ensaio monotónico.

A análise comparativa dos gráficos representados na Figura 6.31 permite concluir que ocorreu uma importante degradação da resistência ao arranque da geogrelha nos ensaios em que a força F_i assumiu valores extremos (Figuras 6.31a e 6.31c), com significado semelhante em ambos os ensaios. No entanto, o mesmo não se verificou no ensaio em que se adotou o valor intermédio dessa força (Figura 6.31b).

A Figura 6.32 reforça as conclusões apresentadas anteriormente em relação ao ensaio realizado com frequência de 0,01 Hz, evidenciando a tendência para a obtenção de deslocamentos acumulados tanto mais pronunciados quanto mais elevado o valor da força F_i .

Com o propósito de verificar se as conclusões estabelecidas acerca da influência da força de arranque aplicada no momento de iniciação da fase cíclica sobre o comportamento cíclico e pós-cíclico da geogrelha são igualmente válidas quando a tensão normal assume um valor superior, efetuaram-se ensaios com dois valores distintos de F_i , impondo uma tensão normal de 50 kPa ao nível do reforço.

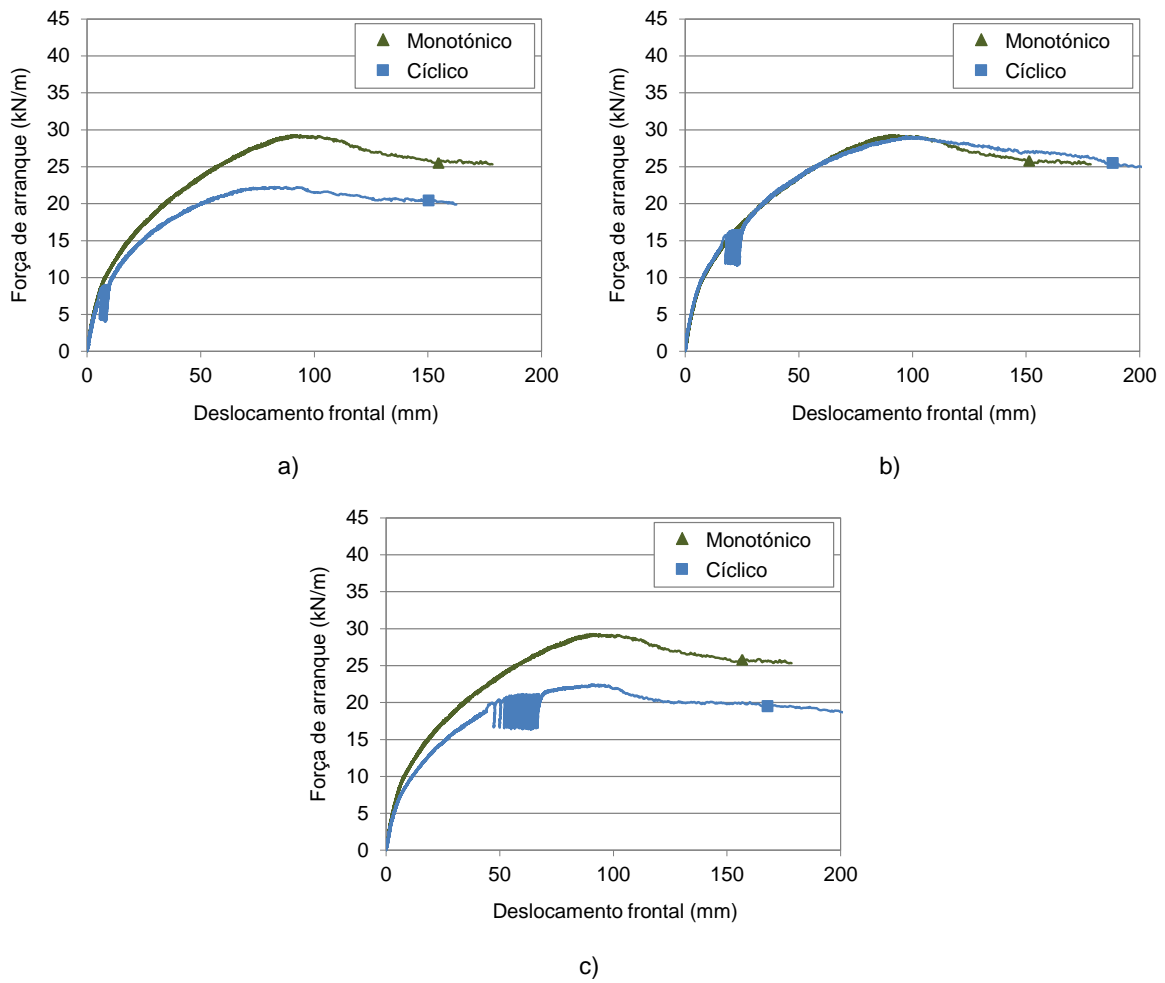


Figura 6.31 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $F_i/P_R = 0,25$; b) $F_i/P_R = 0,50$; c) $F_i/P_R = 0,65$

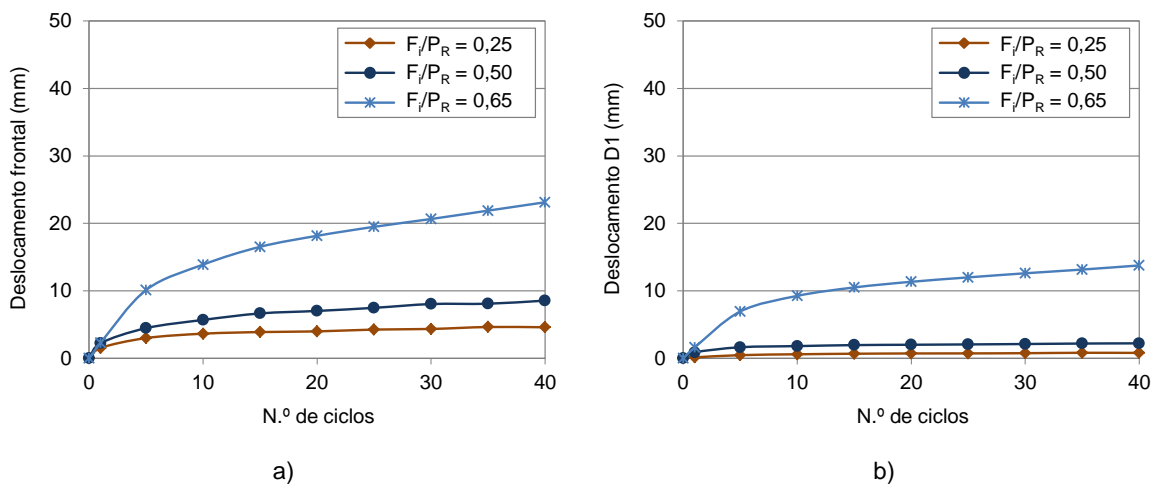


Figura 6.32 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU

Como se referiu, optou-se, nestes ensaios, por manter os valores de F_i adotados nos ensaios realizados com tensão normal de 25 kPa, nomeadamente os correspondentes a 25% e 65% do valor máximo de resistência obtido em condições monotónicas, bem como o valor da amplitude da solitação cíclica anteriormente utilizado ($A_F/P_R = 0,15$). Tal como nos ensaios representados nas Figuras 6.31 e 6.32, foram aplicados 40 ciclos de carregamento com frequência de 0,1 Hz.

A Figura 6.33 apresenta as curvas de variação da força de arranque em função do deslocamento frontal relativas aos ensaios cíclicos realizados com forças F_i de cerca de 25% (Figura 6.33a) e 65% (Figura 6.33b) do valor máximo obtido no ensaio monotónico (realizado com $\sigma_n = 25$ kPa). Para efeitos comparativos, incluem-se as curvas do ensaio monotónico realizado com tensão normal idêntica à aplicada nos ensaios com carregamento cíclico ($\sigma_n = 50$ kPa). Na Figura 6.34 encontram-se representados os deslocamentos acumulados nas extremidades frontal (Figura 6.34a) e posterior (Figura 6.34b) da geogrelha ao longo da fase cíclica dos ensaios em análise.

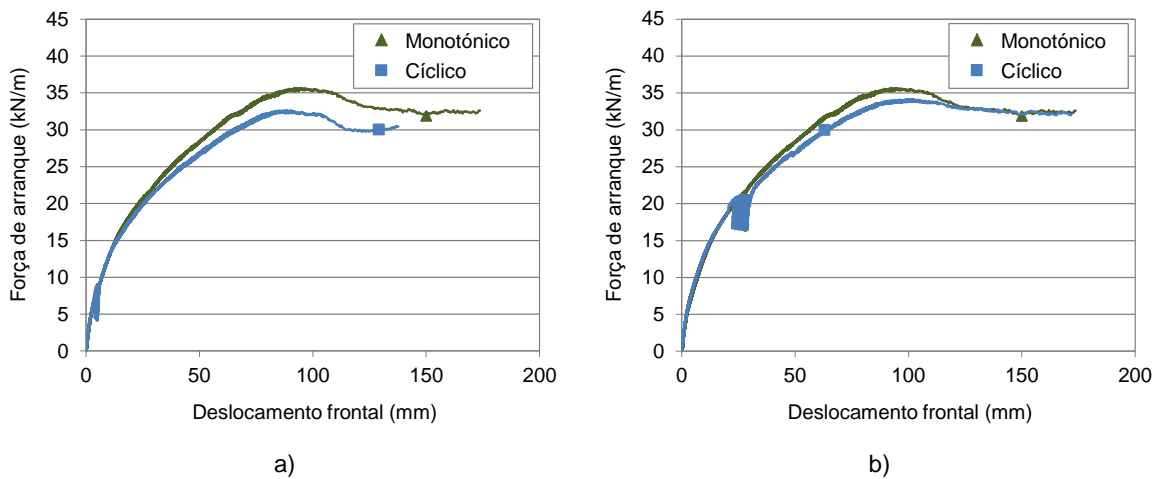


Figura 6.33 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 50$ kPa, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $F_i/P_R = 0,25$; b) $F_i/P_R = 0,65$

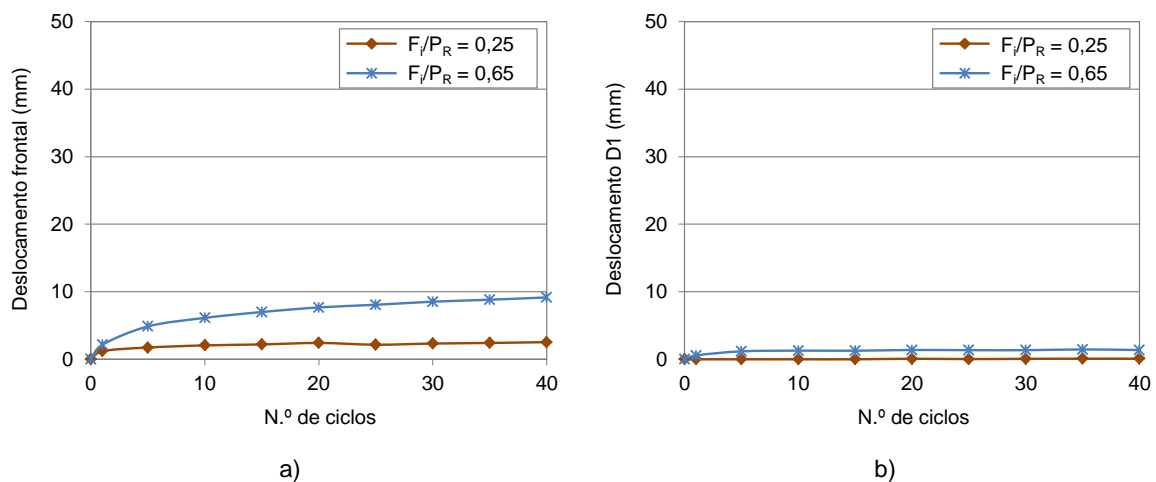


Figura 6.34 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 50$ kPa, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU

A análise destas figuras permite generalizar as conclusões estabelecidas anteriormente com base nos resultados obtidos para a tensão normal de 25 kPa. Com efeito, observa-se, uma vez mais, a ocorrência de uma redução no valor da força de arranque máxima registada nos ensaios cíclicos, relativamente ao valor obtido no ensaio monotónico (Figura 6.33), assim como a tendência para o acréscimo dos deslocamentos acumulados nas extremidades da geogrelha, durante a fase de carregamento cíclico, com o aumento do valor de F_i (Figura 6.34).

As Figuras 6.35 e 6.36 ilustram o efeito da força F_i sobre os resultados dos ensaios cíclicos efetuados com solo denso e tensão normal de 25 kPa, nos quais se aplicaram 40 ciclos de carregamento com frequência de 0,01 Hz e amplitude da ordem dos 15% do valor máximo de resistência registado no ensaio monotónico, realizado para condições experimentais idênticas ($I_D = 85\%$ e $\sigma_n = 25$ kPa).

A Figura 6.35 apresenta as curvas força de arranque-deslocamento frontal relativas aos ensaios em que se adotaram valores de F_i da ordem dos 25% (Figura 6.35a), 50% (Figura 6.35b) e 65% (Figura 6.35c) do valor máximo de resistência obtido no respetivo ensaio monotónico. Na Figura 6.36 são ilustrados, segundo a mesma ordem, os deslocamentos registados ao longo do comprimento dos provetes durante a fase de carregamento cíclico dos ensaios realizados com diferentes valores de F_i .

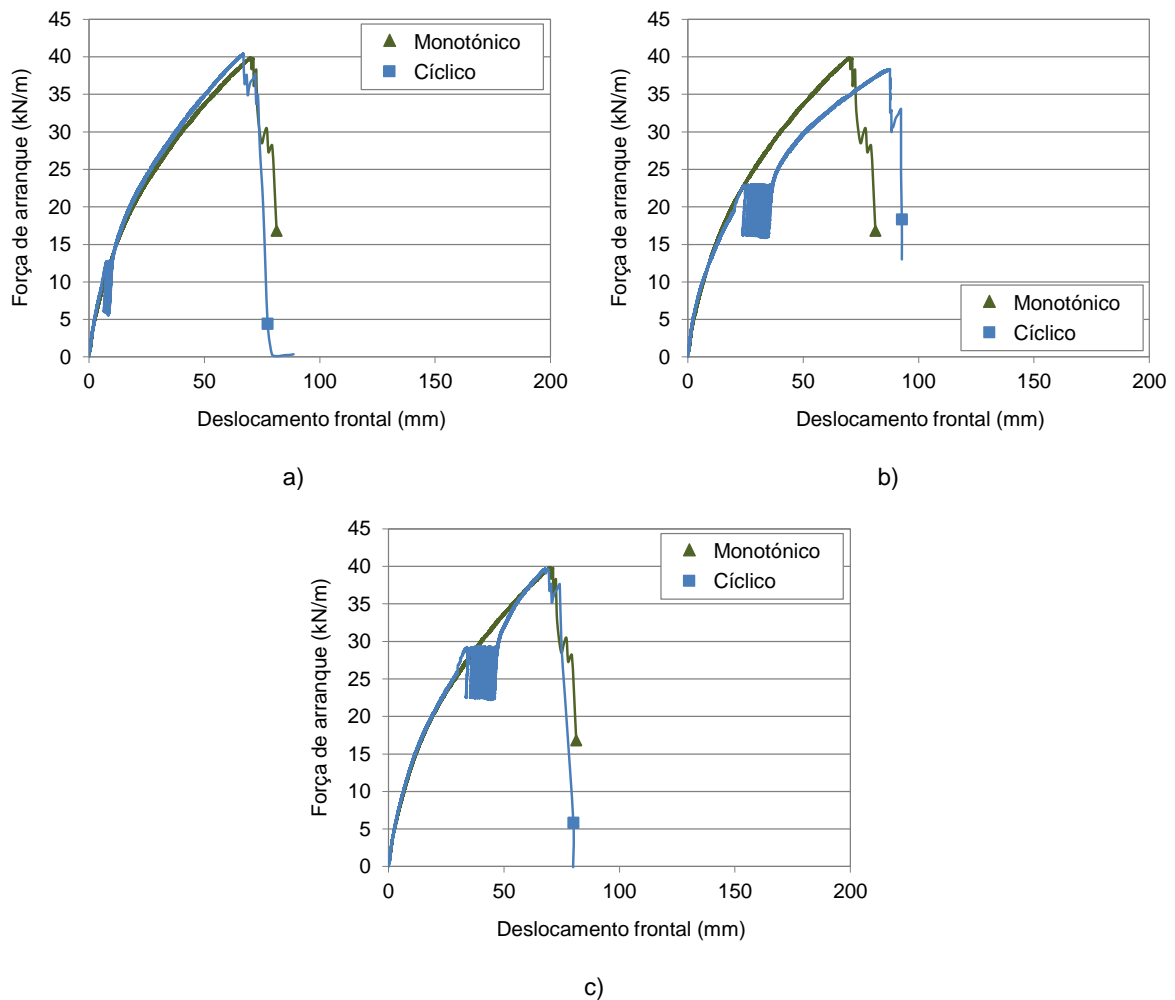


Figura 6.35 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,01$ Hz, $A_f/P_R = 0,15$ e $n = 40$:

a) $F_i/P_R = 0,25$; b) $F_i/P_R = 0,50$; c) $F_i/P_R = 0,65$

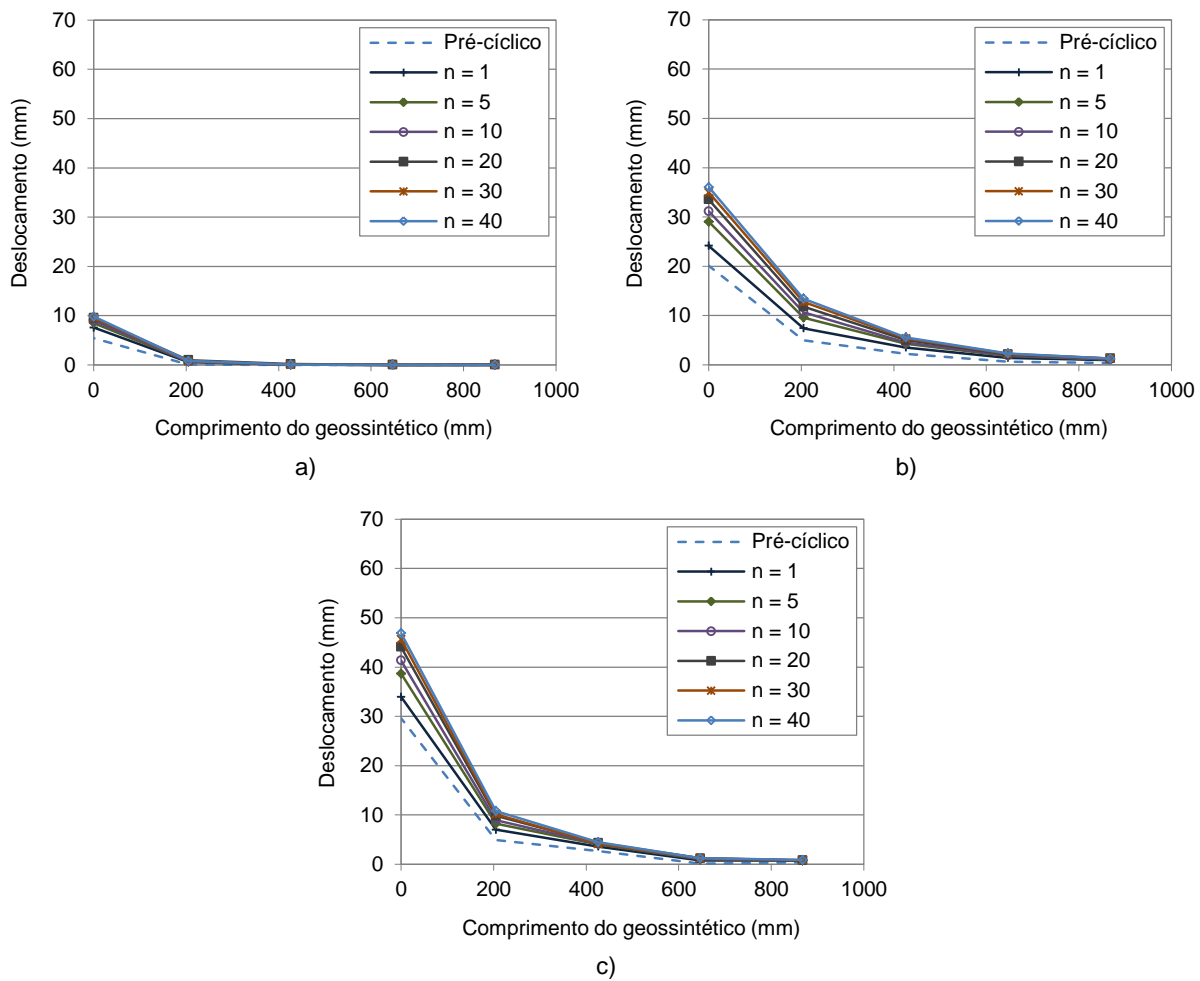


Figura 6.36 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,01$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $F_i/P_R = 0,25$; b) $F_i/P_R = 0,50$; c) $F_i/P_R = 0,65$

Os resultados ilustrados na Figura 6.35 permitem concluir que, contrariamente ao observado nos ensaios envolvendo o solo solto (Figura 6.28), a aplicação do carregamento cíclico não afetou significativamente a resistência máxima ao arranque da geogrelha, independentemente do valor de F_i . Contudo, no caso do ensaio efetuado com o valor intermédio de F_i (Figura 6.35b), é notório um aumento do deslocamento frontal necessário à mobilização da força de arranque máxima.

Em termos dos deslocamentos medidos ao longo do comprimento da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico, representados na Figura 6.36, observa-se uma tendência para o aumento dos mesmos com o número de ciclos, não extensível, no entanto, à totalidade do comprimento dos provetes.

De facto, no ensaio efetuado com o valor mais reduzido de F_i , só na secção da geogrelha adjacente à pega foram registados incrementos de deslocamento significativos (Figura 6.36a). Nos restantes ensaios (Figuras 6.36b e 6.36c), registaram-se incrementos de deslocamento tendencialmente decrescentes ao longo do comprimento da geogrelha, sendo desprezáveis os valores obtidos na secção mais próxima da extremidade posterior. Esta evidência está associada à compacidade do solo, que, tal

como anteriormente observado nos ensaios executados em condições de carregamento monotônico, tende a restringir a propagação dos deslocamentos ao longo do comprimento dos reforços.

As curvas representativas dos deslocamentos acumulados nas extremidades da geogrelha ao longo da fase cíclica dos ensaios em análise são ilustradas na Figura 6.37.

Como se pode verificar pela análise desta figura, os deslocamentos medidos junto ao ponto de aplicação da força de arranque (Figura 6.37a) tenderam a aumentar com o valor da força F_i . Contudo, tal como anteriormente constatado, não foram detetados, na extremidade posterior da geogrelha, deslocamentos significativos ao longo da fase de carregamento cíclico nos ensaios realizados para diferentes valores dessa força (Figura 6.37b).

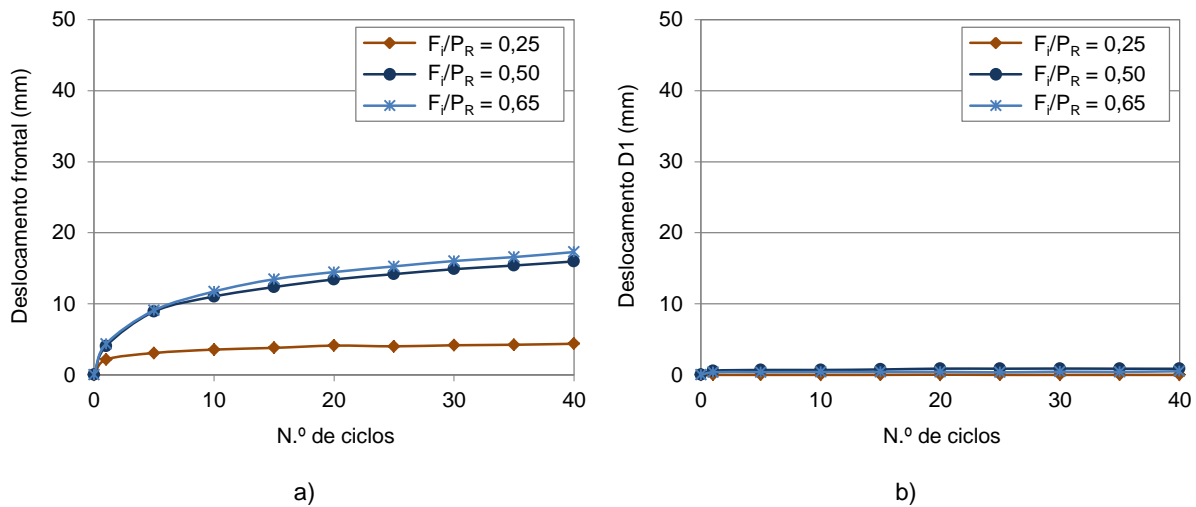


Figura 6.37 - Influência da força correspondente ao início da fase cíclica, nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $f = 0,01$ Hz, $A_i/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU

6.3.5. INFLUÊNCIA DA FREQUÊNCIA DAS ONDAS SINUSOIDAIS

A Figura 6.38 mostra a influência da frequência das ondas sinusoidais sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal, nos ensaios realizados com solo solto e tensão normal de 25 kPa, e onde foram aplicados, no instante em que a força de arranque atingiu cerca de 50% do valor máximo obtido no ensaio monotônico, 40 ciclos de carregamento com amplitude da ordem dos 15% da força máxima registada naquele ensaio (parâmetros característicos do ensaio base). Esta influência foi avaliada utilizando os seguintes valores de frequência: 0,01 Hz (Figura 6.38a), 0,1 Hz (Figura 6.38b), 0,5 Hz (Figura 6.38c) e 1 Hz (Figura 6.38d).

Na Figura 6.39 são apresentadas, por ordem idêntica, as configurações dos deslocamentos registados ao longo dos provetes durante a fase de carregamento cíclico nos ensaios efetuados com frequências distintas.

Excetuando o ensaio realizado com frequência de 0,1 Hz, é notória uma degradação da resistência ao arranque da geogrelha após carregamento cíclico, tendencialmente crescente com o valor da frequência utilizada, em comparação com o valor atingido no ensaio monotônico (Figura 6.38).

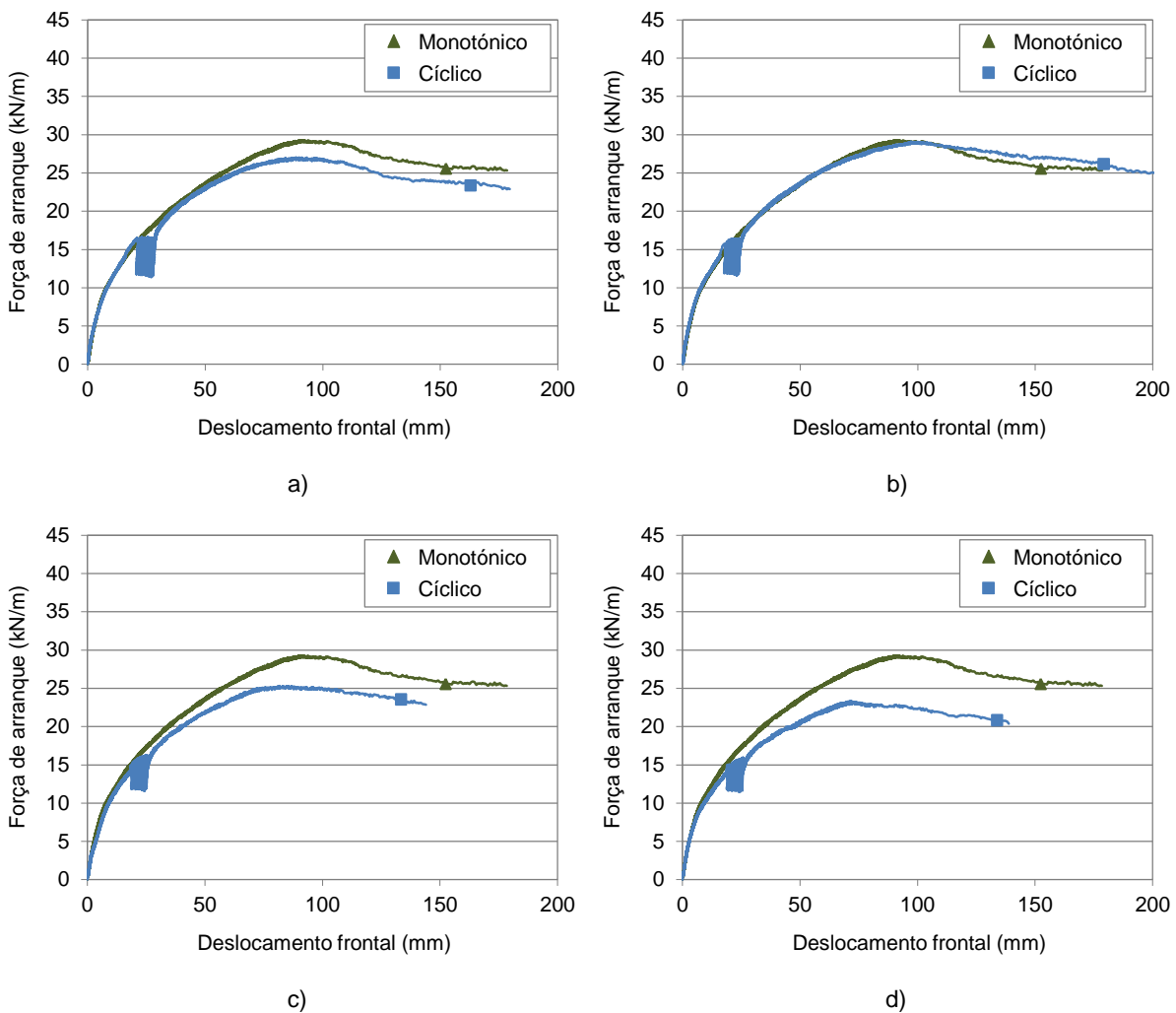


Figura 6.38 - Influência da frequência sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $f = 0,01$ Hz; b) $f = 0,1$ Hz; c) $f = 0,5$ Hz; d) $f = 1$ Hz

Da análise da Figura 6.39 constata-se que os incrementos dos deslocamentos registrados ao longo da geogrelha no primeiro ciclo de carregamento reduzem com o aumento da frequência de ensaio. Acresce referir que, nos ensaios realizados com frequências mais baixas (0,01 Hz e 0,1 Hz), os incrementos dos deslocamentos assumem particular importância nos primeiros ciclos, observando-se, a partir do quinto ciclo, uma notória redução desses incrementos. Porém, nos ensaios efetuados com frequências mais elevadas (0,5 Hz e 1 Hz), a redução da taxa de incremento dos deslocamentos acumulados ao longo dos ciclos de carregamento é menos evidente.

A Figura 6.40 ilustra a evolução dos deslocamentos acumulados nas extremidades do reforço durante a fase de carregamento cíclico. De acordo com a Figura 6.40(a), o valor do deslocamento acumulado na extremidade frontal aumenta com o número de ciclos de carregamento e decresce à medida que aumenta a frequência de ensaio. Todavia, o efeito da frequência sobre o valor do deslocamento acumulado nas proximidades da extremidade posterior da geogrelha é muito pouco significativo (Figura 6.40b).

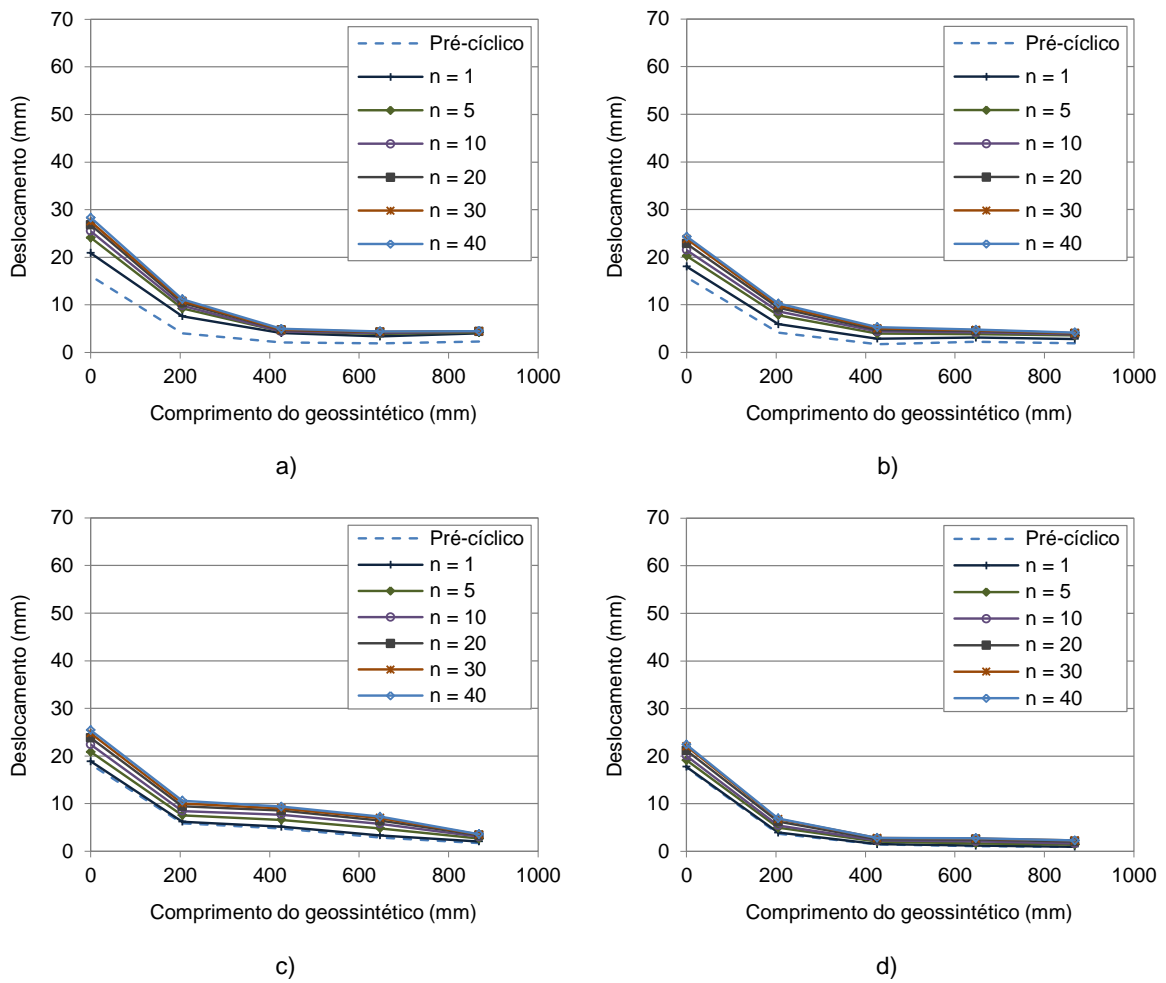


Figura 6.39 - Influência da frequência sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $f = 0,01$ Hz; b) $f = 0,1$ Hz; c) $f = 0,5$ Hz; d) $f = 1$ Hz

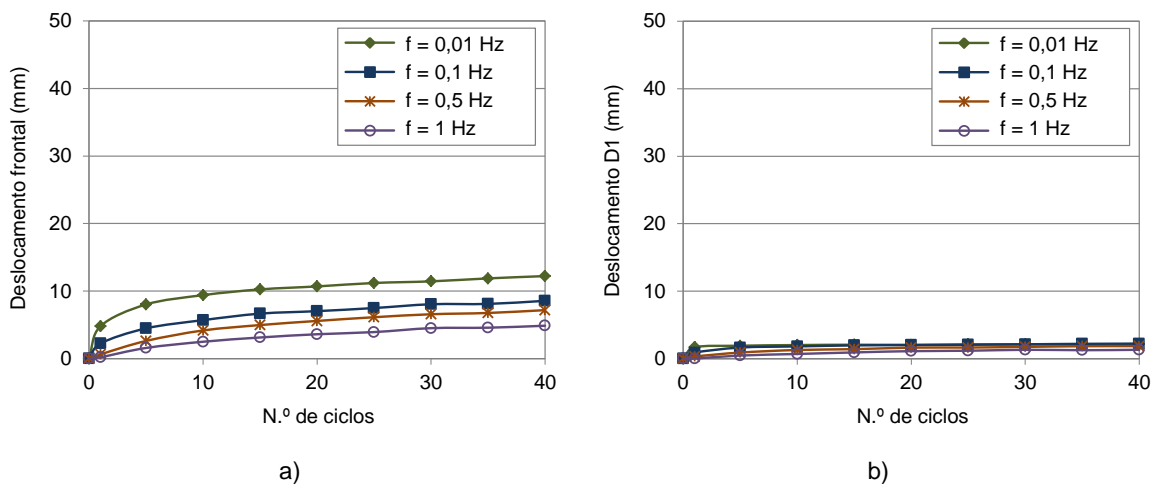


Figura 6.40 - Influência da frequência, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU

A influência da frequência das ondas sinusoidais sobre os resultados dos ensaios de arranque envolvendo solo denso ($I_D = 85\%$) está expressa nas Figuras 6.41 a 6.43. Os ensaios representados nestas figuras foram realizados para condições experimentais idênticas às descritas anteriormente ($\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$), excetuando o índice de compactidade do solo. Foram analisados os seguintes valores de frequência: 0,01 Hz, 0,1 Hz e 1 Hz.

A Figura 6.41 sugere que, para as condições experimentais em análise, a influência da frequência de ensaio na resistência ao arranque da geogrelha é pouco relevante, observando-se uma ligeira degradação de resistência, nos ensaios efetuados com as frequências de 0,01 e 1 Hz (Figuras 6.41a e 6.41c, respetivamente), e um ligeiro acréscimo, no ensaio de frequência intermédia (Figura 6.41b), comparativamente com o valor obtido em condições monotónicas.

Por outro lado, a aplicação do carregamento cíclico parece conduzir a um aumento do deslocamento frontal necessário à mobilização da resistência máxima ao arranque, independentemente da frequência considerada (Figura 6.41).

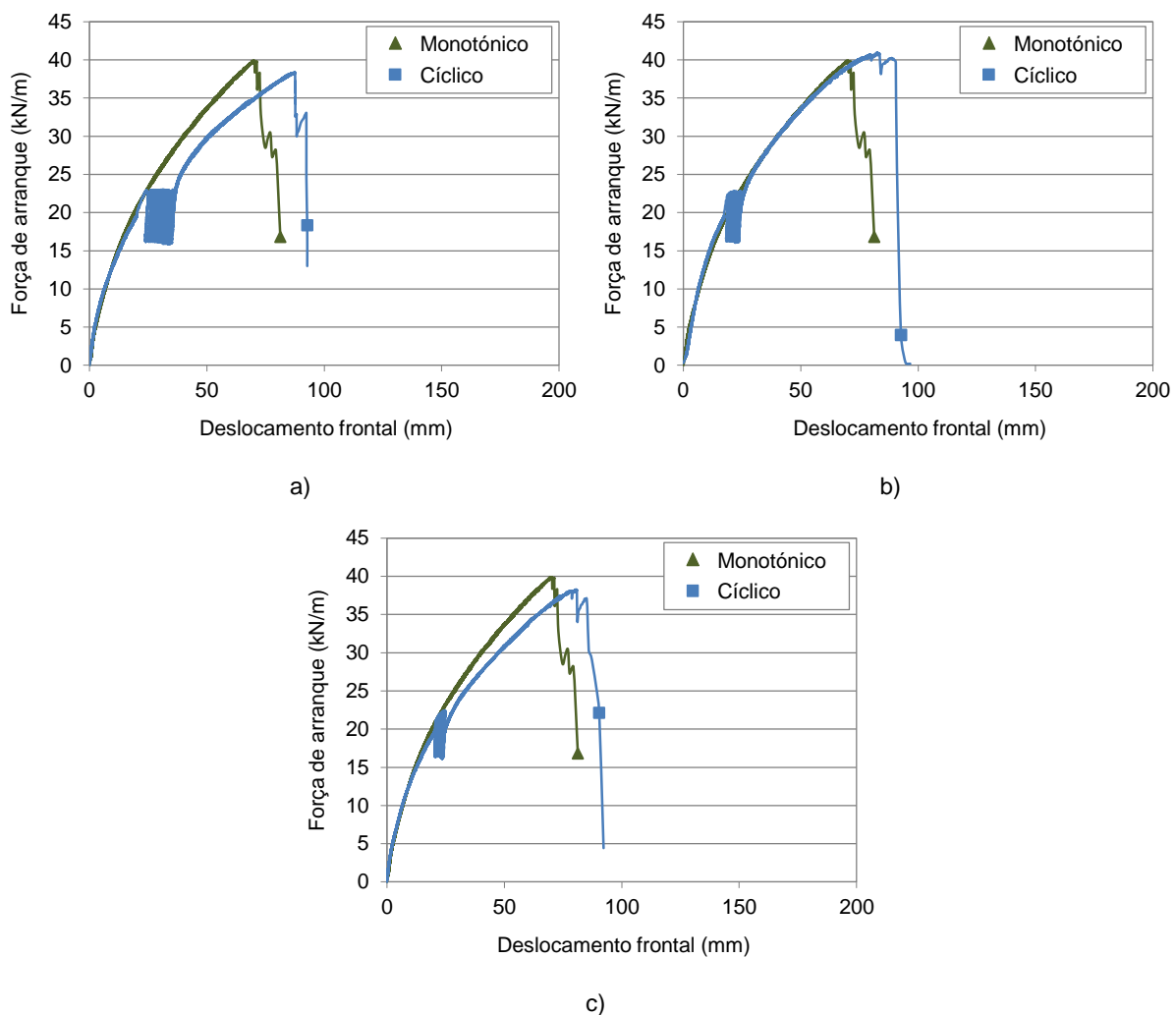


Figura 6.41 - Influência da frequência sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $f = 0,01$ Hz; b) $f = 0,1$ Hz; c) $f = 1$ Hz

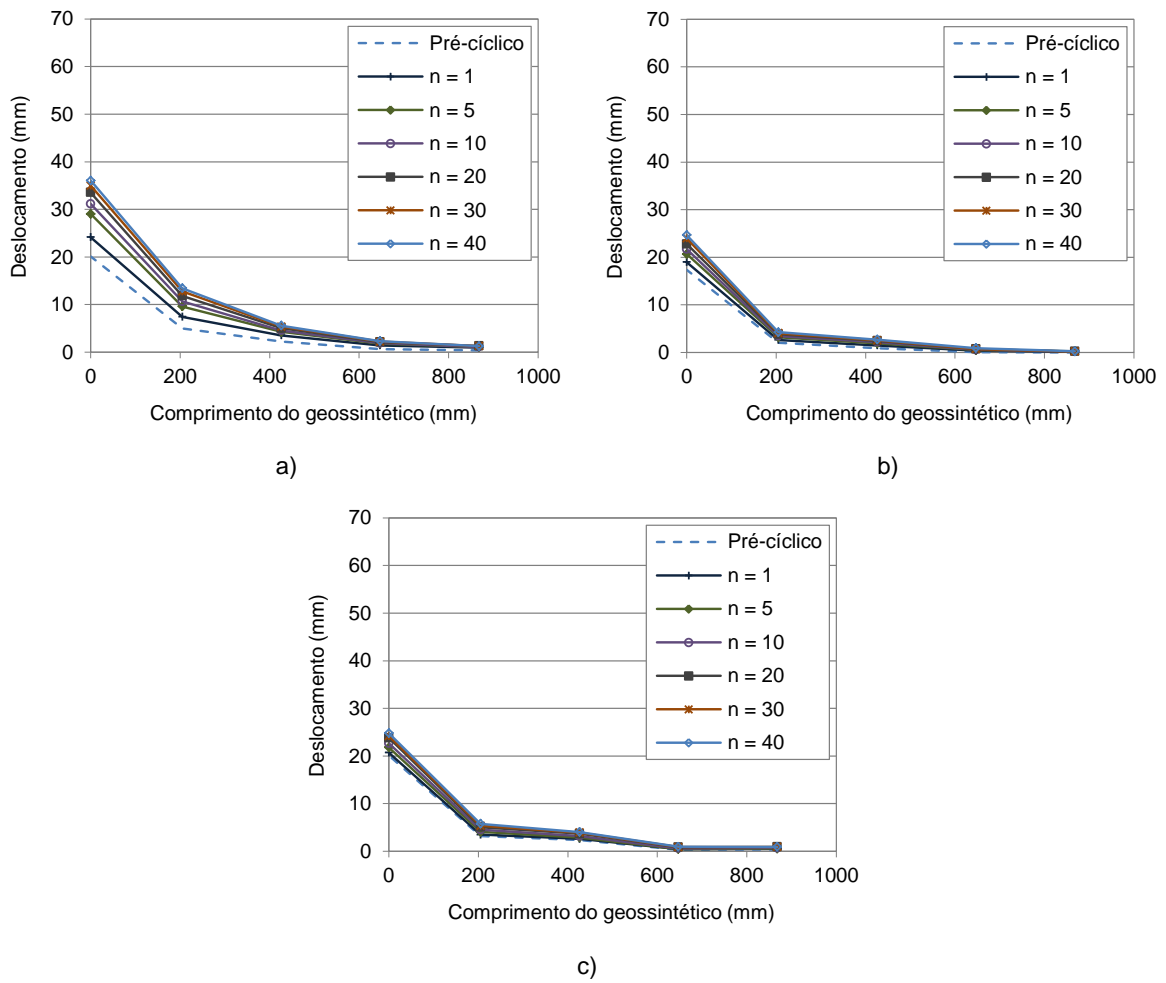


Figura 6.42 - Influência da frequência sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $f = 0,01$ Hz; b) $f = 0,1$ Hz; c) $f = 1$ Hz

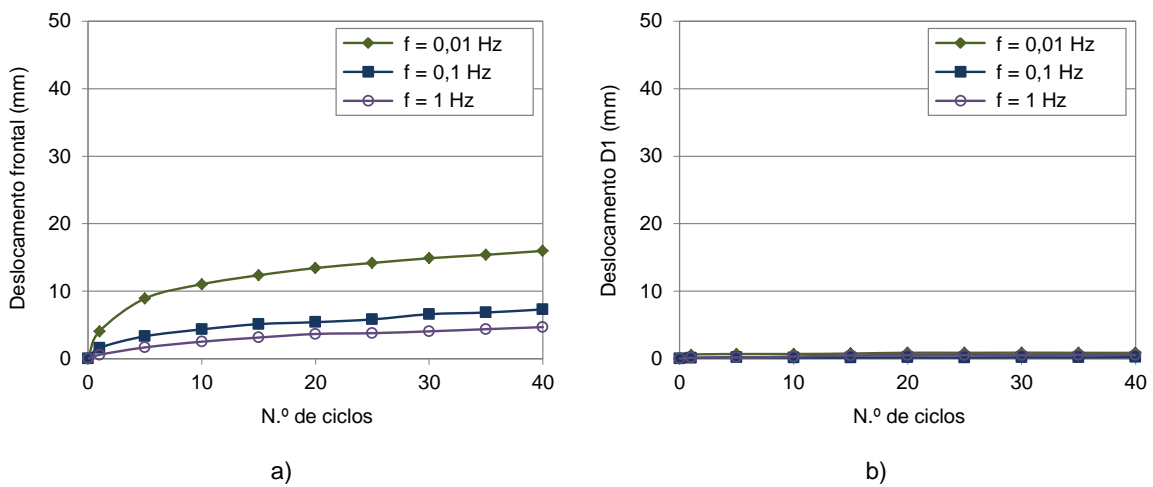


Figura 6.43 - Influência da frequência, nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU

A Figura 6.42 corrobora a tendência para a obtenção, no primeiro ciclo de carregamento, de incrementos de deslocamento decrescentes com a frequência de ensaio, já anteriormente observada aquando da análise dos resultados relativos ao solo solto.

Constata-se, ainda, que no ensaio realizado com frequência mais baixa (0,01 Hz), os incrementos dos deslocamentos foram mais significativos ao longo dos primeiros ciclos, observando-se, a partir do quinto ciclo, uma redução considerável desses incrementos (Figura 6.42a). No entanto, nos ensaios efetuados com frequências mais elevadas (0,1 Hz e 1 Hz), é menos notória a redução da taxa de incremento dos deslocamentos acumulados ao longo dos ciclos de carregamento (Figuras 6.42b e 6.42c).

A Figura 6.43(a) reflete uma redução considerável dos deslocamentos acumulados na extremidade frontal da geogrelha, durante a fase de carregamento cíclico, associada ao aumento da frequência de ensaio.

Os deslocamentos registados na extremidade posterior da geogrelha são, tal como revela a Figura 6.43(b), praticamente desprezáveis, independentemente da frequência utilizada.

6.3.6. INFLUÊNCIA DA AMPLITUDE DO CARREGAMENTO CÍCLICO

O efeito da amplitude do carregamento cíclico no comportamento da geogrelha ao longo dos ensaios de arranque, realizados com diferentes índices de compacidade do solo ($I_D = 50\%$ e $I_D = 85\%$), foi avaliado mediante a aplicação de valores de amplitude da ordem dos 15%, 40% e 60% da resistência máxima ao arranque atingida no respetivo ensaio monotónico. Em termos dos restantes parâmetros experimentais, utilizaram-se os valores relativos ao ensaio base ($\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$).

A Figura 6.44 compara as curvas força de arranque-deslocamento frontal obtidas nos ensaios realizados com solo solto, em condições de carregamento monotónico e cíclico, para diferentes valores da amplitude da força de arranque: 15% (Figura 6.44a), 40% (Figura 6.44b) e 60% (Figura 6.44c) da resistência máxima obtida em condições monotónicas. Os perfis dos deslocamentos registados ao longo do comprimento do reforço durante a fase cíclica dos ensaios em análise podem ser visualizados na Figura 6.45.

A Figura 6.44 mostra que, para as condições experimentais adotadas, a influência da amplitude da força de arranque sobre a resistência máxima da geogrelha (após carregamento cíclico) e o respetivo deslocamento frontal tem pouco significado. Comparativamente com a resistência máxima ao arranque registada no ensaio monotónico, observa-se uma ligeira degradação (da ordem dos 7%) no ensaio efetuado com amplitude intermédia (Figura 6.44b), não sendo identificáveis, para as restantes amplitudes analisadas, variações significativas no seu valor.

Analisando a Figura 6.45, constata-se que os deslocamentos medidos ao longo do comprimento da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico aumentam consideravelmente com a amplitude da força aplicada e, tal como observado nos ensaios anteriores, que os seus incrementos tendem a decrescer com o número de ciclos de carregamento.

Estas observações são corroboradas pelas curvas representativas dos deslocamentos acumulados nas extremidades da geogrelha, ao longo da fase de carregamento cíclico dos diferentes ensaios, ilustradas na Figura 6.46.

Importa referir que as conclusões apresentadas nos últimos parágrafos são extensíveis aos ensaios efetuados com frequência mais reduzida ($f = 0,01$ Hz), amplitudes do carregamento cíclico da ordem dos 15% e 40% da resistência máxima mobilizada no ensaio monotônico e com os restantes parâmetros experimentais idênticos aos analisados anteriormente ($I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$ e $n = 40$).

Embora se tenha optado por não incluir as curvas relativas a estes ensaios, para evitar que a exposição se torne demasiado exhaustiva, os principais resultados obtidos podem ser consultados num quadro-resumo que se apresentará posteriormente (secção 6.3.9).

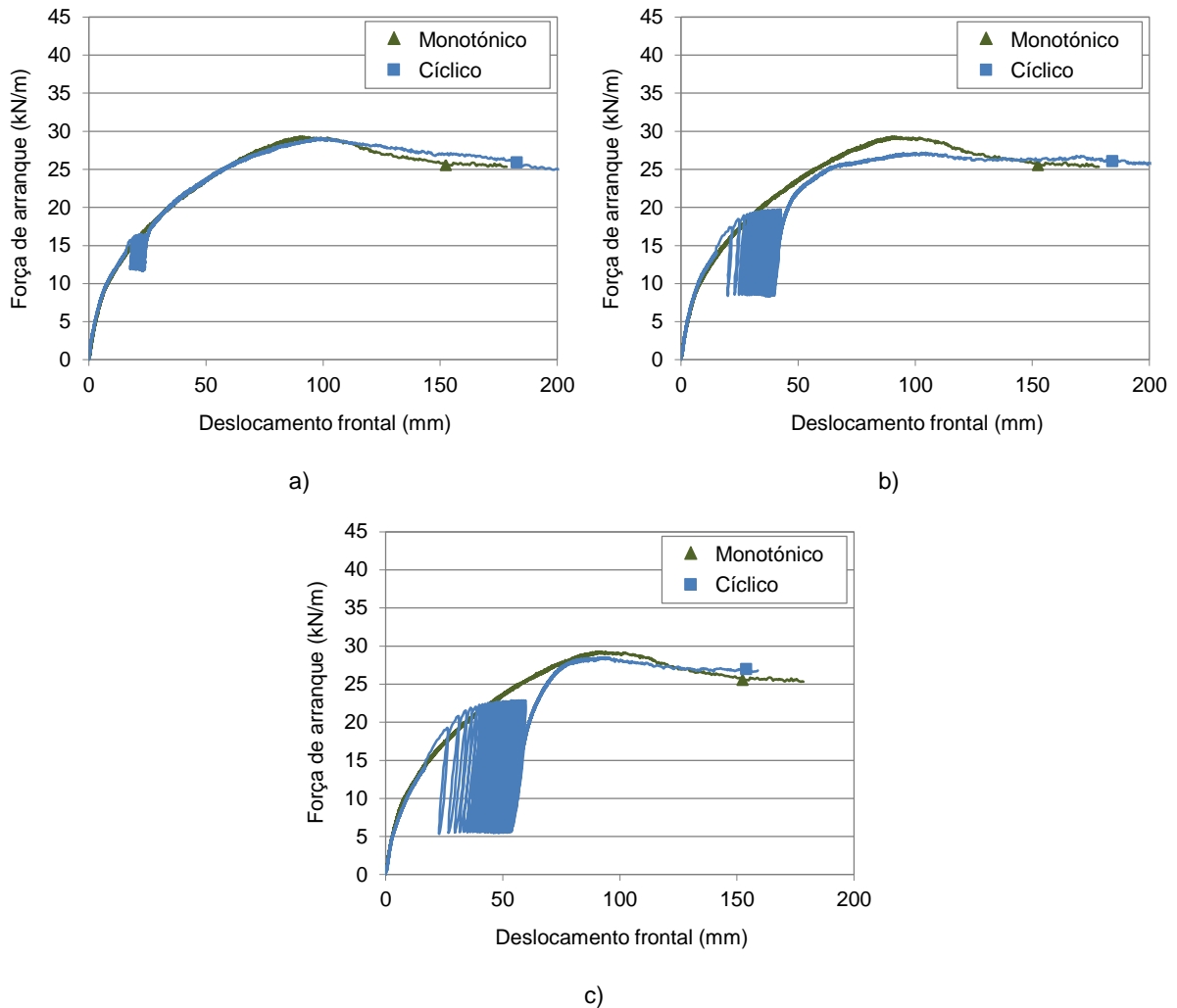


Figura 6.44 - Influência da amplitude do carregamento sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$: a) $A_F/P_R = 0,15$; b) $A_F/P_R = 0,40$; c) $A_F/P_R = 0,60$

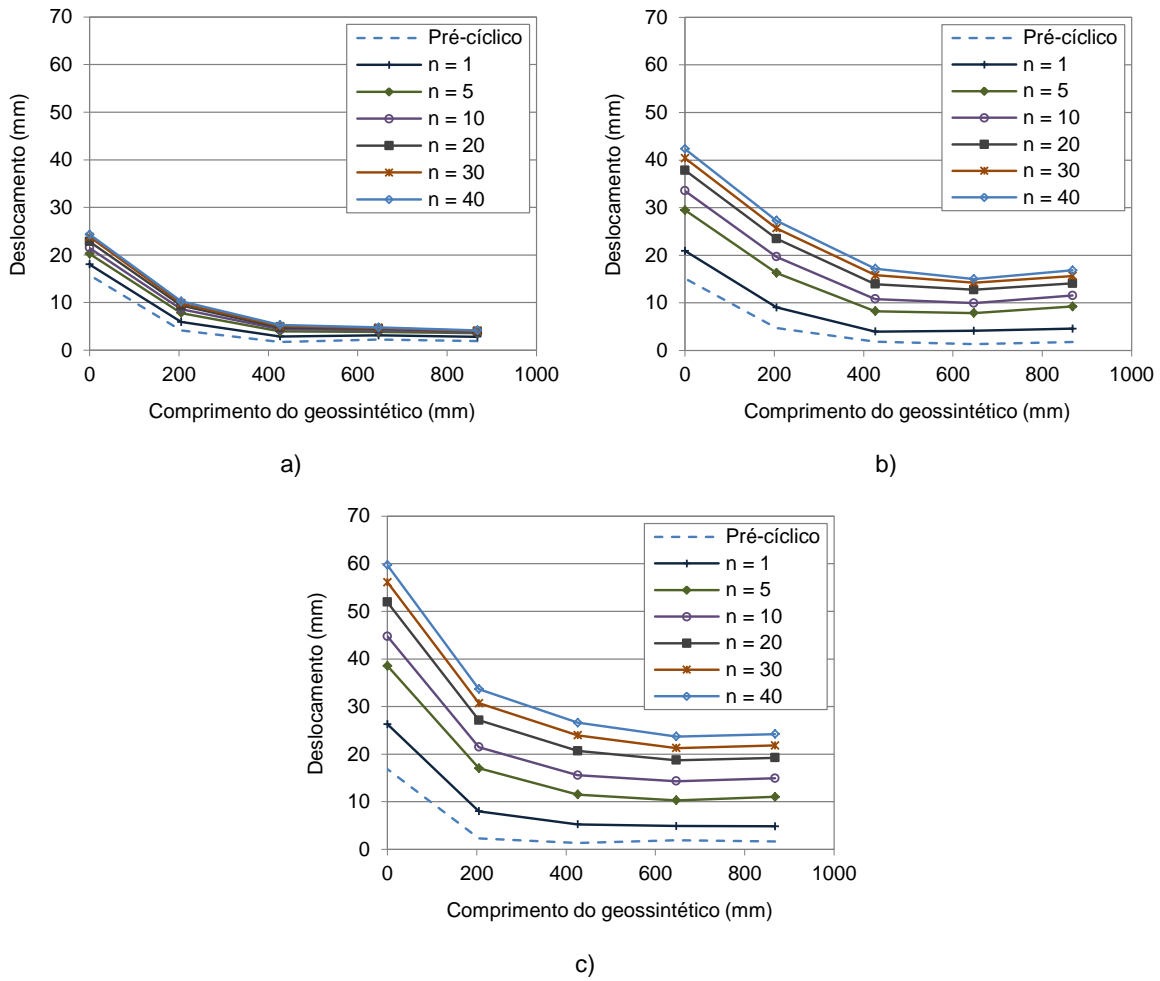


Figura 6.45 - Influência da amplitude do carregamento sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$: a) $A_F/P_R = 0,15$; b) $A_F/P_R = 0,40$; c) $A_F/P_R = 0,60$

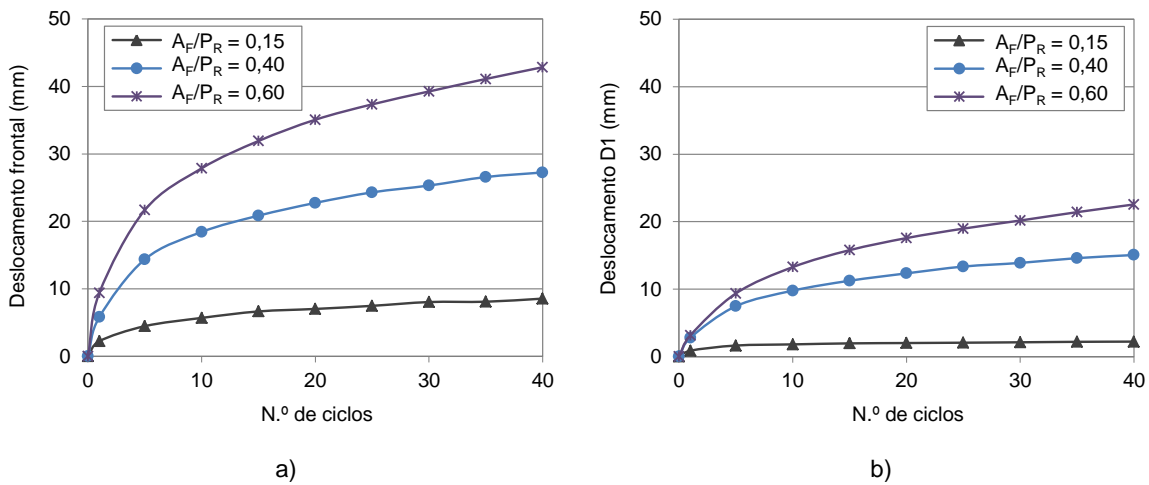


Figura 6.46 - Influência da amplitude do carregamento, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU

As Figuras 6.47, 6.48 e 6.49 ilustram o efeito da amplitude do carregamento cíclico na resposta ao arranque da geogrelha nos ensaios realizados com solo compacto.

Com base na Figura 6.47 é possível concluir que, independentemente da amplitude utilizada, não ocorreu a degradação da resistência ao arranque da geogrelha após carregamento cíclico, observando-se, inclusive, ligeiros acréscimos de resistência, em comparação com o valor obtido no ensaio monotônico. Como se pode verificar, a influência da amplitude da solicitação cíclica sobre o valor máximo de resistência registrado nos ensaios cíclicos é desprezável. Contudo, o deslocamento frontal para o qual o mesmo é atingido tende a aumentar com a amplitude do carregamento.

As Figuras 6.48 e 6.49 reforçam a tendência para a obtenção de incrementos de deslocamentos ao longo do comprimento da geogrelha, durante a fase cíclica dos ensaios, decrescentes com o número de ciclos de carregamento, e tanto mais significativos quanto mais elevada a amplitude do carregamento.

Os valores dos deslocamentos acumulados na extremidade posterior do reforço durante a fase cíclica dos diferentes ensaios, apresentados na Figura 6.49(b), revelam-se consideravelmente inferiores aos registrados ao longo dos ensaios realizados com solo solto (Figura 6.46b).

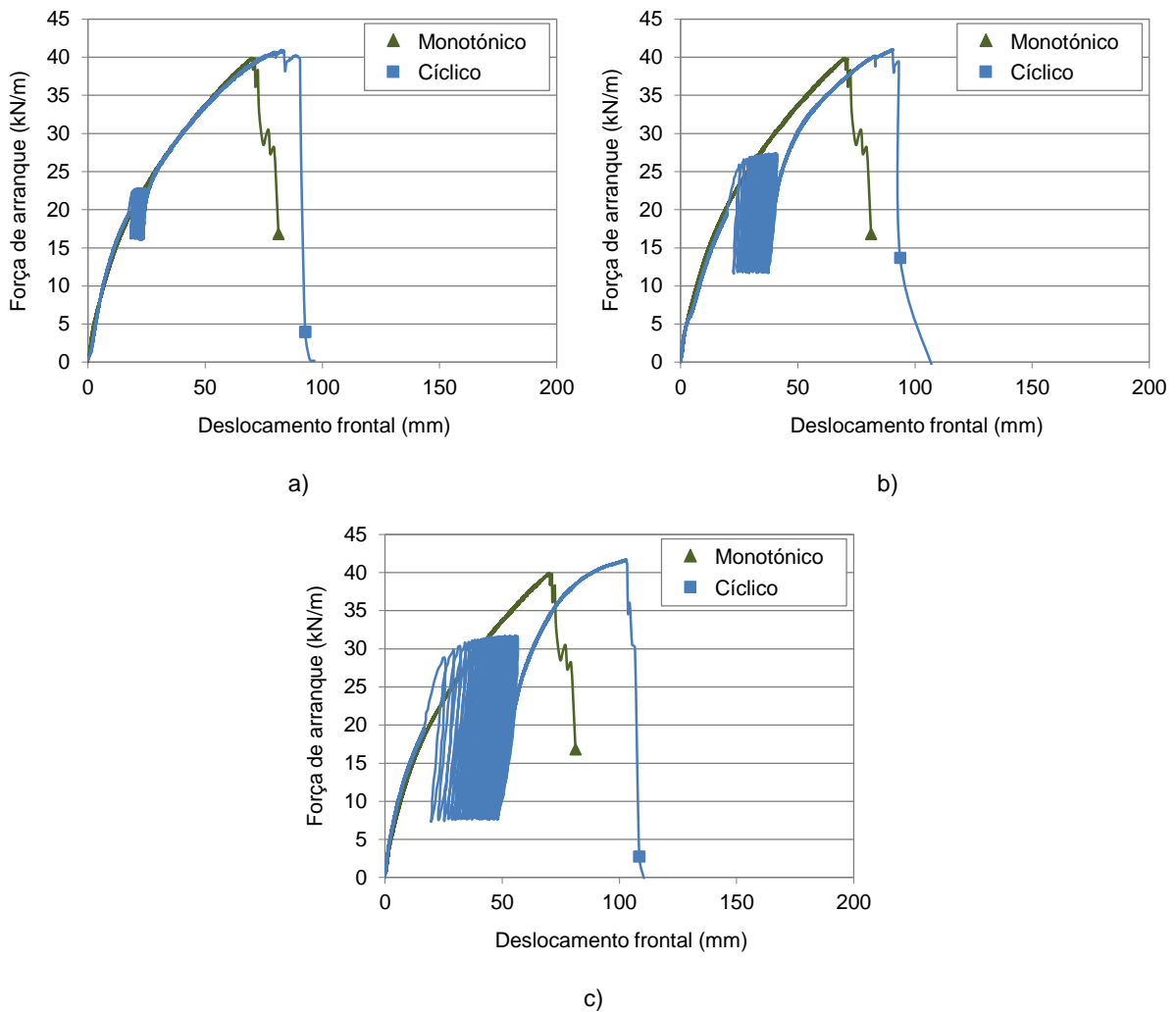


Figura 6.47 - Influência da amplitude do carregamento sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$: a) $A_F/P_R = 0,15$; b) $A_F/P_R = 0,40$; c) $A_F/P_R = 0,60$

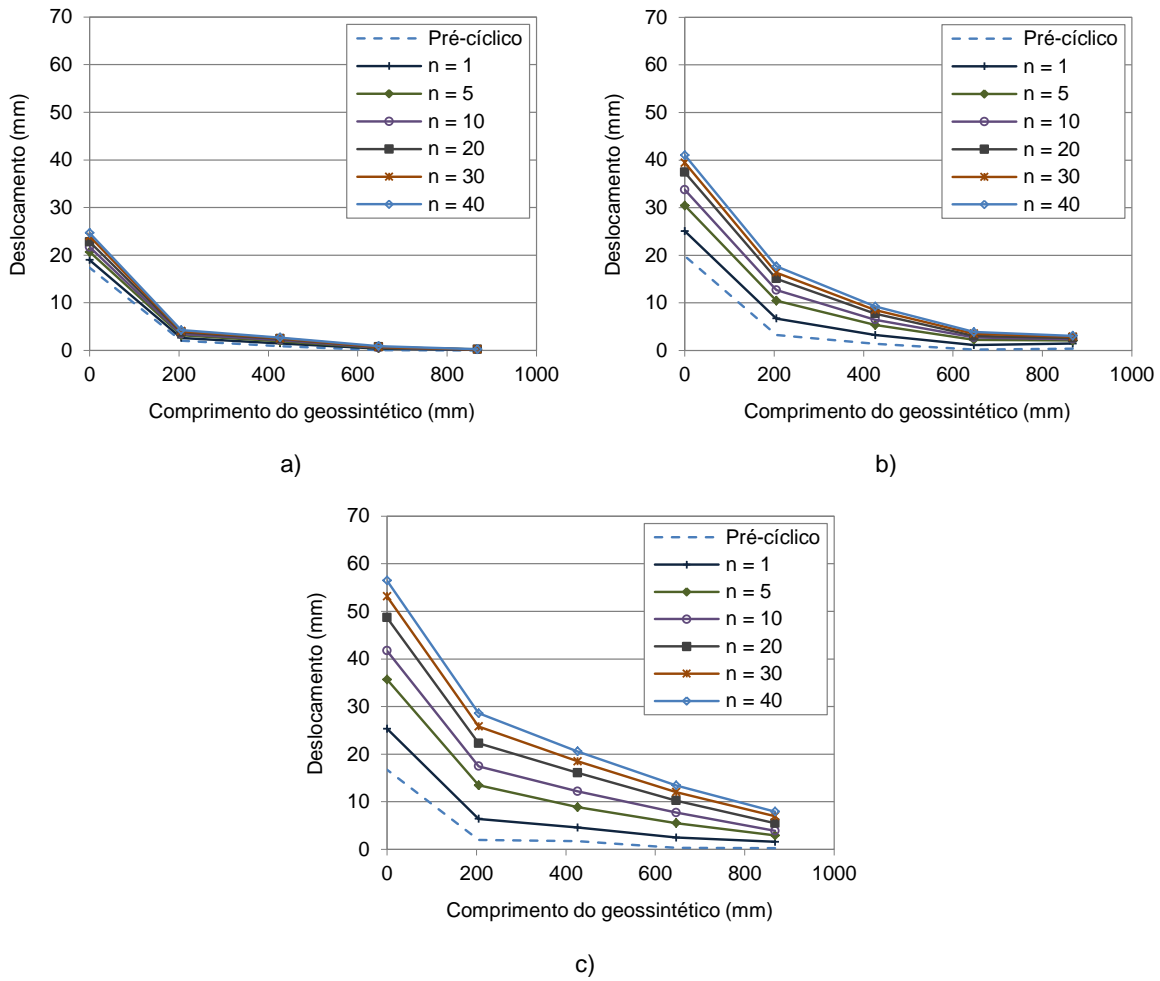


Figura 6.48 - Influência da amplitude do carregamento sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$: a) $A_F/P_R = 0,15$; b) $A_F/P_R = 0,40$; c) $A_F/P_R = 0,60$

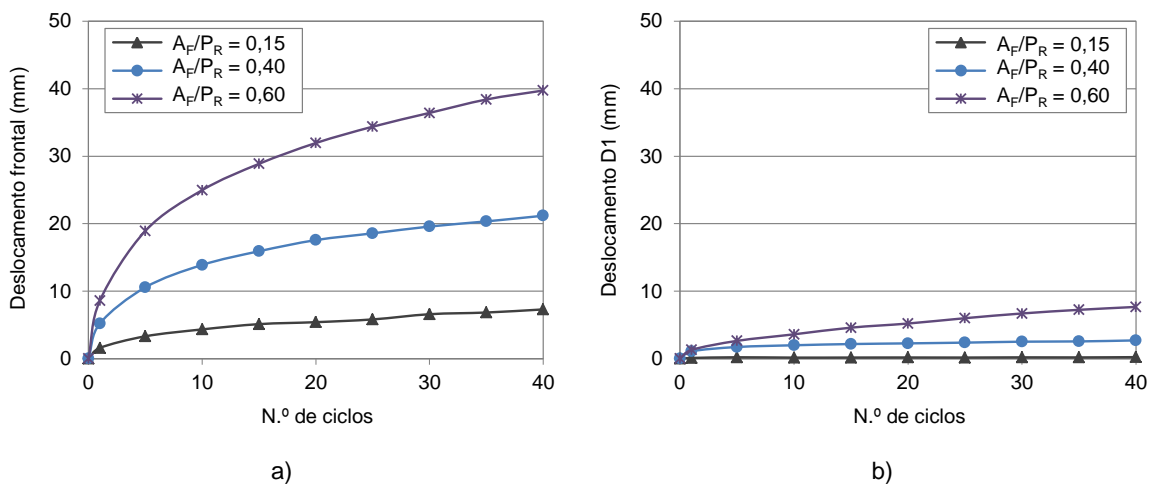


Figura 6.49 - Influência da amplitude do carregamento, nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU

6.3.7. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE CICLOS DE CARREGAMENTO

Nas Figuras 6.50(a) e 6.50(b) encontram-se representadas as curvas da evolução da força de arranque em função do deslocamento frontal, obtidas nos ensaios cíclicos executados com solo solto e com a tensão normal de 25 kPa e onde foram aplicados, no momento em que a força de arranque atingiu cerca de 50% da resistência máxima mobilizada em condições monotônicas, respectivamente, 40 e 120 ciclos de carregamento, com amplitude da ordem dos 40% da resistência máxima atingida nessas condições.

A análise comparativa das Figuras 6.50(a) e 6.50(b) permite concluir que a degradação da resistência ao arranque após solicitação cíclica aumentou consideravelmente com o número de ciclos de carregamento, o que poderá estar relacionado com o facto de, no ensaio em que foram aplicados 120 ciclos, o valor do deslocamento frontal atingido no final da fase cíclica ser próximo do valor para o qual se registou a resistência máxima no ensaio monotónico.

Assim, os resultados sugerem que, para as condições experimentais analisadas, o número de ciclos de carregamento influencia consideravelmente a resistência ao arranque pós-cíclica da geogrelha.

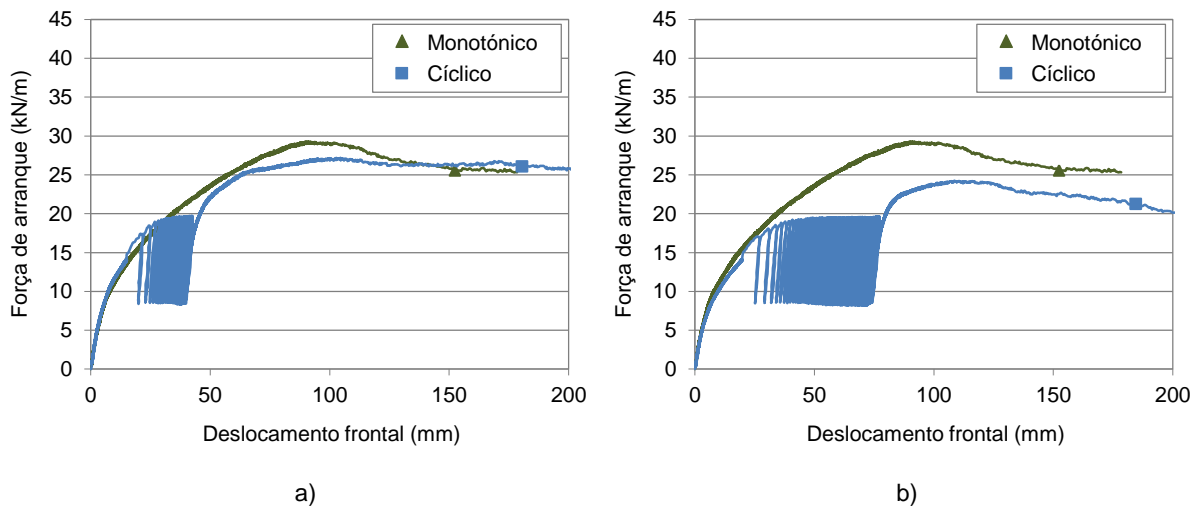


Figura 6.50 - Influência do número de ciclos de carregamento sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_v/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $A_F/P_R = 0,40$: a) $n = 40$; b) $n = 120$

A Figura 6.51 apresenta as evoluções dos deslocamentos registados ao longo do comprimento da geogrelha (Figura 6.51a), bem como dos deslocamentos acumulados nas suas extremidades (Figura 6.51b), durante a fase cíclica do ensaio em que se aplicaram 120 ciclos de carregamento.

Esta figura evidencia que uma importante percentagem dos deslocamentos acumulados durante a fase de carregamento cíclico ocorre durante os primeiros 20 ciclos de carregamento. Embora a um ritmo inferior ao observado durante os 20 ciclos iniciais, os deslocamentos ao longo da geogrelha aumentam progressivamente nos ciclos subsequentes, a um ritmo aproximadamente constante até ao término da fase cíclica, sendo esta evidência reveladora de um comportamento tendencialmente instável (Figura 6.51).

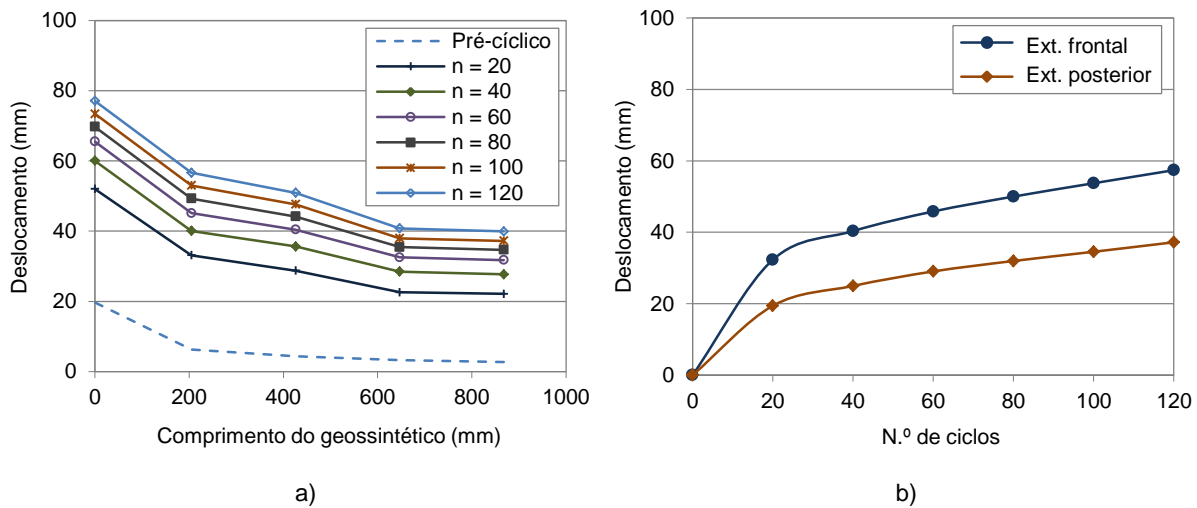


Figura 6.51 - Resultados do ensaio realizado com $I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz, $A_f/P_R = 0,40$ e $n = 120$: a) evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica; b) evolução dos deslocamentos acumulados nas extremidades da GGRU durante a fase cíclica

A influência do número de ciclos de carregamento sobre a resistência ao arranque da geogrelha quando inserida em solo compacto ($I_D = 85\%$) pode ser analisada através da Figura 6.52, onde se encontram representadas as curvas de evolução da força de arranque com o deslocamento frontal obtidas nos ensaios efetuados com 40 e 120 ciclos de carregamento (Figuras 6.52a e 6.52b, respetivamente).

Na Figura 6.53 ilustram-se as evoluções dos deslocamentos medidos ao longo do comprimento da geogrelha (Figura 6.53a) e dos deslocamentos acumulados nas suas extremidades (Figura 6.53b) durante a fase cíclica do ensaio representado na Figura 6.52(b), constituída por 120 ciclos de carregamento.

A Figura 6.52 sugere que o efeito do número de ciclos de carregamento sobre a resistência ao arranque pós-cíclica da geogrelha quando ensaiada em solo compacto é praticamente desprezável. Com efeito, os valores máximos da força de arranque registados nos dois ensaios são idênticos e ultrapassam ligeiramente o valor obtido no ensaio monotónico. Esta figura revela, ainda, um considerável acréscimo da rigidez pós-cíclica da geogrelha associado ao aumento do número de ciclos de carregamento.

Com base na Figura 6.53(a) é possível constatar que os deslocamentos registados durante a fase de carregamento cíclico ao longo da metade posterior do provete foram pouco significativos. Nas secções mais próximas do ponto de aplicação da força de arranque, os principais incrementos de deslocamento foram obtidos ao longo dos primeiros 20 ciclos de carregamento.

Tal como mostra a Figura 6.53(b), não foi detetado, durante a fase cíclica, qualquer movimento nas proximidades da extremidade posterior da geogrelha e, a partir do vigésimo ciclo de carregamento, foram pouco significativos os incrementos de deslocamento registados na sua extremidade frontal. Estas observações são indicadoras de um comportamento tendencialmente estável, realçando a importância da compactação do material de aterro no comportamento da geogrelha face a uma eventual sollicitação cíclica.

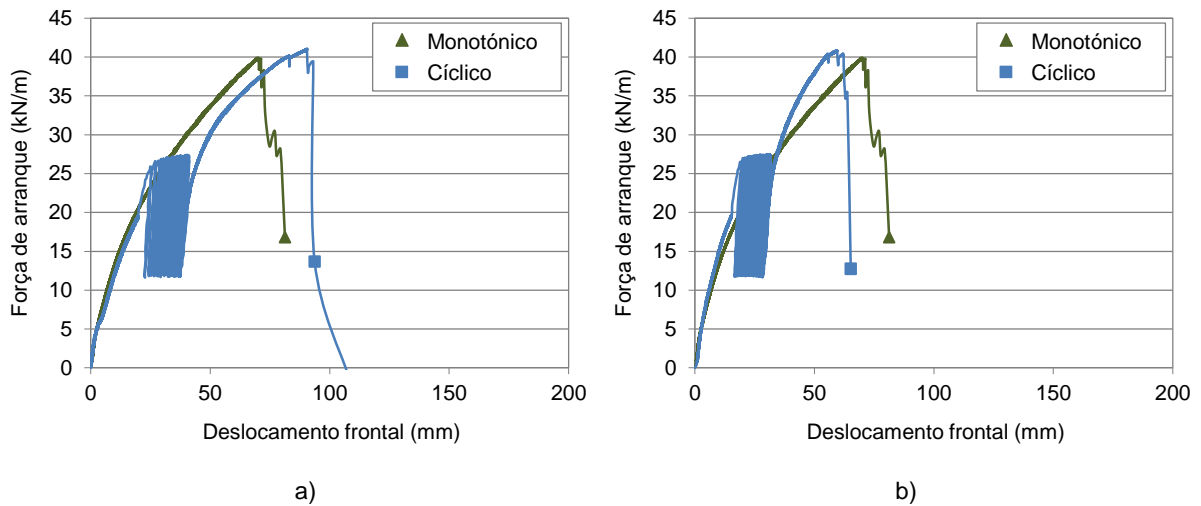


Figura 6.52 - Influência do número de ciclos de carregamento sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz e $A_F/P_R = 0,40$: a) $n = 40$; b) $n = 120$

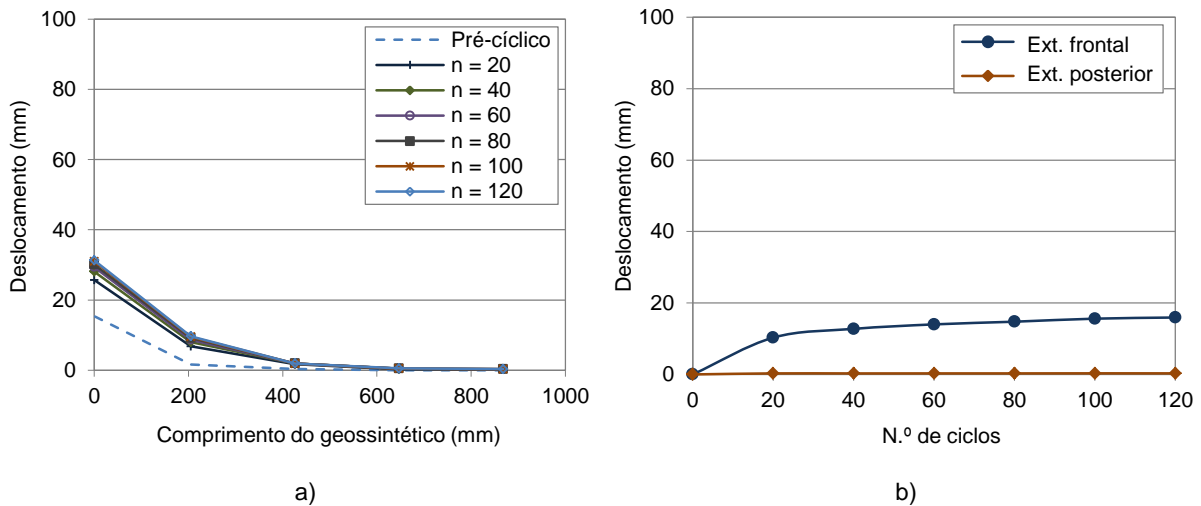


Figura 6.53 - Resultados do ensaio realizado com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,40$ e $n = 120$: a) evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica; b) evolução dos deslocamentos acumulados nas extremidades da GGRU durante a fase cíclica

A Figura 6.54 apresenta algumas fotografias tiradas após o término do ensaio de arranque cíclico representado na Figura 6.52(b), no qual se aplicaram 120 ciclos de carregamento, com frequência de 0,1 Hz e amplitude de cerca de 40% da força máxima atingida no ensaio monotónico.

Nesta figura são visíveis significativas elevações no solo, nas proximidades das barras transversais da geogrelha, que terão resultado dos deslocamentos do provete durante a fase de carregamento cíclico. Julga-se que esta observação estará na origem do acréscimo de rigidez detetado na fase pós-cíclica do ensaio (Figura 6.52b).



Figura 6.54 - Fotografias tiradas após o ensaio de arranque cíclico realizado com $I_D = 85\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 0,1$ Hz, $A_f/P_R = 0,40$ e $n = 120$

6.3.8. INFLUÊNCIA DA TENSÃO NORMAL

Com o objetivo de analisar a influência da tensão normal na resposta ao arranque da geogrelha quando submetida a diferentes tipos de carregamentos cíclicos, efetuaram-se ensaios com tensão normal de 50 kPa e parâmetros experimentais idênticos aos adotados nos ensaios realizados com tensão normal inferior (25 kPa).

A Figura 6.55 apresenta as curvas força de arranque-deslocamento frontal obtidas nos ensaios de arranque cíclicos realizados com solo solto, nos quais se aplicaram 40 ciclos de carregamento com frequência de 0,1 Hz e amplitude da ordem dos 15% da resistência máxima ao arranque atingida no ensaio monotônico (efetuado com tensão normal de 25 kPa), a partir do instante em que a força de arranque atingiu cerca de 25% do valor máximo registado naquele ensaio. Os ensaios monotônico e cíclico representados na Figura 6.55(a) foram realizados com tensão normal de 25 kPa, enquanto nos ensaios ilustrados na Figura 6.55(b) se aplicou uma tensão normal de 50 kPa.

A Figura 6.55 sugere que a degradação da resistência ao arranque da geogrelha após carregamento cíclico reduz com o aumento da tensão normal aplicada.

Na Figura 6.56 representam-se os deslocamentos medidos ao longo do comprimento da geogrelha durante a fase cíclica dos ensaios realizados com tensões normais de 25 kPa (Figura 6.56a) e 50 kPa (Figura 6.56b). Como se pode observar, os deslocamentos diminuem ligeiramente com o aumento da

tensão normal aplicada e tendem a concentrar-se junto à extremidade frontal da geogrelha. A tensão normal exerce, portanto, um efeito semelhante ao da compacidade do solo, na medida em que tende a restringir os deslocamentos ao longo do comprimento da geogrelha durante o movimento de arranque.

A Figura 6.57 compara a evolução dos deslocamentos acumulados nas extremidades frontal (Figura 6.57a) e posterior dos provetes (Figura 6.57b) ao longo da fase cíclica dos ensaios realizados com tensões normais distintas. Para as condições experimentais em análise, a influência da tensão normal sobre os deslocamentos acumulados na extremidade frontal da geogrelha é significativa, tendo estes assumido valores consideravelmente superiores no ensaio realizado com tensão normal inferior. Os deslocamentos acumulados junto à extremidade posterior da geogrelha foram, em ambos os ensaios, praticamente desprezáveis.

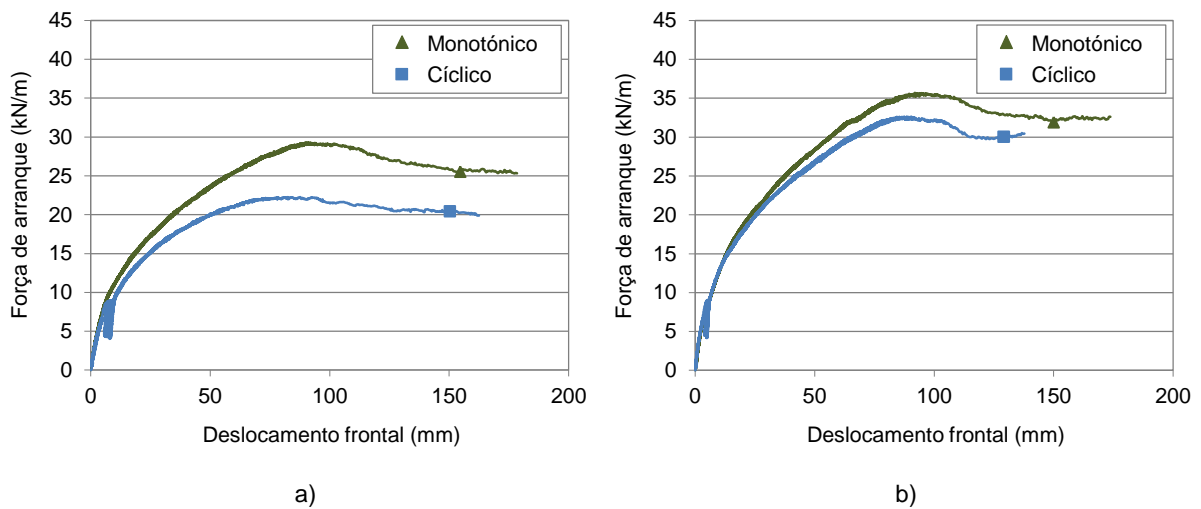


Figura 6.55 - Influência da tensão normal sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $F_i/P_R = 0,25$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $\sigma_n = 25$ kPa; b) $\sigma_n = 50$ kPa

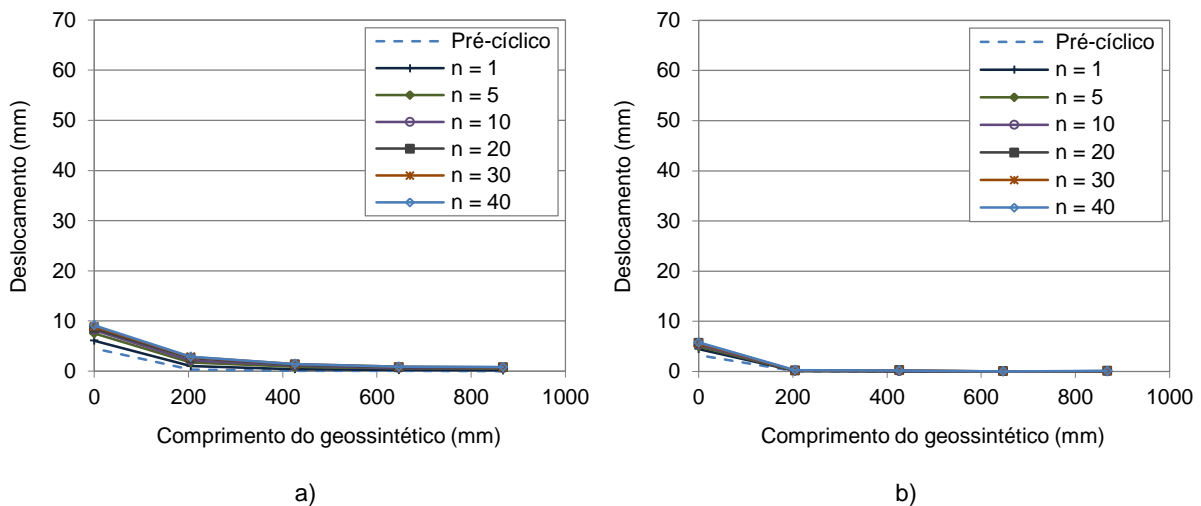


Figura 6.56 - Influência da tensão normal sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $F_i/P_R = 0,25$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $\sigma_n = 25$ kPa; b) $\sigma_n = 50$ kPa

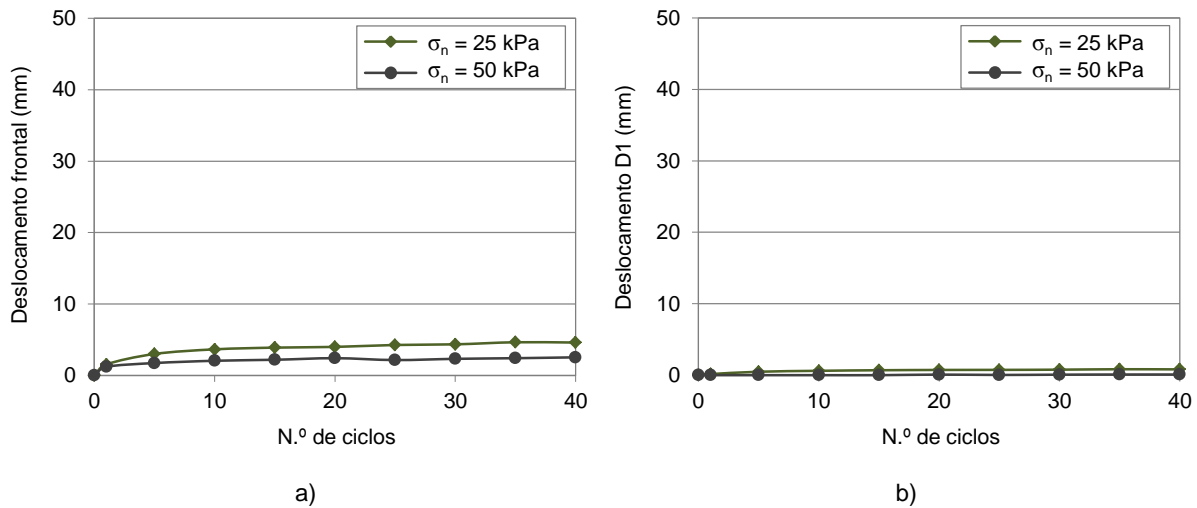


Figura 6.57 - Influência da tensão normal, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $F_i/P_R = 0,25$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU

A influência da tensão normal sobre o comportamento cíclico e pós-cíclico da geogrelha quando sujeita a um carregamento cíclico com início para uma força de arranque da ordem dos 65% da resistência máxima atingida no ensaio monotónico (efetuado com tensão normal de 25 kPa) é ilustrada nas Figuras 6.58, 6.59 e 6.60.

As conclusões que se retiram da análise destas figuras são, em termos qualitativos, semelhantes às apresentadas em relação aos ensaios efetuados com o valor mais reduzido de F_i . De facto, enquanto no ensaio realizado com tensão normal de 25 kPa ocorreu uma degradação substancial da resistência ao arranque após carregamento cíclico (Figura 6.58a), o mesmo não se verificou no ensaio em que se impôs uma tensão normal superior (Figura 6.58b), sendo pouco notória a redução de resistência observada.

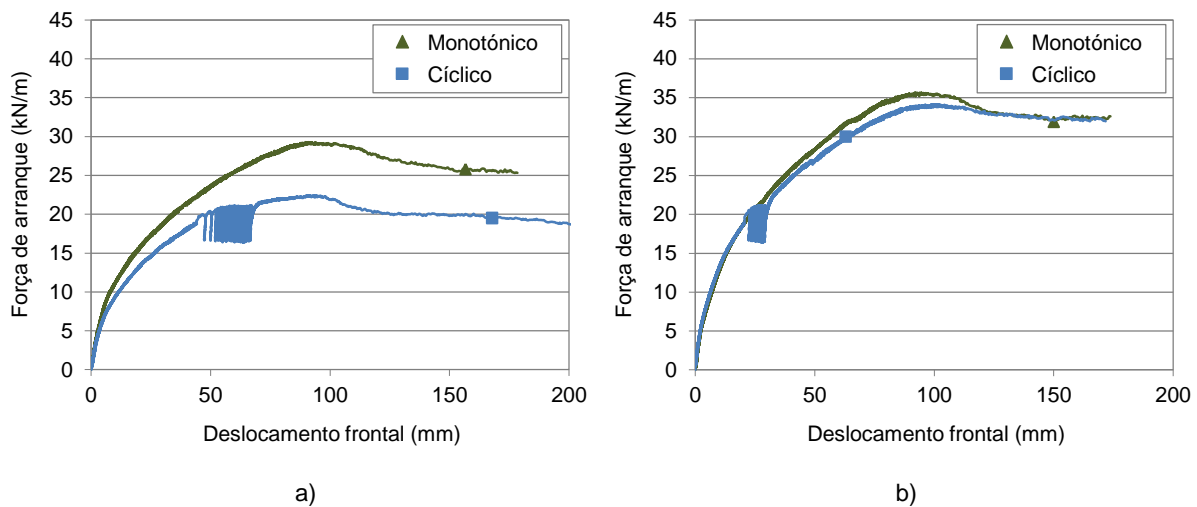


Figura 6.58 - Influência da tensão normal sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $F_i/P_R = 0,65$, $f = 0,1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $\sigma_n = 25$ kPa; b) $\sigma_n = 50$ kPa

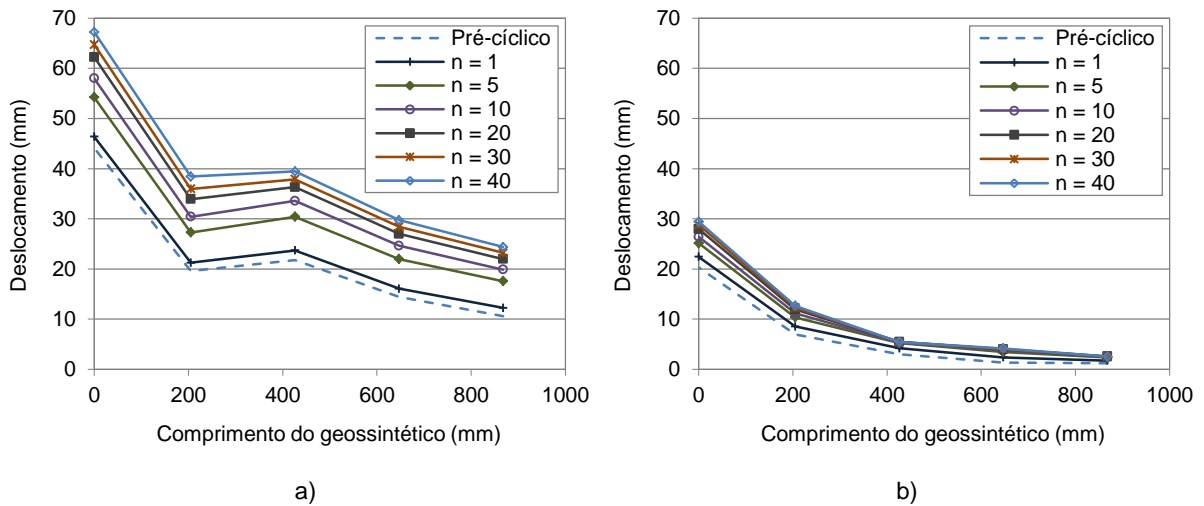


Figura 6.59 - Influência da tensão normal sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $F_i/P_R = 0,65$, $f = 0,1$ Hz, $A_f/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $\sigma_n = 25$ kPa; b) $\sigma_n = 50$ kPa

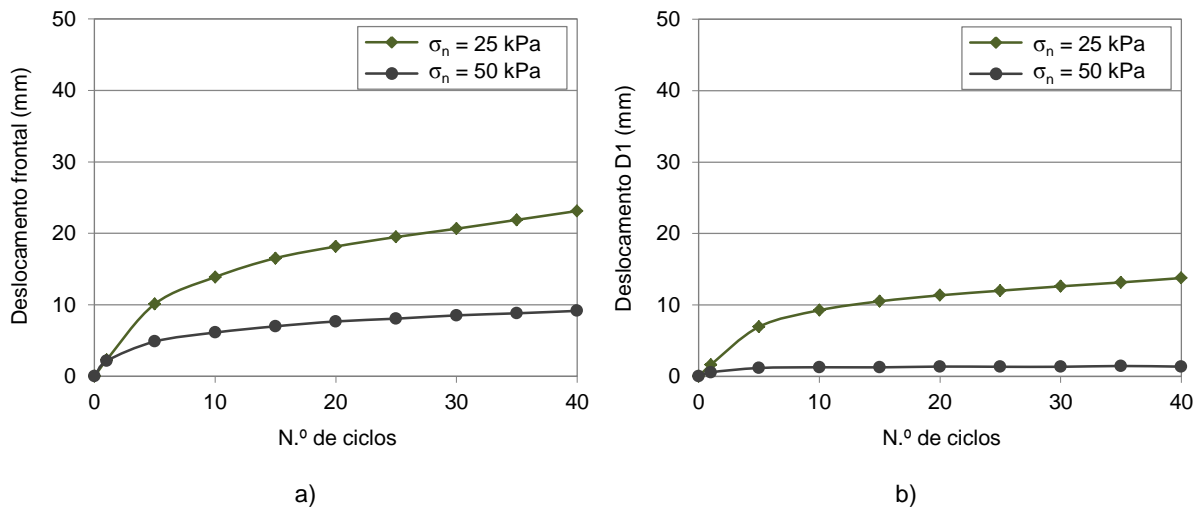


Figura 6.60 - Influência da tensão normal, nos ensaios realizados com $I_D = 50\%$, $F_i/P_R = 0,65$, $f = 0,1$ Hz, $A_f/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU

As Figuras 6.59 e 6.60 evidenciam que os deslocamentos induzidos pelo carregamento cíclico ao longo do comprimento da geogrelha atingem valores significativamente mais elevados no ensaio realizado com tensão normal inferior. O efeito da tensão normal sobre os deslocamentos acumulados ao longo da geogrelha durante a fase cíclica assume, nestes ensaios, maior importância do que naqueles em que se adotou um valor inferior da força F_i (Figuras 6.56 e 6.57).

A Figura 6.61 compara as curvas representativas da variação da força de arranque com o deslocamento frontal, obtidas através da realização de ensaios cíclicos envolvendo solo denso e onde foram aplicadas diferentes tensões normais, designadamente 25 kPa (Figura 6.61a) e 50 kPa (Figura 6.61b), com as curvas dos respectivos ensaios monotônicos. Nestes ensaios foram aplicados, a partir do instante

em que a força de arranque atingiu cerca de 50% da resistência máxima mobilizada no ensaio monotônico (realizado com tensão normal de 25 kPa), 40 ciclos de carregamento, com frequência de 1 Hz e amplitude de cerca de 15% da força de arranque máxima registrada naquele ensaio.

Nas Figuras 6.62 e 6.63 encontram-se representados, respectivamente, os deslocamentos medidos ao longo do comprimento da geogrelha e os deslocamentos acumulados nas suas extremidades durante a fase cíclica dos ensaios em análise.

Com base na Figura 6.61 é possível concluir que, independentemente da tensão normal, a aplicação da sollicitação cíclica não afetou de forma significativa a resistência máxima ao arranque da geogrelha. No ensaio realizado com tensão normal de 25 kPa (Figura 6.61a) ocorreu um decréscimo da rigidez pós-cíclica do reforço, comparativamente com a registrada no ensaio monotônico. Contudo, no ensaio em que se impôs a tensão normal de 50 kPa, não se verificou qualquer efeito do carregamento cíclico na rigidez da geogrelha na fase pós-cíclica, sendo a resistência máxima ao arranque também muito próxima da atingida no respectivo ensaio monotônico.

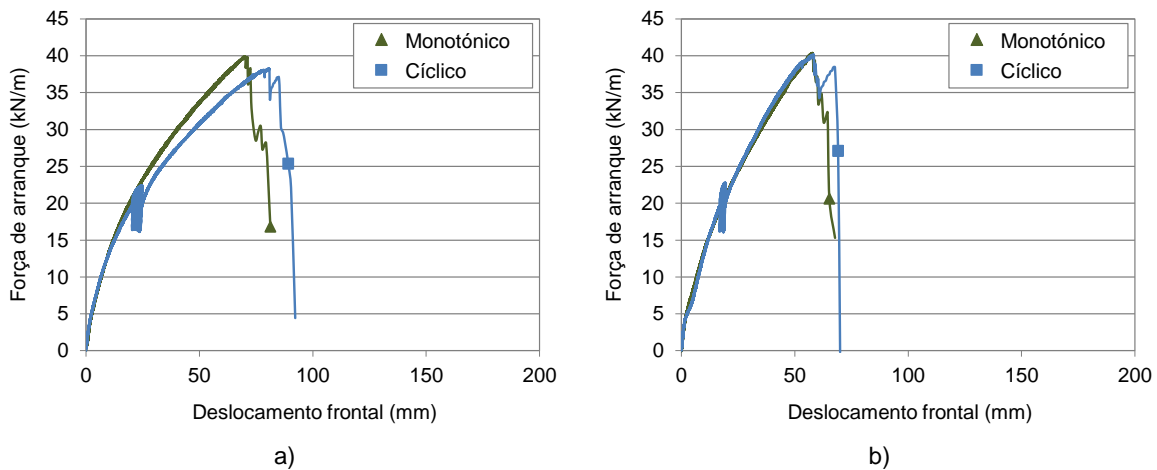


Figura 6.61 - Influência da tensão normal sobre a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $\sigma_n = 25$ kPa; b) $\sigma_n = 50$ kPa

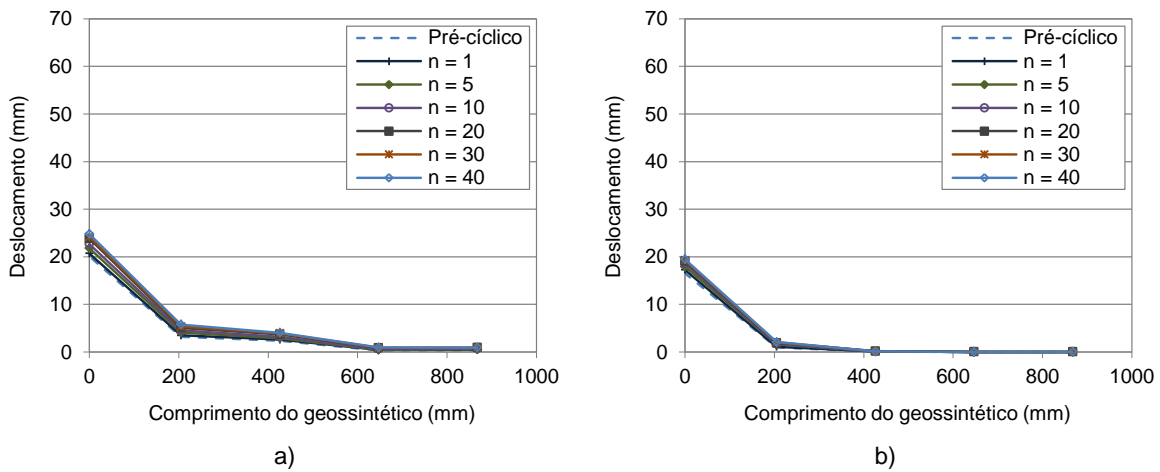


Figura 6.62 - Influência da tensão normal sobre a evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase cíclica nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $F_i/P_R = 0,50$, $f = 1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$: a) $\sigma_n = 25$ kPa; b) $\sigma_n = 50$ kPa

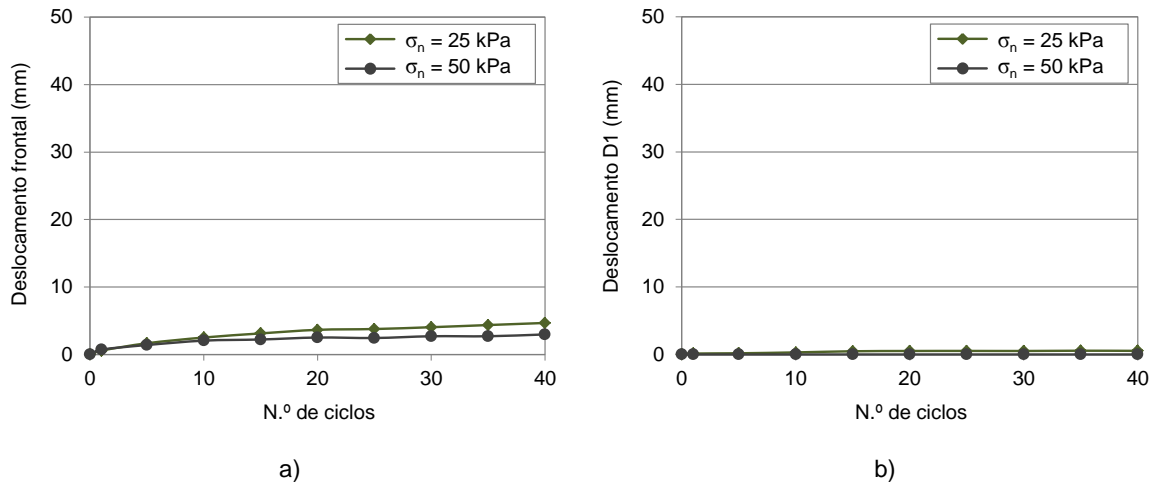


Figura 6.63 - Influência da tensão normal, nos ensaios realizados com $I_D = 85\%$, $F/P_R = 0,50$, $f = 1$ Hz, $A_F/P_R = 0,15$ e $n = 40$, sobre: a) os deslocamentos frontais acumulados durante a fase cíclica; b) os deslocamentos acumulados durante a fase cíclica na extremidade posterior da GGRU

A Figura 6.62 reflete uma maior acumulação de deslocamentos na parte frontal da geogrelha no ensaio realizado com tensão normal de 25 kPa (Figura 6.62a). Esta observação é corroborada pela Figura 6.63, que mostra que o deslocamento acumulado na extremidade frontal do provete atingiu um valor ligeiramente superior no ensaio executado com tensão normal inferior (Figura 6.63a). Porém, como se pode observar, não é muito relevante a diferença entre os deslocamentos acumulados sob tensões normais distintas. Constatase, portanto, que na presença de solo denso, é pouco significativa a influência da tensão normal sobre os deslocamentos acumulados ao longo da geogrelha durante o carregamento cíclico em consideração. Não obstante, mantém-se a tendência para o decréscimo dos deslocamentos com o aumento da tensão normal aplicada no ensaio.

6.3.9. RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE CÍCLICO COM AMPLITUDE CONSTANTE

O Quadro 6.4 resume os resultados relativos aos ensaios de arranque cíclicos, efetuados com amplitude constante, designadamente, os valores do deslocamento acumulado na extremidade frontal da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico (U_{ac}), da deformação acumulada durante a fase cíclica na secção da geogrelha adjacente à extremidade frontal (ϵ_{ac}^1), da deformação média (ao longo do comprimento da geogrelha) acumulada durante a mesma fase (ϵ_{ac}^m) e, ainda, da força de arranque máxima atingida no ensaio (P_R) e do respetivo deslocamento frontal (u_{PR}). Neste quadro são também incluídos, para efeitos comparativos, os valores da resistência máxima ao arranque e do correspondente deslocamento frontal registados nos ensaios monotónicos efetuados para condições experimentais idênticas.

Tal como se pode concluir da análise deste quadro, durante a fase cíclica, foram registadas, na primeira secção instrumentada (localizada entre a pega e a primeira barra transversal confinada), deformações superiores às deformações médias obtidas para a totalidade do comprimento da geogrelha, independentemente das condições experimentais consideradas.

Acresce referir que os parâmetros mais determinantes em termos do valor do deslocamento acumulado na extremidade frontal da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico são, em primeiro lugar, o número de ciclos de carregamento (apenas no caso do solo envolvente se encontrar num estado

relativamente solto), e de seguida, a amplitude da força sinusoidal e a magnitude da força de arranque aplicada no instante em que a solitação cíclica tem início.

Relativamente à frequência das ondas sinusoidais, o seu efeito sobre o valor do deslocamento frontal acumulado durante a fase cíclica dos ensaios de arranque parece ser menos notório do que o dos restantes parâmetros cíclicos analisados. Contudo, observa-se uma forte tendência para a obtenção de valores decrescentes do deslocamento frontal acumulado com o aumento da frequência de ensaio, tal como anteriormente constatado na secção 6.3.5.

No que respeita à degradação da resistência ao arranque da geogrelha registada após carregamento cíclico, constata-se que a mesma atingiu, nos ensaios realizados com solo solto, um valor máximo da ordem dos 24%. Nos ensaios realizados com solo denso, a máxima degradação de resistência observada foi substancialmente inferior (cerca de 4%).

Quadro 6.4 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque realizados em condições de carregamento cíclico

I _D (%)	σ _n (kPa)	F _i /P _R (%)	f (Hz)	A _F /P _R (%)	n	Ensaio cíclico					Ensaio monotónico	
						U _{ac} (mm)	ε _{ac} ¹ (%)	ε _{ac} ^m (%)	P _R (kN/m)	U _{PR} (mm)	P _R (kN/m)	U _{PR} (mm)
50	25	25	0,01	15	40	3,93	1,08	0,34	25,17	90,18	29,28	91,03
50	25	25	0,1	15	40	4,19	0,69	0,38	22,26	82,50	29,28	91,03
50	25	50	0,01	15	40	11,71	2,06	1,08	27,02	89,82	29,28	91,03
50	25	50	0,1	15	40	8,26	1,01	0,69	29,08	97,05	29,28	91,03
50	25	50	0,5	15	40	6,91	0,98	0,57	25,31	81,80	29,28	91,03
50	25	50	1	15	40	4,54	0,52	0,36	23,30	71,30	29,28	91,03
50	25	65	0,01	15	40	24,48	4,27	1,95	24,10	82,45	29,28	91,03
50	25	65	0,1	15	40	22,54	1,64	0,96	22,45	91,49	29,28	91,03
50	25	50	0,01	40	40	32,85	5,08	2,16	29,28	102,33	29,28	91,03
50	25	50	0,1	40	40	25,41	1,30	1,17	27,19	102,74	29,28	91,03
50	25	50	0,1	60	40	38,38	3,32	1,79	28,53	93,63	29,28	91,03
50	25	50	0,1	40	120	55,35	2,34	2,04	24,21	108,56	29,28	91,03
50	50	25*	0,1	15*	40	2,06	0,91	0,23	32,63	90,45	35,69	91,93
50	50	65*	0,1	15*	40	8,89	1,37	0,84	34,16	100,92	35,69	91,93
85	25	25	0,01	15	40	3,51	1,30	0,40	40,44	66,81	39,92	69,55
85	25	50	0,01	15	40	15,13	3,05	1,61	38,36	87,18	39,92	69,55
85	25	50	0,1	15	40	6,42	1,95	0,70	40,97	82,45	39,92	69,55
85	25	50	1	15	40	3,95	0,66	0,39	38,28	80,44	39,92	69,55
85	25	65	0,01	15	40	16,56	4,75	1,80	39,69	67,71	39,92	69,55
85	25	50	0,1	40	40	18,54	1,96	1,79	41,07	90,55	39,92	69,55
85	25	50	0,1	60	40	33,70	3,13	2,94	41,74	102,94	39,92	69,55
85	25	50	0,1	40	120	13,79	2,60	1,53	40,85	59,27	39,92	69,55
85	50	50*	1	15*	40	2,30	0,53	0,26	40,20	58,35	40,41	57,77

* Percentagem relativa ao valor de P_R obtido no ensaio monotónico realizado com σ_n = 25 kPa

6.3.10. RESULTADOS DOS ENSAIOS ESCALONADOS

Tal como se referiu no Capítulo 3, foram efetuados, no âmbito do presente estudo, dois ensaios de arranque tendo em vista a caracterização do comportamento da geogrelha face a um carregamento cíclico com amplitudes crescentes. Estes ensaios, realizados com solo solto e para tensões normais de 25 e 50 kPa, consistiram na aplicação de três escalões de carregamento, constituídos por 40 ciclos, com amplitudes da ordem dos 40%, 50% e 60% da resistência ao arranque da geogrelha quando ensaiada em condições monotónicas e sob tensão normal de 25 kPa. O carregamento cíclico teve início quando a força de arranque atingiu cerca de 50% da força máxima registada em condições monotónicas (para $\sigma_n = 25$ kPa) e a frequência de ensaio utilizada foi de 0,1 Hz.

As Figuras 6.64 e 6.65 apresentam os resultados obtidos nos ensaios escalonados efetuados com tensões normais de 25 e 50 kPa, respetivamente.

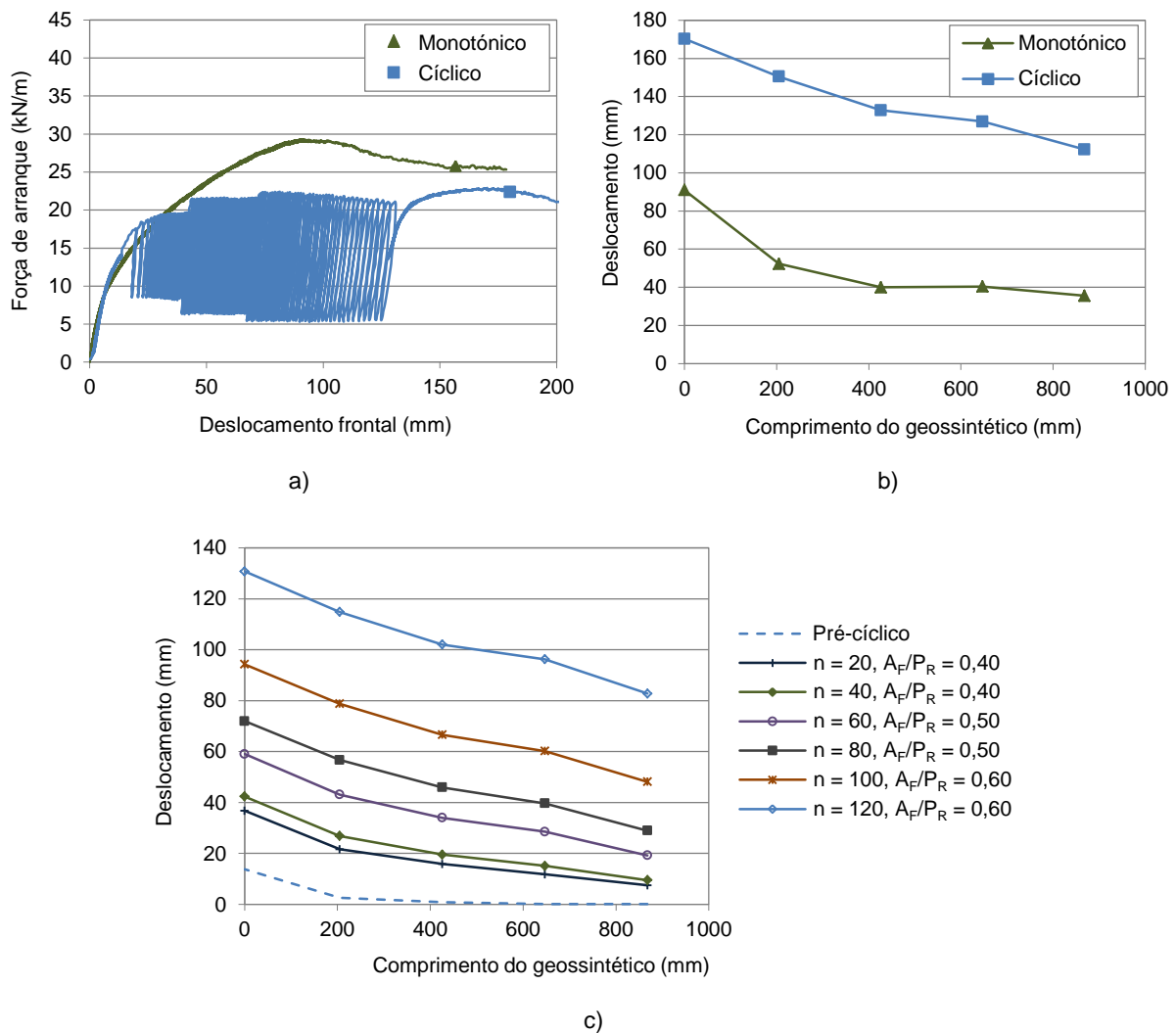


Figura 6.64 - Ensaio escalonado com amplitudes crescentes ($I_D = 50\%$, $\sigma_n = 25$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$ e $f = 0,1$ Hz): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase de carregamento cíclico

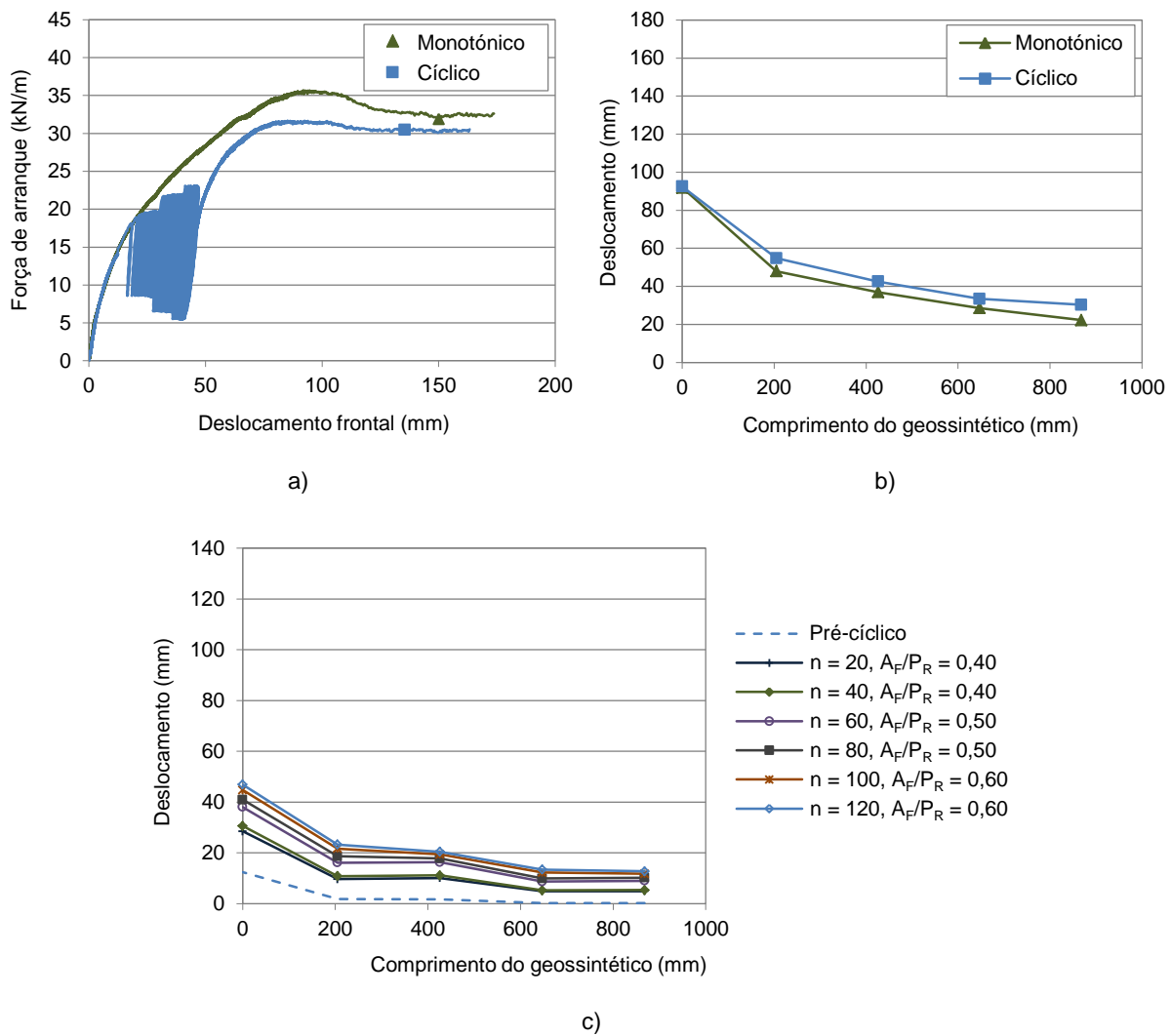


Figura 6.65 - Ensaio escalonado com amplitudes crescentes ($I_D = 50\%$, $\sigma_n = 50$ kPa, $F_i/P_R = 0,50$ e $f = 0,1$ Hz): a) força de arranque-deslocamento frontal; b) deslocamentos ao longo da GGRU para a força de arranque máxima; c) evolução dos deslocamentos ao longo da GGRU durante a fase de carregamento cíclico

Nestas figuras são ilustradas as evoluções da força de arranque com o deslocamento frontal (Figuras 6.64a e 6.65a) e os deslocamentos registados ao longo do comprimento dos provetes no instante em que se mobilizou a resistência máxima ao arranque (Figuras 6.64b e 6.65b), quer para o ensaio escalonado, quer para o respetivo ensaio monotónico, e ainda os deslocamentos medidos ao longo do comprimento da geogrelha durante a fase cíclica dos ensaios escalonados (Figuras 6.64c e 6.65c).

Da análise das Figuras 6.64(a) e 6.65(a) verifica-se que a aplicação dos 120 ciclos de carregamento com amplitudes crescentes conduziu à degradação da resistência ao arranque pós-cíclica do reforço.

Esta degradação foi mais significativa no ensaio realizado com tensão normal inferior, tendo atingido cerca de 22% (Figura 6.64a). No caso do ensaio realizado com tensão normal de 50 kPa, observou-se uma redução de resistência, relativamente à obtida no ensaio monotónico, da ordem dos 11% (Figura 6.65a).

No que se refere aos deslocamentos registados ao longo do comprimento da geogrelha no momento da mobilização da resistência máxima ao arranque, observa-se que estes atingiram valores claramente superiores no ensaio escalonado realizado com tensão normal de 25 kPa (Figura 6.64b), comparativamente com os obtidos no ensaio em que se impôs a tensão normal superior (Figura 6.65b), o que está em consonância com o facto de a resistência máxima ter sido mobilizada, no primeiro ensaio, para um deslocamento frontal mais elevado (Figuras 6.64a e 6.65a).

É possível ainda constatar que os incrementos dos deslocamentos registados ao longo do comprimento da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico (Figuras 6.64c e 6.65c) assumiram maior relevância no ensaio realizado com tensão normal inferior (Figura 6.64c).

Em geral, em cada escalão de carregamento, os deslocamentos acumulados durante os primeiros 20 ciclos excederam os registados nos 20 ciclos subsequentes. Excetua-se o último escalão do ensaio realizado com tensão normal de 25 kPa, onde os deslocamentos ao longo dos últimos 20 ciclos foram particularmente significativos (Figura 6.64c).

Observa-se, igualmente, que os incrementos dos deslocamentos nos primeiros 20 ciclos do segundo e terceiro escalões foram mais significativos do que os registados nos 20 ciclos precedentes, relativos ao escalão anterior (Figuras 6.64c e 6.65c), evidenciando a influência da amplitude do carregamento nos deslocamentos acumulados ao longo da geogrelha e reforçando as conclusões apresentadas anteriormente na secção 6.3.6.

A Figura 6.66 compara os deslocamentos acumulados nas extremidades frontal (Figura 6.66a) e posterior (Figura 6.66b) da geogrelha durante a fase cíclica dos ensaios escalonados realizados com tensões normais distintas.

Para além de corroborar as conclusões apresentadas nos parágrafos anteriores, esta figura é reveladora da instabilidade instalada ao nível da interface no ensaio realizado com tensão normal inferior (25 kPa), visto que as respetivas curvas manifestam, no último escalão (entre os ciclos 80.º e 120.º), uma concavidade voltada para cima, evidenciando a tendência para o aumento da taxa de incremento dos deslocamentos com o número de ciclos de carregamento (Figura 6.66).

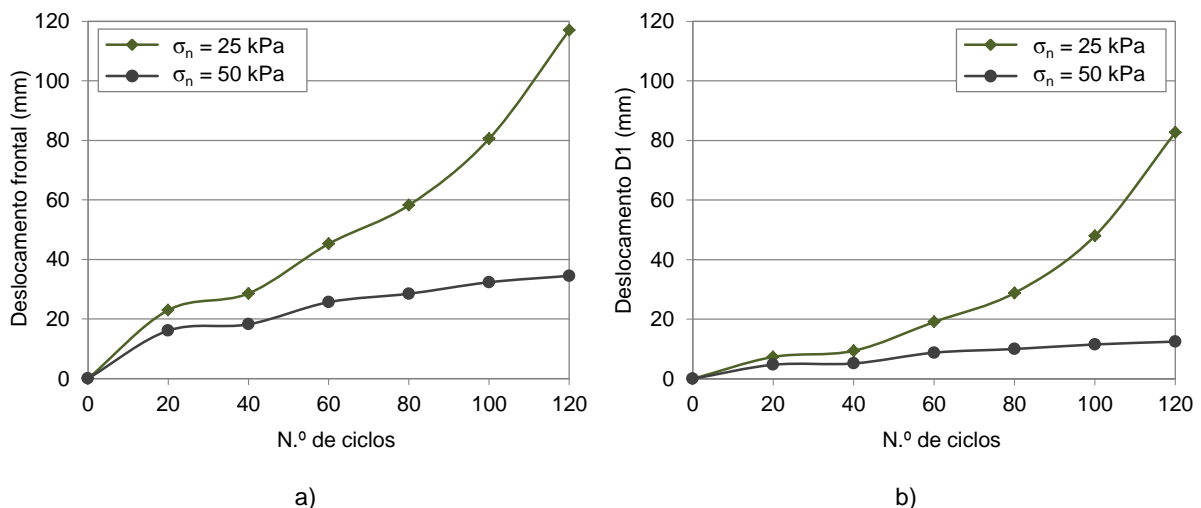


Figura 6.66 - Evolução dos deslocamentos acumulados durante a fase cíclica dos ensaios escalonados realizados com $\sigma_n = 25$ kPa e $\sigma_n = 50$ kPa: a) deslocamentos frontais; b) deslocamentos na extremidade posterior da GGRU

6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados e discutidos os resultados do programa experimental executado com vista à caracterização da interação solo residual do granito-geossintético em movimento de arranque. Sendo essa interação fortemente influenciada pelas características dos materiais envolvidos, foram utilizados diferentes geossintéticos e analisadas distintas condições de compacidade e de humidade do solo. Por outro lado, estando as estruturas de solo reforçado com geossintéticos frequentemente sujeitas a ações cíclicas, provocadas quer pelo tráfego, quer pelos sismos, procurou-se avaliar a resposta ao arranque de uma geogrelha durante e após carregamento cíclico.

Os resultados dos ensaios de arranque realizados em condições de carregamento monotónico permitiram estabelecer as seguintes conclusões.

- O teor em água do solo pode influenciar significativamente a resistência ao arranque dos geossintéticos. Em geral, foi obtida uma resistência superior para $w = 0,5 w_{ót}$, seguindo-se os valores relativos ao solo seco e, por fim, os referentes ao solo com $w = w_{ót}$, com o qual se registaram pronunciadas reduções da resistência ao arranque dos reforços (no máximo 40%, em relação aos valores obtidos para $w = 0,5 w_{ót}$). Nos ensaios em que a rotura foi originada por falta de resistência à tração dos geossintéticos, o efeito do teor em água do solo na resistência máxima atingida assumiu menor importância (comparativamente com os casos em que a rotura ocorreu por arranque).
- A compacidade do solo é um fator com influência preponderante na resposta ao arranque dos geossintéticos, conduzindo ao aumento da rigidez e da resistência máxima registadas, podendo, inclusivamente, determinar o modo de rotura dos reforços. Os deslocamentos frontais necessários à mobilização da resistência máxima ao arranque reduziram com a compacidade do solo, para as geogrelhas e para o geocompósito confinado por solo húmido, tendo-se verificado o oposto no caso do geotêxtil e do geocompósito em contacto com o solo seco. A compacidade do solo tende a restringir os deslocamentos ao longo do comprimento dos geossintéticos, levando ao acréscimo da não linearidade dos mesmos e, portanto, a uma mobilização menos uniforme das tensões tangenciais na interface.
- Independentemente da compacidade e do teor em água do solo, a geogrelha biaxial exibiu uma resistência ao arranque superior à dos restantes geossintéticos. No entanto, foram obtidos, para a geogrelha uniaxial, os valores mais elevados da rigidez secante para uma força de arranque de cerca de 50% da resistência máxima atingida nos ensaios. Para deformações reduzidas (deslocamentos frontais inferiores a 40 mm), o geocompósito de reforço revelou-se tão eficiente quanto a geogrelha biaxial no que se refere à mobilização da resistência ao arranque. O geotêxtil não tecido apresentou uma rigidez substancialmente inferior à dos restantes geossintéticos estudados.
- Embora a geogrelha uniaxial apresente uma resistência à tração, em condições não confinadas, superior à da geogrelha biaxial, foi esta geogrelha que, como se referiu, manifestou melhor desempenho no ensaio de arranque, no que se refere à resistência máxima atingida. A resistência ao arranque das geogrelhas foi, portanto, fortemente condicionada pelas suas características geométricas ou estrutura, face à dimensão média dos grãos do material confinante. Visto que uma geogrelha com maior resistência à tração sem confinamento nem sempre apresenta melhor comportamento quando confinada, é importante a realização de ensaios de tração em condições confinadas, com o material de aterro que se prevê utilizar em obra, para uma estimativa mais precisa do comportamento tração-extensão destes geossintéticos em serviço.

- No instante da mobilização da resistência máxima ao arranque, registaram-se, ao longo do comprimento do geocompósito de reforço e do geotêxtil, deformações consideravelmente superiores às obtidas ao longo das geogrelhas. Tal como seria de esperar, as deformações dos geossintéticos tenderam a reduzir com a distância ao ponto de aplicação da força de arranque.
- Para as condições experimentais analisadas, os valores do coeficiente de resistência das interfaces solo-geossintético para o movimento de arranque variaram entre 0,25 e 0,79. Contudo, alguns dos valores obtidos representam um limite inferior deste coeficiente, nomeadamente nas situações em que ocorreu a rotura interna do geossintético por tração. Os valores do coeficiente de resistência revelaram-se tendencialmente decrescentes com a compacidade do solo.
- Os valores do fator de correção associado ao efeito de escala (proposto pela FHWA), estimados no presente estudo para o geocompósito de reforço e o geotêxtil, situam-se no intervalo 0,48-0,82. De um modo geral, os valores obtidos confirmam a adequação do valor preconizado pela FHWA para o cálculo da resistência ao arranque de geotêxteis na ausência de resultados experimentais.

Com base nos resultados dos ensaios de arranque efetuados com carregamento cíclico, é possível formular as seguintes conclusões.

- Em geral, a aplicação do carregamento cíclico nos ensaios realizados com solo solto conduziu à degradação da resistência máxima ao arranque da geogrelha (até cerca de 24%). Porém, nos ensaios executados com solo compacto, revelou-se pouco significativa a influência do carregamento cíclico sobre a resistência ao arranque da geogrelha registada na fase pós-cíclica do ensaio.
- Nos ensaios realizados com solo solto, os deslocamentos acumulados ao longo do comprimento da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico foram tanto mais significativos quanto mais elevado o valor da força de arranque instalada no reforço no início dessa fase (F_i). Nos ensaios realizados com solo compacto, observou-se, igualmente, uma tendência para o aumento dos deslocamentos acumulados com o valor de F_i . Contudo, esse aumento foi relevante apenas na parte frontal da geogrelha, já que junto à extremidade posterior, independentemente do valor de F_i , foram desprezáveis os deslocamentos registados.
- Nos ensaios em que a força F_i assumiu o valor mais reduzido, os deslocamentos acumulados ao longo da geogrelha durante a fase cíclica tenderam a estabilizar após o quinto ciclo de carregamento, algo que não se verificou quando se adotou o valor mais elevado dessa força. Neste caso, os deslocamentos tenderam a aumentar até ao término da fase cíclica dos ensaios (quando se utilizou o solo compacto, apenas na parte frontal da geogrelha).
- Independentemente da compacidade do solo, observou-se a tendência para a obtenção, no primeiro ciclo de carregamento, de incrementos de deslocamento ao longo do comprimento da geogrelha decrescentes com a frequência de ensaio. O valor do deslocamento acumulado na extremidade frontal da geogrelha durante a fase cíclica decresceu à medida que aumentou a frequência de ensaio. Contudo, o efeito da frequência sobre o valor do deslocamento acumulado junto à extremidade posterior da geogrelha revelou-se muito pouco significativo.
- Os valores dos deslocamentos acumulados ao longo da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico aumentaram com a amplitude do carregamento. Nos ensaios realizados com solo compacto, o valor do deslocamento frontal correspondente à mobilização da resistência máxima ao arranque da geogrelha, registada na fase pós-cíclica, também aumentou com a amplitude do carregamento cíclico.
- Nos ensaios realizados com solo solto, o número de ciclos de carregamento influenciou a resistência ao arranque pós-cíclica da geogrelha, tendo-se observado uma considerável degradação

de resistência na sequência da aplicação de 120 ciclos de carregamento, comparativamente com a resistência atingida após 40 ciclos.

- Nos ensaios realizados com solo solto, e em que foram aplicados 120 ciclos de carregamento, os deslocamentos medidos ao longo da geogrelha revelaram um comportamento tendencialmente instável, já que aumentaram a um ritmo elevado até ao final da fase cíclica.
- Nos ensaios realizados com solo compacto, o efeito do número de ciclos de carregamento sobre a resistência ao arranque pós-cíclica da geogrelha foi desprezável. Nestes ensaios, o aumento do número de ciclos de carregamento conduziu ao incremento da rigidez pós-cíclica da geogrelha.
- Nos ensaios realizados com solo compacto, e em que se aplicaram 120 ciclos de carregamento, os deslocamentos registados ao longo da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico evidenciaram um comportamento tendencialmente estável, visto não ter sido detetado qualquer movimento na extremidade posterior da geogrelha e, a partir do vigésimo ciclo, terem sido pouco significativos os incrementos de deslocamento registados na sua extremidade frontal.
- Nos ensaios realizados com solo solto, os deslocamentos acumulados ao longo da geogrelha durante a fase cíclica, bem como a degradação da resistência ao arranque após carregamento cíclico, reduziram com o aumento da tensão normal aplicada. Na presença de solo denso, foi pouco notória a influência da tensão normal sobre a variação da resistência máxima ao arranque da geogrelha, comparativamente com a registada no respetivo ensaio monotónico, e sobre os deslocamentos acumulados ao longo do seu comprimento durante a fase de carregamento cíclico. Contudo, manteve-se a tendência para a obtenção de deslocamentos decrescentes com o aumento da tensão normal aplicada no ensaio.
- Durante a fase de carregamento cíclico, foram registadas, na primeira secção instrumentada da geogrelha (localizada entre a pega e a primeira barra transversal confinada), deformações superiores às deformações médias obtidas para a totalidade do seu comprimento.
- Os parâmetros mais determinantes do deslocamento acumulado na extremidade frontal da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico são, em primeiro lugar, o número de ciclos de carregamento (apenas na presença de solo solto) e, de seguida, a amplitude da força sinusoidal aplicada e a intensidade da força F_i .

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. ENQUADRAMENTO FINAL

O solo, por si só, não é capaz de absorver significativos esforços de tração. Um dos modos de melhorar as características de um maciço terroso consiste na aplicação de elementos resistentes convenientemente orientados, os quais, devido às suas propriedades mecânicas, aumentam a resistência e diminuem a deformabilidade do maciço.

O mecanismo de reforço de solos assenta fundamentalmente na interação solo-reforço desenvolvida, pois dela depende a eficácia com que ocorre a transferência de esforços entre o solo e os elementos resistentes. Essa interação depende de diversos fatores, de entre os quais se destacam as propriedades físicas e mecânicas do solo, as propriedades mecânicas e geométricas dos reforços, a geometria do sistema de reforço e o processo construtivo.

Uma parte importante da investigação já desenvolvida no âmbito do reforço de solos com geossintéticos centrou-se na obtenção dos parâmetros de caracterização das interfaces entre geossintéticos e solos granulares de elevada qualidade, sendo ainda reduzido o número de estudos relativos ao reforço de materiais de aterro não convencionais, como os solos coesivos e residuais.

Por outro lado, a crescente aplicação de geossintéticos em condições de carregamento dinâmico provocado pelo tráfego e em condições de carregamento sísmico justifica a necessidade de investigação em torno do comportamento das interfaces solo-geossintético quando solicitadas ciclicamente. Com efeito, embora sejam conhecidas as vantagens do reforço de solos com geossintéticos face à possibilidade de ocorrência de solicitações cíclicas, uma vez que permitem a instalação de níveis de deformação significativos nas estruturas, são ainda escassos os estudos acerca da interação solo-geossintético em movimentos de corte direto e de arranque sob condições cíclicas.

O presente trabalho visou contribuir para um melhor conhecimento dos fatores que influenciam as características da interação solo-geossintético, em condições de carregamento monotónico e cíclico, particularmente quando o solo envolvido é um solo residual do granito. Recorrendo aos ensaios laboratoriais de corte direto, de corte em plano inclinado e de arranque, procurou-se caracterizar o comportamento de interfaces solo-geossintético percorrendo uma vasta gama de condições experimentais. A persecução deste objetivo implicou a seleção de diferentes solos e geossintéticos, a variação do teor em água e da compacidade do solo, a aplicação de tensões de confinamento distintas e a consideração de diferentes tipos de carregamento (isto é, carregamento monotónico e carregamentos cíclicos). Ao longo da próxima secção resumem-se as principais conclusões deste trabalho.

7.2. CONCLUSÕES

No capítulo introdutório, apresentou-se o tema central desta dissertação. A revisão bibliográfica, presente no Capítulo 2, começou por introduzir alguns conceitos relevantes acerca da resistência ao corte do solo e da interface solo-geossintético. Foram abordados três métodos experimentais particularmente adequados ao estudo da interação solo-geossintético: os ensaios de corte direto, de corte em plano inclinado e de arranque. Destacaram-se os principais fatores com influência nos resultados desses ensaios, relacionados com o equipamento e os procedimentos de ensaio, com as propriedades do solo e do geossintético e com a eventual aplicação de uma solicitação cíclica. Incluiu-se, ainda, o estado da arte acerca da simulação numérica dos ensaios laboratoriais em consideração.

O Capítulo 3, dedicado à descrição do programa experimental, começou pela caracterização dos solos e dos geossintéticos envolvidos no estudo. Foram incluídas as referências normativas e apresentados os equipamentos utilizados nos ensaios laboratoriais, mencionando as alterações e as calibrações efetuadas no âmbito desta investigação. Referiram-se, em detalhe, os procedimentos de ensaio adotados e esquematizaram-se as condições experimentais analisadas.

Os resultados do estudo laboratorial de corte direto foram apresentados e discutidos no Capítulo 4. Com base nos resultados dos ensaios realizados em condições de carregamento monotónico, foi possível concluir que:

- a compacidade do solo é um fator com influência preponderante na rigidez e resistência ao corte do próprio solo e das interfaces solo-geossintético; o efeito da compacidade do solo assume maior relevância quando o geossintético envolvido é uma geogrelha;
- a resistência ao corte do solo residual do granito reduz progressivamente com o aumento do teor em água, o que se traduz, fundamentalmente, no decréscimo do valor da coesão;
- a resistência ao corte das interfaces entre o solo residual do granito e os diferentes geossintéticos tende a diminuir com o aumento do teor em água do solo; os resultados obtidos utilizando solo seco e amostras compactadas com teor em água igual a $0,5 w_{ót}$ evidenciaram uma redução máxima de resistência ao corte da ordem dos 20%; quando o teor em água aumentou de $0,5 w_{ót}$ para $w_{ót}$, a resistência ao corte das interfaces diminuiu até aproximadamente 22%; por seu turno, o aumento do teor em água de $w_{ót}$ para $1,5 w_{ót}$ conduziu a um decréscimo de resistência que atingiu cerca de 27%;
- de entre os geossintéticos considerados, a geogrelha biaxial é o mais eficaz em termos de mobilização de resistência ao corte na interface com os solos estudados; contudo, no que respeita aos geossintéticos menos apropriados para o reforço dos solos utilizados, as conclusões são condicionadas pela granulometria daqueles: à areia limpa corresponde a geogrelha uniaxial, enquanto ao solo residual do granito correspondem os geotêxteis;
- o tipo de face do geocompósito de reforço que se submete ao movimento de corte direto não influencia significativamente os resultados do ensaio;
- os ângulos de dilatação da areia e do solo residual do granito na rotura aumentam consideravelmente com a compacidade dos provetes, tendendo a reduzir com a tensão normal aplicada e, no caso do solo residual do granito, com o teor em água;
- nos ensaios realizados com solo solto, a contração vertical dos provetes tende a aumentar com a tensão normal e com o teor em água do solo; quando o solo é ensaiado num estado compacto, os acréscimos de volume tendem a aumentar com a redução da tensão normal e do teor em água;

- o tipo de suporte (isto é, base rígida ou base de solo) utilizado nos ensaios de corte direto das interfaces solo-geotêxtil tem influência nos resultados obtidos, particularmente quando o solo é ensaiado com maior índice de compactidade;
- os coeficientes de resistência das interfaces areia-geossintético para o movimento de corte direto variaram entre 0,67 e 1,12 e entre 0,72 e 1,06 para as interfaces envolvendo as geogrelhas e os geotêxteis, respectivamente; para as interfaces solo residual do granito-geossintético, foram obtidos valores entre 0,71 e 0,99 e entre 0,54 e 0,85 para as interfaces com as geogrelhas e os geotêxteis, respectivamente;
- as interfaces areia-geossintético tendem a apresentar uma resistência ao corte inferior à das interfaces com o solo residual do granito, diferença que se acentua quando os solos são ensaiados com maior índice de compactidade e quando, simultaneamente, são utilizadas geogrelhas.

Os ensaios de corte direto cíclico, realizados para a caracterização do comportamento das interfaces entre o solo residual do granito, seco e compactado com o teor em água ótimo, e as duas geogrelhas, permitiram concluir que:

- a rigidez das interfaces solo residual do granito-geogrelha aumenta com o número de ciclos de carregamento, até um determinado limite, verificando-se a tendência oposta em termos da dissipação de energia, que tendencialmente diminui; quer a rigidez, quer a dissipação de energia tendem a estabilizar após um determinado número de ciclos, que aumenta consideravelmente com o teor em água do solo;
- a rigidez da interface solo residual do granito-geogrelha uniaxial assumiu valores inferiores quando a mesma foi solicitada por ondas cíclicas com frequência de 5 Hz, em relação aos valores registados nos ensaios com frequências mais reduzidas (0,05 e 0,5 Hz); contudo, a rigidez da interface solo residual do granito-geogrelha biaxial revelou-se pouco sensível à variação da frequência de ensaio; em geral, a dissipação de energia nos ensaios realizados com frequência de 5 Hz atingiu valores superiores aos obtidos aquando da aplicação de solicitações cíclicas com frequências mais reduzidas;
- a rigidez das interfaces solo residual do granito-geogrelha decresce com o aumento da semi-amplitude do deslocamento imposto, sendo a diminuição particularmente significativa para as semi-amplitudes mais baixas; em termos de dissipação de energia, esta assumiu, tendencialmente, valores superiores nos ensaios com semi-amplitude mais elevada (10 mm);
- embora a amplitude do deslocamento tenha atingido, nos ensaios com a semi-amplitude mais elevada, valores da mesma ordem de grandeza do deslocamento horizontal correspondente à mobilização da resistência máxima nos ensaios de corte direto monotônico, não ocorreu a rotura das interfaces nos ensaios cíclicos, o que estará relacionado com o aumento da compactidade do solo induzido pela solicitação cíclica;
- tal como seria de esperar, a rigidez das interfaces solo residual do granito-geogrelha e a dissipação de energia aumentam com a tensão normal de ensaio;
- a rigidez das interfaces solo residual do granito-geogrelha tende a aumentar com a compactidade do solo, independentemente do teor em água, da frequência de ensaio e da tensão normal aplicada;
- nos ensaios escalonados, a taxa de incremento da semi-amplitude da tensão de corte mobilizada nas interfaces ao 20.º ciclo dos diferentes escalões tende a reduzir com o aumento da semi-amplitude do deslocamento;

- nos ensaios escalonados, a rigidez das interfaces tende a diminuir com o aumento da semi-amplitude do deslocamento, exibindo variações mais significativas nos escalões inferiores, particularmente para valores de semi-amplitude inferiores a 1 mm;
- após a aplicação de solicitações cíclicas mais intensas, não ocorreu a degradação da resistência ao corte das interfaces solo residual do granito-geogrelha, facto que se atribui ao aumento da compacidade do solo induzido pela solicitação cíclica; no entanto, na sequência da aplicação de cargas cíclicas mais moderadas, tendeu a ocorrer uma ligeira redução (até cerca de 14%) da resistência ao corte das interfaces.

A utilização dos piezómetros nos ensaios de corte direto permitiu ainda constatar que, excetuando os ensaios monotônicos envolvendo os provetes mais próximos da saturação ($w = 1,5 w_{ót}$ e $\gamma_d = 17,30 \text{ kN/m}^3$) e os ensaios cíclicos com solicitações mais intensas (ensaios escalonados e ensaios com semi-amplitude de 10 mm), não foram registados excessos de pressão intersticial, quer durante o carregamento vertical, quer durante a fase de corte. Os acréscimos de pressão intersticial gerados nos referidos ensaios dissiparam-se de forma relativamente célere, o que está relacionado, por um lado, com a granulometria do solo residual do granito utilizado e, por outro, com as características do equipamento de ensaio, que não permite controlar a drenagem de água das amostras.

A caracterização da interação solo residual do granito-geossintético em movimento de corte em plano inclinado foi efetuada no Capítulo 5. Para além da metodologia preconizada pela norma Europeia do ensaio, foi considerada uma abordagem distinta para o tratamento dos resultados, baseada na definição da envolvente de rotura das interfaces. Com base nessa abordagem concluiu-se, essencialmente, que:

- o efeito do teor em água do solo é relevante para as interfaces solo residual do granito-geotêxtil, tendo-se registado uma redução (superior a 10%) no ângulo de atrito das interfaces com o aumento do teor em água;
- o efeito do teor em água do solo na resistência ao corte das interfaces solo residual do granito-geogrelha é praticamente desprezável;
- tal como seria de esperar, a resistência ao corte da interface solo residual do granito-geogrelha biaxial aumentou significativamente com a compacidade do solo, independentemente do teor em água;
- as interfaces entre o solo residual do granito e os dois geotêxteis (geotêxtil não tecido e geocompósito de reforço) exibem uma resistência semelhante em movimento de corte em plano inclinado; a interface com a geogrelha uniaxial apresenta uma resistência inferior à das restantes interfaces estudadas.

A análise do processo de deslizamento relativo à interface entre o solo residual do granito e a geogrelha biaxial permitiu constatar que os deslizamentos mais graduais tendem a ocorrer nos ensaios efetuados com as tensões verticais mais elevadas e nos quais é utilizado o solo menos compacto e com o teor em água ótimo (teor em água mais elevado). Os resultados sugeriram ainda que os deslizamentos mais repentinos são suscetíveis de ocorrer nos ensaios realizados para as tensões verticais mais reduzidas, em combinação com a utilização do solo mais compacto e com o teor em água igual a metade do teor ótimo.

Ainda no Capítulo 5, estabeleceu-se uma comparação entre os resultados obtidos nos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado para as interfaces entre o solo residual do granito, num estado relativamente solto e sob diferentes condições de humidade, e dois dos geossintéticos utilizados no presente trabalho. Esta análise comparativa evidenciou que:

- o deslocamento necessário à mobilização da tensão de corte máxima é significativamente inferior no ensaio de corte em plano inclinado, comparativamente com o correspondente valor no ensaio de corte direto;
- para cada tipo de ensaio, a tensão de corte normalizada relativamente à tensão normal tende a diminuir com a tensão normal aplicada; porém, considerando simultaneamente os resultados de ambos os métodos de ensaio, não se verifica uma redução progressiva da tensão de corte normalizada à medida que aumenta a tensão normal;
- os valores dos parâmetros de resistência ao corte das interfaces solo residual do granito-geossintético, obtidos nos ensaios de corte direto, são superiores aos valores estimados a partir dos ensaios de corte em plano inclinado; assim, considera-se que a extrapolação da reta envolvente de rotura, definida com base nos resultados dos ensaios de corte direto, para tensões normais inferiores à gama de tensões analisada, é um procedimento tendencialmente não conservativo;
- apesar das diferenças inerentes aos dois métodos de ensaio, são elevados os coeficientes de determinação referentes ao ajuste de uma envolvente de rotura linear aos pontos representativos da tensão de corte máxima para os diferentes valores da tensão normal.

No Capítulo 6 foram apresentados e discutidos os resultados do programa experimental de arranque. Dos ensaios realizados em condições de carregamento monotónico foi possível concluir que:

- o teor em água do solo (w) pode afetar significativamente a resistência ao arranque dos geossintéticos; em geral, foi obtida uma resistência superior para $w = 0,5 w_{ót}$, seguindo-se os valores relativos ao solo seco e, por último, os referentes ao solo com o teor em água mais elevado ($w = w_{ót}$), com o qual se registaram pronunciadas reduções da resistência ao arranque dos reforços (no máximo 40%, em relação aos valores obtidos para $w = 0,5 w_{ót}$);
- nos casos em que a rotura foi originada por falta de resistência à tração dos geossintéticos, a influência do teor em água do solo na resistência máxima mobilizada revelou-se menos significativa (comparativamente com os casos em que a rotura ocorreu por arranque);
- a compactidade do solo é um fator com influência preponderante no comportamento dos geossintéticos em movimento de arranque, conduzindo ao aumento da rigidez e da resistência máxima registadas, podendo, inclusivamente, determinar o modo de rotura dos reforços;
- a compactidade do solo tende a restringir os deslocamentos ao longo do comprimento dos geossintéticos, levando ao acréscimo da não linearidade dos mesmos e, portanto, a uma mobilização menos uniforme das tensões tangenciais na interface;
- independentemente da compactidade e do teor em água do solo, a geogrelha biaxial exibiu uma resistência ao arranque superior à dos restantes geossintéticos; contudo, foram obtidos, para a geogrelha uniaxial, os valores mais elevados da rigidez secante para uma força de arranque de 50% da resistência máxima atingida nos ensaios; para deformações reduzidas (deslocamentos inferiores a 40 mm), o geocompósito de reforço apresentou um comportamento semelhante ao da geogrelha biaxial; o geotêxtil não tecido exibiu uma rigidez significativamente inferior à dos restantes geossintéticos estudados;
- a resistência ao arranque das geogrelhas foi fortemente condicionada pelas suas características geométricas ou estrutura, face à dimensão média dos grãos do solo; de facto, embora a geogrelha uniaxial apresente maior resistência à tração em condições não confinadas, a geogrelha biaxial evidenciou melhor desempenho no ensaio de arranque, no que se refere à resistência máxima

atingida; visto que uma geogrelha com maior resistência à tração sem confinamento nem sempre apresenta melhor comportamento quando confinada, considera-se importante a realização de ensaios de tração em condições confinadas, com o material de aterro que se prevê utilizar em obra;

- no instante da mobilização da resistência máxima ao arranque, as deformações registadas ao longo do comprimento dos geotêxteis excederam consideravelmente as obtidas ao longo das geogrelhas; tal como seria de esperar, as deformações dos geossintéticos reduziram com a distância ao ponto de aplicação da força de arranque;
- os valores do coeficiente de resistência das interfaces solo-geossintético para o movimento de arranque variaram entre 0,25 e 0,79 e, em geral, diminuíram com o aumento da compacidade do solo;
- os valores do fator de correção associado ao efeito de escala, estimados para o geocompósito de reforço e o geotêxtil, variaram entre 0,48 e 0,82; de um modo geral, estes valores confirmam a adequação do valor recomendado pela FHWA para o cálculo da resistência ao arranque de geotêxteis na ausência de resultados experimentais.

Com base na análise dos resultados dos ensaios de arranque efetuados para a caracterização do comportamento da geogrelha uniaxial sob carregamento cíclico constatou-se que:

- durante a fase de carregamento cíclico, foram registadas, na secção da geogrelha localizada entre a pega e a primeira barra transversal confinada, deformações superiores às deformações médias obtidas para a totalidade do seu comprimento;
- os parâmetros que mais condicionam o valor do deslocamento acumulado na extremidade frontal da geogrelha durante a fase cíclica são, em primeiro lugar, o número de ciclos de carregamento (apenas na presença de material confinante pouco compacto) e, de seguida, a amplitude da força sinusoidal aplicada e a intensidade da força de arranque a partir da qual é iniciada a fase cíclica (F_i);
- nos ensaios realizados com solo solto, os deslocamentos acumulados ao longo da geogrelha durante a fase cíclica aumentaram com o valor da força de arranque F_i ; nos ensaios realizados com solo compacto, embora se tenha observado a mesma tendência, aquele aumento foi relevante apenas na parte frontal da geogrelha, dado que junto à extremidade posterior, independentemente do valor de F_i , foram desprezáveis os deslocamentos registados;
- nos ensaios em que a força F_i assumiu o valor mais reduzido, os deslocamentos acumulados ao longo da geogrelha durante a fase cíclica tenderam a estabilizar após o quinto ciclo de carregamento, algo que não se verificou quando se adotou o valor mais elevado dessa força; neste caso, os deslocamentos tenderam a aumentar até ao término da fase cíclica dos ensaios;
- o valor do deslocamento acumulado na extremidade frontal da geogrelha durante a fase cíclica decresceu à medida que aumentou a frequência de ensaio; contudo, o efeito da frequência sobre o valor do deslocamento acumulado junto à extremidade posterior da geogrelha revelou-se muito pouco significativo;
- os valores dos deslocamentos acumulados ao longo da geogrelha durante a fase de carregamento cíclico aumentaram com a amplitude do carregamento;
- nos ensaios realizados com solo solto e em que foram aplicados 120 ciclos de carregamento, os deslocamentos registados ao longo da geogrelha aumentaram a um ritmo elevado até ao final da fase cíclica, revelando um comportamento tendencialmente instável;

- nos ensaios realizados com solo compacto e em que foram aplicados 120 ciclos de carregamento, os deslocamentos medidos ao longo da geogrelha durante a fase cíclica evidenciaram um comportamento tendencialmente estável, visto não ter sido detectado qualquer movimento na extremidade posterior da geogrelha e, a partir do vigésimo ciclo, terem sido pouco significativos os incrementos de deslocamento registrados na extremidade frontal;
- nos ensaios realizados com solo solto, o número de ciclos de carregamento afetou a resistência ao arranque pós-cíclica da geogrelha, tendo-se observado uma considerável degradação de resistência na sequência da aplicação de 120 ciclos de carregamento, comparativamente com a resistência registrada após 40 ciclos;
- nos ensaios realizados com solo compacto, o efeito do número de ciclos de carregamento sobre a resistência ao arranque pós-cíclica da geogrelha foi desprezável; nestes ensaios, o aumento do número de ciclos de carregamento conduziu ao incremento da rigidez pós-cíclica da geogrelha;
- nos ensaios realizados com solo solto, os deslocamentos acumulados ao longo da geogrelha durante a fase cíclica, bem como a degradação da resistência ao arranque após carregamento cíclico, reduziram com o aumento da tensão normal aplicada;
- nos ensaios realizados com solo compacto, foi pouco significativa a influência da tensão normal sobre a variação da resistência máxima ao arranque da geogrelha, comparativamente com a registrada no respetivo ensaio monotônico, e sobre os deslocamentos acumulados ao longo do seu comprimento durante a fase cíclica; não obstante, manteve-se a tendência para a obtenção de deslocamentos decrescentes com o aumento da tensão normal aplicada;
- em geral, a aplicação da solicitação cíclica nos ensaios realizados com solo solto conduziu à degradação da resistência ao arranque da geogrelha (no máximo, 24%); contudo, nos ensaios em que se utilizou o solo compacto, o efeito do carregamento cíclico na resistência ao arranque da geogrelha, registrada na fase pós-cíclica do ensaio, foi pouco notório, evidenciando a importância de uma compactação eficiente do material confinante.

7.3. PROSSEGUIMENTO DOS ESTUDOS

Na sequência do trabalho até aqui realizado, perspectivam-se os seguintes desenvolvimentos futuros.

- Complementar a análise da interação solo-geossintético em movimentos de corte direto, de corte em plano inclinado e de arranque, utilizando solos com teores em água acima do respetivo teor ótimo.
- Construir e instrumentar modelos de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, em condições não saturadas, e avaliar o efeito do teor em água do solo sobre o seu comportamento.
- Propor um fator de redução da resistência da interface solo-geossintético associado ao aumento do teor em água do solo, a utilizar no dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos.
- Alargar o estudo experimental de arranque em condições de carregamento cíclico, considerando geossintéticos com características distintas e utilizando solos sob diferentes condições de humidade.
- Modificar o equipamento de ensaio de corte em plano inclinado tendo em vista a realização de ensaios em condições de carregamento cíclico.

- Prever a utilização de células de tensão total em fibra ótica, compatíveis com a unidade de leitura adquirida, de modo a quantificar a tensão normal ao nível da interface solo-geossintético nos ensaios laboratoriais.
- Analisar o comportamento das interfaces solo-geossintético em movimentos de corte direto, de corte em plano inclinado e de arranque, estudado experimentalmente, com recurso à simulação numérica dos ensaios.
- Desenvolver um equipamento de ensaio de tração de geossintéticos em condições confinadas.

7.4. PUBLICAÇÕES

No âmbito desta investigação foram publicados, ou aceites para publicação, os trabalhos a seguir referenciados.

Publicações em revistas indexadas (ISI e/ou Scopus)

- Ferreira, F.B., Topa Gomes, A., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2016). *Reliability analysis of geosynthetic-reinforced steep slopes*. Geosynthetics International. (Publicado online - DOI: 10.1680/jgein.15.00057)
- Ferreira, F.B., Vieira, C.S., Lopes, M.L. & Carlos, D.M. (2015). *Experimental investigation on the pullout behaviour of geosynthetics embedded in a granite residual soil*. European Journal of Environmental and Civil Engineering. (Publicado online - DOI: 10.1080/19648189.2015.1090927)
- Ferreira, F.B., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2015). *Direct shear behaviour of residual soil-geosynthetic interfaces – influence of soil moisture content, soil density and geosynthetic type*. Geosynthetics International, 22 (3), pp. 257-272.
- Lopes, M.L., Ferreira, F.B., Carneiro, J.R. & Vieira, C.S. (2014). *Soil-geosynthetic inclined plane shear behaviour: influence of soil moisture content and geosynthetic type*. International Journal of Geotechnical Engineering, 8 (3), pp. 335-342.

Publicações em Congressos Internacionais

- Ferreira, F.B., Carlos, D.M., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2016). *Utilização de solo residual do granito na construção de aterros reforçados com geossintéticos – resistência ao arranque dos reforços*. VIII Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Porto, Portugal, Junho de 2016, 12p. (Aceite para publicação)
- Ferreira, F.B., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2016). *Cyclic and post-cyclic shear behaviour of a granite residual soil-geogrid interface*. 3rd International Conference on Transportation Geotechnics, Guimarães, Portugal, September 2016, 8p. (Aceite para publicação)
- Ferreira, F.B., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2016). *Soil-geosynthetic interface strength properties from inclined plane and direct shear tests – a comparative analysis*. 6th European Conference on Geosynthetics – EuroGeo6, Istanbul, Turkey, September 2016, 8p. (Artigo vencedor do IGS Student Award 2013-2016)
- Ferreira, F.B., Carlos, D.M., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2015). *Soil-geogrid interaction in pullout conditions – influence of soil moisture content and density*. XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Edinburgh, Scotland, September 2015, 6p.

- Ferreira, F.B., Carneiro, J.R., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2014). *Soil-geogrid interaction in the inclined plane shear movement*. 10th International Conference on Geosynthetics, Berlin, Germany, September 2014, 8p.
- Ferreira, F.B., Topa Gomes, A., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2013). *Probabilistic stability analysis of a geogrid reinforced steep slope*. Geosintec Iberia 1, Seville, Spain, November 2013, pp. 73-80.
- Ferreira, F.B., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2013). *Analysis of soil-geosynthetic interfaces shear strength through direct shear tests*. International Symposium on Design and Practice of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures, Bologna, Italy, October 2013, pp. 44-53.
- Ferreira, F.B., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2012). *Experimental investigations on shear strength of soil-geogrid interfaces*. 5th European Conference on Geosynthetics – EuroGeo5, Valencia, Spain, September 2012, pp. 211-217.
- Ferreira, F.B., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2012). *Influência do tipo de solo na resistência ao corte de interfaces solo-geossintético em movimento de corte direto*. VI Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Lisboa, Portugal, Abril de 2012, 16p.

Publicações em Congressos Nacionais

- Ferreira, F.B., Carneiro, J.R., Lopes, M.L. & Vieira, C.S. (2014). *Influência do teor em água do solo no comportamento de interfaces solo-geossintético em taludes*. 14.º Congresso Nacional de Geotecnia, Covilhã, Portugal, Abril de 2014, 10p.
- Ferreira, F.B., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2011). *Caracterização de interfaces solo granular-geotêxtil e solo granular-geocompósito através de ensaios de corte direto*. 4.º Seminário Português sobre Geossintéticos, Aveiro, Portugal, Novembro de 2011, 10p.
- Ferreira, F.B., Vieira, C.S. & Lopes, M.L. (2011). *Influence of normal stress and soil relative density on shear strength of sand-geocomposite interfaces on both sides*. 4th Meeting of Young Researchers of University of Porto, Abstract Book of IJUP'11, Elsevier, p. 495, and poster communication.

7.5. PRÉMIOS/RECONHECIMENTO

Termina-se esta dissertação mencionando os prémios/reconhecimentos obtidos no âmbito da presente investigação.

- Prémio *IGS Students Award* (2013-2016), concedido pela IGS (*International Geosynthetics Society*) e promovido pela IGS-Portugal, pelo trabalho *Soil-geosynthetic interface strength properties from inclined plane and direct shear tests – a comparative analysis*, a apresentar numa sessão especial que terá lugar no próximo Congresso Europeu de Geossintéticos, em Istambul (Setembro de 2016).
- Reconhecimento pelo trabalho intitulado *Soil-geogrid interaction in the inclined plane shear movement*, o qual foi selecionado, de entre mais de 40 artigos, a nível internacional, para apresentação na sessão especial *Young IGS Members Contest*, que decorreu durante a 10.^a Conferência Internacional de Geossintéticos, em Berlim (Setembro de 2014), e onde foram divulgados os dez trabalhos premiados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 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.
- Alagiyawanna, A., Sugimoto, M., Sato, S. e Toyota, H. (2001). *Influence of longitudinal and transverse members on geogrid pullout behaviour during deformation*. Geotextiles and Geomembranes, 19 (8), pp. 483-507.
- Alfaro, M.C., Hayashi, S., Miura, N. e Watanabe, K. (1995). *Pullout interaction mechanism of geogrid strip reinforcement*. Geosynthetics International, 2 (4), pp. 679-698.
- 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.
- ASTM D4253-93 (1993). Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. American Society for Testing Materials.
- ASTM D4254-93 (1993). Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. American Society for Testing Materials.
- Bakeer, R.M., Sayed, S.M., Cates, P. e Subramanian, R. (1998). *Pullout and shear tests on geogrid reinforced lightweight aggregate*. Geotextiles and Geomembranes, 16 (2), pp. 119-133.
- Baxter, D.J., Dixon, N., Fleming, P.R. e Cromwell, K. (2008). *Refining shear strength characteristic value using experience*. Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering, 161 (5), pp. 247-257.
- 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 6th International Conference on Geosynthetics, Vol. 1, pp. 453-458.
- Berg, R.R., Christopher, B.R. e Samtani, N.C. (2009). *Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes (FHWA-NHI-10-024)*. Federal Highway Administration, Washington, USA.
- Bergado, D.T., Balasubramaniam, A.S. e Alfaro, M.C. (1994). *Improvement techniques of soft ground in subsiding and lowland environment*. Balkema, Rotterdam, 232p.
- Bergado, D.T., Chai, J.C., Abiera, H.O., Alfaro, M.C. e Balasubramaniam, A.S. (1993). *Interaction between cohesive-frictional soil and various grid reinforcements*. Geotextiles and Geomembranes, 12 (4), pp. 327-349.
- 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.
- Bishop, A.W. (1959). *The principles of effective stress*. Teknisk Ukeblad, 106 (39), pp. 859-863.
- Bishop, A.W., Alpan, J., Blight, G. e Donald, I.B. (1960). *Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils*. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp. 503-532.

- Blight, G.E. (2007). *Failures during construction of a landfill lining: a case analysis*. Waste Management Research, 25 (4), pp. 327-333.
- Blümel, W. e Brummermann, K. (1996). *Interface friction between geosynthetics and soils and between different geosynthetics*. Geosynthetics: Applications, Design and Construction, Edition of De Groot, Den Hoedt e Termaat, Balkema, Rotterdam, pp. 209-216.
- Blümel, W. e Stoewahse, C. (1998). *Geosynthetic interface friction testing in Germany – effect of test setups*. Proceedings of the 6th 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.
- Cancelli, A., Rimoldi, P. e Togni, S. (1992). *Frictional characteristics of geogrids by means of direct shear and pull-out tests*. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Kyushu, Vol.1, pp. 29-34.
- 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 5th European Conference on Geosynthetics – EuroGeo 5, Valencia, Spain, Vol. 5, pp. 93-98.
- Carvalhosa, F. (2011). *Efeito do teor em água do solo na interação solo-geossintético*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, 194p.
- Cazzuffi, D., Moraci, N., Calvarano, L.S., Cardile, G., Gioffrè, 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.
- 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.
- Chang, D.T.-T., Chang, F.C., Yang, G.S. e Yan, C.Y. (2000). *The influence factors study for geogrid pullout test*. ASTM STP1379-EB: Grips, Clamps, Clamping Techniques and Strain Measurement for Testing of Geosynthetics, 14.
- Christopher, B.R., Gill, S.A., Giroud, J.P., Juran, I., Mitchell, J.K., Schlosser, F. e Dunicliff, J. (1990). *Reinforced soil structures - Volume I - Design and construction guidelines* (FHWA-RD-89-043). Federal Highway Administration, Washington, USA.
- Collin, J.G. e Berg, R.R. (1993). *Comparison of short-term and long-term pullout testing of geogrid reinforcements*. In *Geosynthetic soil reinforcement testing procedures*, pp. 184-194, ASTM STP 1190, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Costalonga, M.A.R. (1990). *Geogrid pull-out tests in clay*. Proceedings of the 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, The Netherlands, Vol. 2.
- 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.
- Dias, A.C. (2003). *Análise numérica da interação solo-geossintético em ensaios de arranque*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasil, 102p.
- Dixon, N. (2010). *Soil-geosynthetic interaction: interface behaviour*. Proceedings of the 9th International Conference on Geosynthetics, Guarujá, Brasil, pp. 563-582.
- Dixon, N., Kamugisha, P. e Jones, D.R.V. (2000). *Geosynthetic interface testing at low normal stresses: design implications*. Proceedings of the 2nd European Conference on Geosynthetics – EuroGeo 2000, Bologna, Vol. 2, pp. 535-540.
- Dixon, N., Jones, D.R.V. e Fowmes, G.J. (2006). *Interface shear strength variability and its use in reliability-based landfill stability analysis*. Geosynthetics International, 13 (1), pp. 1-14.
- Dwyer, S.F., Bonaparte, R., Daniel, D.E., Koerner, R.M. e Gross, B. (2002). *Technical guidance for RCRA/CERCLA final covers*. US Environmental Protection Agency, Office of Solid Waste and Emergency Response, Washington, DC, USA.
- Dyer, M.R. (1985). *Observations of the stress distribution in crushed glass with applications to soil reinforcement*. PhD thesis, University of Oxford, Oxford, UK.
- Elias, V., Christopher, B.R. e Berg, R.R. (2001). *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – design and construction guidelines (FHWA-NHI-00-043)*. Federal Highway Administration, Washington, USA.
- 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.
- EN ISO 10319 (2008). Wide-width tensile test. European Committee for Standardization, TC 189, Brussels, Belgium.
- Esmaili, D., Hatami, K. e Miller, G. (2014). *Influence of matric suction on geotextile reinforcement-marginal soil interface strength*. Geotextiles and Geomembranes, 42 (2), pp. 139-153.
- Farrag, K., Acar, Y.B. e Juran, I. (1993). *Pull-out resistance of geogrid reinforcements*. Geotextiles and Geomembranes, 12 (2), pp. 133-159.
- Farrag, K. e Morvant, M. (2000). *Effect of clamping mechanism on pullout and confined extension tests*. ASTM STP1379-EB: Grips, Clamps, Clamping Techniques and Strain Measurement for Testing of Geosynthetics, pp. 89-96.
- Ferreira, F.B. (2010). *Comportamento das interfaces solo-geossintético*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 116p.

- Ferreira, F.B. (2012a). *Valorização de resíduos em obras geotécnicas*. Relatório da disciplina de Valorização de Resíduos e Estruturas de Confinamento, PRODEC, FEUP, 35p.
- Ferreira, F.B. (2012b). *Aplicação de geossintéticos em condições de carregamento dinâmico – estudos numéricos e experimentais*. Relatório da disciplina de Dinâmica dos Solos em Engenharia Sísmica, PRODEC, FEUP, 61p.
- Fleming, I.R., Sharma, J.S. e Jogi, M.B. (2006). *Shear strength of geomembrane-soil interface under unsaturated conditions*. Geotextiles and Geomembranes, 24 (5), pp. 274-284.
- Fourie, A.B. e Fabian, K.J. (1987). *Laboratory determination of clay-geotextile interaction*. Geotextiles and Geomembranes, 6 (4), pp. 275-294.
- Fredlund, D.G. e Morgenstern, N.R. (1977). *Stress state variables for unsaturated soils*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 103 (GT5), pp. 447-466.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. e Widger, R.A. (1978). *The shear strength of unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal, 15 (3), pp. 313-321.
- Fredlund, D.G. e Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York, John Wiley & Sons.
- Fredlund, D.G. e Xing, A. (1994). *Equations for the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal, 31 (4), pp. 521-532.
- Fuller, A.L. (1997). *On the comparative behaviour of geogrids in tension and pullout*. Master's Thesis, The University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Gan, J.K.M. e Fredlund, D.G. (1996). *Shear strength characteristics of two saprolitic soils*. Canadian Geotechnical Journal, 33 (4), pp. 595-609.
- Ghionna, V.N., Moraci, N. e Rimoldi, P. (2001). *Experimental evaluation of the factors affecting pull-out test results on geogrids*. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan.
- 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 5th 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 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Balkema, Rotterdam, pp. 493-498.
- Goodhue, M.J., Edil, T.B. e Benson, C.H. (2001). *Interaction of foundry sands with geosynthetics*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127 (4), pp. 353-362.
- 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 1st 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.
- Gross, B.A., Bonaparte, R. e Giroud, J.P. (2002). *Waste containment systems: problems and lessons learned*. Appendix F, Assessment and Recommendations for Optimal Performance of Waste Containment Systems, EPA, USA, 214 p.
- Hanna, T.H. e Touahmia, M. (1991). *Comparative behaviour of metal and Tensar geogrid strips under static and repeated loading*. Proceedings of Geosynthetics' 91, Atlanta, Vol. 2, pp. 575-585.
- Hatami, K., Esmaili, D., Chan, E. e Miller, G.A. (2014). *Laboratory performance of reduced-scale reinforced embankments at different moisture contents*. International Journal of Geotechnical Engineering, 8 (3), pp. 260-276.
- Hatami, K., Esmaili, D., Granados, J.E. e Miller, G.A. (2012). *Pullout response of geotextile reinforcement at different matric suctions*. Proceedings of 5th European Conference on Geosynthetics – EuroGeo 5, Valencia, Spain, Vol. 4, pp. 281-286.
- Hatami, K., Granados, J.E., Esmaili, D. e Miller, G.A. (2013). *Reinforcement pullout capacity in mechanically stabilized earth walls with marginal-quality soils*. Transportation Research Record, 2363, pp. 66-74.
- Hayashi, S., Alfaro, M.C. e Watanabe, K. (1996). *Dilatancy effects of granular soil on the pullout resistance of strip reinforcement*. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan, pp. 39-44.
- Hayashi, S., Shahu, J.T. e Watanabe, K. (1997). *Effect of restrained dilatancy on pullout resistance of strip reinforcement*. Proceedings of Geosynthetics Asia '97, Bangalore, India, pp. 39-44.
- Hsieh, C. W., Chen, G. H. e Wu, J.-H. (2011). *The shear behaviour obtained from the direct shear and pullout tests for different poor graded soil-geosynthetic systems*. Journal of GeoEngineering, 6 (1), pp. 15-26.
- 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 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 5-9 September, Vol. 1, pp. 423-426.
- Inaudi, D., Pinet, É., Juneau, F. e Rodrigues, C. (2010). *Miniature fiber-optic MOMS piezometer*. Proceedings of the 5th European Workshop on Structural Health Monitoring, Italy, 28 June - 4 July, pp. 1283-1288.
- Indraratna, B., Ngo, N. e Rujikiatkamjorn, C. (2011). *Behavior of geogrid-reinforced ballast under various levels of fouling*. Geotextiles and Geomembranes, 29 (3), pp. 313-322.
- ISO 6344-2 (1998). Coated abrasives - Grain size analysis - Part 2: Determination of grain size distribution of macrogrits P12 to P220. International Organization for Standardization.
- 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. (1980). *Some effects of reinforcement on soils*. PhD thesis, University of Cambridge, UK.
- Jewell, R.A. (1990). *Reinforcement bond capacity*. Géotechnique, 40 (3), pp. 513-518.

- 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.
- Johnston, R.S. e Romstad, K.M. (1989). *Dilation and boundary effects in large scale pull-out tests*. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brasil, pp. 1263-1266.
- Khedkar, M.S. e Mandal, J.N. (2009). *Pullout behavior of cellular reinforcements*. Geotextiles and Geomembranes, 27 (4), pp. 262-271.
- Khoury, C.N., Miller, G.A. e Hatami, K. (2011). *Unsaturated soil-geotextile interface behavior*. Geotextiles and Geomembranes, 29 (1), pp. 17-28.
- 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.
- Koutsourais, M.M., Sprague, C.J. e Pucetas, R.C. (1991). *Interfacial friction study of cap and liner componentes for landfill design*. Geotextiles and Geomembranes, 10 (5), pp. 531-548.
- Ladeira, M.A. (1995). *Análise experimental das características da interação solo-reforço em maciços reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 107p.
- 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.
- Lee, Y.-S., Chen, R.-H. e Chen, T.-C. (1996). *A three parameter model for the ultimate pull-out force for geogrids*. Earth Reinforcement, Edited by Ochiai, Yasufuku e Omine, Balkema, pp. 69-72.
- 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.
- Ling, H.I., Wang, J.G. e Leshchinsky, D. (2008). *Cyclic behaviour of soil-structure interfaces associated with modular-block reinforced soil-retaining walls*. Geosynthetics International, 15 (1), pp. 14-21.
- Ling, H.I., Wu, J.T.H. e Tatsuoka, F. (1993). *Short-term strength and deformation characteristics of geotextiles under typical operational conditions*. Geotextiles and Geomembranes, 11 (2), pp. 185-219.
- 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. (2012). Soil-geosynthetic interaction. In *Handbook of Geosynthetic Engineering*, pp. 45-66, Ice Publishing, Thomas Telford Ltd.
- Lopes, M.L. e Ladeira, M. (1996a). *Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrid interaction*. Geotextiles and Geomembranes, 14 (10), pp. 543-554.
- Lopes, M.L. e Ladeira, M. (1996b). *Role of specimen geometry, soil height and sleeve length on the pull-out behaviour of geogrids*. Geosynthetics International, 3 (6), pp. 701-719.
- Lopes, M.L. e Mendonça, A. (1999). *Aterro reforçado com geogrelhas do IP3 – lanço Régua-Reconcos – Dimensionamento*. Relatório de Investigação, Protocolo JAE/FEUP, Porto, 79p.

- 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.
- Lu, N. e Likos, W.J. (2006). *Suction stress characteristic curve for unsaturated soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132 (2), pp. 131-142.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. FEUP Edições, 451p.
- Mayer, N., Nernheim, A. E Kohler, U. (2004). *Geosynthetic-soil interaction under cyclic loading*. Proceedings of the 3rd European Conference on Geosynthetics – EuroGeo 3, Munich, Germany, pp. 635-639.
- Mendonça, A., Lopes, M.L. e Pinho-Lopes, M. (2003). *Construction and post-construction behaviour of a geogrid-reinforced steep slope*. Geotechnical and Geological Engineering, 21 (2), pp. 129-147 .
- Milligan, G.W.E., Earl, R.F. e Bush, D.I. (1990). *Observations of photo-elastic pullout tests on geotextiles and geogrids*. Proceedings of the 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, The Netherlands, Vol. 2, pp. 747-751.
- Min, Y., Leshchinsky, D., Ling, H. e Kaliakin, V. (1995). *Effects of sustained and repeated tensile loads on geogrid embedded in sand*. Geotechnical Testing Journal, 18 (2), pp. 204-225.
- Mohiuddin, A. (2003). *Analysis of laboratory and field pull-out tests of geosynthetics in clayey soils*. Master's Thesis, Faculty of the Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College, USA.
- Moraci, N. e Cardile, G. (2008). *Cyclic pullout behaviour of extruded geogrids*. Proceedings of the 4th European Conference on Geosynthetics – EuroGeo 4, Edinburgh, Scotland.
- 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. e Cardile, G. (2012). *Deformative behaviour of different geogrids embedded in a granular soil under monotonic and cyclic pullout loads*. Geotextiles and Geomembranes, 32, pp. 104-110.
- 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.
- Moraci, N. e Giofrè, D. (2006). *A simple method to evaluate the pullout resistance of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil*. Geotextiles and Geomembranes, 24 (2), pp. 116-128.
- Moraci, N. e Montanelli, F. (2000). *Evaluation of pullout behaviour of geogrids embedded in compacted granular soils*. Rivista Italiana di Geotecnica, 4, pp. 5-21.
- Moraci, N. e Recalcati, P. (2006). *Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil*. Geotextiles and Geomembranes, 24 (4), pp. 220-242.
- 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.

- Nakamura, T., Mitachi, T. e Ikeura, I. (2003). *Estimating method for the in-soil deformation behaviour of geogrid based on the results of direct shear test*. Soils and Foundations, 43 (1), pp. 47-57.
- Ngo, N., Indraratna, B. e Rujikiatkamjorn, C. (2014). *DEM simulation of the behaviour of geogrid stabilised ballast fouled with coal*. Computers and Geotechnics, 55, pp. 224-231.
- 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.
- Ospina, R.I. (1988). *An investigation on the fundamental interaction mechanism of non-extensible reinforcement embedded in sand*. M.Sc. thesis, Georgia Institute of Technology, USA.
- Paula, A.M. (2012). *Estudo dos coeficientes de segurança por danificação durante a instalação e por fluência em estruturas reforçadas com geossintéticos*. Tese de Doutorado, FEUP, 311p.
- Palmeira, E.M. (1987). *The study of soil-reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests*. PhD thesis, University of Oxford, 236p.
- Palmeira, E.M. (2004). *Bearing force mobilisation in pull-out tests on geogrids*. Geotextiles and Geomembranes, 22 (6), pp. 481-509.
- 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.
- Pereira, D. (2003). *Modelação numérica de ensaios de arranque de geossintéticos. Estudos paramétricos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 143p.
- Perkins, S.W. (2001). *Numerical modelling of geosynthetic reinforced flexible pavements*. Report No. FHWA/MT-01-003/99160-2, Federal Highway Administration, USA, 97p.
- Peterson, L.M. e Anderson, L.R. (1980). *Pullout resistance of welded wire mesh embedded in soil*. Research Report, Department of Civil Engineering, Utah State University, USA.
- Pinet, É. (2009). *Fabry-Pérot fiber-optic sensors for physical parameters measurement in challenging conditions*. Journal of Sensors, 2009, 9p.
- Pinho-Lopes, M. (1998). *Estudo da influência da granulometria do solo e da estrutura do reforço nos mecanismos de interação solo-geossintético*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 197p.
- 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.
- 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.

- Portelinha, F.H.M., Bueno, B.S. e Zornberg, J.G. (2013). *Performance of nonwoven geotextile-reinforced walls under wetting conditions: laboratory and field investigations*. Geosynthetics International, 20 (2), pp. 90-104.
- 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.
- Rahardjo, H., Lim, T.T., Chang, M.F. e Fredlund, D.G (1995). *Shear-strength characteristics of a residual soil*. Canadian Geotechnical Journal, 32 (1), pp. 60-77.
- Raju, D.M. (1995). *Monotonic and cyclic pullout resistance of geosynthetics*. PhD thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Raju, D.M. e Fannin, R.J. (1997). *Monotonic and cyclic pull-out resistance of geogrids*. Géotechnique, 47 (2), pp. 331-337.
- Raju, D.M. e Fannin, R.J. (1998). *Load-strain-displacement response of geosynthetics in monotonic and cyclic pullout*. Canadian Geotechnical Journal, 35 (2), pp. 183-193.
- 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 7th International Conference on Geosynthetics, September 2002, Nice, France, Vol. 2, pp. 22-27.
- Rodrigues, C., Inaudi, D., Juneau, F. e Pinet, É. (2010). *Miniature fiber-optic MOMS piezometer*. Geotechnical News, 28 (3), pp. 24-27.
- 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.
- Stark, T.D., Newman, E.J. e Aust, R.L. (2008). *Back-analysis of a PVC geomembrane-lined pond failure*. Geosynthetics International, 15 (4), pp. 258-268.
- 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.
- Subaida, E.A., Chandrakaran, S. e Sankar, N. (2008). *Experimental investigations on tensile and pullout behaviour of woven coir geotextiles*. Geotextiles and Geomembranes, 26 (5), pp. 384-392.

- Sugimoto, M., Alagiyawanna, A.M.N. (2003). *Pullout behavior of geogrid by test and numerical analysis*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129 (4), pp. 361-371.
- Sugimoto, M., Alagiyawanna, A.M.N. e Kadoguchi, K. (2001). *Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout tests*. Geotextiles and Geomembranes, 19 (5), pp. 257-277.
- Takasumi, D.L., Green, K.R. e Holtz, R.D. (1991). *Soil-geosynthetics interface strength characteristics: a review of state-of-the-art testing procedures*. Proceedings of Geosynthetics' 91, Atlanta, Vol. 1, pp. 87-101.
- Tatlisoz, N., Edil, T.B. e Benson, C.H. (1998). *Interaction between reinforcing geosynthetics and soil-tire chip mixtures*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124 (11), pp. 1109-1119.
- Tan, S.A., Chew, S.H., Ng, C.C., Loh, S.L., Karunaratne, G.P. e Delmas Ph Loke, K.H. (2001). *Large-scale drainage behavior of composite geotextile and geogrid in residual soil*. Geotextiles and Geomembranes, 19 (3), pp. 163-176.
- Tang, X., Chehab, G.R. e Palomino, A. (2008). *Evaluation of geogrids for stabilising weak pavement subgrade*. International Journal of Pavement Engineering, 9 (6), pp. 413-429.
- Tran, V.D.H., Meguid, M.A. e Chouinard, L.E. (2013). *A finite-discrete element framework for the 3D modeling of geogrid-soil interaction under pullout loading conditions*. Geotextiles and Geomembranes, 37, pp. 1-9.
- Tutumluer, E., Huang, H. e Bian, X. (2011). *Geogrid-aggregate interlock mechanism investigated through aggregate imaging-based discrete element modeling approach*. International Journal of Geomechanics, 12 (4), pp. 391-398.
- Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E. e Clifton, A.W. (1996). *Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction*. Canadian Geotechnical Journal, 33 (3), pp. 379-392.
- 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., Lopes, M.L. e Caldeira, L.M. (2006). *Seismic response of a geosynthetic reinforced steep slope using FLAC*. Proceedings of the 4th International FLAC Symposium on Numerical Modelling in Geomechanics, Madrid, Spain, pp. 267-274.
- Vieira, C.S., Lopes, M.L. e Caldeira, L.M. (2007). *A numerical study on the seismic response of a geosynthetic reinforced soil slope*. Proceedings of the IX International Conference on Computational Plasticity, COMPLAS IX, CIMNE, Barcelona, Spain, pp. 308-311.
- Vieira, C.S., Lopes, M.L. e Caldeira, L.M. (2013). *Sand-geotextile interface characterisation through monotonic and cyclic direct shear tests*. Geosynthetics International, 20 (1), pp. 26-38.
- 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.
- Wilson-Fahmy, R.F., Koerner, R.M. e Sansone, L.J. (1994). *Experimental behaviour of polymeric geogrids in pullout*. Journal of Geotechnical Engineering, 120 (4), pp. 661-677.
- Wu, W., Wang, X.T. e Aschauer, F. (2008a). *Investigation on failure of a geosynthetic lined reservoir*. Geotextiles and Geomembranes, 26 (4), pp. 363-370.
- Wu, W., Wick, H., Ferstl, F. e Aschauer, F. (2008b). *A tilt table device for testing geosynthetic interfaces in centrifuge*. Geotextiles and Geomembranes, 26 (1), pp. 31-38.

Yasuda, S., Nagase, H. e Marui, H. (1992). *Cyclic pull-out test of geogrids in soils*. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan, pp. 185-190.

Yogarajah, I. e Yeo, K.C. 1994. *Finite element modelling of pull-out tests with load and strain measurements*. Geotextiles and Geomembranes, 13 (1), pp. 43-54.

Zhou, J., Chen, J.-F., Xue, J.-F. e Wang, J.-Q. (2012). *Micro-mechanism of the interaction between sand and geogrid transverse ribs*. Geosynthetics International, 19 (6), pp. 426-437.